



18. Informations- und Vortrags- tagung über Kunststoffe in der Geotechnik – FS-KGEO 2023



18. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik – FS-KGEO 2023

Regelwerke	464
Merkblatt über die Anwendung von Erosionsschutzprodukten und Begrünungshilfen aus natürlichen und synthetischen Materialien im Erd- und Landschaftsbau des Straßenbaues (M AEBEL)	464
<i>Saathoff, Fokke¹; Cantré, Stefan¹</i>	
<i>¹Universität Rostock</i>	
Einsatz von geotextilen und mineralischen Filtern in tidebeeinflussten Wasserstraßen bei Verockerungsneigung	470
<i>Tophoff, Lukas¹; Schüttrumpf, Holger²; Heimbecher, Frank¹; Kunz, Norbert³</i>	
<i>¹Fachhochschule Münster, ²RWTH Aachen University, ³Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
Ansätze zu einer Modifikation der Filterregeln für Geokunststoffe	476
<i>Schleeh, Moritz¹; Moormann, Christian¹</i>	
<i>¹Universität Stuttgart</i>	
Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen für Geovliesstoffe	484
<i>Zanzinger, Helmut¹; Retzlaff, Jan²; Kroh, Robin¹; Sommerburg, Jens³</i>	
<i>¹SKZ - Testing GmbH, Würzburg, ²GEOscope GmbH, Weimar, ³Die Autobahn GmbH des Bundes, Lübeck</i>	
Einsatz von Geokunststoffen – Fallbeispiele	490
Sicherheitsflächen an Start- und Landebahnen: Weiterentwicklung zu einem zuverlässigen und zukunftsfähigen Sicherheitssystem unter innovativen Einsatz von Geokunststoffen	490
<i>Martin, Mathias¹; Meyer, N.¹</i>	
<i>¹Technische Universität Clausthal</i>	
„Ressourcenschonender Ausbau der „Bösen Sieben“ in einem erdfall- und überschwemmungsgefährdeten Gebiet in der Lutherstadt Eisleben [Mansfeld-Südharz, Sachsen-Anhalt]“	496
<i>Werner, Ralph¹</i>	
<i>¹Naue GmbH & Co. KG, Halle (Saale)</i>	
Mit Geogittern verankerte Spundwände: Feld- und Laborversuche und numerische Analysen	498
<i>Detert, Oliver¹; van Duijnen, Piet²; König, Diethard³; Wittekoek, B.⁴; van Eekelen, Suzanne⁴</i>	
<i>¹HUESKER Synthetic GmbH, Mülheim, ²GeoTec Solutions, Niederlande, ³Ruhr-Universität Bochum, ⁴Deltares, Delft, Niederlande</i>	
LSW – Köln Ehrenfeld – Praxisbeispiel	504
<i>Herold, Andreas¹; Detert, Oliver²; Hortmann, Marie-Therese²</i>	
<i>¹IBH - Herold & Partner Ingenieure Part mbB, ²HUESKER Synthetic GmbH, Gescher</i>	



Stahlgitterbewehrte Erdverbundkonstruktionen im Hoch- und Ingenieurbau – Erfahrungsbericht zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall	512
<i>Aulbach, Benjamin¹; Ziegler, Martin¹; Koppmann, David¹</i>	
<i>¹ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aschaffenburg</i>	
Alpine Schutzbauten mit Bewehrungen aus Geokunststoffen	518
<i>Mannsbart, Gernot¹</i>	
<i>¹TenCate - Solmax Geosynthetics, Linz, Österreich</i>	
Entwurf und Einbau einer Spannvorrichtung zum Herstellen von nachträglichen Öffnungen in hochzugfesten Geogittern	524
<i>Schwiteilo, Erik¹; Wegener, Dirk¹; Retzlaff, Jan²; Hellwig, Martin³</i>	
<i>¹GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden, ²GEOscope GmbH, Weimar, ³DB Netz AG, Schwerin</i>	
Forschung und Berechnungsverfahren	530
Geosynthetische Dränelemente als einfache technische Sicherungsmaßnahme zur Reduzierung der Durchsickerung von Straßendämmen – Ergebnisse von Simulationsberechnungen	530
<i>Birle, Emanuel¹; Koukoulidou, Andromachi²</i>	
<i>¹Technische Universität München, ²Boley Geotechnik GmbH, München</i>	
Pull-out performance of Geogrids Produced from Recycled and Virgin Polyester	536
<i>Tavakoli Mehrjardi, Gholamhosein¹; Fuentes, Raul¹; Hessing, Christoph²; Detert, Oliver²</i>	
<i>¹RWTH Aachen University, ²HUESKER Synthetic GmbH, Gescher</i>	
Arbeitsplattformen für Kräne – Überprüfung von Bemessungsansätzen und Empfehlungen für einen sicheren Entwurf	540
<i>Lavasan, Arash¹; Poberezhnyi, Viktor²; Detert, Oliver²</i>	
<i>¹Universität Luxemburg, Luxemburg, ²HUESKER Synthetic GmbH, Gescher</i>	
Verifikation von analytisch-empirischen Bemessungsansätzen zum Tragverhalten von Arbeitsplattformen auf Basis physikalischer Versuche	546
<i>Schleeh, Moritz¹; Moormann, Christian¹</i>	
<i>¹Universität Stuttgart</i>	
Sicherung von übersteilen Deponieböschungen – Anforderungen, Planung und Ausführung von KBE unter besonderen Dauerhaftigkeitsanforderungen	554
<i>Heine, Moritz¹</i>	
<i>¹Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp</i>	
Geokunststoffe und Umwelt	560
Biologisch abbaubare Geokunststoffe – Neue Anwendungsbeispiele und Erfahrungen	560
<i>Vollmert, Lars¹; Hoyme, Helge¹; Ehrenberg, Henning¹</i>	
<i>¹Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp</i>	
Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Funktionsdauer von biologisch abbaubaren Geobaustoffen	566
<i>Cantré, Stefan¹; Saathoff, Fokke¹</i>	
<i>¹Universität Rostock</i>	
Sicherung von PFAS-Böden im technischen Bauwerk mit Schadstofffiltermatte	572
<i>Niewerth, Stefan¹; Detert, Oliver¹</i>	
<i>¹HUESKER Synthetic GmbH, Gescher</i>	



Merkblatt über die Anwendung von Erosionsschutzprodukten und Begrünungshilfen aus natürlichen und synthetischen Materialien im Erd- und Landschaftsbau des Straßenbaues (M AEBEL)

Prof. Dr.-Ing. F. Saathoff, Dr.-Ing. S. Cantré, Universität Rostock

Der Einsatz von Erosionsschutzprodukten im Erdbau des Straßenbaus ist vielfältig und bislang nicht geregelt. Der Arbeitskreis 5.4.1 der FGSV hat dazu ein Merkblatt erarbeitet, welches es allen an entsprechenden Projekten Beteiligten, von der Planung über die Ausschreibung bis zur Bauausführung, erlaubt, die gängigsten technischen Systeme für den Oberflächenerosionsschutz sinnvoll auszuwählen und einzusetzen. Das Merkblatt bezieht sich in diesem Zusammenhang auf Flächen und Böschungen sowie auf ausgewählte Anlagen der Straßenentwässerung, die in der Regel periodisch Wasser führen.

1 Einleitung

Der Arbeitskreis Ak 5.4.1 „Erosionsschutz und Begrünungshilfen“ der Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) wurde im Februar 2004 mit dem Ziel gegründet, ein Merkblatt über die Anwendung von Erosionsschutzprodukten und Begrünungshilfen aus natürlichen und synthetischen Materialien im Erd- und Landschaftsbau des Straßenbaues (kurz M AEBEL) zu erarbeiten. In der Folge wurde in einer Vielzahl an Sitzungen darum gerungen, wie die Hauptfunktionen solcher Produkte, nämlich der Schutz vor oberflächlicher Bodenerosion bzw. der Unterstützung der Begrünungsentwicklung sowohl definiert als auch prüftechnisch erfasst werden können.

M AEBEL beschränkt sich auf die oberflächlichen Prozesse der Bodenerosion (Oberflächenerosion), die im Wesentlichen durch Wasser, z.T. auch durch Wind verursacht werden. Diese Prozesse beziehen sich auf den obersten Bodenhorizont. Erosionsformen wie Rutschungen, Massenfließen, Bergstürze oder Eisschliffen können durch die Empfehlungen dieses Merkblattes nicht bzw. nicht unmittelbar verhindert werden.

Nach einem Gelbdruckverfahren für ausgewählte, nicht im Ak vertretene Expert*innen im Sommer 2022 und einer Vielzahl von Redaktionsausschusssitzungen wurde M AEBEL auf der 41. Hauptausschusssitzung am 12. Oktober 2022 vom Ak intern und parallel vom Arbeitsausschuss AA 5.4 „Geokunststoffe“ (Leiter: Ltd. RBD Dipl.-Ing. Jens Sommerburg) verabschiedet. Der Lenkungsausschuss hat M AEBEL am 28.4.2023 durchgewunken, jedoch eine Begriffsüberprüfung durch die FGSV veranlasst.

Erstmals wird danach in Europa mit M AEBEL ein umfassender Leitfaden für die Auswahl und die Anwendung verschiedenster Erosionsschutzprodukte und -systeme zur Anwendung an Böschungen und in temporär wasserführenden Entwässerungseinrichtungen zur Verfügung stehen.

Eine gegenüber dem vorliegenden Beitrag ausführlichere Version ist unter SAATHOFF & CANTRE (2023) veröffentlicht.

2 Inhalte des Merkblattes

Das Merkblatt, nach Layout im Gelbdruckverfahren 159 Seiten lang, gilt für Erosionsschutz- und Begrünungsmaßnahmen im Erd- und Landschaftsbau des Straßenbaues. Anwendungsgebiete sind der Schutz und die Begrünung von z.B. Böschungen und periodisch wasserführenden Entwässerungseinrichtungen. Es ergänzt das Merkblatt für einfache landschaftsgerechte Sicherungsbauweisen (FGSV 229) und das Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues, M Geok E (FGSV 535).

Das Merkblatt dient auch zur Ergänzung und Erläuterung der entsprechenden Abschnitte der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 17), in denen die Erosionsschutz- und Begrünungsmaßnahmen grundsätzlich geregelt sind.

Abb. 1 zeigt das Inhaltsverzeichnis mit Stand „Nach Gelbdruckverfahren“.

Das Merkblatt gibt Hinweise für Planung, Bau, Unterhaltung und Sanierung eines funktionsgerechten Erosionsschutzes mit standortgerechter Begrünung im Straßenbau bei Anwendung von Erosionsschutzprodukten und Begrünungshilfen aus natürlichen und synthetischen Materialien.

1	Allgemeines	7
1.1	Grundlagen der Bodenerosion	8
1.2	Geltungsbereich	11
1.3	Planungsgrundlagen	12
1.4	Anforderungen an die Leistungserklärung	15
2	Begriffe	15
3	Materialien und Produkte	20
3.1	Synthetische Materialien	21
3.2	Natürliche Materialien	21
3.3	Eigenschaften der eingesetzten Rohstoffe	22
3.4	Produkttypen	24
3.5	Produkte	28
4	Aufbau und Funktionsweise von Erosionsschutzsystemen	30
5	Anforderungen an Baustoffe und Erosionsschutzsysteme	31
5.1	Allgemeines	31
5.2	Böden, Bodenmaterialien und Substrate	33
5.3	Vegetationstechnische Anforderungen	33
5.4	Anforderungen an Erosionsschutzprodukte	37
5.5	Anforderungen an die Befestigung der Erosionsschutzprodukte	37
6	Anwendungen	37
6.1	Erosionsschutz auf Flächen und Böschungen	38
6.2	Periodisch wasserführende Entwässerungseinrichtungen	49
6.3	Begrünungshilfen	55
6.4	Empfehlungen für gerutschte Böschungen	56
7	Entscheidungshilfen für die Auswahl geeigneter Erosionsschutzsysteme	57
7.1	Entscheidungshilfe für Flächen und Böschungen	58
7.2	Entscheidungshilfe „periodisch wasserführende Entwässerungseinrichtungen“	68
8	Hinweise zu Ausschreibung und Vertragsgestaltung	74
8.1	Hinweise zur Ausschreibung	74
8.2	Hinweise für die Gestaltung der Vertragsbedingungen	76
9	Checklisten zu Planung, Ausführung und Unterhaltung	76
10	Prüfverfahren	77
11	Schrifttum	84
	Anlagen	89- 159

Abbildung 1: Gliederung M AEBEL, Stand: Januar 2023

Das Merkblatt gilt auch für Maßnahmen, bei denen keine Begrünung vorgesehen ist. Es bietet Planenden und Ausführenden Entscheidungshilfen für die Auswahl der technisch richtigen und wirtschaftlichsten Bauweisen zur Erzielung eines schnell wirksamen und nachhaltigen Erosionsschutzes.

Es definiert harmonisierte Begriffe für die Produkt- und Systemtypen sowie die Verfahren und Hilfsstoffe im Zusammenhang mit Erosionsschutz und Begrünungshilfen im Straßenbau.

Die derzeit bekannten in Erosionsschutzprodukten eingesetzten Materialien werden insbesondere bezüglich der relevanten Eigenschaften (biologische Abbaubarkeit bzw. Beständigkeit, Einflüsse auf Begrünung usw.) vorgestellt.

Die natürlichen Grundstoffe sind vielfältig, beispielsweise Kokos, Jute, Heu, Stroh, Sisal, Seegras, Schilf/Miscanthus, Bambus, Schafwolle, Flachs, Hanf, Holz, Holzwolle oder Zellulose. Die synthetischen Produkte bestehen z.B. aus PP, PA, AR, PE und PET. Darauf basierend werden Aufbau und Funktion der verschiedenen Systeme sowie die Anforderungen an Bau- und Hilfsstoffe definiert.

Der wichtigste Abschnitt bezieht sich auf die Anwendung der verschiedenen Produkttypen und Systeme auf Böschungen und periodisch wasserführenden Entwässerungseinrichtungen. Dabei werden Hinweise zu Auswahl, Verarbeitung, Ausschreibung und Vertragsgestaltung gegeben.

Ein zentraler Baustein des Merkblattes ist ein Entscheidungsbaum (Entscheidungshilfe genannt) zur Auswahl geeigneter Produkte und Systeme für den Erosionsschutz unter den verschiedensten Randbedingungen, ergänzt durch Einbau- und Begrünungsempfehlungen sowie Fallbeispielen. Abschließend werden erforderliche Prüfverfahren bzgl. Produktauswahl und Qualitätskontrolle diskutiert.

3 Erosionsschutzprodukte

Erosionsschutzprodukte sollen den Boden vor wasser- oder windinduzierter Bodenerosion schützen. Dazu ist i.d.R. die Bedeckung der Oberfläche erforderlich. Soll nach einer Etablierungsphase der Oberflächenerosionsschutz dauerhaft von Vegetation übernommen werden, wird das Produkt nur so lange benötigt, bis die Vegetation etabliert ist. Kann der Schutz nicht dauerhaft durch die Vegetation übernommen werden (beispielsweise Extremstandorte, extreme Einwirkungen, besonders steile Böschungen), können permanent wirkende Produkte erforderlich werden.

Für den Oberflächenerosionsschutz werden in Anlehnung an den Entwurf der DIN EN 17097 von 2017 folgende Produkttypen definiert:

- Erosionsschutzmatten (GBL - Geoblanket): Flächengebilde aus lose gelegten und mechanisch verbundenen Fasern in Mattenform.
- Geomatten (GMA - Geomat): Matten, die aus Monofilament / Wirrgelege durch Extrusion von synthetischen Rohstoffen in offener / dreidimensionaler Struktur, ggf. in Kombination mit einem Bewehrungsgitter (synthetisch oder Stahl, GMA-R) hergestellt werden.
- Geotextilien (Gewebe und Vliesstoffe, GTX) mit den 3 Untergruppen: Vliesstoffe (GTX-NW - Geotextile nonwoven. Hierbei können synthetische Fasern, natürliche Fasern oder Mischungen eingesetzt werden), Gewebe (GTX-W - Geotextile woven. Gewebe bestehen in der Regel aus Kokos-, Jute-, Sisal- oder Flachfasern und besitzen zumeist Öffnungsweiten > 5 mm) und Maschinenware (GTX-K - Geotextile knitted).
- Böschungsbänder, ein flächiges Gebilde z.B. aus natürlichen oder synthetischen Materialien als Streifen in 15 cm oder 20 cm Breite. Es können Vliesstoffe und Gewebe in Streifenform zum Einsatz kommen. Böschungsbänder werden auf der Baustelle zu zellförmigen oder streifenförmigen Strukturen verarbeitet. Böschungsbänder können auch werkseitig als Geozellen (GCE) vorgefertigt werden. Bänder werden an den in die Böschung einzuschlagenden Pflöcken oder Stahlstäben befestigt.
- (Klassische) Faschinen sind längliche Bündel aus bewurzelungsfähigen oder toten Ruten, Ästen oder Zweigen. Im Sinne dieses Merkblattes können Walzen mit Naturfaserfüllung (eigentlich GRO, siehe nächsten Spiegelstrich) auch als



Faschine bezeichnet werden (z.B. Naturfaserfaschine, Böschungsfaschine). Die Faschinen werden aus Draht oder Bindematerial aus Naturfasern gebündelt. Sie werden nach DIN 18918 in Hangfaschinen (waagerechter Einbau zur Hangstabilisierung) und Dränfaschinen (Einbau in Böschungsfällinie zur Wasserableitung) unterschieden. Bei der diagonalen Anordnung (z.B. im Rautenverband) erfüllen Faschinen beide Funktionen.

- Walze (GRO - Georoll): Walzenartiges, wasser-durchlässiges Produkt in der Regel mit netzartiger Umhüllung (Netzschlauch) und Füllung aus natürlichen oder synthetischen Fasern oder anderen Füllstoffen, z.B. mineralisch (z.B. Schotter) oder organisch (z.B. Kokosfasern, Heu, Schafwolle, Holzwolle, Miscanthus). Walzen können auch mit KEMAFIL-Technologie umhüllt werden. Im allgemeinen Sprachgebrauch werden Walzen mit Naturfaserfüllung auch als Naturfaserfaschinen bezeichnet (siehe Spiegelstrich zuvor).
- Geozelle (GCE - Geocell): Dreidimensionale, durchlässige, polymere Waben- oder ähnliche Zellstruktur, hergestellt aus miteinander verbundenen Streifen.
- Stein- und Flussmatratze: Flächiges, dreidimensionales Gebilde aus mineralischen Füllstoffen mit einer Umhüllung z.B. aus Geogitter, Stahldrahtgeflecht mit und ohne Polymerummantelung (Flussmatratze) oder PP/PE-Netz (Steinmatratze). Flussmatratzen werden vor Ort hergestellt. Steinmatratzen können fertig angeliefert oder auf der Baustelle befüllt werden.

Produkte im Sinne M AEBEL sind die aus bestimmten Materialien bestehenden Produkttypen und deren Kombinationen. Dies sind z.B. eine Erosionsschutzmatte aus Kokosfasern mit Trägernetz, ein Gewebe aus Jute, eine Begrünungsmatte aus Stroh und Kokos mit integriertem Saatgut oder eine Geomatte kombiniert mit einem Geogitter und ggf. natürlicher oder synthetischer Faserfüllung. Ein umfassendes Bildarchiv findet sich in Anlage A / M AEBEL.

4 Aufbau und Funktionsweise von Erosionsschutzsystemen

Ein Erosionsschutzsystem besteht aus einem Erosionsschutzprodukt, dem Fixierungselement, dem angrenzenden Boden und ggf. einem Verfüllstoff sowie der für den Erosionsschutz gewünschten Vegetation. Die verschiedenen Systeme schützen die Bodenoberfläche vor Erosion ausgelöst durch Wasser, Wind und Gravitation. Die Elemente des Erosionsschutzsystems besitzen verschiedene Funktionen und Funktionsdauern und werden je nach Anwendungsfall unterschiedlich kombiniert.

Die Funktionsdauer des Erosionsschutzsystems ist auf den Anwendungsfall abzustimmen. In der Regel ist bei einer Begrünung von einer dauerhaften Funk-

tion des Systems auszugehen. Dies kann durch ein dauerhaftes Produkt oder ein temporäres Produkt mit anschließender Übernahme des Erosionsschutzes durch die Vegetation sichergestellt werden.

Die Funktionsdauer der technischen Komponente wird in vier Klassen eingeteilt, um material- und anwendungsbezogene Gegebenheiten zu berücksichtigen. Die Klassifizierung der Funktionsdauer dient zunächst der Unterscheidung der Produkte für unterschiedliche Anwendungszwecke. Im Einbauzustand ist die Funktionsdauer darüber hinaus unter anderem von den Bodeneigenschaften und der Bodenfeuchte abhängig. Zudem ist es entscheidend, ob ein Erosionsschutzprodukt übererdet wird oder lediglich auf die Oberfläche aufgelegt wird.

- *Temporär kurzfristig* (bis 0,5 Jahre bzw. eine Vegetationsperiode): Wirkung für bis zu einer Vegetationsperiode zur Unterstützung der Etablierung der vegetativen Erosionsschutzkomponente, die bereits nach einer Vegetationsperiode sicher in der Lage ist, den Erosionsschutz zu gewährleisten.
- *Temporär mittelfristig* (> 0,5 bis 2 Jahre bzw. zwei Vegetationsperioden): Wirkung für bis zu zwei Vegetationsperioden, bis die Vegetation den Erosionsschutz übernehmen kann.
- *Temporär langfristig* (> 2 bis 5 Jahre bzw. drei bis fünf Vegetationsperioden): Wirkung für bis zu fünf Vegetationsperioden, bis die Vegetation den Erosionsschutz übernehmen kann, z.B. auf Magerstandorten, steilen Böschungen, besonders feuchten oder trockenen Standorten.
- *Permanent/Dauerhaft* (mehr als 5 Jahre bzw. mehr als fünf Vegetationsperioden): Das Produkt wirkt für eine übliche Lebensdauer des Erdbauwerks je nach Anforderung, entweder als ausschließlicher Erosionsschutz oder im Erosionsschutzsystem.

Die Kategorisierung dient als Anhaltspunkt für die Auswahl geeigneter Erosionsschutzprodukte. In der praktischen Anwendung ist die tatsächliche Funktionsdauer von Erosionsschutzprodukten stark abhängig von den Standortfaktoren. Bei Verbundstoffen bzw. Erosionsschutzmatten aus mehreren Materialien ist zu prüfen, ob die Komponente mit der geringsten Funktionsdauer maßgebend wird.

Zu den verschiedenen Erosionsschutzsystemen mit ihren Komponenten zählen u.a. die Befestigungsmöglichkeiten, das Zusammenwirken von Komponenten und die Kombination mit Füllstoffen und Substraten.

5 Anforderungen an Baustoffe und Erosionsschutzsysteme

In dem gleichlautenden Kapitel 5 vom M AEBEL werden die speziellen Anforderungen an Böden, Bodenmaterialien und Substrate, Erosionsschutzprodukte,

Befestigung der Erosionsschutzprodukte sowie vegetationsstechnische Anforderungen (Rohboden und Baugrund; Oberboden; Bodenmaterialien und Substrate; Verfüllstoffe; Vegetation; Begrünungshilfen; Bodenverbesserungssstoffe und Dünger) erläutert.

6 Anwendungen

In dem gleichlautenden Kapitel 6 vom M AEBEL werden die verschiedenen Anwendungsbereiche erläutert. Eine gut verwurzelte Vegetation ist in der Regel der beste Oberflächenerosionsschutz. Im Normalfall haben die Erosionsschutzprodukte (technische Komponente) nach Etablierung der Vegetation ihre Aufgabe erfüllt und können bzw. sollen biologisch abgebaut werden, um die Entwicklung der Wurzeln (biologische Komponente) nicht zu behindern. Andererseits gibt es auch Fälle, in denen die technische Erosionsschutzkomponente dauerhaft wirken muss. Im M AEBEL werden zwei Anwendungskategorien unterschieden: Die Anwendung auf Flächen und Böschungen (vorwiegend trocken und durch Niederschläge beansprucht) sowie die Anwendung in periodisch wasserführenden Entwässerungseinrichtungen des Straßenbaus. Für beide Bereiche werden Hinweise zu Auswahl und zum Einbau des jeweiligen Erosionsschutzsystems gegeben.

7 Entscheidungshilfen für die Auswahl geeigneter Erosionsschutzsysteme

Die Entscheidungshilfen zur Auswahl geeigneter Erosionsschutzprodukte und –systeme sind ein zentrales Element des Merkblattes. Sie dienen der systematischen Vorgehensweise bei der Planung von Erosionsschutzmaßnahmen und bedienen sich dazu wesentlicher Kategorien und Einflussfaktoren. In diesen Entscheidungshilfen sind die Erfahrungen des Arbeitskreises zur praktischen Umsetzung zusammengefasst.

Basis der Entscheidungshilfen sind zwei Auswahlverfahren für

- (7.1) das Einsatzgebiet auf mehrheitlich trockenen Flächen und Böschungen, auf denen Erosion im Wesentlichen durch Regenwasser (und Wind) ausgelöst wird sowie
- (7.2) das Einsatzgebiet in periodisch wasserführenden Entwässerungseinrichtungen wie z.B. in Mulden, Gräben und Regenrückhaltebecken.

Anhand wesentlicher Projektrandbedingungen lässt sich die große Menge an verfügbaren Erosionsschutzmaßnahmen auf diese Weise schnell auf eine überschaubare Anzahl empfohlener Systeme eingrenzen.

Die jeweilige Auswahl von Produkten und Systemen entspricht den Empfehlungen des Arbeitskreises. Darüber hinaus sind auch im Hinblick auf die Weiterentwicklung der Produktpalette und die Verwendung

alternativer Rohstoffe weitere Produktarten zulässig, sofern deren Eignung durch die Hersteller mit einem nachvollziehbaren Verfahren (vgl. Kapitel Prüfverfahren) nachgewiesen wurde. Durch einen separaten Nachweis ist auch für nicht als Standardlösung empfohlene Produkte die Kategorisierung entsprechend der Ausführungen des Merkblattes möglich.

Bei allen Erosionsschutzmaßnahmen ist darauf zu achten, dass die zu schützenden Erdbauwerke sowohl mit als auch ohne den Erosionsschutz stand sicher sind.

Grundsätzlich ist darauf zu achten, dass eine gewünschte Begrünung nicht durch die technische Erosionsschutzkomponente beeinträchtigt werden darf. Dies ist z.B. durch einen zu großen Durchwuchswiderstand (vgl. Prüfung Pflanzenwachstum inkl. Durchwuchsverhalten) bei auf das Saatgut aufgelegten Matten oder wachstumshemmenden Hilfsstoffen denkbar. In der Regel unterstützt das Produkt (z.B. Erosionsschutzmatte) jedoch die Begrünung z.B. durch Verhinderung der Saatgutverlagerung oder Reduktion der Verdunstung. Zusätzlich bieten bestimmte Produkte eine spezielle Unterstützung für die Begrünung (Begrünungshilfe) z.B. durch die Wasserspeicherkapazität, die Wirkung als Mulchschicht, zusätzliche Substrate oder Dünger.

Begrünungshilfen, die nicht im Zusammenhang mit Erosionsschutzprodukten bzw. –systemen stehen, sind nicht Inhalt dieses Merkblattes.

Im Folgenden wird hier ausschließlich die Entscheidungshilfe für mehrheitlich trockene Flächen und Böschungen erläutert.

7.1 Entscheidungshilfe für Flächen und Böschungen

In der Entscheidungshilfe für Flächen und Böschungen wird zunächst die Funktionsdauer der technischen Erosionsschutzkomponente festgelegt und dann nach dem zu schützenden Boden mit oder ohne Begrünung unterschieden. Die Auswahl der übergeordneten Kategorie wird in der Tabelle 1 vorgenommen (12 Kategorien 1.1 bis 4.3). Jede dieser Kategorien wird ergänzt durch eine Klassifikation der Böschungsneigung 1:n (mit den Kategoriegrenzen $n = 1,5$ und $n = 2$) und der Erosionsgefährdung des an der Oberfläche anstehenden Bodens. Bei flachen Böschungen mit einer Neigung von $1:n < 1:2$ und nicht erosionsgefährdetem Boden wird üblicherweise kein technischer Erosionsschutz erforderlich.

Auf Grundlage dieser Informationen ergibt sich eine Empfehlung von durchschnittlich drei, im Einzelfall bis zu sieben verschiedenen Erosionsschutzprodukten oder –systemen. Um eine Vorzugsvariante aus diesen Empfehlungen auszuwählen, wird eine Kriterientabelle mit weiteren Informationen herangezogen.



Tabelle 1: Auswahlschema für die übergeordnete Kategorie nach Funktionsdauer der technischen Erosionsschutzkomponente und dem zu schützenden Oberboden

Funktionsdauer der techn. Komponente	Bodenoberfläche und Begrünung	Böschungsneigung und Erosionsgefährdung
1. Temporär kurzfristig	1.1 Rohboden unbegrünt	Für jede Kategorie ist zusätzlich die Böschungsneigung 1 : n sowie die Erosionsgefährdung des Bodens zu bewerten: a) $n < 1,5$; Boden erosionsgefährdet b) $n < 1,5$; Boden nicht erosionsgefährdet c) $1,5 \leq n \leq 2$, Boden erosionsgefährdet d) $1,5 \leq n \leq 2$, Boden nicht erosionsgefährdet e) $n > 2$, Boden erosionsgefährdet
	1.2 Rohboden begrünt	
	1.3 Oberboden begrünt	
2. Temporär mittelfristig	2.1 Rohboden unbegrünt	
	2.2 Rohboden begrünt	
	2.3 Oberboden begrünt	
3. Temporär langfristig	3.1 Rohboden unbegrünt	
	3.2 Rohboden begrünt	
	3.3 Oberboden begrünt	
4. Dauerhaft	4.1 Rohboden unbegrünt	
	4.2 Rohboden begrünt	
	4.3 Oberboden begrünt	

Tabelle 2: Ausschnitt der M AEBEL Tabelle „Funktionsdauer temporär mittelfristig“ für das Kriterium „Rohboden begrünt“

Böschungsneigung	Erosionsgefährdung	Kategorie	Empfohlene Produkttypen, Aufzählung ohne Priorisierung	Erläuterungen zu empfohlenen Produkttypen	Spalten Kriterientabelle	Produktbild nach Anlage A	Anwendungsbeispiel	Fallbeispiel
>1:1,5	ja	2.2a	1. GBL, Abschnitt 3.4.1, 100% Kokosfüllung, $\geq 350 \text{ g/m}^2$ 2. GBL, Abschnitt 3.4.1, als Begrünungsmatte 3. GTX-W, Abschnitt 3.4.4, Kokos, Öffnungsweite $\leq 10 \text{ mm}$ UND Masse pro	1. Standardfall 2. Zur noch schnelleren Keimung auf der Rohbodenböschung Begrünungsmatte 3. engmaschiges Kokosgewebe wegen Erosionsgefährdung	B,C,D,E,F,G,H,I,L,M,N,O	1A 13A, B 7A	6.1.1.1 6.1.1.2 ähnlich: 6.1.1.6	Anlage 6.3
>1:1,5	nein	2.2b	1. GBL, Abschnitt 3.4.1, 100% Kokosfüllung, $\geq 350 \text{ g/m}^2$ 2. GBL, Abschnitt 3.4.1, als Begrünungsmatte 3. GTX-W, Abschnitt 3.4.4, Kokos, Öffnungsweite $\leq 40 \text{ mm}$ UND Masse pro	1.-2. 2.2a 3. engmaschiges Kokosgewebe, keine Erosionsgefährdung, deshalb gegenüber 2.2a größere Öffnungsweite zulässig	B,C,D,I,L,M,N,O	1A 13A, B 7A	6.1.1.1 6.1.1.2 ähnlich: 6.1.1.6	Anlage 6.3
1:2...1:1,5	ja	2.2c	1. GBL, Abschnitt 3.4.1, 100% Kokosfüllung, $\geq 350 \text{ g/m}^2$ 2. GBL, Abschnitt 3.4.1, als Begrünungsmatte 3. GTX-W, Abschnitt 3.4.4, Kokos, Öffnungsweite $\leq 15 \text{ mm}$ UND Masse pro	1. Standardfall 2. Zur noch schnelleren Keimung auf der Rohbodenböschung Begrünungsmatte 3. engmaschiges Kokosgewebe wegen Erosionsgefährdung	B,C,D,E,F,G,H,I,L,M,N,O	1A 13A, B 7A	6.1.1.1 6.1.1.2 ähnlich: 6.1.1.6	ähnlich: Anlage 6.3
1:2...1:1,5	nein	2.2d	wie 2.2b	s. 2.2b	B,C,D,I,L,M,N,O	s. 2.2b	s. 2.2b	s. 2.2b
<1:2	ja	2.2e	1. GBL, Abschnitt 3.4.1, Füllung biologisch abbaubar, $\geq 350 \text{ g/m}^2$, z.B. aus Stroh/Kokos oder Heu/Kokos 2. GBL, Abschnitt 3.4.1, als Begrünungsmatte 3. GTX-W, Abschnitt 3.4.4, Kokos, Öffnungsweite $\leq 40 \text{ mm}$ UND Masse pro Flächeneinheit $\geq 700 \text{ g/m}^2$	Mittelfristig: anders als bei 1.2e Hydrosaat alleine nicht sinnvoll 1. Standardfall (geringere Neigung, deshalb keine 100% Kokos erforderlich) 2. Zur noch schnelleren Keimung auf der Rohbodenböschung Begrünungsmatte 3. geringere Neigung, deshalb trotz Erosionsgefährdung größere Öffnungsweite als bei 2.2b zulässig	B,C,D,E,F,G,H,I,L,M,N,O	1C 13A, B 7A	6.1.1.1 6.1.1.2 6.1.1.6	ähnlich: Anlage 6.2

7.1.1 Erläuterung zur Funktionsdauer der technischen Erosionsschutzkomponente

Die Bedeutung der Funktionsdauer ist darüber hinaus abhängig davon, ob das System begrünt oder unbegrünt ausgeführt wird.

Funktionsdauer ohne geplante Begrünung

Erosionsschutzprodukt schützt ohne Vegetation. Vegetation ist nicht geplant, aber nicht in jedem Fall grundsätzlich unerwünscht.

- Temporär kurzfristig (Einsatzdauer bis 0,5 a, Funktion für min. 0,5 a): z.B. einzelne Bauabschnitte, Rückbau berücksichtigen
- Temporär mittelfristig (Einsatzdauer bis 2 a, Funktion für min. 2 a): z.B. einzelne Bauabschnitte, Rückbau berücksichtigen
- Temporär langfristig (Einsatzdauer > 2 bis 5 a, Funktion für > 2 bis > 5 a, für das jeweilige Projekt festzulegen): Längere Baustellensicherungen, Bauwerk mittelfristig
- Permanent/Dauerhaft: (Funktion für mehr als 5 a erforderlich): Keine Vegetation zu erwarten, deshalb dauerhafter Erosionsschutz mit techni-

scher Komponente zu gewährleisten. Die Funktionsdauer ist analog zur tatsächlichen Projektdauer festzulegen.

Funktionsdauer mit geplanter Begrünung

Das Erosionsschutzprodukt schützt die Bodenoberfläche so lange, bis die Begrünung etabliert ist und den Erosionsschutz bei entsprechender Pflege i.d.R. dauerhaft übernimmt (Ausnahme: Permanent/dauerhaft).

- Temporär kurzfristig (Funktion für 1 Vegetationsperiode): z.B. Ansaat im Herbst, deren Austrieb (Etablierung) nach der Keimruhe im folgenden Frühjahr erwartet wird und die dann bereits eine vor Erosion schützende Wirkung entwickelt; Ansaat im Frühjahr, Überbrückung der Anwuchsphase.
- Temporär mittelfristig (Funktion für 2 Vegetationsperioden): z.B. Unterstützung während sich die Vegetation in 2 Jahren etabliert und anschließend den Erosionsschutz übernimmt.
- Temporär langfristig (Funktion für 3 bis 5 Vegetationsperioden): z.B. Unterstützung während



sich die Vegetation in bis zu 5 Jahren etabliert und anschließend den Erosionsschutz übernimmt. Z.B. auf für die Vegetation ungünstigen Böden.

- Permanent/Dauerhaft: Es ist nicht zu erwarten, dass die Vegetation allein zukünftig den vollständigen Erosionsschutz übernimmt.

7.1.2 Erläuterung zur Bodenoberfläche und Begrünung

Es wird unterschieden zwischen Böschungen aus Rohboden und Böschungen mit Oberbodenandekung sowie, ob die Böschung begrünt oder unbegrünt hergestellt werden soll. „Unbegrünt“ wird im Rahmen dieses Merkblattes so verstanden, dass eine Begrünung nicht vorgesehen ist und eine möglicherweise selbst aufkeimende Begrünung nicht in die Überlegungen zur Wirkung des Erosionsschutzes einbezogen wird. Eine Oberbodenandekung wird nur im Zusammenhang mit einer geplanten Begrünung berücksichtigt. Bei steilen Böschungen mit $n < 1,5$ und Oberboden muss zusätzlich zum oberflächlichen Erosionsschutz auch das Abrutschen des aufgebrauchten Oberbodens auf der Rohbodenböschung berücksichtigt werden. Die Entscheidungshilfe enthält hierzu entsprechende Angaben.

7.1.3 Erläuterung der Kriterien für die projektspezifische Beurteilung der Produkt- bzw. Systemempfehlungen

Zusätzliche Kriterien für die projektspezifische Beurteilung der Produkt- bzw. Systemempfehlungen sind Ausführungsdauer für Verlegung und Fixierung (Spalte B); Ausführung mehr oder weniger witterungsgebunden (C); Biologische Abbaubarkeit (D); Beständigkeit gegen Schädlingsbefall (E); Zusätzlicher Winderosionsschutz gegeben? (F); Erosionsschutz auch bei hoher Regenintensität gewährleistet? (G); Erosionsschutz auch bei Fremdwassereintrag gewährleistet? (H); Eignung für Böschungslängen > 15 m (I); Zugfestigkeit (J); Kosten Material und Einbau ohne Ansaat (K); Durchwuchsfähigkeit (L); Bepflanzbarkeit (M); Pflegeintensität bis zur Abnahme (N) sowie Pflegefreundlichkeit (O).

Die Bewertung dieser 14 Kriterien für die unterschiedlichsten Erosionsschutzprodukte/-systeme folgt dem deutschen Schulnotensystem (1...6) und ist in einer Tabelle in Anlage C / M AEBEL zu finden. Diese Kriterientabelle mit den Einzelbewertungen stellt zum Zeitpunkt der Veröffentlichung des Merkblattes einen ersten Arbeitsstand dar, der nach Rückmeldung durch die Nutzer des Merkblattes fortgeschrieben werden soll. Darüber hinaus können im Einzelfall weitere Kriterien eine Rolle spielen, z.B. Anzahl und Verteilung der Fixierungselemente, Regenerosivität, Untergrund, Exposition, Aussaatzeitpunkt sowie Pflanzenherkunft und Saatgutmischungen.

7.1.4 Tabellen zur Auswahl der Produkttypen

Für die vier o.g. unterschiedlichen Funktionsdauern der technischen Komponente (z.B. temporär mittelfristig) finden sich in diesem Abschnitt die einzelnen Tabellen, die Entscheidungshilfen: Diese enthalten erste Empfehlungen des Arbeitskreises.

Die jeweilige Tabelle unterteilt folgend die Bodenoberfläche in Rohboden unbegrünt, Rohboden begrünt und Oberboden begrünt.

Tabelle 2 zeigt einen Ausschnitt der vollständigen Tabelle für die Randbedingung „Funktionsdauer temporär mittelfristig“ und „Rohboden begrünt“. Wie zu erkennen, werden nun weitere Randbedingungen abgefragt: Böschungsneigung und Erosionsgefährdung ergeben die Kategorie (vgl. Tabelle 1). In der nächsten Spalte sind die vom Arbeitskreis empfohlenen Produkttypen für die gewählten Randbedingungen zu finden: Im vorliegenden Beispiel stets 3 Lösungen (ohne Priorisierung). In der nächsten Spalte werden dsbzgl. kurze Erläuterungen gegeben. Es folgt eine Spalte, die auf die Spalten der Kriterientabelle verweist; diese Spalten der Kriterientabelle sind aus Sicht des Arbeitskreises für die gewählten Randbedingungen wichtig (wie erwähnt gewichtet mit Schulnoten). Die letzten drei Spalten der Tabelle geben weitere Hinweise für den Anwender. Zunächst wird auf Produktbilder der empfohlenen Produkttypen verwiesen (Anlage im M AEBEL), dann auf im Text erläuterte Anwendungsbeispiele und schließlich auf relevante Fallbeispiele (Anlage im M AEBEL).

8 Schrifttum

FGSV 229: Merkblatt über einfache landschaftsgerichte Sicherungsbauweisen (M Sicherungsbauweisen), Ausgabe 1991

FGSV 535: Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E), Ausgabe 2016

SAATHOFF, F. & CANTRE, S.: Anwendung von Erosionsschutzprodukten und Begrünungshilfen aus natürlichen und synthetischen Materialien. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Erd- und Grundbautagung 2023, Veitshöchheim, 22./23.3.2023, 16 Seiten, 2023

9 Mitarbeitende im Ak 5.4.1

Aktuell sind folgende Mitarbeitende im Ak 5.4.1 aktiv: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Fokke SAATHOFF (Leiter), Dr.-Ing. Stefan CANTRE (stellvertretender Leiter), Jochen BÖKER, Zori BRONSTEIN, Hennig EHRENBURG, Gregor ten ELSSEN, Jürgen EPEL, Dr. rer hort. Clemens HEIDGER, Reinhard HELBIG, Michael HERING, Helmut KROTH, Joachim MEYER, Reinhold NEISSER, Ingrid WEILAND, Sven WIESE und Helmut ZANZINGER.



Einsatz von geotextilen und mineralischen Filtern in tidebeeinflussten Wasserstraßen bei Verockerungsneigung

L. Tophoff, M.Sc., FH Münster
Prof. Dr.-Ing. H. Schüttrumpf, RWTH Aachen University
Prof. Dr.-Ing. F. Heimbecher, FH Münster
Dipl.-Ing. N. Kunz, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

In den letzten Jahrzehnten kam es in Einzelfällen zu schweren Schäden an wasserbaulichen geotextilen Filteranlagen infolge der Verstopfung durch ausgeflockte ockerhaltige Produkte. Durch eine starke Verminderung der Durchlässigkeit der Geokunststoffe in Kombination mit einem hohen hydrostatischen Druck wurden unter anderem die Deckschichten verschiedener Deckwerke in den tidebeeinflussten Wasserstraßen Ems und Weser angehoben und beschädigt. Bisher wurden die Milieubedingungen, d. h. Grundwasser- und Oberflächenwasserbeschaffenheit sowie Aquifer- und Deckwerksmaterial, unter denen die Ockerbildung in geotextilen und mineralischen Filteranlagen auftritt, noch nicht systematisch untersucht. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden zunächst die Milieubedingungen der wasserbaulichen Filter und deren Filterwirksamkeit beschrieben. Untersuchungen der Milieubedingungen zeigten, dass die Verockerung, abhängig von den hydrogeologischen Gegebenheiten, in der Filterzone des Deckwerks initiiert werden kann. Zum besseren Verständnis der Verockerung der Filter werden maßgebende Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen an mineralischen und geotextilen Filterkonstruktionen beschrieben. Anhand der experimentellen Untersuchungen kann der Anhaftungsprozess der Verockerungsprodukte praxisnah reproduziert werden. Hierdurch konnte nachgewiesen werden, dass der Prozess der Verockerung eine Verstopfung darstellt, die Verockerungsprodukte an der Filterstruktur immobil anhaften und der Porenraum des Filters verkleinert wird.

Die nachfolgenden Ergebnisse wurden im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) durch die RWTH Aachen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft und die FH Münster, Institut für Infrastruktur, Wasser, Ressourcen, Umwelt im Rahmen eines gemeinsamen FE-Projektes erarbeitet. Auszüge des Beitrags sind Tophoff et al. (2022) entnommen.

1 Einleitung

Das Netz der deutschen Bundeswasserstraßen umfasst ca. 7.350 km Binnenwasserstraßen, von denen ca. 340 km unter dem Tideeinfluss der Nordsee stehen. An schiffbaren Binnenwasserstraßen in Deutschland bestehen schwere technische Deckwerke im Regelfall aus einer Deckschicht, einer Filterschicht und ggf. einer Dichtung (MAR 2008). Deckwerke sind als Teil der Wasserstraße insbesondere für den Schutz der Ufer notwendig. Sie sind über die gesamte Lebensdauer unterschiedlichen mechanischen und instationären hydraulischen Einwirkungen, wie z. B. natürlichen und schiffahrtsinduzierten Wellen, Wasserstandschwankungen und daraus resultierenden Erosionsprozessen ausgesetzt. Daher werden Deckwerke an Binnenwasserstraßen für eine Lebensdauer von mindestens 50 Jahren bemessen. Deckwerke von Küstenschutzbauwerken werden hingegen für eine Lebensdauer von bis zu 100 Jahre bemessen (KFKI 2020). Die Abbildung 1 zeigt einen Querschnitt durch ein typisches Uferdeckwerk mit den wichtigsten Elementen und den maßgebenden hydraulischen Einwirkungen.

Ein wesentlicher Bestandteil eines Deckwerks ist die Filterschicht, die zur Stabilität des Deckwerks beiträgt. Sie hält das feinere Material des Untergrundes zurück, während die hydraulische Durchlässigkeit erhalten bleibt, um den Aufbau eines Porenwasserüberdrucks zu vermeiden (MAR 2008). In Anbetracht der Tatsache, dass diese Mechanismen (Bodenrückhalt und hydraulische Durchlässigkeit) sich in gewissem Maße beeinflussen, muss eine Filterbemessung mit verschiedenen Ansätzen zur Gewährleistung der Filterstabilität durchgeführt werden. Bei einer Filterbemessung nach dem aktuellen Stand der Technik wird das Thema der Verockerung ebenfalls erwähnt (MAG 2021). Es existieren bisher jedoch keine allgemein gültigen technischen oder konstruktiven Lösungen zur Vermeidung oder Verminderung der Verockerung. Die Verockerung beschreibt die Verstopfung von Filtern infolge ockerhaltiger Produkte wie z.B. ausgefälltem Eisen. So kam es in der Vergangenheit bis heute immer wieder in Einzelfällen zu schweren Schäden an Deckwerken infolge von verockerten Filtern (z.B. Abromeit 2000).

Beispielsweise erforderte eine flächendeckende Verstopfung und ein dadurch entstandener Funktionsverlust eines geotextilen Filters eine aufwendige

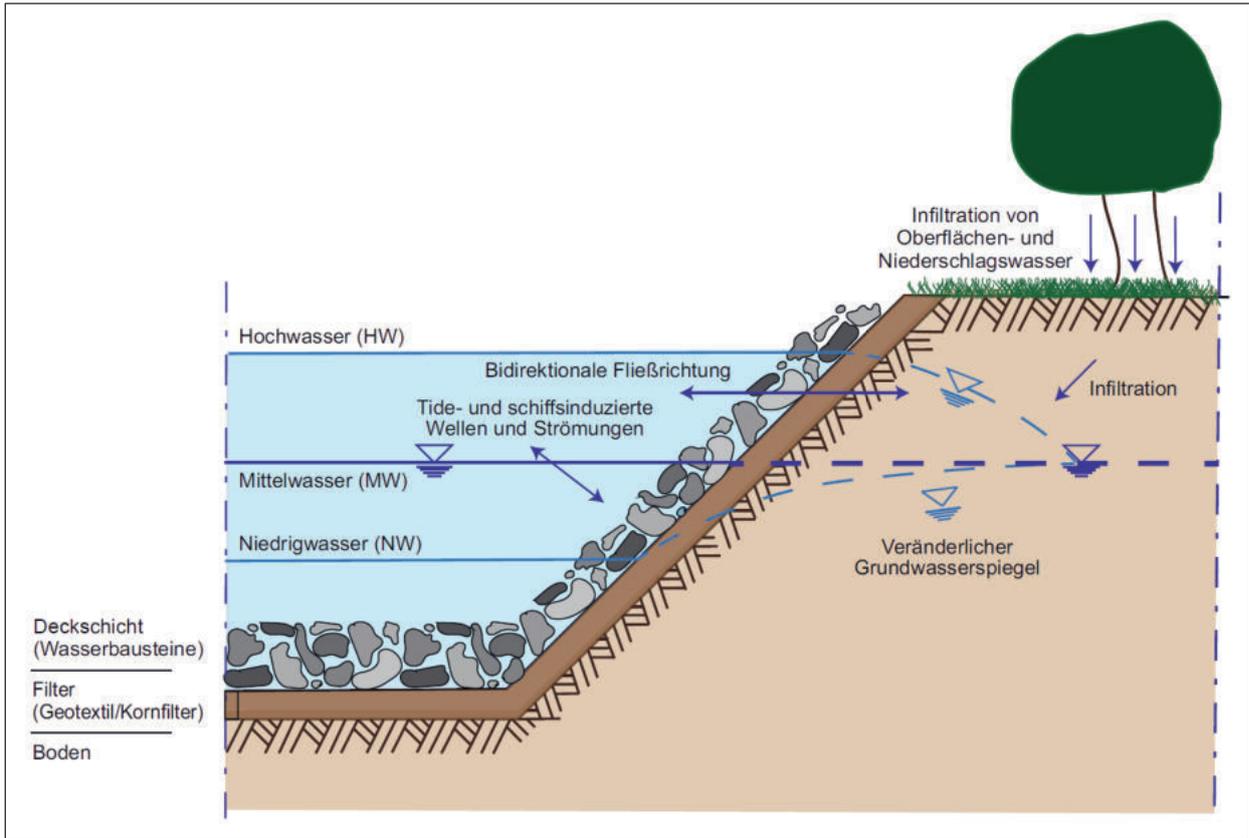


Abbildung 1: Querschnitt eines Ufers mit maßgebenden hydraulischen Einwirkungen infolge natürlicher und anthropogener Einflüsse (nach Tophoff et al. 2022)

Reparatur eines Deckwerks an der Unterweser. Dieser Schadensfall wurde von Abromeit (2000) ausführlich beschrieben und ist mit hoher Wahrscheinlichkeit auf die signifikante Reduzierung der Wasserdurchlässigkeit um 99,5 % infolge der Verstopfung durch Verockerungsprodukte zurückzuführen.



Abbildung 2: Lokaler Deckwerksschaden an der Tideweser im Bereich Neuenkirchen mit aufgebrochener Schutzschicht. Im geotextilen Filter wurden Verockerungsprodukte nachgewiesen. Aufgenommen im Jahr 2022.

Die Verockerungsprodukte lagerten sich an der Unterseite und im Geotextil an (Abromeit 2000). Ähnliche Prozesse führten zur Verockerung geotextiler Filter in der Gezeitenzone der Ems. Auch hier führte die Verockerung zu erheblichen Schäden am Deckwerk, sodass eine umfangreiche Sanierung des Deckwerks erforderlich war.

2 Geotextile und mineralische Filter in tidebeeinflussten Wasserstraßen bei Verockerungsneigung

Grundsätzlich wird zwischen einem mineralischen und einem geotextilen Filteraufbau unterschieden. Im Bereich der Wasserstraßen werden geotextile Filter schon seit etwa 50 Jahren als wirtschaftliche und sichere Alternative zu mineralischen Kornfiltern verbaut (Heibaum und Kayser 2013). Im Regelfall werden geotextile Filter unmittelbar auf den Baugrund aufgelegt und nur in Ausnahmefällen mit einer filterstabilen mineralischen Ausgleichsschicht ergänzt (MAG 2021). Geotextile Filter haben gegenüber den mineralischen Filtern zum Teil wesentliche ökonomische und ökologische Vorteile. So sind geotextile Filter kostengünstiger im Transport und es müssen generell deutlich weniger Massen ausgehoben und



bewegt werden als bei einer mineralischen Filterbauweise (Kunz 2022).

2.1 Regelwerke und Richtlinien zur Bemessung von Filtern

In Tabelle 1 ist eine aktuelle Übersicht über maßgebende Regelwerke zur Anwendung von mineralischen und geotextilen Filtern im Bereich der Bundeswasserstraßen dargestellt.

Tabelle 1: Übersicht über die nationalen Regelwerke zur Anwendung von mineralischen und geotextilen Filtern im Bereich der Bundeswasserstraßen (Topphoff et al. 2022)

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
MAG: Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (2021)
MAK: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (2013)
MAR: Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (2008)
MMB: Merkblatt Materialtransport im Boden (2013)
MSD: Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (2011)
RPG: Richtlinien zur Prüfung von geotextilen Filtern im Verkehrswasserbau (2021)
TLG: Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte (2018)
ZTV-W LB210: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau für Böschungs- und Sohlensicherungen (2015)
Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA)
DWA-M 511: Filtern mit Geokunststoffen (2017)
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)
EAK: Empfehlungen für Küstenschutzbauwerke (2002)

2.2 Filterwirksamkeit geotextiler und mineralischer Filter

Für beide Filterbauweisen ist ein Nachweis der mechanischen und hydraulischen Filterwirksamkeit mittels verschiedener Filterkriterien zu erbringen. Für geotextile Filter ist es zusätzlich notwendig, Robustheitskriterien und die Vermeidung von Kolmation nachzuweisen (Heibaum 2014). Zur Funktionsweise von geotextilen und mineralischen Filtersystemen im Wasserbau, insbesondere zur Veränderung der Durchlässigkeit, zur Kolmation und zur Filterbemessung bei instationärer und bidirektionaler Durchströmung, wurden bisher zahlreiche Untersuchungen durchgeführt (vgl. Schürenkamp 2017, Veylon et al. 2016, Kayser 2016, Heibaum 2014, Giroud 2010, Chen et al. 2008).

Materialtechnologisch unterscheiden sich die Filter unter anderem dahingehend, dass geotextile Filter über eine Zugfestigkeit von $> 12,0$ kN/m gem. TLG

verfügen müssen, wohingegen mineralische Filter aufgrund ihrer Struktur keine Zugfestigkeit besitzen. Insofern ist das in Abromeit (2000) beschriebene und in Abbildung 2 zu erkennende Aufbrechen und Abrutschen des Deckwerks nach derzeitigem Kenntnisstand mit einem mineralischen Filter nicht möglich, da dieser nur lokal und nicht großflächig versagen würde. Diese Erkenntnis spiegelt sich auch in den aktuell geltenden Neubau- und Sanierungsempfehlungen (MAG 2021) wider, die mineralische Filteraufbauten für den Neubau und die Sanierung von Filtern in verockerungsgefährdeten Wasserstraßenabschnitten empfehlen.

2.3 Filterverstopfung durch Verockerungsprodukte

Als Verockerung bezeichnet man den chemischen und/oder biologischen Prozess der Ausfällung von Eisen, Mangan und anderen Stoffen in unterschiedlichen Erscheinungsformen. Die wichtigste Grundvoraussetzung für die Ockerbildung, die durch Oxidation initiiert wird, ist das Vorhandensein von Sauerstoff im Boden, Grund- oder Bodenwasser (Kuntze 1978) sowie gelöstem Eisen. Verockerung kann in den Geotextilien und Kornfiltern oder auch im natürlich gewachsenen Boden auftreten und ist im Wesentlichen von den Milieubedingungen des Filtersystems abhängig. Durch die Anlagerung von Ocker an die Bodenmatrix oder das Geotextil wird die Porosität des Bodens in der Nähe des Filters bzw. die Porosität der Filter selbst herabgesetzt, sodass sich die hydraulische Durchlässigkeit des Bodens oder des Filters verringert. Die Ausfällungen treten überwiegend in der Kontaktzone zwischen Luft und Grundwasser auf. Die Kontaktzone ist hierbei der Übergang vom Grundwasserleiter zu den durch die Tide oder durch Wellengang beeinflussten Filterschichten. Mendonca et al. (2003) beschreiben die Problematik und den Prozess als Anstieg des Porenwasserdruckes im Boden oder im Filterelement, verbunden mit einer Instabilität des Bodengefüges des Uferbereichs oder einer Änderung der Fließrichtung. Das infolge chemischer und/oder biologischer Verockerung ausgefällte Eisen kann sich in geotextilen oder mineralischen Filtern anlagern. Dieser Anlagerungsprozess wird von Fischer et al. (1990) als Adsorptionsprozess bewertet, der entweder chemisch geprägt ist oder auf intermolekularen Kräften zwischen der Feststoffmatrix und den Verockerungsprodukten beruht. Demzufolge kolmatieren die Verockerungsprodukte die Filter nicht als bewegliche Partikel, sondern haften an der Filterstruktur an und verstopfen diesen. Diese Erkenntnisse haben wir im Rahmen des F&E-Projektes ebenfalls gemacht und konnten damit die Beobachtungen von Correia et al. (2017) bestätigen, dass die Verockerungsprodukte an den Filamenten des Vliesstoffes anhaften, anstatt beweglich als Partikel die Porenräume zwischen den

Filamenten zu kolmatieren (siehe Abbildung 3). Daher wird auch der Begriff der Verstopfung („internal clogging“) anstelle von Kolmation verwendet.

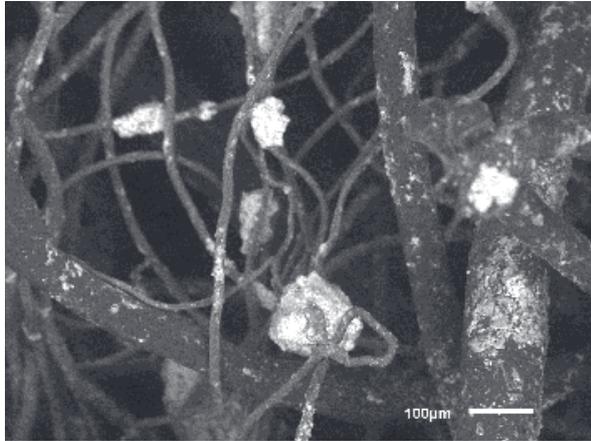


Abbildung 3: REM-Aufnahme eines Geotextils aus der Weser mit eisenhaltigen Anhaftungen

3 Hydraulische und physikochemische Milieubedingungen tidebeeinflusster Filter

Zur Beschreibung der Milieubedingungen wurden umfassende theoretische Untersuchungen der Oberflächenwasserbeschaffenheit der großen Nordsee-Ästuarie sowie deren lokaler Grundwasserbeschaffenheiten durchgeführt. Dazu wurden die von Tophoff et al. (2022) definierten maßgeblichen Verockerungsparameter (DOCP) Sauerstoffgehalt, Eisengehalt, Redoxpotenzial, pH-Wert und Temperatur betrachtet. Zusätzlich wurden an der Ems und Weser Grund- und Oberflächenwasseruntersuchungen sowie Feststoffprobenahmen an Orten, an denen in Filterstoffen Verockerungsprodukte nachgewiesen wurden, durchgeführt. Die Ergebnisse der Oberflächenwasseruntersuchungen sind in Tabelle 2, die Ergebnisse der Grundwasseruntersuchungen in Tabelle 3 dargestellt. Für die Untersuchung der Oberflächenwasserbeschaffenheit wurden acht Stationen im Bereich der Tideems und der Tideelbe ausgewertet. Für die Jahre 2000 bis 2020 wurden die Parameter gelöster Sauerstoff, pH-Wert, Wassertemperatur und elektrische Leitfähigkeit (Konduktivität) betrachtet sowie mit eigenen Daten aus den Jahren 2022/23 ergänzt und verglichen.

Zur Ermittlung relevanter Grundwassergüteparameter wurden 20 tidebeeinflusste Grundwassergütemessstellen ausgewertet. Dazu wurden die erhobenen Daten zwischen den Jahren 2000 bis 2020 verwendet. Die betrachteten Messstellen binden in den oberen Grundwasserleiter ein und wurden i. d. R. einmal jährlich beprobt. Es wurden die Parameter Wassertemperatur, Leitfähigkeit, gelöster Sauerstoff,

pH-Wert, Eisengehalte und das Redoxpotenzial ausgewertet sowie mit eigenen Daten aus den Jahren 2022/23 ergänzt und verglichen.

Tabelle 2: Zusammenfassung der Oberflächengewässergütemessungen

Parameter	Vergleichswerte [arithmetisches Mittel (min ÷ max)]	
	Datensatz 1	Datensatz 2
pH-Wert	7,7 (6,0 ÷ 9,8)	7,7 (7,2 ÷ 8,2)
O ₂ -Gehalt [mg/l]	8,7 (0 ÷ 15,6)	9,3 (5,1 ÷ 13,0)
Fe ²⁺ -Ionen [mg/l]	-	< 0,1 (< 0,1 ÷ 0,2)
Redoxpotenzial [mV]	-	213 (180 ÷ 240)
Temp. [°C]	12,6 (0 ÷ 28,0)	14,6 (7,6 ÷ 23,6)
Konduktivität [µS/cm ²]	3570 (270 ÷ 51270)	960 (640 ÷ 1480)

Datensatz 1: Oberflächengewässergütemessungen an Elbe, Ems und Weser (Tophoff et al. 2022)

Datensatz 2: Oberflächengewässergütemessungen an Weser und Ems nahe verockerter Deckwerke

Tabelle 3: Zusammenfassung der Grundwassergütemessungen

Parameter	Vergleichswerte [arithmetisches Mittel (min ÷ max)]	
	Datensatz 1	Datensatz 2
pH-Wert	6,8 (5,1 ÷ 7,6)	7,2 (6,9 ÷ 7,7)
O ₂ -Gehalt [mg/l]	0,5 (0 ÷ 11,7)	3,3 (0,2 ÷ 7,4)
Fe ²⁺ -Ionen [mg/l]	18,2 (0,1 ÷ 52,5)	21,2 (4,3 ÷ 33,2)
Redoxpotenzial [mV]	-42,2 (-191 ÷ 200)	3 (-119 ÷ 120)
Temp. [°C]	10,8 (5,0 ÷ 14,7)	14,5 (11,4 ÷ 20,3)
Konduktivität [µS/cm ²]	3470 (220 ÷ 8320)	1660 (1340 ÷ 1820)

Datensatz 1: Grundwassermessstellen an Elbe, Ems und Weser (Tophoff et al. 2022)

Datensatz 2: Ufernahe Grundwassergütemessungen an Weser und Ems nahe verockerter Deckwerke

In Tabelle 4 sind aus den theoretischen Untersuchungen abgeleitete Grenzwerte für die DOCP Eisengehalt, gelöster Sauerstoff und Redoxpotenzial zusammengefasst. Bei einer Unter- bzw. Überschreitung der Grenzwerte und einer Vermischung mit oxidischem Oberflächenwasser oder Luftsauerstoff kann die Verockerung initiiert werden. Eisenhaltige Anhaftungen wurden in der Realität im Untersuchungsgebiet auch gefunden, sodass eine experimentelle Untersuchung der Leistungsfähigkeit der Filter bei Verockerungsneigung notwendig wurde.



Tabelle 4: Maßgebliche Verockerungsparameter (DOCP) des Grundwassers

DOCP	Eisengehalt (mg/l Fe ²⁺)	Gelöster Sauerstoff [mg/l O ₂]	Redoxpotenzial [mV]
Grenzwert	> 0,2	< 0,7	< 0

Einige Grundwasser in der Nähe von verockerten Deckwerken wiesen teilweise höhere Redoxpotenziale und Sauerstoffgehalte auf, als in Tabelle 4 angegeben sind. Daraus resultierend wird nach aktuellem Stand das Vorhandensein von gelösten Fe²⁺-Ionen im Grundwasser und die Sauerstoffzufuhr als maßgebend betrachtet.

4 Experimentelle Untersuchungen zur Verockerungsneigung

Tophoff et al. (2022) haben Bedingungen genannt, wie experimentelle Verockerungsversuche konzipiert werden sollten, um sowohl reproduzierbare, als auch gleichzeitig möglichst naturgetreue Versuchsrandbedingungen zu schaffen.

In einem Versuchsstand (siehe Abbildung 4) wurden eine Wechseldurchströmung sowie eine rein chemische Verockerung ohne gleichzeitige mechanische Kolmation und Biofilmbildung initiiert. Zur Beschleunigung der Verockerungsreaktion wurden stark reduzierende Grundwasser im Prozesswasser abgebildet. Zusätzlich wurde ein Überangebot an gelöstem Eisen gewährleistet. Periodisch wurde ein Überangebot an (Luft-) Sauerstoff in der Kontaktzone bereitgestellt, um die Oxidation zu beschleunigen. Um möglichst repräsentative Ergebnisse, aber auch eine beschleunigte Verockerungsreaktion zu erhalten, wurden die hydrochemischen Prozessparameter sowohl an die in-situ Bedingungen als auch an die Reaktionskinetik angepasst. Zum einfacheren Verständnis des Versuchsaufbaus ist dieser in einen Strömungs- und in einen Regelungskreislauf unterteilt. Hauptaufgabe des Regelungskreislaufes ist die Aufbereitung des Prozesswassers, wohingegen im Strömungskreislauf die Verockerung in der Kontaktzone initiiert wird. Im Strömungskreislauf bzw. in den Strömungskanälen können alle gängigen Filterbauweisen nach MAR (2008) abgebildet werden. Der Strömungskanal bildet einen Deckwerksausschnitt im Maßstab 1:1 ab. Somit können unterschiedliche Filterkonstruktionen untersucht werden, während der Regelungskreislauf unverändert bleibt und die Versuchsrandbedingungen vergleichbar bleiben.

Im Rahmen der Verockerungsversuche sollte insbesondere geprüft werden, inwiefern sich die Verockerung von mineralischen und geotextilen Filtern im Wasserbau unterscheidet und ob die verschiedenen Filteraufbauten unterschiedlich stark zur Verockerung neigen. Es wurde überprüft, ob der Prozess der

Verockerung der Gleiche ist, und ob die Leistungsfähigkeit der Filter bei ausschließlicher chemischer Verstopfung durch Verockerungsprodukte ohne mechanische Kolmation erhalten bleibt. Insgesamt wurden zehn Verockerungsversuche mit einer Versuchsdauer von 10 h sowie ein Langzeitversuch mit einer Versuchsdauer von 50 h durchgeführt.

Bei allen Versuchen zeigte sich, dass das Aquifermaterial sowohl bei den 10 h Versuchen als auch bei dem Langzeitversuch vergleichbare Restdurchlässigkeiten aufwies und keine negativen Auswirkungen aus der Verockerung auf die Durchlässigkeit des Aquifermaterials resultieren.

4.1 Verockerungsneigung mineralischer Filter

Während der Verockerungsversuche hat eine Verockerung des mineralischen Filtermaterials stattgefunden. Dies ist durch analytische und optische Auswertungen des Filtermaterials nach den Versuchen ersichtlich geworden. Es wurden deutlich erhöhte Eisengehalte gegenüber den unbelasteten Materialien gemessen. Dennoch konnten durch die Verockerungserscheinungen keine negativen Auswirkungen auf die hydraulische Leistungsfähigkeit der Filter festgestellt werden. Dies ist auf Umlagerungen im Korngerüst und daraus resultierende Anpassungen der Fließwege zurückzuführen.

4.2 Verockerungsneigung geotextiler Filter

Eine Verockerung der geotextilen Filterschicht hat während der Versuche stattgefunden. Dies ist durch eine umfassende analytische und optische Auswertung der Geotextilien nach den Versuchen nachgewiesen worden. Die Geotextilien haben eine orangebraune Färbung angenommen und es wurden deutlich erhöhte Eisengehalte gegenüber den unbelasteten Materialien gemessen. Eine Verringerung der Durchlässigkeit der geotextilen Filter durch eine Verockerung konnte bei den Versuchen teilweise ermittelt werden. Aus den experimentellen Untersuchungen dieser Versuchsreihe ging hervor, dass Geotextilien mit einem hydrophilen Materialverhalten weniger Eisenanhaftungen aufweisen als sich eher hydrophob verhaltene Textilien. Durch die Hydrophilierung kann sich das Grund- und Oberflächenwasser eher um die Filamente legen. Dadurch können anhaftende Luftblasen, die einen hohen Sauerstoffgehalt aufweisen und die Verockerung (Oxidation) begünstigen, eher gelöst werden. Durch die Gewährleistung einer möglichst großen Öffnungsweite und Wasserdurchlässigkeit bei Einhaltung der Filterregeln können die Fließwege auch bei fortschreitender Verockerung und damit verbundener Umhüllung der Filamente sowie Reduzierung der Öffnungsweite besser erhalten bleiben.

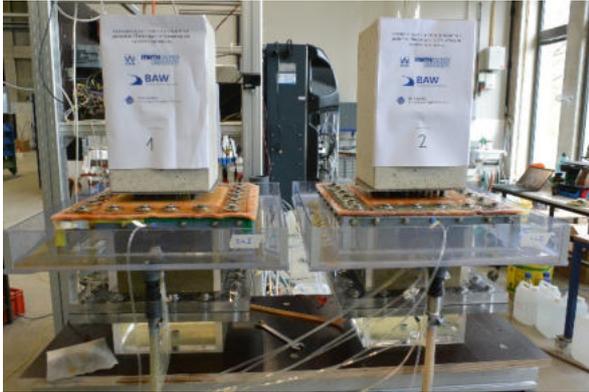


Abbildung 4: Strömungskanäle während der Versuchsdurchführung mit geotextilen Filteraufbau

5 Zusammenfassung und Fazit

Um den Prozess der Verockerung mineralischer und geotextiler Filter bei tidebeeinflussten Wasserstraßen besser zu verstehen und Schadensfälle an diesen Stellen zukünftig zu vermindern oder zu vermeiden, wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die Schwerpunkte lagen in der Verbesserung des Prozessverständnisses und andererseits in der Prüfung verschiedener Filterkonstruktionen und -materialien.

Sowohl an mineralischen Filterkomponenten als auch an geotextilen Komponenten haften die Verockerungsprodukte an. Die Verockerungsprodukte sind physikochemisch an der Oberfläche gebunden. Entsprechend ist eine klassische Kolmation durch bewegliche Verockerungsprodukte ausgeschlossen und die gängigen Filterkriterien, insbesondere für geotextile Filter, berücksichtigen die Verockerung nicht. Die chemische Verockerung von bidirektional durchströmten wasserbaulichen geotextilen Filtern stellt somit eine Verstopfung („internal clogging“) dar, die eine Porenraumverkleinerung der Filter herbeiführen kann.

Die starke Reduzierung der Wasserdurchlässigkeit der Geotextilien von 99,5 % (Abromeit 2000) konnte in den experimentellen Untersuchungen nicht festgestellt werden.

Aktuell noch laufende in-situ Untersuchungen zeigen, dass die Anhaftungen keine reinen Eisenoxide darstellen, sondern zusätzlich Feinstpartikel aus der Filterumgebung beinhalten und größere Konglomerate als das Ursprungsmaterial bilden. Somit ist die verockerungsbedingte Reduktion der Filterdurchlässigkeit in der Wasserstraße nicht ausschließlich auf eine reine Eisenoxidausfällung zurückzuführen. Eine klassische Kolmation durch Einlagerungen von Feststoffen im geotextilen Filter wird durch die Verockerung nach derzeitigem Stand der Forschung begünstigt, da Feinstpartikel, die in ihrer ursprünglichen Beschaffenheit durchgängig wären, nun als Einlagerungen in den Verockerungsprodukten die Filterstruktur

mit verstopfen können. Es ist möglich, dass mit materialtechnologischen und konstruktiven Anpassungen eine technische Lösung zur Aufrechterhaltung der Wasserdurchlässigkeit geotextiler Filterbauweisen in tidebeeinflussten Wasserstraßen gefunden werden kann.

Literaturverzeichnis

- Abromeit, H.-U. (2000). *Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode*. Mitteilungsblatt der BAW (Nr. 82)
- Correia, L.G.C.S., Ehrlich, M., Mendonca, M. B. (2017). *The effect of submersion in the ochre formation in geotextile filters*. Geotextiles and Geomembranes 45 (1)
- Fischer, R., Reissig, H., Bach, J., Gawlik, W., Sauer, U., Schwarz, H. (1990). *Verfahren zur Verhinderung von Verockerungserscheinungen an Steigleitungen, Filterbrunnen, Brunnenelementen und anderen wasserführenden Objekten*. Teil 1-3. Acta hydrochim. hydrobiol. (Vol. 18 und 19)
- Heibaum, M. (2014). *Das neue DWA-Merkblatt zu geotextilen Filtern*. BAW-Kolloquium „Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden“, Hannover
- Heibaum, M., Kayser, J. (2013). *Erfahrungen beim Einbau von geotextilen Filtern in Wasserstraßen*. 13. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik FS-KGEO 2013, München
- KFKI (2020). *Die Küste*, Heft 88, EAK 2002, Empfehlungen für Küstenschutzwerke, 3. korrigierte Ausgabe 2020. Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen
- Kuntze, H. (1978). *Verockerungen. Diagnose und Therapie; nach KWK-Versuchen 1956-1976*. Schriftenreihe des Kuratoriums für Wasser und Kulturbauwesen, 32. Hamburg, Parey
- Kunz (2022). *Anwendung von Geokunststoffen im Verkehrswasserbau*. Vortrag beim BfG-Workshop „Umweltbewertung von Geotextilien/Geokunststoffen“ am 27. und 28. September 2022
- MAG (2021). *BAW Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen*, Ausgabe 2021. BAW (Hg.)
- MAR (2008). *BAW Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherung an Wasserstraßen*, Ausgabe 2008. BAW (Hg.)
- Mendonca, M.B., Ehrlich, M., Cammarota, M.C. (2003). *Conditioning factors of iron ochre biofilm formation on geotextile filters*. Canadian Geotech. Journal 40 (6)
- Tophoff, L., Kreyenschulte, M., Schüttrumpf, H., Heimbecher, F. (2022). *Verockerung wasserbaulicher Filteranlagen: Stand der Wissenschaft und notwendige Untersuchungen*. Grundwasser - Zeitschrift der Fachsektion Hydrogeologie 27 (4)



Ansätze zu einer Modifikation der Filterregeln für Geokunststoffe

Moritz Schleeh, M.Sc., Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann,
Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik

In den Filterregeln zur Dimensionierung von Geotextilfiltern werden als grundlegende Parameter insbesondere die charakteristische Öffnungsweite des Filters O_{90} , die Filterdicke d und die Ungleichförmigkeitszahl C_U des zu filternden Bodens verwendet. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Überprüfung der Filterregeln für Geokunststoffe wurden in einem ersten Schritt verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Öffnungsweite O_{90} untersucht. Dabei konnte gezeigt werden, dass die im US-amerikanischen Raum häufig eingesetzte Prüfmethode einer Trockensiebung von Prüfkörnungen aus Glaskügelchen, modifiziert als Nasssiebung nach DIN EN ISO 12956 (2020), eine gute Alternative für die im europäischen Raum verwendete natürliche Prüfkörnungen darstellt. In einem zweiten Schritt wurden zur Überprüfung der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau Langzeitfilterversuche, zyklische Versuche und Suspensionsversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche zeigen deutliche Unterschiede in Bezug auf verminderte Durchlässigkeiten und Filterverstopfen (Kolmation) durch Feinanteile der unterschiedlichen eingesetzten Geokunststoff Musterproben. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags wird insbesondere über ergänzende Langzeitfilterversuche mit geotextilen Filter mit Öffnungsweiten an der oberen Grenze nach dem Merkblatt zum Einsatz von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E 2016) und großen Filterdicken berichtet, die ein besonders günstiges Filterverhalten zeigen.

1 Einleitung

Die Bemessung von hydraulisch und mechanisch stabilen Filtersystemen ist eine Kernaufgabe in der Geotechnik. Diesbezüglich hat sich seit vielen Jahren als Alternative zu klassischen ein- und mehrstufigen mineralischen Kornfiltern der Einsatz von geotextilen Filtern in Form von durchlässigen Flächenstrukturen wie Vliesen, Geweben und Maschenware etabliert. Maßgeblich für die Dimensionierung eines solchen Filtersystems mit Geokunststofffiltern ist die charakteristische Öffnungsweite O_{90} der jeweiligen Produkte, die den Korndurchmesser eines Prüfbodens angibt, der zu 90 % den Filter passieren kann, und die damit eine Richtgröße für die Durchlässigkeit eines Geotextils bildet. Für die geotechnische Filterdimensionierung ist ein verlässliches und reproduzierbares Verfahren zur Öffnungsweitenermittlung erforderlich. Internationale Regelwerke stellen diesbezüglich standardisierte Prüfverfahren zur experimentellen Ermittlung der Öffnungsweite zur Verfügung, u. a. die Norm DIN EN ISO 12956 (2020), die zur Bestimmung der Öffnungsweite die Nasssiebung eines natürlichen Prüfbodens oder einer Körnung aus Glaskügelchen vorsieht sowie die US-amerikanische Norm ASTM D 4751-21a (2021), nach der eine Trockensiebung durchzuführen ist. Nach ASTM 6767-20a (2020) kann zur Öffnungsweitenermittlung auch der Bubble-Point-Test durchgeführt werden, der sich die Messung des kapillaren Gegendrucks

gesättigter Geotextilporen zunutze macht. Ergänzend stellen ROLLIN (1990) und FAURE (1990) analytische Berechnungsverfahren für die Bestimmung der Öffnungsweite von Geotextilien auf Basis weiterer Materialparameter vor. Zudem sind teilweise automatisierte fotoanalytischen Methoden (AYDILEK ET AL. (2002) und ZHAO ET AL. (2021)) aktuell in der Entwicklung. In der deutschen Fachwelt hat sich die konventionelle Nasssiebung unter Einsatz einer natürlichen mineralischen Körnung als Standardverfahren etabliert; die genannten Alternativen kommen kaum oder nicht zum Einsatz. VAN DER SLUYS & DIERICKX (1990) zeigen im Rahmen eines Vergleichs, dass die Nasssiebung mit Glaskügelchen unter Vibration jedoch eine technisch sinnvolle Alternative zur klassischen Methode mit natürlichen Körnungen sein kann. Ausgehend von einer Darstellung der Grundlagen zur experimentellen Öffnungsweitenermittlung von Geotextilien werden nachfolgend die Ergebnisse der am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, unter Einsatz von natürlichem Kornmaterial und von Glaskügelchen durchgeführten Versuche zur Bestimmung der charakteristischen Öffnungsweite vorgestellt und vergleichend bewertet. Bei der Auslegung eines geotechnischen Filtersystems unter Verwendung von Geotextilien kommen empirische Ansätze zur Bewertung der Filterstabilität zur Anwendung. Das von der FGSV herausgegebene 'Merkblatt zum Einsatz von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus', kurz M Geok E (2016) unterscheidet drei hydraulische Sicherheitsbereiche, um die Filterwirksamkeit von Geotextilfiltern

langfristig zu gewährleisten. Durch die Vorgabe von Grenzwerten der charakteristischen Öffnungsweite O_{90} sollen einerseits die mechanische (Bodenrückhaltevermögen) und andererseits die hydraulische Filterwirkung (Durchlässigkeit) möglichst invariabel garantiert werden. Bei der Erarbeitung des Merkblattes M Geok E (2016) wurden zunächst Vliesstoffen mit Öffnungsweiten an der oberen Grenze $O_{90, \max.}$ in Verbindung mit großen Filterdicken als technisch sinnvoll bewertet. Begründet ist dies in einer hohen Durchlässigkeit aufgrund größerer Porenräume sowie der geometrischen Ähnlichkeit zu Kornfiltern und einer damit verbundenen möglichen Tiefenfiltration. Heute liegen jedoch aus vorwiegend wirtschaftlichen Gründen die meisten auf dem Markt verfügbaren Produkte mit einer charakteristischen Öffnungsweite von 0,06 mm bis 0,08 mm (Sicherheitsfall II) an der unteren Grenze $O_{90, \min.}$ des damals festgelegten zulässigen Bereichs. Bei Einsatz solcher Geotextilfilter sind wiederholt Probleme wie eine zeitlich veränderliche Abnahme der Durchlässigkeit durch eine fortschreitende Filterverstopfung aufgrund von Feinanteilen und somit eine Vernässung des anstehenden Bodens aufgetreten, da bei diesen Produkten die Gefahr der Ausbildung eines Oberflächenfilters mit Filterkuchenbildung (Blinding) oder des Verstopfens der Filterstruktur (Clogging) infolge von Suffosions- und Kolmationsprozessen insbesondere in Verbindung mit erosionsempfindlichen Böden besteht. Die aktuellen Filterregeln nach M Geok E (2016) ermöglichen insofern den Einsatz von Geokunststoffen, die nicht zu optimalen technischen Lösungen führen. Zudem gibt das M Geok E kein Verfahren zur projektspezifischen Ermittlung der erforderlichen Filterdicke vor.

Im Rahmen eines Forschungsprojekts am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart wurden umfangreiche Systemversuche zum Filtrationsverhalten von unterschiedlichen Geokunststoffen in Verbindung mit unterschiedlichen Bodenarten ausgeführt (MOORMANN ET AL. 2021). Die Langzeitversuche weisen ein erhöhtes Clogging-Potenzial und damit eine erhöhte Wahrscheinlichkeit der Verstopfung des Geotextils (Kolmation) nach, wenn Geotextilfilter mit einer charakteristischen Öffnungsweite an der unteren Grenze $O_{90, \min.}$ gemäß M Geok E verwendet werden (MOORMANN ET AL. 2021).

Daraufhin wurden in der Folge ergänzende Langzeitfilterversuche unter Einsatz von Mustervliesstoffen mit großer Öffnungsweite nahe $O_{90, \max.}$ und größeren Filterdicken durchgeführt, über die im vorliegenden Beitrag erstmalig berichtet wird. Auf dieser Basis werden abschließend Vorschläge für eine Fortschreibung der gegenwärtigen Filterregeln für Geokunststoffe formuliert.

2 Öffnungsweitenversuche

Das Verfahren nach DIN EN ISO 12956 (2020) zur Bestimmung der charakteristischen Öffnungsweite O_{90} eines geotextilen Filters ähnelt einer konventionellen Nasssiebung, wobei als Prüfkörnungen natürliches Bodenmaterial oder Glaskügelchen zum Einsatz kommen können. Mit dem Ziel einer weiten qualitativen Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse wurden im Zuge des Forschungsprojekts zahlreiche Optimierungen an Versuchsstand und Versuchsdurchführung auf den Weg gebracht. Im Siebturm wird den versuchsbedingten Streuungen in den Ergebnissen u. a. durch eine zweifache Randabdichtung der Messprobe sowie ein vorgelagertes Metallgitter zur Auftrennung einer möglichen Agglutination der Körnung entgegengewirkt.

2.1 Natürliche Prüfkörnung

Eine der größten Herausforderungen bei der Durchführung des Versuchs zur Bestimmung der charakteristischen Öffnungsweite O_{90} unter Einsatz natürlichen Bodenmaterials liegt in der Erstellung einer im logarithmischen Maßstab mit konstanter Steigung stetigen Kornverteilungskurve. Der hohe Feinanteil lässt sich nur durch die Beimischung von sehr feinen Sanden oder auch Mehlen erreichen. Um die in DIN EN ISO 12956 geforderte kongruent und weitgestufte Korngrößenverteilungslinie zu erhalten, ist es sinnvoll, alle Korngruppen soweit möglich vorab einzeln zu fraktionieren. Bis zu einer Korngröße von 0,038 mm lässt sich die Fraktionierung auch durch konventionelle Siebung durchführen. Da nach Norm in Verwendung der mittleren Korngrößenverteilung 16 % des Schluffkorns kleiner 0,038 mm sein müssen und sich solch eine große Menge an Feinanteil nur sehr aufwendig von Feinsanden trennen lässt, wird die angemischte Körnung durch Quarzmehl ergänzt. Für die Versuchsdurchführung wurde jeweils eine Trockenmasse des Prüfbodens von 150 g, berechnet nach DIN EN ISO 12569, verwendet.

2.2 Glaskügelchen

Die zur Durchführung der Öffnungsweitenversuche verwendeten Glaskügelchen bestehen aus Kalknatronglas. Sie müssen eine Rundheit von $> 0,89$ aufweisen. Zudem sind sie leicht fraktionierbar, wodurch die geforderte Körnungslinie gemäß DIN EN ISO 12956 unproblematisch angemischt werden kann. Die Glaskügelchen sind in allen erforderlichen Größen für die Bestimmung der Öffnungsweite O_{90} erhältlich. Ziel der Versuche war es, die Modifikation der Trockensiebung nach ASTM D 4751 (2021) (mit Vertikal- und Horizontalschwingung der Messprobe) durch eine Nasssiebung als äquivalenten Ersatz für mineralische Prüfkörnungen in ihrer Funktionalität zu überprüfen. Eine der maßgebenden Schwierigkeiten



bei der Trockensiebung mit Glaskügelchen nach ASTM D 4751 (2021) ist deren mögliche Verklumpung infolge elektrostatischer Phänomene und die daraus folgende Notwendigkeit der Benetzung mit antistatischen Mitteln. Glaskügelchen in trockener Siebung hingegen neigen nach LOMBARD (1989) häufig zu elektrostatischem Clogging im Geotextil. Vor diesem Hintergrund war es das Ziel, die Eignung der hier abweichend von der Norm angewandten Nasssiebung zu untersuchen.

2.3 Ergebnisse und Beurteilung

Insgesamt wurden sieben ausgewählte Geotextilien (über 100 Messproben), darunter Geovliesstoffe und Geogewebe, nach dem Verfahren gemäß DIN EN ISO 12956 (2020) geprüft. Sowohl bei dem natürlichen Kornmaterial als auch bei den Glaskügelchen wurde die mittlere Kornverteilungslinie zur Bestimmung der charakteristischen Öffnungsweite verwendet. Die Entnahme der Proben aus dem jeweils untersuchten Geotextil erfolgte nach dem Zufallsprinzip, um die Streuung innerhalb der Geotextilproben zu überprüfen. Abbildung 1 zeigt die grafische Ermittlung der charakteristischen Öffnungsweite bei Einsatz beider Materialien. Ersichtlich ist, dass sowohl die mittlere Quarzsandverteilung als auch die mittlere Glaskügelchenverteilung gleichwertige Ergebnisse bezüglich der charakteristischen Öffnungsweite liefern. Abbildung 2 visualisiert für die mit natürlichem Kornmaterial und Glaskügelchen durchgeführten Versuche den Zusammenhang zwischen der charakteristischen Öffnungsweite O_{90} und den dazugehörigen kumulativen, prozentualen Bodendurchgängen. Die orange Kurve beschreibt in der Abbildung die Verwendung von natürlichem Kornmaterial, wohingegen die blaue Kurve die Ergebnisse bei Verwendung der Glaskügelchen aufzeigt. Die signifikant größeren Bodendurchgänge unter Verwendung der Glaskügelchen, insbesondere bei Vliesen kleiner

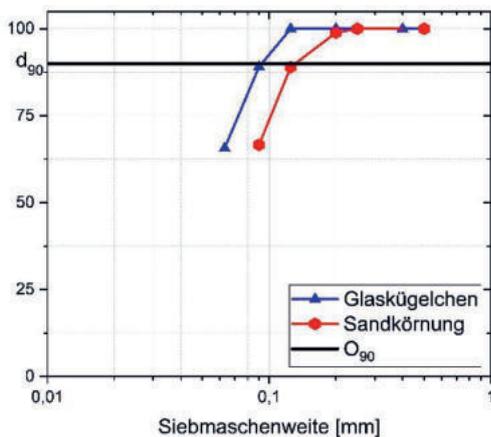


Abbildung 1: Vergleich der Bodendurchgänge Quarzsand und Glaskügelchen.

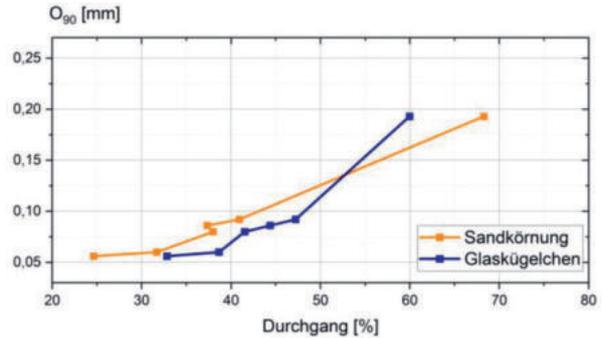


Abbildung 2: Öffnungsweitenversuche - kumulative Bodendurchgänge bei.

Öffnungsweite, lassen sich zunächst durch deren nahezu ideale Rundheit sowie Oberflächenglätte erklären. Hierdurch gelingt den Glaskügelchen ein leichteres Eindringen in die Vliesöffnungen. Entsprechend konnte unter Verwendung der Glaskügelchen bei den Vliesen eine höhere Gewichtszunahme der Proben und somit eine größere Einlagerung festgestellt werden. Die Geogewebe hingegen wiesen unter Verwendung der Quarzsandkörnung einen höheren Bodendurchgang auf. Dies kann durch die einschichtige Siebstruktur von Geweben erklärt werden, bei welcher Körner mit nicht runder Kornform über ihre kurze Seite eindringen können, was bei Glaskügelchen nicht möglich ist. Insgesamt wurde festgestellt, dass die Nasssiebung mit Kugeln aus Kaltnatronglas bezüglich der Öffnungsweitenermittlung zu keinen signifikanten Nachteilen gegenüber dem Einsatz natürlichen Prüfbodens führt. Eher bietet die einfache Handhabung, die breite Marktverfügbarkeit sowie die geringere Neigung zu Verklumpungen (Agglutinationen) (Abbildung 3) bei bewässerter Siebung wesentliche Vorteile gegenüber der Verwendung von natürlichen Körnungen.



Abbildung 3: Siebrückstand aus Glaskügelchen (links) und Boden (rechts).

3 Langzeitfilterversuche

3.1 Überblick

In einem weiteren Schritt wurden am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart Systemversuche zum Filtrationsverhalten Boden/Geokunststoff mit dem Ziel der Überprüfung und Weiterentwicklung der Filterregeln gemäß M Geok E 2016 durchgeführt. Die ausgeführten Systemversuche (Tabelle 1) umfassen Langzeitfiltrationsversuche (LTF), zyklische Filterversuche (ZV) und Suspensionsversuche (SV) (MOORMANN ET AL. 2021). Nachfolgend soll auf die Langzeitfiltrationsversuche näher beleuchtet werden.

In den Langzeitfiltrationsversuchen wird die zeitliche Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwerts des Boden-Geokunststoff-Systems unter konstanten Randbedingungen gemessen. Der verwendete, in *Abbildung 4* dargestellte Versuchsstand besteht aus drei Teilen: i) einer zylindrischen Plexiglas-Prüfzelle mit einem Innendurchmesser von 12 cm, bestückt mit einer Bodenprobe ($H/D = 1$), ii) einem Geotextil und iii) einem Drainagekies und Lochplatten unter der Kiesschicht zur Entwässerung. Die drei Glaszylinder und die Oberseite der Prüfarmatur sind durch drei Gewindestäbe verbunden. Das Boden-Geotextilsystem wird bis zu 200 Stunden mit einem durch die Höhen der oberen und unteren Druckbehälter definieren konstanten hydraulischen Gefälle von $i = 12$ vertikal durchströmt. Die Boden- und Geokunststoffproben werden mit einer konstanten Vertikallast von 20 kN/m^2 zur Abbildung der tatsächlichen Einbaubedingungen beansprucht. Der Durchfluss wird unter Wasser mit einem digitalen Durchflussmesser erfasst. Um den thermischen Effekt auf die Wasserviskosität zu berücksichtigen, wurden die Versuche in

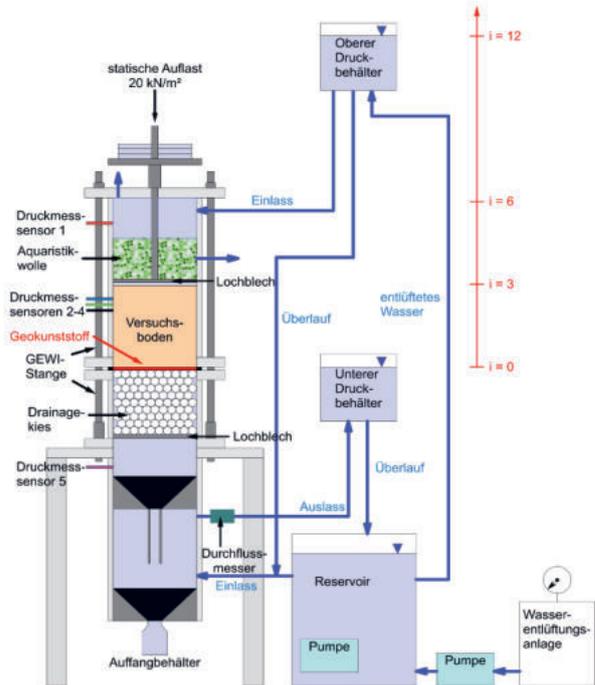


Abbildung 4: Versuchsaufbau Filterversuche nach SCHLEE ET AL. (2022).

einem isolierten Raum bei konstanter Temperatur durchgeführt. Der Einfluss des Sättigungsgrades auf die Messergebnisse durch die Kompression der Luft einschüsse wird durch die Befüllung der Prüfkammer mit entlüftetem Wasser minimiert. Nachdem der Geotextilfilter in den Versuchsstand eingebaut ist, wird dieser durch den entsprechenden Prüfboden unter geringer Staubentwicklung berieselt. Der Wasserdurchfluss Q , die Temperatur T und auch der Bodendurchgang nach Trocknung m_{Boden} , die Masse des Geokunststoffes $m_{\text{GK}, 1, d}$ und $m_{\text{GK}, 2, d}$ vor und

Tabelle 1: Übersicht der Durchströmungsversuche am System Boden/Geokunststoff (MOORMANN ET AL. 2021).

Charakteristische Öffnungsweite O_{90} des geotextilen Filters							
	Obere Grenze gemäß M Geok E			Untere Grenze gemäß M Geok E			
	$O_{90, \text{max}}$			$O_{90, \text{min}}$			
Boden	$i = \text{konst.}$ (Monofilament) (Fd 1 mm)	zyklisch (Fd 1 mm)	Suspensionstest (Fd 1 mm)	$i = \text{konst.}$ (Fd 1 mm)	$i = \text{konst.}$ (Filterdicke 3 mm)	zyklisch (Fd 1 mm)	Suspensionstest (Fd 1 mm)
SE	$O_{90} = 0,3 \text{ mm};$ (LV1)	(ZV1)	(SV1)	$O_{90} = 0,08 \text{ mm};$ (LV2)	$O_{90} = 0,08 \text{ mm};$ (LV3/4) (mech./mech.+therm.)	(ZV2)	(SV2)
SW	$O_{90} = 0,3 \text{ mm};$ (LV5)	(ZV3)	(SV3)	$O_{90} = 0,08 \text{ mm};$ (LV6)	$O_{90} = 0,08 \text{ mm};$ (LV7/8) (mech./mech.+therm.)	(ZV4)	(SV4)
UL	$O_{90} = 0,2 \text{ mm};$ (LV9)	(ZV5)	-	$O_{90} = 0,06 \text{ mm};$ (LV10)	$O_{90} = 0,06 \text{ mm};$ (LV11)	(ZV6)	-
ST*	$O_{90} = 0,2 \text{ mm};$ (LV12)	(ZV7)	-	$O_{90} = 0,06 \text{ mm};$ (LV13)	$O_{90} = 0,06 \text{ mm};$ (LV14)	(ZV8)	-



nach dem Versuch waren dabei weitere Messgrößen. Zusätzlich zu diesen Langzeitdurchlässigkeitsuntersuchungen wurden zyklische Filtrationstests sowie Suspensionsversuche durchgeführt, die insbesondere den Stofftransport im Geotextilfilter untersuchen sollen. Für diese Tests wurden für die beschriebenen Testböden nach M Geok E analog zu den Langzeitfilterversuchen identische Geotextilien verwendet. Der hydraulische Gradient i wurde bei den zyklischen Durchströmungsversuchen nach einem vorgegebenen Schema in fünf Zyklen zur Simulation des Lastfalls aufeinanderfolgender Regenfälle mit abwechselnden Trockenperioden zwischen $i = 3$ und $i = 12$ variiert. Wechselnde hydraulische Belastungen können zu einer stärkeren Mobilisierung feiner Partikel in der Bodenprobe führen und stellen deshalb eine zusätzliche Belastung für das Filtersystem aus Boden und Geokunststoff dar. In den Suspensionsversuchen wird das Wasser im oberen Druckbehälter zusätzlich mit Kaolin versetzt, sodass eine intensive Feinteilsuspension durch das Filtersystem strömt.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Langzeitfiltrationsversuche (LTF) aus MOORMANN ET AL. (2021) vorgestellt und mit ergänzenden Untersuchungen verglichen. Hinsichtlich der zyklischen Filterversuche (ZV) und Suspensionsversuche (SV) wird auf MOORMANN ET AL. (2021) und SCHLEE ET AL. (2022) verwiesen.

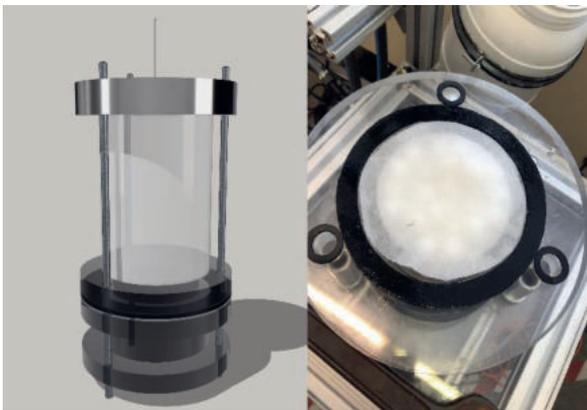


Abbildung 5: 3D-Ansicht des Versuchszylinders (links) mit Einbau der Vliesstoffprobe (rechts).

3.2 Boden-Geotextil-Systeme

Der Verlust der hydraulischen Filterwirksamkeit geotextiler Filter ist in vielen Fällen auf ein Zusetzen des Geotextils mit Feinanteilen (Clogging) oder eine Filterkuchenbildung über dem Filter und damit funktionsloser Tiefenfiltration (Blinding) zurückzuführen. Für die Filterversuche am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart sind daher Böden zum Einsatz gekommen, die besonders zu Materialtransport und Feinteilmobilisierung neigen, da sie Ausfallkörnungen, schwache oder keine Kohäsion oder hohe Ungleichförmigkeiten aufweisen. Untersucht wurden ein

leicht plastischer Schluff (UL, $C_u = 5,8$), ein weit gestufter Sand (SW, $C_u = 7,9$) und ein stark schluffiger Mittelsand (SU*, $C_u = 18$). Zum Vergleich wurden Versuche mit einem eher als stabil geltenden eng gestuften Sand (SE, $C_u = 3,8$) unter den identischen Rahmenbedingungen durchgeführt.

Als geotextile Filter wurden Vliesstoffe und Geogewebe eingesetzt (Tabelle 1).

In den neueren Versuchsreihen wurde ergänzend ein Vergleich zwischen rein mechanisch vernadelten Mustervliesstoffen (Prototyp, nicht marktverfügbar und unkalandriert) mit einer Öffnungsweite von $O_{90} = 0,14$ mm (obere Grenze nach M Geok E) und einem 1 mm dicken, vernadelten und kalandrierten handelsüblichen Vliesstoff mit $O_{90} = 0,08$ mm (untere Grenze $O_{90, \min}$ nach M Geok E) durchgeführt. Die Versuchsdauer entsprach mindestens sieben Tage. Die Änderung der Durchlässigkeit des Gesamtsystems wurde aus dem induktiv gemessenen Durchfluss pro Minute temperaturbereinigt nach DIN 18130 (1998) ermittelt. Bei geringen Durchflussmengen unter 0,1 l/min wurden diese kumulativ per Wägung gemessen und der Volumenstrom sowie die Durchlässigkeit entsprechend zurückgerechnet.

3.3 Ergebnisse und Vergleich

Anhand der genannten Messgrößen können die Boden-Geotextil-Systeme im Folgenden nach ihrer hydraulischen und mechanischen Filterwirksamkeit bzw. Filterstabilität beurteilt und anschließend mit den Empfehlungen der Grenzen gemäß M Geok E verglichen werden.

3.3.1 Weit gestufter Sand (SW)

Der weit gestufte Sand besitzt eine hohe Ungleichförmigkeit und erfüllt die Suffosionskriterien nach ZIEMS (1968) und BURENKOVA (1993) nicht. Wie in Abbildung 6 zu erkennen, stellt sich ausschließlich bei Verwendung eines dicken, rein mechanisch

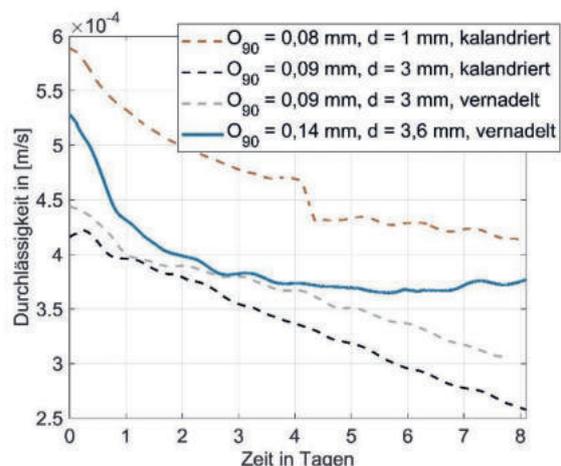


Abbildung 6: Vergleich der Durchlässigkeiten im SW mit Variation der Filterdicke und Öffnungsweite.

verfestigten Vliesstoffs mit großer Öffnungsweite (blaue Kurve) ein stabiler und konstanter langfristiger Durchfluss ein. Nur in diesem Versuch wird nach anfänglicher Feinteilmobilisierung und damit verbundener Durchlässigkeitsrückgang eine stabile Tiefenfiltration erreicht. Die deutliche Gewichtszunahme in der Geovliesprobe weist auf eine Materialeinlagerung infolge Clogging hin. Der Einsatz eines besonders dicken Filtervlieses hatte bedingt durch den größeren Porenraum ebenfalls einen positiven Einfluss.

3.3.2 Leicht plastischer Schluff (UL)

Mit einer Plastizitätszahl von $I_p = 0,25$ sowie einer geringen Kohäsion kann der leicht plastische Schluff als filtertechnisch schwieriger Boden eingestuft werden. Filtertests mit dünnem Vlies führten aufgrund der Neigung zu innerer Erosion im Versuchsaufbau zu starken Piping-Vorgängen, Räumumläufigkeiten und Durchbrüchen (Abbildung 7), insbesondere am Rand der Versuchszelle. Die Versuche mit vernadeltem und unkalandriertem Mustervliesstoff mit $O_{90} = 0,14$ mm und $d = 3,6$ mm zeigten hingegen eine mechanische Filterstabilität des Filtersystems Geokunststofffilter/Boden (Abbildung 8). Der Einfluss der Verdichtung und des Einbauwassergehalts des UL-Materials auf die Stabilität der Durchlässigkeit des Gesamtsystems über der Zeit sind deutlich zu erkennen. In stark verdichtetem Schluff kann hier sogar ein langfristiger Anstieg des Durchflusses durch den Einsatz von unkalandriertem Filtervlies beobachtet werden. Der Bodendurchgang bei einem unverdichteten Schluff betrug aufgrund des sich stabilisierenden, aber deutlich größeren Durchflusses das Zehnfache einer stärker verdichteten Schluffprobe.

3.3.3 Stark schluffiger Mittelsand (SU*)

Ergänzend wurden Filterversuche mit einem stark schluffigen Mittelsand (SU*) durchgeführt, der sich durch eine große Ungleichförmigkeit und einen

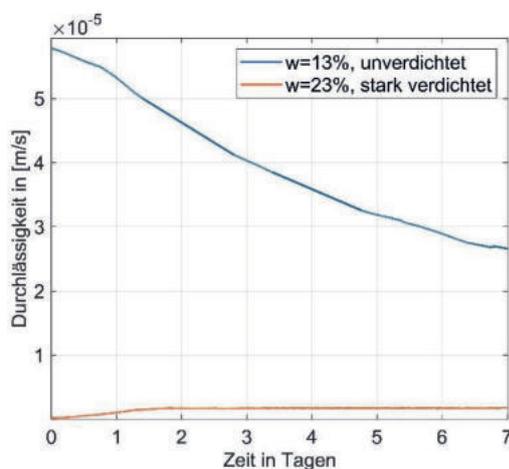


Abbildung 8: Vergleich der Durchlässigkeiten im UL mit Variation von Verdichtung und Wassergehalt bei Einbau.



Abbildung 7: Geotextiler Vliesstoff nach innerer Erosion der Bodenprobe (Piping) mit UL.

hohen Anteil mobilisierbarer Feinanteilen auszeichnet. Die Ergebnisse dieser Langzeitfiltertests sind in Abbildung 9 halblogarithmisch dargestellt. Der Bodendurchgang beträgt bei dünnem, kalandriertem Filtervlies (blau) 0,8 g, beim dickeren, rein mechanisch verfestigten Vlies (orange) 9,1 g. Die Materialeinlagerung ist mit 6,5 g im dicken Filtervlies größer als mit 6,0 g im dünnen, was aber in Anbetracht der Differenz der Filterdicke auf ausgeprägtes Clogging und damit Verstopfen des verfügbaren Porenraums im dünnen Vlies hindeutet. Die Grafik in Abbildung 9 zeigt ein hydraulisch positives Verhalten mit sich langsam stabilisierender Durchlässigkeit für den offeneren Filter (orange). Der Durchfluss ist durch den Einsatz des Filtervlieses mit großer Öffnungsweite, großer Dicke und Porenraum um eine Zehnerpotenz größer.

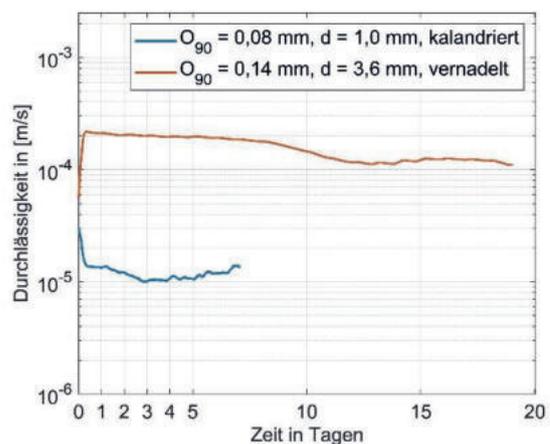


Abbildung 9: Vergleich der Durchlässigkeiten im SU* mit Variation der Dicke und Öffnungsweite.

4 Vorschlag für eine Fortschreibung der Filterregeln für Geokunststoffe

Nach den Untersuchungen von HEERTEN (1989) und SAATHOFF (1996) wird, um eine optimale hydraulische Filterstabilität zu gewährleisten, empfohlen,



dass geotextile Filter eine möglichst große Öffnungsweite aufweisen und so ein offener Filter mit großem Porenraum entsteht. Das Merkblatt M Geok E 2016 berücksichtigt dies, indem bei suffosionsgefährdeten Böden auf eine individuelle Filterbemessung verwiesen wird (Sicherheitsfall III). Dies ist jedoch mit höherem Aufwand und entsprechender Expertise verbunden, während eine Modifikation der Filterregeln insbesondere hinsichtlich der Grenzen der charakteristischen Öffnungsweite im hydraulischen Sicherheitsfall II eine technisch sinnvolle und auch notwendige Weiterentwicklung wäre.

Tabelle 2: Vorschlag zur Modifikation der Grenzwertenach M Geok E.

Bodenart	SW	UL	SU*
O ₉₀ nach M Geok E (2016)	0,08 < O ₉₀ < 0,30	0,06 < O ₉₀ < 0,11	
Filterdicke nach DWA-M 511	2,4 < d < 9,0	1,8 < d < 3,3	
Empfehlung für O₉₀	0,14 < O₉₀ < 0,30	0,11 < O₉₀ < 0,14	

Auf Basis der durchgeführten umfangreichen Untersuchungen wurde ein entsprechender Vorschlag für eine Fortschreibung der Filterregeln nach M Geok E entwickelt, der zusammenfassend in Tabelle 2 dokumentiert ist und eine Modifikation der Grenzwerte der Öffnungsweiten vorsieht. Ergänzend wird empfohlen, Anforderungen an die Filterdicken zu formulieren, wobei eine Anlehnung an das DWA-Merkblatt 511 erfolgen kann. Alternativ wäre auch ein Kriterium in Abhängigkeit der gewählten Öffnungsweise denkbar.

Der als Mittelsand eingestufte SW zeigt bei kleiner Öffnungsweite ein signifikant schlechteres hydraulisches Filterverhalten und dabei ein kaum besseres Bodenrückhaltevermögen (Abs. 3.3.1). Allgemein wurden in den Systemversuchen nur untergeordnet Piping-Prozesse festgestellt. Der Verlust der hydraulischen Filterwirksamkeit kristallisiert sich unter Verwendung der aktuellen Regeln im Gegensatz zum Bodenrückhaltevermögen als entscheidender Faktor heraus. Die UL- und SU*-Böden zeigen überwiegend ein hydraulisch stabiles Verhalten, wenn Geokunststoffe bei einer Öffnungsweite über 0,11 mm eingesetzt werden (Abs. 3.3.3). Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Einsatz von Geotextilvliesen mit Öffnungsweiten an der unteren Grenze entsprechend der aktuellen M Geok E langfristig zu einem Verlust der hydraulischen Filterwirksamkeit führen kann.

Die Variation der Filterdicke einer aktuell an der unteren Grenze noch zulässigen Öffnungsweite und bei

Verwendung von Geotextilfiltern mit größeren angepassten Öffnungsweiten ist Gegenstand aktueller Untersuchungen, zeigen jedoch auch in ersten Versuchen positive Effekte. Auch der Einfluss der Art der Verfestigung wird weiter untersucht.

Die vorgestellten Untersuchungsergebnisse belegen jedoch bereits die Notwendigkeit einer Modifikation und Weiterentwicklung der aktuellen Filterregeln für Geokunststoffe im Erdbau des Straßenbaues gemäß dem FGSV-Merkblatt M Geok E (2016) und geben erste Richtwerte vor.

Literaturverzeichnis

Aydilek, A. H.; Oguz, S.; Tuncer, B. E. (2002). *Digital Image Analysis to Determine Pore Opening Size Distribution of Nonwoven Geotextiles*. Journal of Computing in Civil Engineering.

ASTM D 6767-20a (2020). *Standard Test Method for Pore Size Characteristics of Geotextiles by Capillary Flow Test*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials

ASTM D 4751-21a (2021). *Standard Test Methods for Determining apparent Opening Size of a Geotextile*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials

ASTM D 5101-12 (2012). *Standard Test Method for Measuring the Filtration Compatibility of Soil-Geotextile Systems*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials

Burenkova V.V. (1993). *Assessment of suffosion in non-cohesive and graded soils*. Karlsruhe: First Int. Conf. Geo-Filters, 357–360

DWA-Regelwerk, Merkblatt DWA-M 511 (2017). *Filtern mit Geokunststoffen*. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA)

DIN EN ISO 12956 (2020). *Geotextilien und geotextilverwandte Produkte - Bestimmung der charakteristischen Öffnungsweite*. Berlin: Beuth Verlag GmbH

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

Faure, Y.; Gourc, J.; Gendrin, P. (1990). *Structural study of porometry and filtration opening size of geotextiles*. Philadelphia: Geosynthetics: Microstructure and Performance, 102-119

FGSV Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (2016). *Merkblatt zum Einsatz von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues*. Köln: FGSV Verlag GmbH



Heerten, G. (1989). *Analogiebetrachtungen zu Filtern*. Karlsruhe: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66

Liebl, J., Moormann, Ch. (2022). *Review of the application of filter rules for geosynthetics based on a new experimental study*. Proc. of the 20th Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ICSMGE, Sydney 2022, Rahman, M. & Jaksa, M. (eds.), Australian Geotechnical Society, 3841-3846

Lombard, G.; Rollin A.; Wolff, C. (1989). *Theoretical and Experimental Opening Sizes of Heat-Bonded Geotextiles*. Quebec: Textile Research Journal, 208-217

Moormann, Ch., Liebl, J., Schleeh, M.: *Überprüfung der Auswirkungen der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe des M Geok E*. Bergisch Gladbach: Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 05.0198/2017/AGB der BAST, 2021 (unveröffentlicht)

Rollin, A. L.; Mlynarek, J.; Vidovic, A. (1990). *Filtration opening size of geotextile: The parameters influencing the pore size determination*. Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Hoedt, Balkema, Rotterdam. ISBN 90 6191119 2

Saathoff, F. (1996). *Filtern mit Geotextilien*. Esslingen: Weiterbildungszentrum der Technischen Akademie Esslingen, Lehrgang Nr. 20495/85.13

Schleeh, M., Liebl, J., Moormann, Ch. (2022). *Filtern mit Geokunststoffen: Überprüfung der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau*. 13. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern 2022, S. 269-278

Stoewahse, C.; Heibaum, M.; Werth, K.: *Zur Bemessung geotextiler Filter – Das neue Merkblatt DWA-M 511*. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, 40. Dresdner Wasserbaukolloquium 2017, S. 241-250

Van der Sluys, L. & Dierickx, W. (1990). *Comparative Study of Different Porometry Determination Methods for Geotextiles*. Merelbeke: Geotextiles and Geomembranes 9,183-198

Zhao, W.; Tang, X.; Li, K.; Liang, J.; Lin, W. Chen, X. (2021). *Monitoring of the Variation in Pore Sizes of Woven Geotextiles with Uniaxial Tensile Strain*. Basel: Applied Sciences 12, 374

Ziems, J. (1968). *Ein Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe*. Dissertation, TU Dresden



Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen für Geovliesstoffe

Dipl.-Ing. Helmut Zanzinger, SKZ - Testing GmbH, Würzburg
Dr.-Ing. Jan Retzlaff, GEOscope GmbH, Weimar
B. Sc. / B. Eng. Robin Kroh, SKZ - Testing GmbH, Würzburg
Dipl.-Ing. Jens Sommerburg, Die Autobahn GmbH des Bundes, Lübeck

Im Rahmen eines großmaßstäblichen Feldversuchs wurden 12 mechanisch verfestigte Geovliesstoffe aus PP-Stapelfasern drei verschiedener Fertigungstechniken hinsichtlich ihrer Robustheit gegenüber Einbaubeanspruchung in ihrer Funktion als Trennlage zwischen lockerem Untergrund und grobkörnigem Tragschichtmaterial überprüft. Auf vier Testfeldern wurden insgesamt vier unterschiedliche Einbausituationen simuliert. Dazu wurden Tragschichtmaterialien aus rundkörnigem, sandigem Kies bis zu scharfkantigem, sandig, steinigem Kies eingesetzt. Die Beanspruchungen durch den Bauverkehr wurden, anhand der sich einstellenden Spurrinnen aus LKW-Überfahrten, gesteuert. Zur schonenden Freilegung der Geovliesstoffe kam ein Saugbagger zum Einsatz.

Alle Geovliesstoff-Proben wurden visuell auf Beschädigungen beurteilt und danach klassifiziert. Für die Bewertung der mechanischen Veränderungen wurde das Arbeitsvermögen und die daraus abgeleitete Schädigungsarbeit herangezogen. Einen Schädigungsgrad von weniger als 20% konnte nur die Hälfte der getesteten Proben erreichen. Einem Schädigungsgrad von weniger als 50% konnten nahezu alle Proben gerecht werden. Das derzeitige Klassifizierungssystem sollte die Anforderungen an geotextile Trennlagen verschärfen. Die alleinige Forderung einer Festigkeit ist nicht ausreichend. Die Geovliesstoffe sollten dem Ausweichprinzip folgend Beschädigungen vermeiden. Dazu ist es notwendig, dass auch die Verformbarkeit Berücksichtigung findet. Das Arbeitsvermögen gibt hierfür zusammen mit der Mindestdehnfähigkeit eine gute Grundlage. Vor diesem Hintergrund wurde ein Vorschlag für ein zeitgemäßes Klassifizierungssystem unterbreitet.

1 Einleitung

Für die Funktion des Trennens von Böden unterschiedlicher Korngrößen mit Geotextilien werden die Trennlagen auf Basis empirischer Systeme in Klassen eingeteilt. Im aktuellen deutschen Klassifizierungssystem des "Merckblattes über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues - M Geok E" (FGSV, 2016) wird zwischen fünf Anwendungsfällen unterschieden, die den Einfluss des Schüttmaterials berücksichtigen. Diese werden wiederum mit fünf Belastungsfällen kombiniert, die sich aus dem Einbau des Geokunststoffs und dem damit verbundenen Baubetrieb ergeben. Daher gibt es 25 mögliche Anwendungskombinationen, die sich heute auf drei Geotextil-Robustheitsklassen (GRK) konzentrieren und damit die Belastung der Trennschicht beschreiben. Am weitesten verbreitet sind mechanisch verfestigte Geovliesstoffe (GTX-NW) mit Stapelfasern aus Polypropylen (Bräu et al., 2004, Bräu & Laier, 1984, Watn & Zeniti, 1997). Wichtig ist, dass keine Löcher oder Beschädigungen vorhanden sein dürfen, die die Filter- und Trennfunktion lokal beeinträchtigen.

2 Untersuchungen

Für die Untersuchungen in dem nachfolgend beschriebenen Projekt wurden GTX-NW mit und ohne thermische Nachbehandlung ausgewählt. Sowohl für den Zugversuch als auch für den Stempeldurchdruckversuch (CBR-Versuch) wurden die charakteristischen Werte des Anlieferungszustandes (ALZ) für die flächenbezogene Masse nach EN ISO 9864, die Dicke nach EN ISO 9863-1, die Zugfestigkeit am breiten Streifen nach EN ISO 10319, die Stempeldurchdruckkraft F_{CBR} nach EN ISO 12236 bzw. die entsprechenden Arbeitsvermögen (EA) als Integral der Kraft-Dehnungs-Linien ermittelt.

Das "Arbeitsvermögen, linear" EA_{Zug} basiert auf der einaxialen (linearen) Dehnung im Zugversuch, während das "Arbeitsvermögen, mehraxial" EA_{CBR} auf der mehraxialen (flächigen) Dehnung ϵ_{CBR} in einem CBR-Versuch basiert (Gl. 1), berechnet als Verhältnis der Zunahme der Fläche A , hier als Mantelfläche eines Kegelstumpfes plus der Fläche unter dem Stempel, und der Ausgangsfläche A_0 (Abbildung 2-1). Hier wurde der Durchdruckweg des Stempels bei einer Vorspannung von 1 N gemessen.

$$\epsilon_{CBR} = \left(\frac{A - A_0}{A_0} \right) \cdot 100\% \quad (1)$$

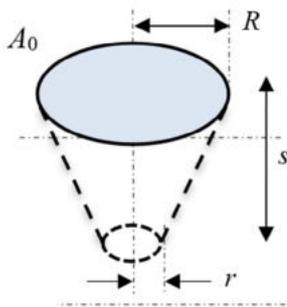


Abbildung 2-1: Darstellung der gedehnten Probe-körperfläche im CBR-Versuch

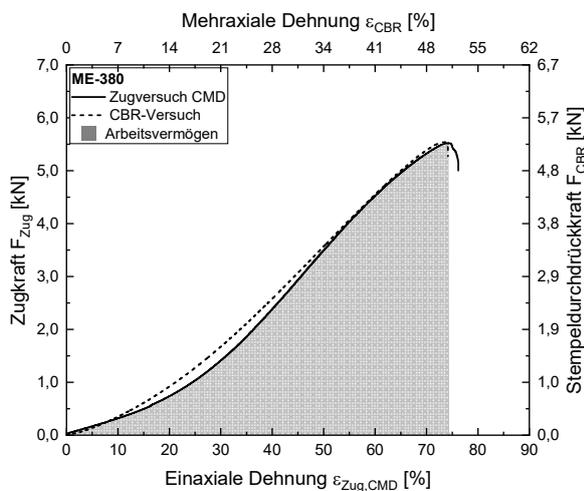


Abbildung 2-2: Darstellung der Zugkraft im Vergleich zur einaxialen Dehnung und der Stempeldurchdrückkraft im Vergleich zur mehraxialen Dehnung

Für alle geprüften GTX-NW wurden sehr gute Korrelationen zwischen Zugkräften und Stempeldurchdrückkräften festgestellt. Abbildung 2-2 zeigt beispielhaft für das GTX-NW ME-380 die Zugkraft $F_{Zug,CMD}$ aufgetragen über die einaxiale Dehnung $\epsilon_{Zug,CMD}$ quer zur Produktionsrichtung und Stempeldurchdrückkraft F_{CBR} aufgetragen über die mehraxiale Dehnung ϵ_{CBR} .

Um die Einbausituation von vier GRK zu variieren, wurden zwei verschiedene Schüttmaterialien ausgewählt und diese mit zwei unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus aufgrund von Bauabläufen kombiniert. Der Einbau und die Verdichtung des Schüttmaterials erfolgten maschinell. Die zu erwartenden Spurrinntiefen in der Geotextilschicht lagen zwischen 5 cm und 15 cm. Verwendet wurden rundkörniges Schüttmaterial (sandiger Kies) und kantiges Schüttmaterial mit und ohne Steine (sandiger, steiniger Kies und Sand-Kies-Gemisch).

Großflächige, mit unverdichtetem Quarzsand 0/2 mm gefüllte Testfelder (TF), die vor dem Einbau der GTX-NW und dem Einbringen des Tragschichtmaterials

nicht befahren wurden, sind in Abbildung 2-3 dargestellt.

TF GRK4 wurde aufgrund von unterschiedlicher Beladung des LKW im hinteren und vorderen Bereich des Testfeldes in zwei Sektoren TF GRK4a und TF GRK4b unterteilt.



Abbildung 2-3: Vier Testfelder in verschiedenen Stadien des Einbaus von GTX-NW

Das Schüttgut der Tragschichten wurde mit einem Radlader auf die Testfelder geschüttet und mit einem Mobilbagger mit Räumschaufel verteilt und eingeebnet. Die Tragschicht wurde mit einem Walzenzug so verdichtet, dass der Versuchsaufbau mit einem bis zu 40 t Gesamtgewicht beladenen, dreiachsigen LKW befahren werden konnte (Abbildung 2-4). Nach den Überfahrten und der Vermessung der Spurrinnen auf der Oberseite der Tragschichten wurden die obersten 10 cm bis 15 cm des Tragschichtmaterials vorsichtig mit einem Tieflöffel abgetragen. Anschließend wurde ein mobiler Saugbagger eingesetzt, um den größten Teil des verbleibenden Schüttmaterials aufzunehmen (Abbildung 2-5). Der Rest wurde manuell abgetragen.



Abbildung 2-4: Spurrinnen eines voll beladenen LKW



Abbildung 2-5: Abtragen von Schüttmaterial mit einem mobilen Saugbagger

3 Auswertung

Alle entnommenen Proben wurden einer einheitlichen, visuellen Probenansprache unterzogen. Die Schäden wurden als Vertiefungen bzw. Löcher und Risse erfasst und einem definierten optischen Schadensfaktor k_{vis} zugeordnet. Optische Schäden wurden fast ausschließlich im Bereich der Spurrillen gefunden. "Zwischen den Rädern" wurden kaum optische Schäden gefunden (Abbildung 3-1, Abbildung 3-2, Abbildung 3-3, Abbildung 3-4).



Abbildung 3-1: Gespannte und entspannte Proben nach dem Abtragen des Schüttmaterials

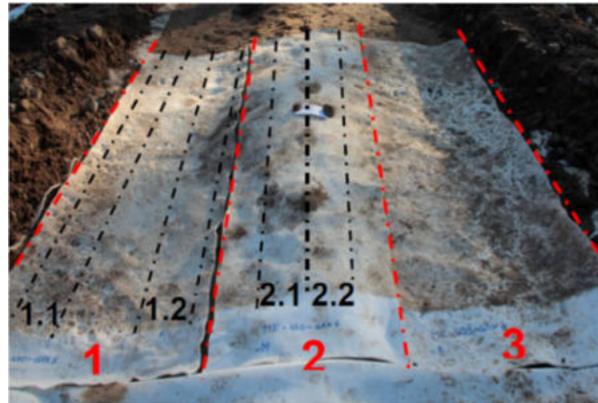


Abbildung 3-2: Probenentnahme "unter den Rädern" (Zonen 1 und 3) und "zwischen den Rädern" (Zone 2)



Abbildung 3-3: Beschädigte Probe eines thermisch unbehandelten GTX-NW



Abbildung 3-4: Beschädigte Probe eines thermisch nachbehandelten GTX-NW

Bei allen Proben im ALZ, sowie bei den entnommenen Proben war ein mehr oder weniger linearer Anstieg des Arbeitsvermögens mit der Zunahme der Masse pro Flächeneinheit festzustellen. "Unter den Spurrillen" zeigten die Proben eine größere Schädigung in Form von niedrigerem Arbeitsvermögen als die Proben "zwischen den Rädern" (Abbildung 3-5).

Dort konnten die GTX-NW durch die beidseitige Spurrinnenbildung ebenfalls gespannt werden. Die direkte Druckbelastung des Grobkorns der Tragschicht auf die GTX-NW war jedoch nicht vorhanden. Die Vorverdichtung der Tragschicht durch den Walzenzug konnte bereits erste Schäden verursachen. Diese aufeinanderfolgenden Einflüsse ließen sich im Nachhinein nicht mehr vollständig trennen.

Die gesamte Schädigungsarbeit (W) ergab sich aus der Differenz zwischen dem Arbeitsvermögen (EA) im ALZ EA_{0+1+2} und dem verbleibenden Arbeitsvermögen EA_3 , einschließlich der Reduzierung durch den visuellen Schädigungsfaktor. Der "Schädigungsgrad" wurde als das Verhältnis von Schädigungsarbeit und Arbeitsvermögen definiert. Der Schädigungsgrad nahm mit zunehmender Masse pro Flächeneinheit ab.

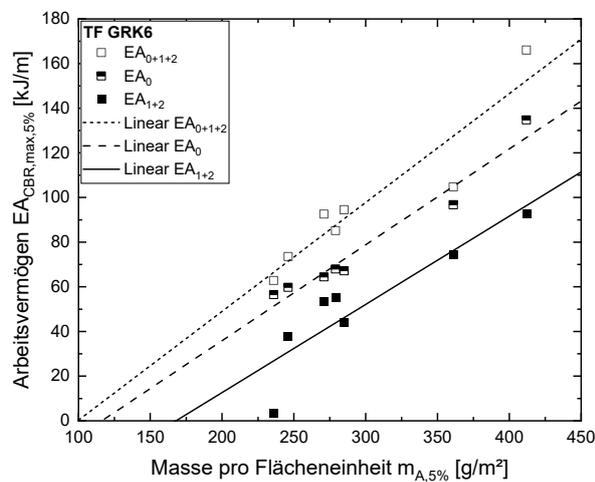


Abbildung 3-5: Darstellung des Arbeitsvermögens im ALZ EA_{0+1+2} , nach Beschädigung "zwischen den Rädern" EA_0 und nach Beschädigung "unter den Rädern" EA_{1+2} , beispielhaft für TF GRK6

Abbildung 3-6 zeigt die Abnahme der Stempeldurchdruckkraft und der mehraxialen Dehnung geschädigter Proben am Beispiel eines thermisch unbehandelten GTX-NW und veranschaulicht den Verlust von Arbeitsvermögen, hier angegeben als "Fläche unter der Kurve".

In TF GRK3 wiesen 3 von 5 Proben einen Schädigungsgrad unter 20% auf (Abbildung 3-7). Die beiden anderen Proben waren thermisch oberflächenbehandelt und zeigten Schädigungsgrade zwischen 40% und 50%. Die Proben in TF GRK4b waren sehr stark geschädigt. Es wurden Schädigungsgrade zwischen 40% und 80% festgestellt. In TF GRK5 wiesen die 5 leichteren GTX-NW mit Flächengewichten unter 300 g/m^2 relativ große Schäden auf, während die beiden schwereren GTX-NW mit Schädigungsgraden unter 20% kaum beschädigt wurden. In TF GRK6 wurden bei allen Proben Schädigungsgrade zwischen 30% und 90% festgestellt.

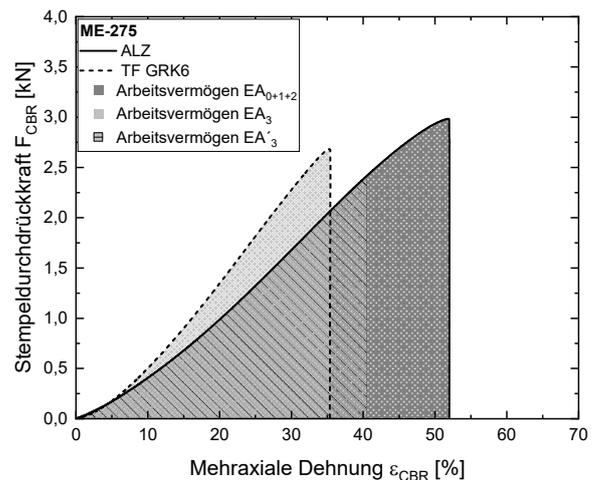


Abbildung 3-6: Veranschaulichung des Verlustes von Arbeitsvermögen, mit Arbeitsvermögen EA_{0+1+2} im ALZ und Arbeitsvermögen EA_3 einer beschädigten Probe. EA'_3 ist flächenäquivalent mit EA_3 .

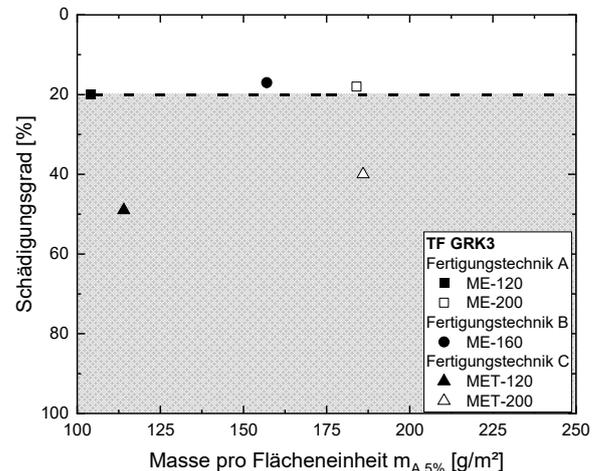


Abbildung 3-7: Ermittelte Schädigungsgrade vs. Masse pro Flächeneinheit für TF GRK3

Die Bewertung der "Robustheit gegenüber Einbaubeanspruchung" wurde für alle Produkte durch Ermittlung des jeweiligen Schädigungsgrades durchgeführt. Sechs der 12 Produkte erfüllten die ihnen zugeordneten Anforderungen an einen zulässigen Schädigungsgrad von z.B. 20% in den jeweils verwendeten Testfeldern. Fünf der 12 Produkte wurden ausschließlich in Testfeldern eingesetzt, die nicht ihrer Klassifizierung entsprachen. Sie erfüllten die Anforderungen an einen zulässigen Schädigungsgrad von beispielsweise 20% nicht. Eines von 12 Produkten wurde entsprechend seiner Klassifizierung in entsprechenden Testfeldern installiert und erfüllte die genannte Anforderung nicht. In einer zweiten Betrachtung wurde ein zulässiger Schädigungsgrad von z.B. 50% betrachtet. Dieses Kriterium wiederum wurde von 11 von 12 Produkten erfüllt.

Grundsätzlich wäre es wünschenswert, dass keiner-



lei Schäden an den geotextilen Trennschichten auftreten, um deren vollständige und dauerhafte Funktionsfähigkeit gewährleisten zu können.

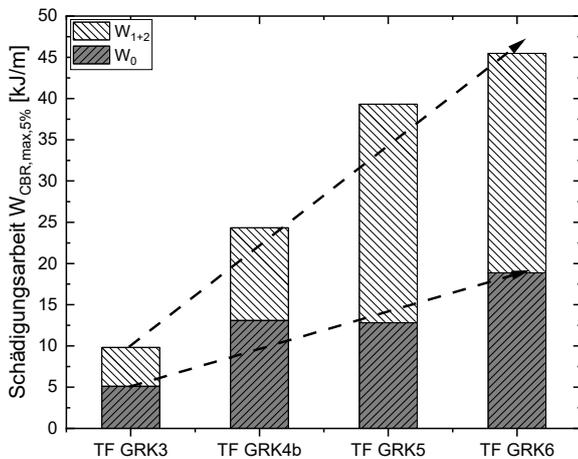


Abbildung 3-8: Zunahme der Schädigungsarbeit "zwischen den Rädern" W_0 und "unter den Rädern" W_{1+2} für vier Testfelder

Die Schäden, die durch Spurrinnen und überfahrende LKW entstanden sind, übertrafen die Schäden, die durch die Verfüllung und anschließende Verdichtung mit einem Walzenzug generiert wurden. Abbildung 3-8 zeigt den tendenziellen Anstieg der Schädigungsarbeit von TF GRK3 auf der linken Seite bis zu TF GRK6 auf der rechten Seite des Diagramms. Sowohl einen Anstieg der Schädigungsarbeit "zwischen den Rädern" W_0 als auch die Zunahme der Schädigungsarbeit "unter den Rädern" W_{1+2} wurde festgestellt.

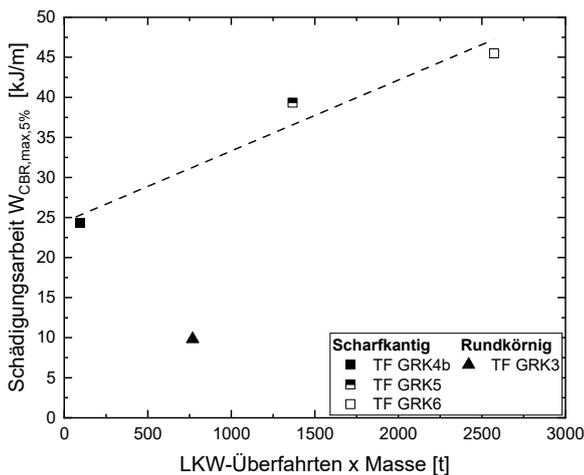


Abbildung 3-9: Schädigungsarbeit vs. LKW-Überfahrten

Die gesamte Schädigungsarbeit stieg in den Versuchsfeldern TF GRK3 und TF GRK4b von ca. 10 auf 24 kJ/m an, wobei die Korngrößenverteilung des sandigen Kieses in TF GRK3 und des Sand-Kies-Ge-

misches in TF GRK4 keine gravierenden Unterschiede aufwies. Die Kornform der Kiese war jedoch unterschiedlich. Dies zeigte, dass die Kornform des Schüttmaterials eine wichtige Rolle bei der Schädigung der Geotextilien spielte (Abbildung 3-9).

Ein weiterer Anstieg der Schädigungsarbeit von etwa 40 kJ/m auf 45 kJ/m wurde beim Vergleich von TF GRK5 und TF GRK6 beobachtet. In beiden Testfeldern wurde die gleiche Korngröße und Kornform verwendet. Der Unterschied zwischen diesen Testfeldern lag in den erzeugten Spurrinnen. Auch hier zeigte sich, dass sowohl der Baubetrieb in Form von Verfüllung und anschließender Verdichtung als auch die LKW-Überfahrten die GTX-NW beschädigten.

Eine genauere Betrachtung der Beanspruchungen durch die beladenen LKW-Überfahrten zeigte, dass die Auswirkungen auf die GTX-NW - ausgedrückt als Schädigungsarbeit - durch die Kornform des kantigen Sand-Kies-Gemisches im Vergleich zu einem rundkörnigen sandigen Kies des Schüttmaterials entscheidender waren als die Auswirkungen des Baubetriebs. Runde oder gedrungene Kornformen waren offensichtlich weniger schädlich als kantige oder spitze Formen der Kiese oder Steine.

Die, durch die LKW-Überfahrten eingebrachte, Energie korrelierte mit der für das scharfkantige Schüttmaterial festgestellten Schädigungsarbeit. Die primäre Auswahl der geotextilen Trennschichten sollte sich daher vorzugsweise an dem vorhandenen Schüttmaterial orientieren. Die Dauer und Intensität der nachfolgenden Baumaßnahmen sind weniger vorhersehbar. Daher sollte der Schwerpunkt auf scharfkantigem Auffüllungsmaterial liegen. Vereinfachend würde es genügen, nur zwischen "normalem Baubetrieb" und "anspruchsvollem Baubetrieb" zu unterscheiden.

Die GTX-NW mit thermischer Oberflächenbehandlung in TF GRK3 ergaben eine höhere Schädigungsarbeit als Produkte mit höherer Dehnfähigkeit. Sie waren weniger in der Lage den Kräften auszuweichen, die durch das Eindringen der groben Körner entstehen. Sie folgten eher dem Widerstandsprinzip. Im Gegensatz zu "dehnsteiferen" geotextilen Filtern, die bei Dränmatten die Hohlräume des Sickerkörpers sicher überspannen müssen, ist es bei Trennschichten zwischen feinkörnigem Untergrund und der darüber liegenden groben Schüttung unerheblich, ob sich das GTX-NW in die grobe Struktur des Schüttmaterials hineinverformt. Wichtig ist nur, dass dies ohne Beschädigung des Filters geschieht. In Fällen, in denen die Trennfunktion im Vordergrund steht, scheint dieses Ausweichprinzip besser geeignet zu sein als das Widerstandsprinzip.

4 Vorschlag für ein Klassifizierungssystem

Hinsichtlich der Verformbarkeit könnte eine einfache Vorauswahl, der für die Trennfunktion verwendeten GTX-NW, der Durchdrückweg im CBR-Versuch sein. Dieser sollte mindestens 53 mm betragen, um das Ausweichprinzip ausreichend zu berücksichtigen (Abbildung 4-1). Der Durchdrückweg sollte dabei ab einer Vorlast von 1 N gemessen werden. Weiterhin könnte man der Beanspruchung, durch das Abkippen des Tragschichtmaterials, entgegenwirken, indem man den zulässigen Lochdurchmesser der GTX-NW im Kegelfallversuch auf ca. 20 mm begrenzt (Abbildung 4-2).

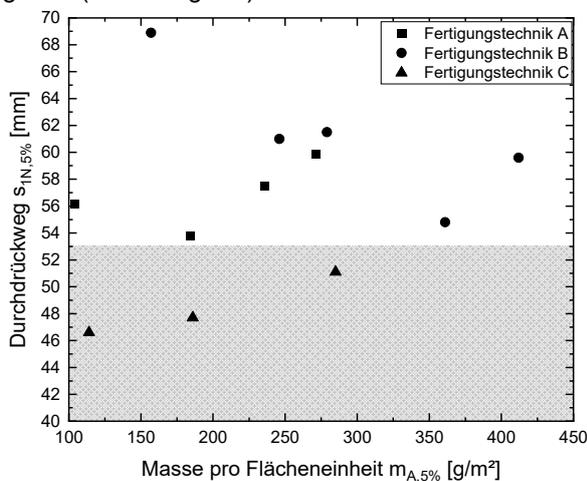


Abbildung 4-1: Durchdrückweg im CBR-Versuch vs. Masse pro Flächeneinheit

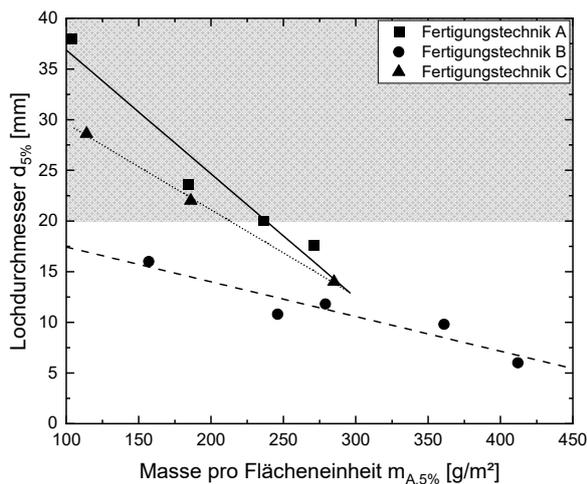


Abbildung 4-2: Löcher im Kegelfallversuch vs. Masse pro Flächeneinheit

Ausgehend von den Erfahrungen dieses Forschungsprojekts sollten Klassifizierungssysteme die Festigkeit und Verformbarkeit von GTX-NW berücksichtigen. Daher sollten das Arbeitsvermögen und die Schädigungsarbeit zur Bewertung der Robustheit

herangezogen werden. Die Anforderungen an das Arbeitsvermögen basieren auf dem Konzept, dass das erforderliche Arbeitsvermögen die erwartete Schädigungsarbeit kompensieren kann, ohne dass die GTX-NW beschädigt werden. Für "Klasse 3" würde dies einen Arbeitsvermögen auf Basis von CBR-Versuchen von 60 kJ/m, für "Klasse 4" 100 kJ/m, für "Klasse 5" 140 kJ/m und für "Klasse 6" 180 kJ/m erfordern.

5 Danksagung

Für die finanzielle Unterstützung des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens "Verifizierung von Geotextil-Robustheitsklassen im Hinblick auf neue Produktentwicklungen" durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), wird herzlich gedankt (FE-Nr. 05.0199/2017/AGB).

Literaturverzeichnis

- Bräu, G. & Laier, H. (1984). *Wirkungsweise von Geotextilien als Trennlage unter Tragschichten bei intensiver Verkehrsbeanspruchung*. Forschungsprojekt des BMV/FGSV FE: 05.078.G 84, Bonn, Germany
- Bräu, G., Bauer, A. & Vogt, N. (2004). *Aufstellen eines Systems für die Anforderungen an Geotextilien hinsichtlich ihrer Beanspruchung beim Einbau*. In: Heft 893, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Hrsg. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, Germany
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (2016). *Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus – M Geok E, FSGV 535, FGSV-Verlag*
- Watn, A. & Zeniti, M. (1997). *Verformung und Einbaubeschädigung von Vliesen bei gering tragfähigem Untergrund*. In: 5. Informations- und Vortragsveranstaltung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, München, 53-60, Germany

Sicherheitsflächen an Start- und Landebahnen: Weiterentwicklung zu einem zuverlässigen und zukunftsfähigen Sicherheitssystem unter innovativen Einsatz von Geokunststoffen

M.Sc. M. Martin, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer, Technische Universität Clausthal

Den begrüneten Nebenflächen der Start- und Landebahn (SLB) kommt eine Vielzahl an sicherheitsrelevanten Aufgaben zu, welche auch ein definiertes Last-Verformungsverhalten des Bodens unter Radeinwirkung durch Flug- bzw. Bodenrettungsfahrzeuge bei unterschiedlichen Randbedingungen einschließt. Um diesen komplexen, vorrangig auf die Sicherheit für Passagiere und Maschine ausgelegten, internationalen Vorgaben der Flugsicherheitsbehörden nachzukommen, hat das Institute of Geo-Engineering mit der Soiltec GmbH, gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung, ein innovatives Geoverbundsystem entwickelt. Der folgende Beitrag zur Boden-Bugrad-Interaktion fokussiert den zielgerichteten Einsatz ausgewählter Geokunststoffe bei der Forschungs- und Entwicklungsarbeit innerhalb großmaßstäblicher Modellversuche am Überfahrversuchsstand der TU Clausthal sowie an deutschen Flughäfen. Die Untersuchungen hatten u.a. zum Ziel ein Sicherheitssystem zu entwickeln, welches von der SLB abkommende Flugzeuge unabhängig von Witterungseinflüssen (bspw. Bodenfrost, Extremstarkregen, langanhaltende Trockenheit) kontrolliert und zuverlässig entschleunigt und zugleich für Rettungsfahrzeuge jederzeit eine sichere Befahrbarkeit gewährleistet.

1 Problemstellung

Die internationale Flugsicherheitsbehörde ICAO (*International Civil Aviation Organization*) definiert das seitliche Abkommen bzw. das Überfahren der SLB eines Flugzeugs als *runway excursion* (Abbildung 1-1). Der internationale Dachverband von Fluggesellschaften der Passagier- und Luftfrachtbeförderung IATA (*International Air Transport Association*) gab im Sicherheitsbericht für das Jahr 2019 vor der Coronavirus-Pandemie an, dass jeder vierte Zwischenfall im zivilen Luftverkehr weltweit diesem Havarieereignis zuzuordnen ist (Safety Report, 2019). Zugleich ist dem Aktionsplan der Europäischen Organisation zur Sicherung der Luftfahrt EUROCONTROL (*European Organisation for the Safety of Air Navigation*) zu entnehmen, dass die Anzahl an *runway excursion* seit Jahrzehnten stabil hoch liegt (European Action Plan, 2013).



Abbildung 1-1: runway excursion am Flughafen Maastricht Aachen 2017 (Dutch Safety Board, 2020)

Das Online-Portal für Zwischenfälle in der Luftfahrt *Aviation Herald* berichtet aktuell für den Januar 2023 von 4 Ereignissen. Das Gefährdungspotential eines solchen Szenarios variiert für die Passagiere stark, geht aber meist zumindest mit einem hohen wirtschaftlichen Schaden der Betreibergesellschaft einher. Um das Risiko einer Beschädigung abkommender Flugzeuge zu reduzieren, befinden sich entlang bzw. vor der SLB die Streifen bzw. die RESA-Flächen (*Runway End Safety Areas*). Diese haben die Aufgabe durch eine kontrollierte Radeinsenkung, Flugzeuge sicher und schadensfrei zu entschleunigen (Abbildung 1-2).

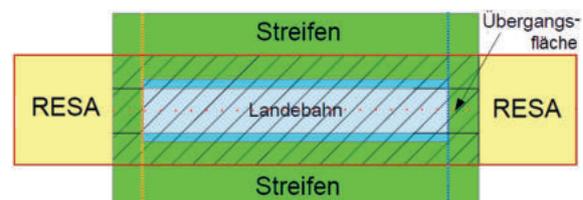


Abbildung 1-2: Streifen u. RESA-Flächen an der SLB

Durch das Einsinken des Flugzeugrads wird vor diesem ein Abbremswiderstand generiert. Die Agentur der Europäischen Union für Flugsicherheit EASA (*European Aviation Safety Agency*) gibt auf Empfehlung der Flugzeughersteller aufgrund einer erhöhten Knickgefahr für Bugräder eine maximale Einsinktiefen von 15 cm vor (CS-ADR-DSN, 2022). In Anlehnung an Doc 9157 (*ICAO Aerodrome Design Manual*, 2020) fordert die Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) im Merkblatt für

Planung und Bau von Flugbetriebsflächen zugleich, dass diese Flächen jederzeit eine sichere Befahrbarkeit gegenüber Rettungs- und Brandbekämpfungsfahrzeuge vorzuhalten haben (MB PB FBF, 2020). Diese teils divergierenden Vorgaben zur Radeinsenkung sind für alle Flugzeuggewichtsklassen und Witterungsverhältnisse, bspw. Bodenfrost, extremer Starkregen oder langanhaltende Trockenheit, einzuhalten (Rajewski, 2020).



Abbildung 1-3: Überfahrversuchsstand mit Bugrad eines A320 und Einbau eines begrünten Streifens

Konventionelle RESA-Flächen und Streifen, bestehend aus gewachsenem Oberboden bzw. mineralischen Böden, können diese Anforderungen nicht immer bedienen. Vorversuche der TU Clausthal mit einem Bugrad eines A320 konnten nachweisen (Abbildung 1-3), dass sich durch einen heftigen Starkregen (40 l/m² innerhalb einer Stunde) der Abbremswiderstand der Streifen um Zweidrittel reduziert, bei gleichzeitiger Verdreifachung der Radeinsinktiefe. Problematisch erscheint vor allem, dass bei den Witterungsbedingungen, mit denen ein erhöhtes Risiko einer *runway excursion* einhergeht (Sturm und Starkregen mit Aquaplaning, Frost mit Blitzeis), gleichzeitig eine Änderung der Bodenfestigkeit stattfindet

2 Wirkungsweise

Die geschwindigkeitsabhängige Boden-Bugrad-Interaktion auf nachgiebigen Untergrund differenziert beim Bodenverhalten im unteren Geschwindigkeitsbereich (*high static*) nach Abbildung 2-1 zwischen den Modellvorstellungen des *displaceable material* (DMS) und dem *crushable material system* (CMS). DMS-Systeme gründen zumeist auf künstlich hergestellten Tragschichten oder einem stark verdichteten Untergrund hoher Festigkeit (CBR-Wert > 15). Auf diesem wird ein bis zu ca. 20 cm mächtiges Schichtsystem, zumeist bestehend aus bindigem Oberboden, mit geringerer Festigkeit ausgebildet. Im Falle eines Abkommens des Flugzeugs von der SLB sinkt das Fahrgestell idealerweise in diesen Oberboden ein, wird jedoch durch die darunterliegende Tragschicht an einem weiteren Eindringen gehindert. Der vom Flugzeugrad auch seitlich verdrängte Oberboden wird unterhalb des Rads verdichtet, wobei sich eine Fahrspur ausbildet. Der Boden vor dem Rad

türmt sich zu einer Bugwelle auf (*“bow wave“*) und ist zusätzlich für das Entschleunigen des Flugzeugrads verantwortlich (FAA - ACRP Report 29, 2009).

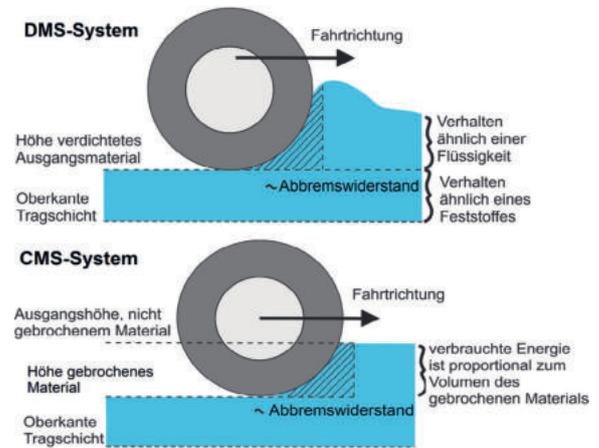


Abbildung 2-1: Unterschied zwischen *displaceable material system* und *crushable material system*

CMS-Systeme sind vom Aufbau her grundsätzlich mit den DMS-Systemen vergleichbar. Anstelle eines zumeist bindigen Oberbaumaterials wird hierbei jedoch ein zementgebundenes, unter Beanspruchung brechendes Material verwendet, bspw. *crushed concrete*. Die für das Zerbrechen des Materials benötigte Energie wird dem Flugzeugrad entzogen, welches dadurch abgebremst wird. Entsprechend entwickelte Systeme werden im Bereich verkürzter SLB eingesetzt, wo aufgrund topographischer (Gewässer, Geländesprünge) oder infrastruktureller (Straßen, Siedlungen, weitere Start- und Landebahn) Gegebenheiten die Einhaltung der RESA-Abmessungen nicht möglich ist. Solch ein *Engineered Materials Arrestor System* (EMAS) dient als Notstopp-Bodenbelag und wird von der amerikanischen Bundesluftfahrtbehörde FAA (*Federal Aviation Administration*) zertifiziert.



Abbildung 2-2: Boden-Bugrad-Interaktion eines Flugzeugs auf gering tragfähigen Untergrund

Die Leistungsfähigkeit beider Wirkungsweisen kann über den *drag ratio* beschrieben werden. Dieser dimensionslose Quotient aus Reifenwiderstandskraft und vertikaler Achslast des Flugzeugrads (Abbildung 2-2) ergibt sich aus der normierten Superposition der Rollreibrbeitsarbeit sowie der Bodenverdrängungs- und Bodenverdichtungsarbeit des Flugzeugrads für eine betrachtete Entschleunigungsstrecke.



Der nach KRAFT (1968) in Abhängigkeit der Flugzeuggeschwindigkeit in 3 Bereiche unterteilte *drag ratio* (Abbildung 2-3), wird im Bereich I und II vor allem von der Belastungsrate (Impuls) und der Bodenreaktion (Trägheitswiderstand) beeinflusst.

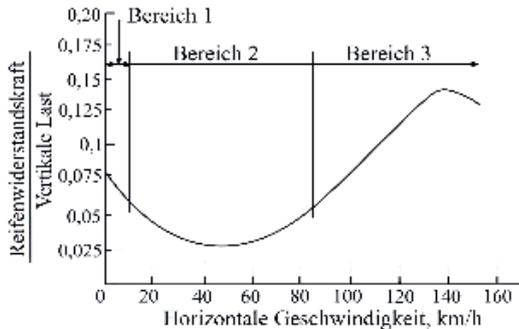


Abbildung 2-3: Einteilung des *drag ratio* in Abhängigkeit der Flugzeuggeschwindigkeit

Basierend auf umfangreichen Untersuchungen, u.a. durch das US-Militär in den 50er bis 70er Jahren, besteht die Möglichkeit in Abhängigkeit der Bodenart, der Reifenparameter, der Radlast sowie der Flugzeuggeschwindigkeit auf Grundlage eines analytisch-empirischen Ansatzes, den *drag ratio* und die dazugehörige Radeinsinktiefe eines Flugzeugs rechnerisch, näherungsweise für einen homogenen Boden zu bestimmen (Fricke et al., 2019).

3 Aufgabenstellung

Aufgrund der speziellen Anforderungen an die Streifen und RESA-Flächen entlang der SLB und einem prognostizierten Anstieg des globalen Flugverkehrs von 3,7 %/a in den nächsten 20 Jahren, haben das Institute of Geo-Engineering der TU Clausthal (IGE), der Geosystemanbieter Soiltec GmbH sowie mehrere deutsche Flughäfen sich zur Aufgabe gemacht, ein innovatives Geoverbundsystem zu entwickeln, welches ein witterungsunabhängiges Verformungs- und ein spannungsabhängiges Versagensverhalten aufweist. Diese aus modifizierten Geokunststoffen und ausgewählten Leichtbaustoffen entwickelte Struktur, galt es im Überfahrversuchsstand der TU Clausthal systematisch für die Eignung als zuverlässige und zukunftsfähige Sicherheitsfläche für Flughäfen zu analysieren (Abbildung 3-1).



Abbildung 3-1: Überfahrversuchsstand TU Clausthal

Gegenüber den mitunter über Wochen anhaltenden Überfahrversuchen oberhalb konventioneller Straßenaufbauten, mussten für die Untersuchungen an Flugbetriebsflächen entsprechende Spezifikationen vorgenommen werden: Einbau eines Bugrads ($D = 100 \text{ cm}$, 12 bar), Erhöhung der Radlast (bis zu 10 t), Herstellung eines ICAO konformen Unterbaus (CBR-Wert: 15 %), Deckeninstallation Laserscanner.

4 Überfahrversuche Bugrad

4.1 Messtechnik

Die Versuchsanlage erfasst über eine Messtrecke von 6 m die Radlast, die Radeinsenkung, die Fahrgeschwindigkeit sowie die Antriebskraft. Über eine Front- und Seitenkamera (GoPro) wird die Bugwelle vor und neben dem Rad aufgezeichnet. Über die gemessenen Versuchsgrößen kann der *drag ratio* für jedes beliebige System ermittelt werden.

Mit Hilfe eines Laserscanners über dem Versuchsfeld werden 3D-Modelle vor und nach einem Überfahrversuch erzeugt (Abbildung 4-1). Bei mehrmaliger Überfahrt (Tandemkonfiguration Hauptfahrwerke) wird für jede Epoche ein räumliches Oberflächenmodell erstellt. Durch Differenzbetrachtung der 3D-Modelle können die räumlichen Oberflächenveränderungen auf unter einen halben Millimeter genau ausgegeben werden. Bruch- und Versagensmechanismen der Systemaufbauten können so visualisiert und im Anschluss analysiert werden.

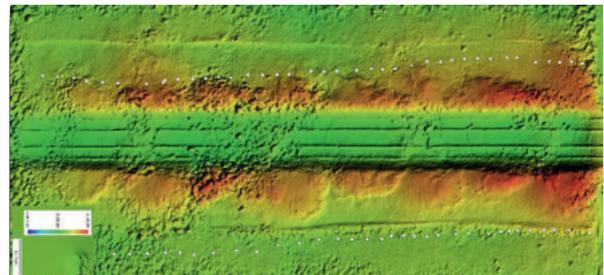


Abbildung 4-1: Visualisierung der räumlichen Oberflächenverformungen des Versuchsfelds (Fahrspur)

4.2 Geokunststoffe

Der Einsatz von Geokunststoffen im Bereich der Flugbetriebsflächen gestaltet sich vielseitig, bspw. als Bodenfilter und Drainage von Enteisungsflächen, als Dekontaminationsebene gegenüber PFAS an Feuerlöschübungsplätzen oder als Asphaltbewehrung überbauter Betonplatten von Landeplätzen. Zur Befestigung des SLB-Bereichs sowie der Flächen darüber hinaus werden auf Klein- und Segelflugplätzen sogenannte Ankerplatten aus Kunststoff eingewalzt. Horizontal verlegte Geogitter werden im Bereich der eingeebneten Übergangflächen (*graded portion*) zur Bodenstabilisierung und als Durchstanzbewehrung verwendet (vgl. Abschnitt 2).

In den folgenden Untersuchungen wurde u.a. der Einsatz vertikaler Tragglieder oberhalb einer Trägerplatte zur Ausbildung einer räumlichen Bewehrungsstruktur mit einem möglichst hohen Abbremswiderstand gegenüber Bugrädern und einer Befahrbarkeitsgarantie für Rettungsfahrzeuge erforscht. Ein Erosionsschutz von Bodenpartikeln gegenüber Triebwerksstrahlen (*jet blast*) wurde auch betrachtet.

4.3 Parameterstudie und Interaktion

Der *drag ratio* eines mineralischen Bodens kann durch die experimentelle Variation bspw. der Einbaudichte, des Wassergehalts, der Korngrößenverteilung, der Kornfestigkeit oder der Kornform gezielt eingestellt werden. Dabei gilt nicht der Grundsatz, dass eine hohe Radeinsinktiefe zugleich eine große Rückhaltewirkung auf das Flugzeug besitzt bzw. ein locker gelagerter, gering tragfähiger Boden mit hohen Radabbremswiderständen einhergeht, wie es beispielsweise bei den in Abschnitt 2 vorgestellten Ansatz Berücksichtigung findet (Abbildung 4-2).

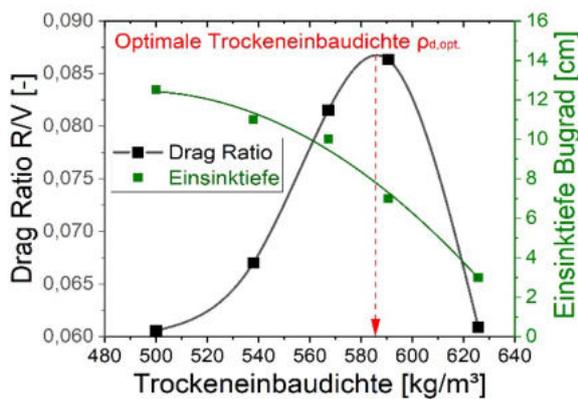


Abbildung 4-2: Einfluss Bodendichte auf drag ratio

Ähnlich verhält es sich mit den Scherparametern, die bei den hohen Spannungsgradienten in Wechselwirkung mit einem ausgeprägten Kornbruchverhalten stehen. Numerische bzw. rheologische Bodenmodelle, die zur Beschreibung der Boden-Rad-Interaktion herangezogen werden, können dieses komplexe Verhalten gegenüber den durchgeführten 1:1 Überfahrversuchen nicht ausreichend genau abbilden. Durch gezielte Erweiterungen eines zuvor festgelegten Bodensubstrats um eine Wandstruktur, ein Trägersystem und einer Vegetationsebene (Wurzeleinwirkung) wurden weitere Abbremswiderstände in das Geoverbundsystem versuchstechnisch implementiert. Da eine Superposition der einzelnen Zuwächse des *drag ratio* nicht zulässig waren, wurde das Geoverbundsystem zur Analyse des Interaktionsverhaltens versuchstechnisch stückweise erweitert (Abbildung 4-3). Gegenüber konventionellen Sicherheitsflächen bzw. Streifen entlang der SLB konnte somit ein Zuwachs der Rückhaltewirkung bzw. in Anlehnung an SHARP (1969) eine rechnerische Verkürzung der Abbremsstrecke um 25 % erzielt werden.

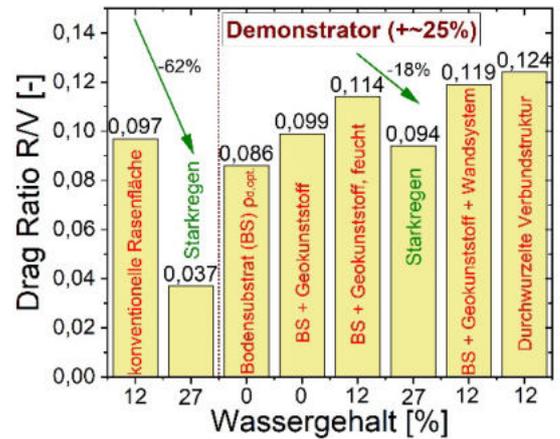


Abbildung 4-3: Entwicklungsschritte Verbundstruktur

4.4 Strukturoptimierung

Neben der räumlichen Bestimmung der Radeinsinktiefe wurden die visualisierten Oberflächenverformungen auch dafür herangezogen, um Bruchmechanismen zu identifizieren und entsprechende Optimierungen an der Geoverbundstruktur vorzunehmen: Ein Bodensubstrat bestehend aus abgerundeten Körnern verhält sich bei der Raddurchfahrt fluidartig, ein verdichtetes und verzahntes Korngemisch versagt dagegen vorrangig auf Abscheren. Eine periodische Wandstruktur erzeugt durch das wiederholte Einbrechen des Bugrads gezielt Bruchmuscheln, denen ein konkreter Abbremswiderstand zugeordnet werden kann (Abbildung 4-4). Wandstrukturen können auch ein fluidartiges Bodenverhalten bei hohen Geschwindigkeiten/runder Kornform unterbinden. Durch die Einflussnahme auf das Füllmaterial, die Öffnungsweite und die Dehnsteifigkeit der Wandstruktur, konnte somit eine Geoverbundstruktur mit einem möglichst hohen *drag ratio* erzeugt werden. Ziel der Anpassungen war es, einen Zustand zu erreichen, bei dem das Rad immer wieder ohne Verweilzeit am tiefsten Punkt der Fahrspur, erneut, wie ein Eisbrecher, sich gegen die Wandstruktur hoch arbeitet und viel Energie absorbiert (Abbildung 4-4).

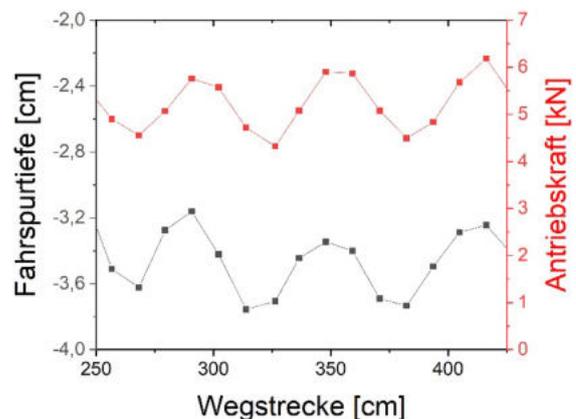


Abbildung 4-4: Einfluss der Wandstruktur aus Geokunststoff auf die Vortriebskraft bzw. den drag ratio

5 Geoverbundstruktur

5.1 Witterungsunabhängigkeit

Einhergehend mit der experimentellen Erhöhung des *drag ratio* gegenüber konventionellen Nebenflächen der SLB, galt es diesen auch bei Trockenheit, Frost oder Starkregen nachweislich und möglichst verlustfrei vorzuhalten. Entsprechend wurde das entwickelte und begrünte Geoverbundsystem bei normaler Bodenfeuchte ("Basismodell"), bei einem Extremstarkregenereignis (45 l/m²*h), bei Bodenfrost (Stickstoffvereisung) und anhaltender Trockenheit (10 Wochen) erprobt. Tabelle 5-1 ist zu entnehmen, dass gegenüber einem gewachsenen Oberboden, der je nach Wassergehalt aufweicht bzw. sich verfestigt, die Einsinktiefen des Bugrads annähernd konstant bleibt. Zugleich liegt der geringste Abbremswiderstand von 0,098 (Bodenfrost) immer noch höher als der Messwert von 0,097 einer konventionellen Sicherheitsfläche bei $w = 12\%$ (Abbildung 4-3).

Tabelle 5-1: Einsinktiefen und *drag ratio* eines Bugrads bei unterschiedlichen Witterungsszenarien

System	Basismodell	Starkregen	Bodenfrost	Trockenheit
Spurweite	6 cm	7 cm	5 cm	7,5 cm
<i>drag ratio</i>	0,124	0,113	0,098	0,099

5.2 Kontrollierte Radeinsenkung

Basierend auf einer Analyse der Reifenkontaktspannung von derzeit auf Flughäfen eingesetzten Rettungs- und Brandbekämpfungsfahrzeugen sowie ausgewählten Flugzeugen der Codezahl C-F (ICAO Annex 14, 2022), wurde ein Grenzkriterium zum schlagartigen Versagensverhalten der Trägerplatte innerhalb der Geoverbundstruktur definiert.

Ziel der Untersuchungen zum Interaktionsverhalten in Abschnitt 4 war es auch, ein kombiniertes System so zu entwickeln, dass dieses unter Radeinwirkung durch Bugfahrwerke nachweislich Einsinktiefen kontrolliert bis max. 15 cm generiert, zugleich aber bei Radeinwirkungen durch Rettungsfahrzeuge verformungsarm performt und somit eine sichere Befahrbarkeit dieser gewährleistet. Diesen Ansatz, eines spannungsabhängigen Versagensverhaltens der Struktur, galt es anschließend in Kombination eines zugleich witterungsunabhängigen Verformungsverhaltens im Reallabor unter Beweis zu stellen.

6 Reallabor

6.1 Flughafen Braunschweig

Am Braunschweiger Flughafen wurde ein 20 m langes Testfeld aus Geoverbundstrukturen erstellt.

Der hintere Streckenabschnitt (10 m) und die sich anschließende Rasenfläche wurde mit 60 l/m² innerhalb einer Stunde bewässert (Simulation Extremstarkregenereignis). Anschließend ist ein breitbereifter Panther 6x6 mit 39 t und ein schmalbereifter Buffalo 6x6 mit 27 t Gesamtgewicht die Teststrecke und die sich anschließende Rasenfläche abgefahren (Abbildung 6-1). Die gemittelten Fahrspurtiefen liegen der Differenzberechnung der vor und nach den Überfahrten bildbasiert erstellten 3D-Modellen (Photogrammetrie) zugrunde und können Tabelle 6-1 entnommen werden. Die Fahrspurtiefe hat im bewässerten Streckenabschnitt beim Panther von 2,5 cm auf 3,2 cm und beim Buffalo von 4,2 cm auf 5 cm zugenommen. Ein witterungsunabhängiges Verformungsverhalten und eine sichere Befahrbarkeit konnte für dieses Szenario nachgewiesen werden. Zugleich zeigte sich bei der konventionellen Rasenfläche im bewässerten Bereich eine bis zu 20 cm tiefe Fahrspur beim Buffalo, welcher drohte sich festzufahren.



Abbildung 6-1: Überfahrversuche Testfeld am Braunschweiger Flughafen mit der Flughafenfeuerwehr

6.2 Reallabor Flughafen Stuttgart

Am Stuttgarter Flughafen wurde eine ca. 80 t schwere Tupolew mit einem Schlepper über 3 Testfelder gezogen. Es wurden neben der erstmaligen Durchführung einer Überfahrt mit einem Zwillingssreifen (Abbildung 10) auch das Materialverhalten eines stark bewässerten Testfelds untersucht. Abschließend erfolgte eine Überfahrt mit einem ca. 35 t schweren Hauptfahrwerk.



Abbildung 6-2: Überfahrversuche Testfeld am Stuttgarter Flughafen mit einer Tupolew Tu-154

Tabelle 6-1 ist zu entnehmen, dass eine Bewässerung des Testfelds keinen größeren Einfluss auf die Einsinktiefen des Zwillingsschleppereifens genommen hat.

Es wird ersichtlich, dass beim Bugfahrwerk gegenüber den Feuerwehrfahrzeugen ein spannungsabhängiges Versagensverhalten eingetreten ist. Gegenüber den Rädern des Panthers 6x6 liegt die Einsinktiefe des Bugfahrwerks über 4-mal so hoch. Eine im Anschluss durchgeführte Schadensanalyse an der Geoverbundstruktur bestätigte die zuvor entwickelte Funktionsweise des Grenzbruchkriteriums.

Tabelle 6-1: Vergleich der Radeinsinktiefe in [cm] von Flug- und Feuerwehrfahrzeug beim Überfahrversuch unter verschiedenen Szenarien

Bugrad Flugzeug		Rad Flughafenfeuerwehr Panther 6x6/Bufalo6x6			
entwickeltes Geoverbundsystem		konventionelle Rasenfläche			
Basis	Starkregen	Basis	Starkregen	Basis	Starkregen
11	11,5	<u>2,5/4,2</u>	<u>3,2/5</u>	<u>1/1</u> (trocken)	bis <u>9/19,5</u>

7 Zusammenfassung und Ausblick

Das Gedankenmodell, das durch ein spezielles Bodensubstrat in Kombination mit ausgewählten Geokunststoffen ein schlagartiges sowie spannungsabhängiges Versagensverhalten und zugleich ein witterungsunabhängiges Verformungsverhalten erzeugt werden kann, wurde im Einklang der internationalen Anforderungen nachgewiesen. Im Rahmen der Forschungs- und Entwicklungsarbeit an der Geoverbundstruktur konnte so ein um 25 % höherer Abbremswiderstand gegenüber konventionellen Sicherheitsflächen an der SLB generiert und die Funktionsfähigkeit im Reallabor nachgewiesen werden.

In einem nächsten Schritt soll das System in Hinblick auf die Lasteinwirkung durch Hauptfahrwerke (Lastniveau, Wiederbelastung Tandemfahrwerk) optimiert werden. Im Anschluss gilt es die Boden-Rad-Interaktion des Geoverbundsystems auch bei höheren Geschwindigkeiten (low static) zu untersuchen, um abschließend einen geschwindigkeitsabhängigen Bemessungsansatz zur Bestimmung der Abbremsstrecke und der dazugehörigen Radeinsenkung für ein beliebiges Flugzeug angeben zu können.

Literaturverzeichnis

DSB - Dutch Safety Board (2020): *Runway excursion after loss of thrust at low speed*, Untersuchungsbericht, Den Haag. www.onderzoekraad.nl/en/page/4875/runway-excursion-maastricht-aachen-air-port-11-november-2017 (zuletzt abgerufen am 8.5.2023)

EASA - European Aviation Safety Agency (2022): *Certification Specification (CS) and Guidance Material (GM) for Aerodromes Design (CS-ADR-DSN)*, Annex to ED Decision 2022/006/R, 6. Auflage, Köln.

EUROCONTROL - European Organisation for the Safety of Air Navigation (2013): *European Action Plan for the Prevention of Runway Excursions*, Edition 1, Brüssel. <https://www.eurocontrol.int/publication/european-action-plan-prevention-runway-excursions> (zuletzt abgerufen am 8.5.2023)

FAA - Federal Aviation Administration (2009): *ACRP Report 29 - Developing Improved Civil Aircraft Arresting Systems*, Abschlussbericht vom Airport Cooperative Research Program des Transportation Research Board, Washington. <https://nap.nationalacademies.org/catalog/14340/developing-improved-civil-aircraft-arresting-systems> (zuletzt abgerufen am 8.5.2023)

FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2020): *Merkblatt für Planung und Bau von Flugbetriebsflächen* (M PB FBF), 1. Auflage, Bergisch Gladbach.

Fricke, H.; Schlosser, M., Garcia, M. A. und Kaliske, M. (2019): *Embedding aircraft system modeling to ATM safety assessment techniques. The runway excursion safety case for runway strips with reduced strength*. Transportation Research Interdisciplinary Perspectives, Artikel 100026, 3/2019.

IATA - International Air Transport Association (2019): *Safety Report 2019, Ausgabe vom April 2020*, Edition 56, Montréal. <https://www.iata.org/contentassets/4d18cb077c5e419b8a888d387a50c638/iata-safety-report-2019.pdf> (zuletzt abgerufen am 8.5.2023)

ICAO - International Civil Aviation Organization (2020): *Aerodrome Design Manual –Runways (Doc 9157 - Part 1)*, 4. Auflage, Montréal.

ICAO - International Civil Aviation Organization (2022): *Annex 14 Aerodromes, Vol. I - Aerodromes Design and Operations*, 9. Auflage, Montréal.

ICAO - International Civil Aviation Organization (2017): *Runway Safety Programme – Global Runway Safety Action Plan*, 1. Auflage, Montréal. <https://www.icao.int/safety/runwaysafety/Pages/default.aspx> (zuletzt abgerufen am 8.5.2023)

Kraft, D. C. (1968): *Analytical Landing Gear - Soils Interaction - Phase I*. Technical Report AFFDL-TR-68-88. Wright-Patterson Air Force Base, Ohio.

Rajewski, G. (2020): *Straßen- und Flugbetriebsflächen – ein himmelweiter Unterschied*. Straße und Autobahn 71 (4), S. 307-317.

Sharp, A. L. (1969): *Computer Programs for the Prediction of Aircraft Take-Off Performance on Clay and Sand Airfields*. Technical Report AFFDL-TR-68-115. Wright-Patterson Air Force Base, Ohio.



„Ressourcenschonender Ausbau der „Bösen Sieben“ in einem erdfall- und überschwemmungsgefährdeten Gebiet in der Lutherstadt Eisleben [Mansfeld-Südharz, Sachsen-Anhalt]“

Dipl.- Ing. (FH) Ralph Werner, Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel
Büro Halle (Saale)

Für den Ausbau und die Sanierung eines knapp 700 m langen Ausbauabschnittes des Bachlaufes der „Bösen Sieben“ in der Lutherstadt Eisleben im Mansfelder bestand die Aufgabe, die aktuelle Hochwasserschutzkonzeption des Landes Sachsen-Anhalt umzusetzen. Besondere Berücksichtigung fand dabei der Umstand, dass sich die Baumaßnahme in einem Erdfallgebiet befindet. Durch den Einsatz qualitativ hochwertiger Geobaustoffe mit unterschiedlichen Funktionen wurde diese Baumaßnahme im Jahr 2021 erfolgreich realisiert.

1 Einleitung

Westlich der Lutherstadt Eisleben fließt das Gewässer „Böse Sieben“. Gleich mehrere kleine Bäche der Harzregion münden in diesem Rinnsal, welcher jedoch bei Starkregen sehr schnell anschwillt und sich zu einem reißenden Fluss entwickelt. Aufgrund der rasanten Klimaveränderung wird erwartet, dass sich dieses Phänomen in Zukunft sehr viel häufiger einstellen wird, als in den vergangenen 40-50 Jahren. Hochwasser und Wasserversickerungen aus dem Bach führten in der Vergangenheit aufgrund unzureichender Sanierungsmaßnahmen, u.a. in den 1980er Jahren, zu Auswaschungen in dem anstehenden Karstgebirge (der Gipshorizont reicht teilweise bis kurz unterhalb OK Gelände), denen immer häufiger Erdfälle und Böschungsabbrüche folgten.

2 Sanierungsziel

Den eingangs erwähnten Erdfällen und Böschungsabbrüchen sollte in bereits erfolgten Sanierungen in den 1980er Jahren mit Hilfe von Stahlhalbschalen entgegengewirkt werden.

Rückblickend stellte sich heraus, dass diese Art der Sanierung nur wenig Erfolg erzielte. Durch die Zunahme von Starkregenereignissen wurde die Aufnahmekapazität der aufgetrennten und miteinander verbundenen Halbrohre immer häufiger überschritten, so dass der im Untergrund anstehende Gips regelmäßigen Ausspülungen ausgesetzt war. Zudem kam es durch gestörte Grundwasserleiter sowie unsachgemäße Einleitung der Straßenentwässerung der parallel verlaufenden Kasseler Straße sowie von Privatgrundstücken zu hangseitigen Wasseraustritten, welche durch die Stahlhalbschalen nicht gefasst werden konnten und somit eine zusätzliche Gefahr für den Untergrund darstellten. Das Risiko einer

wachsenden Anzahl an Einbrüchen und Erdfällen nahm im Laufe der Jahre rasant zu.



Abbildung 2-1

Die Sanierung sah vor, die Stahlhalbschalen komplett zu entfernen. Die Abdichtung, in Form von Geosynthetischen Tondichtungsbahnen (GTD), wurde bis OK neu profiliertes Grabenprofil gezogen. Somit konnte eine Abflussleistung bis zu einem Bemessungshochwasser HQ 100 gewährleistet werden. Um im Böschungsbereich seitlich austretendes Schichtwasser zu fassen, wurden Geosynthetische Dränsysteme unterhalb der GTD etabliert. Die Drainagematten enden am Fußpunkt des Grabenprofils in zwei parallel in Achsrichtung verlaufenden Vollsickerrohren, welche in einem geotextilummantelten,

mineralischen Dränkörper aus 8/32 Dränagekies verlegt wurden.

Um die Auswirkungen etwaiger partieller Setzungen des Untergrundes nach Abschluss der Sanierungsarbeiten zu minimieren, wurden hochzugfeste Bewehrungs-Geogitter direkt unterhalb der Drainagematten durch den gesamten Grabenquerschnitt gezogen und beidseits in einem Verwehrgraben rückverankert.



Abbildung 2-2: Grabenprofil mit Geobaustofflagen

Die Notwendigkeit einer Geogitterbewehrung wurde noch während der Bauphase sehr deutlich. Im August 2021, ausgelöst durch Starkregenereignisse, ereignete sich in einem noch unsanierten Bereich ein Erdfall, in dessen Folge sich ein Krater von ca. 1,50 m Durchmesser einstellte. Eine umgehende Sanierung wurde durch das LA für Geologie und Bergwesen aus Halle (Saale) angeordnet, so dass die Arbeiten nach kurzer Unterbrechung planmäßig weitergeführt werden konnten.

3 Fazit

Bis Jahresende 2021 wurden knapp 50.000 m² Geobaustoffe mit unterschiedlichen Funktionen erfolgreich verbaut.

Zum Einsatz kamen folgenden Produkte mit deren spezifischen, technischen Eigenschaften:

Filtervliesstoffe: Umhüllung des mineralischen Dränkörpers sowie Schutz vor Verschlammung. Filterstabile Trennlage zwischen Wasserbausteinen und mineralischer Schutzschicht oberhalb der GTD.

Geogitter: Minimiert partielle Setzungen, verursacht durch Erdfälle, und bewahrt somit die GTD langfristig vor Beschädigungen.

Dränagematte: Diese nimmt seitlich auftretende Schichten- und Sickerwasser flächig auf und leitet diese schnell zu den Vollsickerrohren in der Grabensohle ab.

Geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD): Dichtet den gesamten Grabenquerschnitt bis HQ 100 ab und verhindert somit eine weitere Auswaschung des anstehenden Gipsuntergrundes.

Mit Hilfe moderner und leistungsfähiger Geobaustoffe konnte neben den beschriebenen Ergebnissen die Aufbauhöhe des Gesamtsystems gegenüber einer mineralischen Bauweise erheblich reduziert werden.

Infolgedessen wurden die Massentransporte auf ein absolut notwendiges Minimum reduziert, da die verwendeten Geobaustoffe sehr leicht und platzsparend transportiert und mit leichter Technik verlegt werden können.

Der ressourcenschonende Ausbau der „Bösen Sieben“ leistete einen aktiven Beitrag zur Reduzierung des CO₂-Ausstoßes und ist somit aus ökologischer Sicht ein Vorzeigeprojekt mit Strahlkraft über die Ländergrenzen Mitteldeutschland hinaus.



Abbildung 3-1: Luftaufnahme während Bauphase



Mit Geogittern verankerte Spundwände: Feld- und Laborversuche sowie numerische Analysen

O. Detert, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher, Deutschland
P. G. van Duijnen, GeoTec Solutions, Niederlande
D. König, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, Deutschland
B. Wittekoek & Dr. S.J.M. van Eekelen, Deltares, Delft, Niederlande

Die Verwendung von Geogittern zur Verankerung von Stahlspundwänden ist eine interessante Lösung für Projekte, bei denen hinter der Spundwand Boden angefüllt wird. Da das mechanische Verhalten des Systems kompliziert ist, wird derzeit ein umfangreiches Forschungsprojekt durchgeführt, welches Feldversuche inkl. Messungen, Laborexperimente sowie numerische und analytische Analysen umfasst. In diesem Beitrag werden Ergebnisse des Forschungsprojektes vorgestellt.

1 Einleitung

Um Geländeerhöhungen oder auch Landgewinnungen zu realisieren, können Spundwände als Stützwände für den aufzuschüttenden Boden eingesetzt werden. Insbesondere bei hohen Belastungen werden Spundwände über Anker rückverhängt, um die Einbindetiefe sowie die erforderliche Biegesteifigkeit der Spundwand zu reduzieren und somit auch die Kosten. Um einen Anker setzen zu können, ist jedoch anstehendes Erdreich erforderlich.

Eine Alternative zu den konventionellen Spundwandankern bei Projekten, bei denen der Boden hinter der Spundwand aufgefüllt wird, bieten hochzugfeste Geogitter. Die Geogitter werden im Zuge der Hinterfüllung im Boden verlegt, mit der Spundwand zugfest verbunden und im weiteren Bauablauf mit dem Hinterfüllboden überschüttet. Je nach Gestaltung des Anschlusses bzw. dem Bauablauf, ist eine Aktivierung der Geogitter durch Vorspannung möglich, was zu einer Reduzierung der Spundwandverformung führt. Je nach Höhe der Stützwand und der zu erwartenden Belastungen, können auch mehrere Geogitterankerlagen eingebaut werden. Somit wird auch bereits bei Aufbau bzw. Hinterfüllvorgang der Wandverformung entgegen gewirkt. Die rückverhängende Wirkung der Geogitter tritt direkt beim Einbau und Hinterfüllen der Spundwand ein.

Im Gegensatz zu konventionellen Ankern sind Geogitter flächige Elemente. Sie können über die gesamte Breite oder auch begrenzt auf bestimmte Abschnitte der Spundwand flächig eingebaut werden. Ein weiterer Unterschied zu konventionellen Ankern ist der Interaktionsbereich mit dem Boden. Während

konventionelle Anker nur im Bereich des Ankerkörpers Lasten aus der Spundwand in den Boden ableiten, stehen Geogitter über ihre gesamte Länge mit dem Boden im Kontakt und können Lasten aufnehmen und ableiten.

Des Weiteren können Geogitter nach Abschluss der Auffüllung einfach durchörtert werden, um z.B. Gründungspfähle zu installieren. Bei konventionellen Spundwandankern besteht beim nachträglichen Einbringen von Pfählen die Gefahr, dass ein Anker beschädigt wird und komplett entfällt. Bei der Geogittervariante ist letztlich nur das Flächenverhältnis von beschädigter zu unbeschädigter Geogitterfläche zu beachten, nicht aber der Ort der Beschädigung. Der Verlust an Zugfestigkeit aufgrund der Durchörterung ist bei der Bemessung der Verankerung zu berücksichtigen.

Auch der nicht erforderliche Korrosionsschutz sowie die fehlende elektrische Leitfähigkeit können von Vorteil sein. In einem niederländischen Bahnprojekt wurden Spundwände mit Geogitter aufgrund der nicht vorhandenen elektrischen Leitfähigkeit eingesetzt.

Wie zuvor erwähnt, gibt es Unterschiede im Tragverhalten zwischen konventionellen Spundwandankern und der Verankerung mit Geogittern, die bei einer Bemessung zu berücksichtigt sind. Fragenstellungen, die sich bei genauerer Betrachtung ergeben, sind wie folgt:

- Wie sieht die optimale Anordnung der Geogitterankerlagen aus?
- Wie lang müssen die Geogitterlagen sein?
- Was ist bei einer mehrlagigen Anordnung der Geogitter zu berücksichtigen?
- Welchen Einfluss hat eine geeignete Anord-

- nung der Geogitter aus das Systemverhalten?
- Welche Auswirkung hat eine Vorspannung auf das Systemverhalten?
 - Welchen Einfluss hat die vollflächige Interaktion zwischen Boden und Geogitter auf die
 - o Erddruckbelastung der Spundwand?
 - o Kraftverteilung im Geogitter?
 - Welche besonderen Aspekte müssen bei Geogittern im Vergleich zu konventionellen Ankeren berücksichtigt werden?
 - Wie ist das Last-Verformungsverhalten des Systems und was sind die maßgebenden Einflussgrößen?
 - Wie wirkt sich eine Auflast auf das Last-Verformungsverhalten aus?

Das nachfolgend beschriebene Untersuchungsprogramm liefert erste Antworten auf einige der aufgeführten Fragen.

2 Untersuchungsprogramm

Aufgrund der Komplexität des Tragverhaltens wird das System umfangreich mithilfe von Feldmessungen, kleinmaßstäblichen Laborversuchen und numerischen Simulationen analysiert.

2.1 Feldversuch im Windpark Krammer, Niederlande

Im Zuge der Errichtungen von 34 Windturbinen im Windpark Krammer, ein küstennaher Offshore-Windpark in den Niederlanden, wurden mittels Spundwandkonstruktionen die Aufstandsflächen der Windturbinen realisiert. Hierzu wurden an bestehenden Molen mittels hinterfüllten Spundwandumrandungen Flächen gewonnen. Auf den so errichteten Flächen wurden dann die Gründungspfähle für die Windenergieanlagen installiert. Hierzu wurden zunächst ein zum Ufer hin offener Spundwandkasten errichtet und hinterfüllt. Mit aufsteigender Höhe wurden insgesamt drei Geogitterankerlagen an den Spundwänden befestigt, kontrolliert vorgespannt und überschüttet. Beim Entwurf der einzelnen Ankerlagen wurden davon ausgegangen, dass die effektive Verankerungslänge der untersten Lage hinter dem Schnittpunkt mit dem aktiven Erdkeil, ausgehende vom Spundwandfuß, beginnt. Bei den darüber liegenden Ankerlagen, wurde angenommen, dass die effektive Ankerlänge ab dem Ende der darunter liegenden Geogitterlage einsetzt, so dass die Länge der Ankerlagen von unten nach oben zunimmt (Abb. 1). Anders betrachtet, wurde befürchtet, dass bei gleicher Länge aller Ankerlagen, die oberen Ankerlagen auf der untersten Ankerlage „mitgleiten“ ohne Anschlusskräfte in den Boden abzuleiten.

Nach Fertigstellung der Geländegewinnung wurden die Pfähle gesetzt und die Windenergieanlagen errichtet. Die Pfähle wurden nach dem Vorbohren durch die Geogitterverankerung gesetzt. Dadurch ging ein kleiner Teil der Ankerkraft verloren. Dies wurde bei den Berechnungen der Verankerungen von dem Ingenieurbüro GeoTec Solutions in den Niederlanden berücksichtigt.

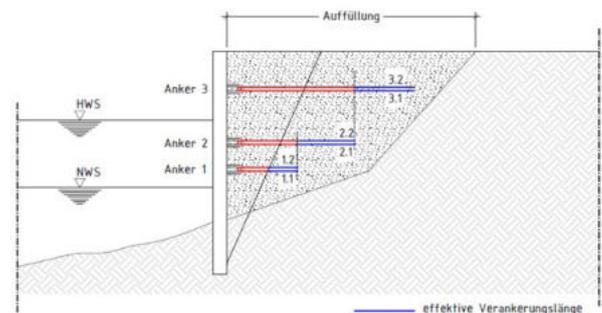


Abbildung 1: Schematischer Querschnitt Geogitterverankerung

Um das Last-Verformungsverhalten des Systems besser zu verstehen und auch die Gebrauchstauglichkeit zu sichern, wurde in einem Messquerschnitt eine umfangreiche Instrumentierung vorgenommen und eine Belastung aufgebracht (van Duijnen et al., 2022). Die Dehnungen in den Geogittern, die Verformungen der Spundwand, die Setzungen unterhalb der Auflast und die Ankerkräfte wurde gemessen. Die Auflast betrug 14,72 t auf einer Fläche von 18 m², was einen Flächenlast von 82 kN/m² entspricht. Nach zwei Wochen wurde die Auflast wieder entfernt (Abb. 2).

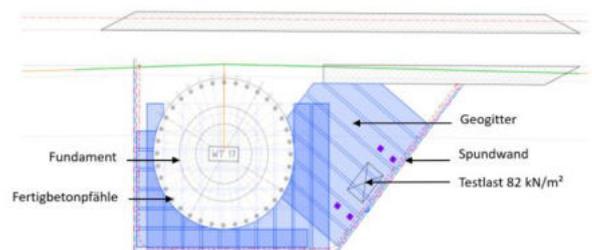


Abbildung 2: Draufsicht Gründungsfläche und Anordnung der Versuchslast (van Duijnen et al., 2022).

2.2 Laborversuche

Kleinmaßstäbliche Laborversuche wurden bei Deltares in den Niederlanden durchgeführt (Wittekoek et al., 2022, 2023). In einem kleinformatigen Plexiglasbehälter mit einer Breite von 52,5 cm, einer Tiefe von 10 cm und einer Höhe von 30 cm wurde eine Modellsplundwand eingebaut, verankert, hinterfüllt und belastet (Abb. 3 und 4). Neben der Variation



der Anzahl der Ankerlagen und der Länge der einzelnen Lagen wurde auch die Position der Last variiert. Die Auflast wurde mittels eines Wasserbehälters sukzessive aufgebracht. Während des Belastungsvorganges wurden kontinuierlich Fotos gemacht, die im Nachgang mit Particle Image Velocimetry (PIV) Methode ausgewertet wurden, um Bodenverschiebungen und -dehnungen zu visualisieren und auszuwerten.

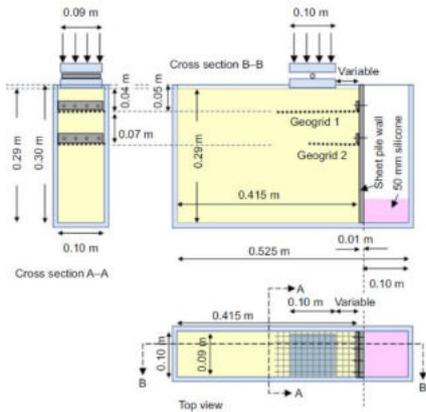


Abbildung 3: Aufbau des Laborversuches [Wittekoek et al., 2022]



Abbildung 4: Modell mit aufgesetzter Belastungsvorrichtung [Wittekoek et al., 2022]

2.3 Numerisch Analysen

Basierend auf den Ergebnissen des Feldversuches sowie der kleinmaßstäblichen Laborversuche wurden an der Ruhr-Universität Bochum, sowie bei Deltares numerische Analysen durchgeführt. Es wurde Numerische Modelle der Versuche aufgebaut und mit den Messwerten und Beobachtungen validiert. Anschließend wurden diversen Variation und Parameterstudien durchgeführt. Neben der

Nachrechnung des Belastungsversuches wurden darüber hinaus verschiedene Varianten in Bezug auf die Geogitteranzahl und -anordnung, die Art und Weise der Simulation der Geogitter und des Anschlusses sowie der Position der Last durchgeführt.

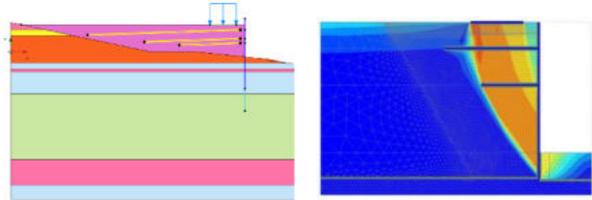


Abbildung 5: Numerische Modelle, links Feldversuch (Spingher, 2018), recht Laborversuch (Wittekoek et al., 2022, 2023)

3 Ergebnisse der Untersuchungen

Im folgenden Absatz werden ausgewählte Ergebnisse und Erkenntnisse aus den derzeit durchgeführten Untersuchungen und Analysen vorgestellt.

3.1 Anschlusskräfte

Im Feldversuch wurden mittels vier Kraftmessdosen die Anschlusskräfte der Geogitter an die Spundwand gemessen. In Abb. 6 ist der Verlauf der gemessenen Anschlusskraft Geogitter-Spundwand über die Zeit aufgetragen. Ausgehend von der aufgebrachten Vorspannkraft von 36 kN/m ist zunächst eine Abnahme der Anschlusskraft zu verzeichnen. Dieser Rückgang ist auf das Relaxationsverhalten der Geogitterankerlagen zurückzuführen. Gut 11% der Vorspannkraft baut sich in der ersten Woche ab. Dies ist bei der Bemessung zu berücksichtigen und eine entsprechend höhere Vorspannkraft aufzubringen, um die gewünschte Vorspannkraft dauerhaft zu erhalten. Eine weitere leichte Abnahme der Anschlusskraft ist ab dem Aufbringen der Last zu verzeichnen und ein Anstieg, nachdem die Last wieder entfernt wurde. Dieser zunächst unerwartet Verlauf der Anschlusskraft lässt sich dadurch erklären, dass durch das Aufbringen der Last das Geogitter im Verankerungsbereich etwas näher an die Spundwand gedrückt wurde.

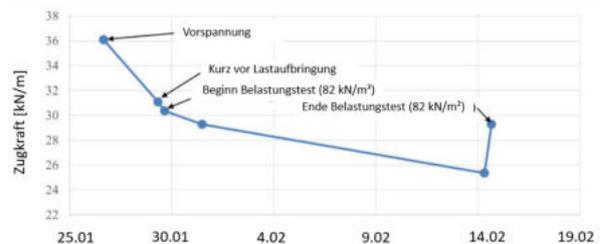


Abbildung 6: Gemessene Anschlusskräfte

Die Spundwand selbst hat sich aufgrund der Lastaufbringung nur wenige Millimeter bewegt.

3.2 Erddruckverteilung entlang der Spundwand

In den numerischen Simulationen des Feldversuches ist zu erkennen, dass die Anschlusskonstruktion und die Geogiterrückverankerung eine abschirmende Wirkung in Bezug auf den horizontalen Erddruck bewirkt. Direkt hinter der Anschlusskonstruktion (schwarze Punkte) reduziert sich der Erddruck auf die Spundwand auf Null (Abb.7).

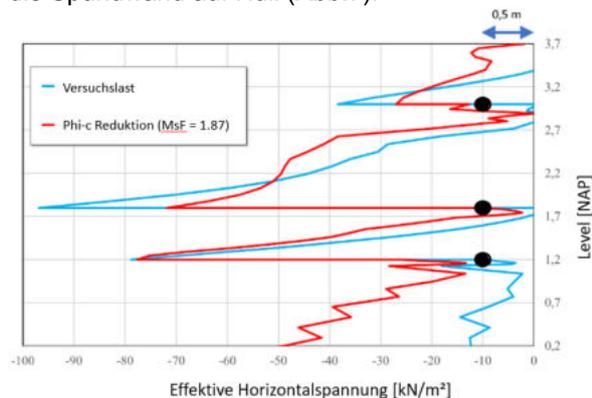


Abbildung 7: Verlauf der Horizontalspannungen an der rückverankerten Spundwand (van Duijnen et al., 2022). Die schwarzen Punkte geben die Position der horizontalen Stahlrohre an, die Teil der Verbindung zwischen Geogitter und Spundwand sind.

3.3 Verlauf der Geogitterkräfte

Neben der zuvor aufgestellten Fragestellung, ab wann bei einem mehrlagigen Aufbau die oberen Geogitterankerlagen Kräfte ableiten können, stellt sich auch die Frage wie die obere und untere Lage einer Ankerlage zusammenarbeiten. Wie beschrieben wird das Geogitter je Ankerlage um ein Stahlrohr herumgeführt und so mit der Spundwand verbunden. Somit ergeben sich zwei Geogitterlagen je Anker. Hier stellt sich die Frage, ob diese beiden Geogitterlagen in etwa die gleichen Kräfte aufnehmen oder ob die untere bzw. obere Lage stärker aktiviert wird. Abbildung 8 zeigt den Verlauf der Ankerkräfte aus den numerischen Simulationen.

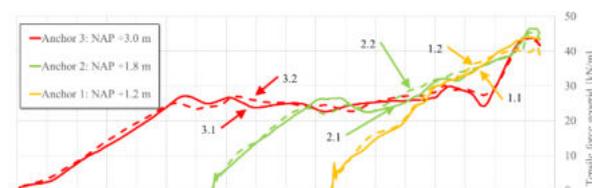


Abbildung 8: Numerisch ermittelte Zugkräfte in den Ankerlagen. Gestrichelte Linie: oberes Geogitter, durchgezogene Linie: unteres Geogitter.

Es ist zu erkennen, dass die jeweils beiden Geogitterlagen einer Ankerlage nahezu perfekt miteinander interagieren und eine ähnliche Zugkraftaktivierung erfahren. Für die Bemessung bedeutet dies, dass im Bereich hinter der Ankopplung mit doppelter Zugfestig- und Dehnsteifigkeit gerechnet werden kann. Darüber hinaus ist in Abbildung 8 zu erkennen, dass die jeweiligen oberen Ankerlagen erst die aufgenommenen Zugkräfte ableiten, wenn die darunter liegende Ankerlage endet.

3.4 Einfluss der Geogitterneigung

Schoen et al. (2023) haben unter anderem den Einfluss der Neigung der Geogiterrückverhängung auf die Verformung der Spundwand numerisch analysiert. Variiert wurde die Neigung zwischen 0% und 8%. Im Ergebnis war zu erkennen, dass die Verformungen geringer ausfielen, je größer die Neigung der Verankerung gewählt wurde. Eine Neigung von 8% ergab bei einer 10 m hohen Spundwand eine Reduktion der Verformung von ca. 15%.

3.5 Laststellung und Versagensmechanismus

Wittekoek et al. (2022, 2023) untersuchten in kleinmaßstäblichen Laborversuchen den Einfluss der Anzahl der Geogitterlagen, deren Länge sowie die Laststellung auf den eintretenden Versagensmechanismus.

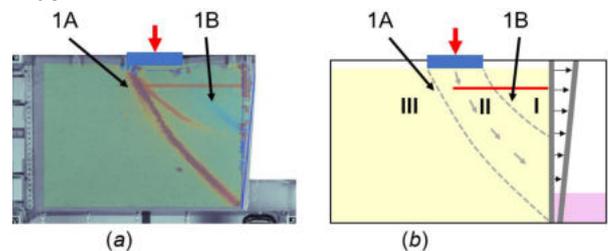


Abbildung 9: Scherfugen, a) mittels PIV aus den kleinmaßstäblichen Laborversuchen ermittelt, b) schematisierte Unterteilung des Bruchkörpers (modified after Wittekoek et al., 2022, 2023).

Wie in Abbildung 9 erkennbar ist, bilden sich die Scherfugen an den Außenkanten der Auflast aus. Dabei bildet sich die Scherfuge, welche hinter dem Geogitter (1A) verläuft deutlich prägnanter als diejenige, die durch das Geogitter hindurch verläuft (1B). Es entstehen 3 Zonen im Bereich hinter der Spundwand. Zone I wird von der Spundwand und Scherfuge 1b begrenzt und durch eine Starrkörperverschiebung charakterisiert. Die aktive Zone II verläuft zwischen den beiden Scherfugen 1a und 1b. Zone III ist ein stabiler Bereich hinter der Scherfuge 1a.

In einer weiteren Versuchsreihe wurde die Länge der Geogitter variiert. Je länger das Geogitter gewählt



wird, desto steifer ist das Systemverhalten und desto höher die aufnehmbare Gesamlast.

Die Erhöhung von einer Geogitterlage auf zwei Geogitterlagen, wobei die obere Geogitterlage länger ist als die untere Geogitterlage, führt ebenfalls zu einem steiferen Systemverhalten und erhöhter Bruchlast.

4 Zusammenfassung

Sowohl die Feldversuche als auch die Laborversuche und numerischen Analysen weisen die Funktionalität der Geogitterverankerung von Spundwänden nach. Zusammenfassend können derzeit folgende Erkenntnisse festgehalten werden.

- Die Geogitter nehmen die Anschlusskräfte auf und leiten sie in den Boden ab.
- Um den Anschluss zur Spundwand zu realisieren wird das Geogitter um ein Stahlrohr geführt und auf gesamter Länge zurückgeführt. Die dabei entstehende obere und untere Geogitterlage arbeiten nahezu perfekt zusammen und nehmen identische Kräfte auf. Hieraus ergibt sich, dass im Bereich hinter der Geogitterankopplung die Steifigkeit und Zugfestigkeit beider Geogitterlagen je Ankerlagen angesetzt werden darf.
- Um die Verformungen der Spundwand bereits während des Aufbaus gering zu halten, können mehrere Ankerlagen eingebaut werden.
- Bei einem mehrlagigen Aufbau erfolgt die maßgebliche Lastableitung der oberen Ankerlagen jeweils am Ende der darunter liegenden Ankerlagen.
- Je länger die Geogitterlagen, desto steif ist das Systemverhalten und desto mehr Last kann aufgebracht werden.
- Je mehr Geogitterlagen verwendet werden, desto steifer ist das Systemverhalten und desto mehr Last kann aufgebracht werden.
- Eine Neigung der Geogitter führt zu einem steiferen Systemverhalten. Im Bereich von 0% bis 8% Neigung gilt, je höher die Neigung, desto steifer das Systemverhalten.
- Wird eine Vorspannkraft aufgebracht bzw. soll eine dauerhaft Vorspannkraft dem System zugeführt werden, so ist das Relaxationsverhalten der Geogitterverankerung zu berücksichtigen.
- Im Fall des Bruchzustands aufgrund einer starren Belastung hinter der Spundwand stellen sich zwei Scherfugen ein, die den Bodenbereich hinter der Spundwand in drei Zonen unterteilt. Die Scherfugen starten an den beiden Rändern (2D Simulation) der Last und verlaufen gekrümmt in Richtung der Spundwand. Es entstehen 3 Zonen im Bereich hinter der Spundwand. Zone I wird

von der Spundwand und Scherfuge 1b begrenzt und durch eine Starrkörperverschiebung charakterisiert. Die aktive Zone II verläuft zwischen den beiden Scherfugen 1a und 1b. Zone III ist ein stabiler Bereich hinter der Scherfuge 1a.

Literaturverzeichnis

Schoen, M., König, D., Lavasan, A.A., Wichtmann, T., Hölter, R., Wittekoek, B., van Eekelen, S.J.M., van Duijnen, P.G., Detert, O., 2023. Numerical investigation of geogrid back-anchored sheet pile walls. Proc. 12ICG, Rome, Italy.

van Duijnen, P. G., Detert, O., Lavasan, A. A., van den Berg, J., Hölter, R., König, D. & van Eekelen, S. J. M. (2022). Geogrid-anchored sheet pile walls: field test and numerical analyses. Proc. 7th European Geosynthetics Conference (EuroGeo7), Warsaw, Poland, pp. 108–118.

Spingher, S., 2018. Modellvalidierung einer mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform zum Bau von Offshore-Windenergie Anlagen. Masterarbeit. Ruhr-Universität Bochum.

Wittekoek, B., van Eekelen, S.J.M., Terwindt, J., Korff, M., van Duijnen, P.G., Detert, O., Bezuijen, A., 2022. Geogrid-anchored sheet pile walls subjected to strip footing surcharge loads. Geosynthetics International. [<https://doi.org/10.1680/jgein.22.00501>].

Wittekoek, B., van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Terwindt, van Duijnen, P.G., Detert, O., van den Berg, König, D., 2023. Geogrid-anchored sheet pile walls under strip footing surcharge loading, small-scale experiments.





LSW - Köln Ehrenfeld - Praxisbeispiel

Herold, Andreas; IBH - Herold & Partner Ingenieure Part mbB, Weimar
Detert, Oliver; HUESKER Synthetic GmbH, Gescher
Hortmann, Marie-Therese; HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

In Köln Ehrenfeld wurde im Jahr 2019 eine ca. 11,6 m hohe Lärmschutzkonstruktion in einer Kombinationsbauweise errichtet. Die Lärmschutzkonstruktion besteht aus 3 unterschiedlichen Systemen, zum einen einer freistehenden Gabionenkonstruktion, die auf einer fangedammartigen KBE-Stützkonstruktion aufsitzt, die Gründung bildet ein auf pfahlartigen Tragelementen „aufgeständertes“ System, das die Kräfte über Geokunststoffe und unbewehrte Betonsäulen in den tragfähigen Baugrund ableitet. Das Bauwerk verläuft parallel einer bestehenden Bahnstrecke. Insbesondere waren bei der Planung lärmschutztechnische Anforderungen zu beachten. Daher wurde ein spezielles Frontsystem zur Schallabsorption in Kombination mit einer KBE-Konstruktion zur Anwendung gebracht. Im Rahmen des Beitrages werden das Bauvorhaben selbst und die bauliche Ausführung vorgestellt. Zudem wird auf den innovativen Frontteil der Konstruktion eingegangen, der, neben gestalterischen, auch lärmschutztechnische Funktionen erfüllt und in diese Form erstmalig eingesetzt wurde. Die Berechnung der Konstruktion und Verformungsanalysen, sowie die Bauüberwachung unter Zuhilfenahme von Drohnen und die BIM orientierte Planung werden erläutert. Die Darstellung der Baukosten und der Bauzeit runden den Beitrag ab.

1 Einleitung

In Köln (Maarweg) soll eine ehemalige Industriebraiche (Bahnhofsgelände) neu bebaut und mit Wohnbebauung erschlossen werden. Das Baufeld liegt unmittelbar an einer stark befahrenen Eisenbahntrasse Köln-Aachen Im Plangenehmigungsverfahren zum Vorhaben wurde daher ein Lärmschutzwall parallel der Bahntrasse als Abgrenzung zur neuen Wohnbebauung festgelegt. Die Anforderungen gem. Lärmschutzgutachten waren wie folgt definiert:

Schallabsorption	DL _a > 8-11 dB (bahnseitig)
	A3 - hochabsorbierend
Schalldämmung	DLR < 24 dB
	B 3 - DIN EN 1793-2
Höhe:	> 8,85 m über Gleisoberkante
Länge	> 513,47 m

Die nachfolgende Abbildung 1 zeigt das Baufeld im unbebauten Zustand und mit überlagerter Lärmschutzwandplanung. Der Lärmschutzwall weist eine Länge von 513,47 m auf und besitzt eine maximale Bauhöhe über Gelände von ca. 11,20 m. Die geometrischen Abmaße resultieren aus den Lärmschutzanforderungen der Festlegungen de B-Plans. Vorgehen war zur Errichtung des Lärmschutzwalls, der einen Kostenrahmen von ca. 5,1 Mio. € hatte, eine Bauzeit von etwa 12 Monaten.



Abbildung 1-1: Übersicht Baufeld

Die geotechnischen Verhältnisse am Standort waren denkbar ungünstig. Zum einen standen ca. 1 m unter dem bestehenden Gelände bereits gering tragfähige, stark verformbare Schluffe und Tone bis in Tiefen von ca. 8-10 m uGOK an, zum anderen waren die vorhandenen, teils ausgebauten Böden für eine Wiederverwendung ohne Zusatzmaßnahmen nicht geeignet. Die unmittelbar neben der Lärmschutzwand liegende Bahntrasse liegt in Dammlage, das Gelände für die Bebauung etwa 2-2,5 m tiefer. Aufgrund der Grundstücksgrenzen ergab sich hieraus eine Lärmschutzwallhöhe von 11,60 m im Maximum. Die nachfolgenden Abbildungen zeigt die vorgesehene Konstruktion, die mit einer maximalen Versteilung Richtung Bahnseite und aus optischen Gründen mit einer flacheren Neigung, um eine Begrünung zu ermöglichen, auf der Anliegerseite vorgesehen war.

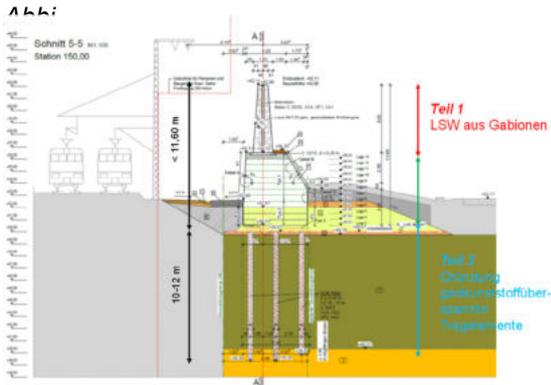


Abbildung 1-2: Regelquerschnitt mit Bauteilen

Die Konstruktion besteht aus 3 Teilen:

- Teil 1: Freistehende Gabionenlärmschutzwand mit Betonkern
- Teil 2: KBE-Konstruktion (Fangedamm) begrünt / verblendet mit hochabsorbierendem Frontsystem
- Teil 3: Gründung auf geokunststoffüberspannten Tragelementen

An das Bauwerk wurden unterschiedlichste Anforderungen, aus lärmschutztechnischer, geometrischer, konstruktiver und unter Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsaspekten gestellt und in der Planung berücksichtigt. Um die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion sicherzustellen, war für eine Gesamtverformung während der Nutzungsdauer von $\leq 5\text{ cm}$ in vertikaler Richtung und $\leq 2\text{ cm}$ in horizontaler Richtung zu begrenzen. Auf der Bahnseite wurde aus optischen und lärmschutztechnischen Anforderungen heraus die Schallabsorption nach ZTV-LSW 06 mit Klasse A3 auf der gesamten freien Höhe, in Verbindung mit einer Schalldämmung B3 gefordert. Auf der Anliegerseite waren Kontroll- und Pflegewege, sowie eine begrünte Ansichtsfläche gewünscht. Im Rahmen der baulichen Abläufe und aufgrund der Eigentumsverhältnisse war der Lärmschutzwand in einem ersten Realisierungsschritt vor Errichtung der eigentlichen Wohnbebauung umzusetzen. Dies erzwang am östlichen Bauwerksende eine rückverankerte Bohrpfehlwand, die vor der KBE-Konstruktion und unterhalb derselben zu errichten war. Nach Fertigstellung fällt der Lärmschutzwand jeweils anteilig den Eignern der Grundstücke zu und wird durch diese unterhalten. Eine mängelfreie Konstruktion ist daher Voraussetzung.

2 Allgemeines

2.1 Besonderheiten

Das Lärmschutzbauwerk wurde als eigenes Baulos ausgelobt und ausgeführt. Die Bauausführung oblag

der Firma Amand Bau NRW GmbH & Co. KG, Ratingen, Bauherr war die Aurelis Real Estate Service GmbH. Die Ausführungsplanung und Statik oblag IBH - Herold & Partner Ingenieure Part mbB, Weimar, Bauüberwachung und Bauoberleitung wurden durch die Helmert & Bongartz GmbH, Siegburg realisiert. Die Geokunststoffe sind von Firma HUESKER Synthetic GmbH & Co. KG, Gescher geliefert worden. Zur Wahrung der gesetzten Termine und baulichen Qualität sind im Rahmen des Bauvorhabens neue Methoden zur Unterstützung der Überwachungs- und Kontrollaufgaben während der Bauausführung zur Anwendung gekommen.

- Die Planung erfolgte vollständig BIM-konform in 3D. Aufmaße, Mengen und Massenkontrollen erfolgten auf dieser Basis.
- Die Bauüberwachung und Bauausführung wurden durch Drohnenbefliegung und Erstellung von 3D-Differenzmodellen unterstützt.
- Die Bestandsvermessung und Aufnahme erfolgten, ebenso wie Verformungsüberwachungen, mittels fotogrammetrischen Verfahrens, parallel konventionell zur Kontrolle.

In /3/ wird hierzu gesondert berichtet. Alle diese Maßnahmen wurden gemeinsam mit den am Bau Beteiligten partnerschaftlich umgesetzt. Die Zusammenarbeit garantierte eine fristgerechte und dem Kostenrahmen entsprechende, baulich mängelfreie Ausführung. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Konstruktion als 3D-Modell.

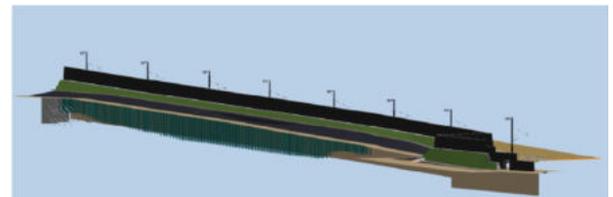


Abbildung 2-1: 3D-Gesamtmodell mit Grünung (Anliegerseite)

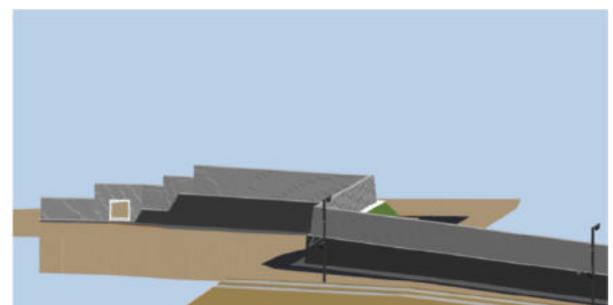


Abbildung 2-2: 3D Darstellung Wandende West (Bahnseite)



Abbildung 2-3: 3D Darstellung (Bahnseite)

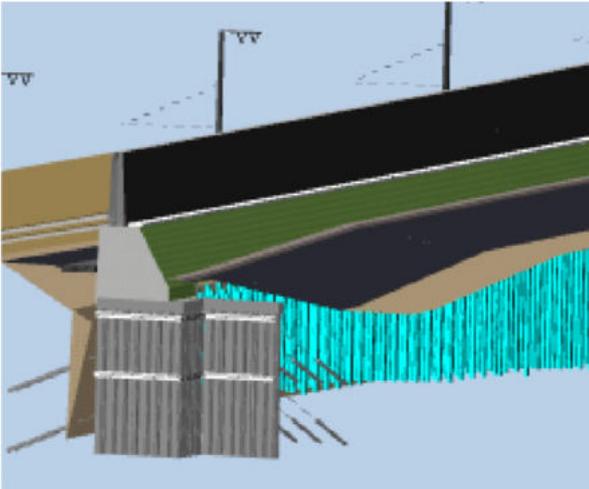


Abbildung 2-4: 3D Darstellung Wandende Ost mit Übergang Baugrube/Gebäude (Anliegerseite)

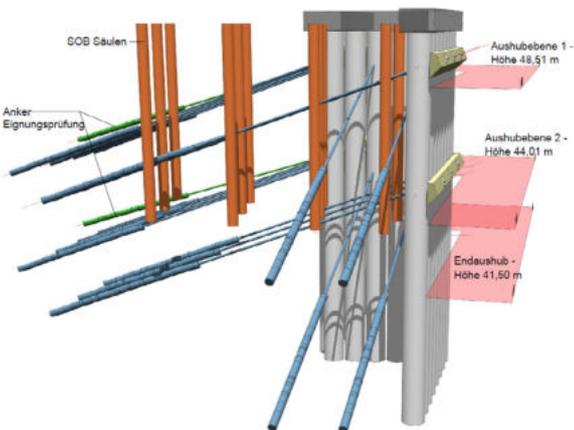


Abbildung 2-5: Kollisionsprüfung Wandende Ost mit Übergang Baugrube/Gebäude (Anliegerseite)

2.2 Gründung

Die geotechnischen Verhältnisse und die Anforderungen an die zulässigen Verformungen während der Nutzungsdauer bedingten unterhalb des Lärmschutzwalles eine Baugrundverbesserung. Zum Einsatz kam hier ein System aus unbewehrten Verdrängersäulen nach DIN EN 12.699 mit Geokunststoffüberspannung. Die Bauweise ist gemäß EBGEO

- Empfehlung für Bewehrung mit Geokunststoffen /1/ - als „geokunststoffüberspannte Tragelemente“ bekannt. Insgesamt wurden im Baufeld 294 unbewehrte Säulen eingesetzt. Diese sind rasterförmig (3,0 x 2,1 m) im Baufeld unterhalb der Lärmschutzkonstruktion verteilt. Um die Lasten aus der Lärmschutzkonstruktion einzuleiten, ist eine einlagige Geokunststoffbewehrung (Stabilenka Extreme 500/500) eingebaut worden. Die Geokunststoffe wurden in bindemittelstabilisierten Boden eingebaut. Eingesetzt wurde ein biaxiales Gewebe mit einer Festigkeit von $F_{b,k} \geq 500/500$ kN/m in Längs- und Querrichtung.



Abbildung 2-6: Herstellung pfahlartige Tragelemente (Betonssäulen unbewehrt)



Abbildung 2-7: Verlegung Geokunststoffüberspannung & Betonssäulen

Die Geokunststoffbewehrung wurde in Längsrichtung des Lärmschutzwalls verlegt, um minimale Überlappungen und möglichst geringe Stoßanteile der Bewehrung sicherzustellen. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen Bilder aus der Bauphase und die Planungsdetails. Auf die Gründungskonstruktion wurde der Lärmschutzwall aufgebaut.

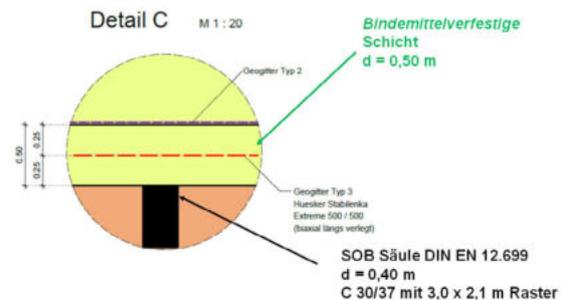


Abbildung 2-8: Detail „geokunststoffüberspannte Tragelemente“

2.3 KBE-Konstruktion

Auf die Baugrundverbesserung wurde Teil 2 der Konstruktion als KBE-Bauwerk aufgesetzt. Die KBE-Konstruktion ist in Umschlagbauweise als Fangedamm errichtet. An der Bahnseite wurde eine Verblendschale eingesetzt, auf der Anliegerseite die Konstruktion begrünt, da hier aufgrund der Frontneigung mit $\beta = 60^\circ$ eine dauerhaft funktionstüchtige Begrünung möglich war. An der Bahnseite war, aufgrund der Platzverhältnisse, eine Gesamtniegung von $\beta = 87^\circ$ notwendig. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Regeldetails. Als Besonderheit ist hier anzumerken, dass auf der Bahnseite eine spezielle Frontkonstruktion angewendet worden ist. Aufgrund der lärmschutztechnischen Anforderungen ist hier innerhalb der Verblendkonstruktion, neben der Lava eine Dämmmatte zum Einsatz gekommen, um in Verbindung mit der Lava den geforderten Schallabsorptionsgrad einzuhalten. Zur Sicherstellung der gewünschten Neigung an der Frontfläche sind Böschungslehren zum Einsatz gekommen sind. Die Lava wurde geschüttet und nachverdichtet. Im eingedeten Teil der Konstruktion ist eine konventionelle KBE-Bauweise mit verloraener Schalung, zur Anwendung gekommen. Die begrünte Seite ist mit einem Oberboden/Füllboden Gemisch nach Vorgabe des Landschaftsplaners, ebenso wie die Bepflanzung, realisiert worden.

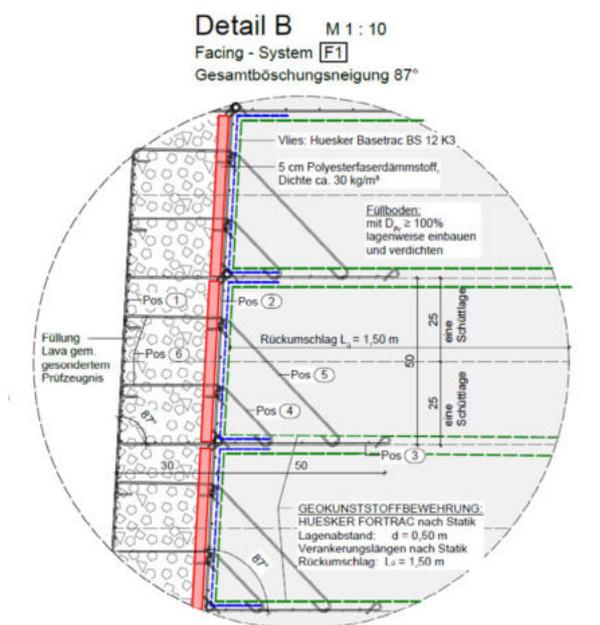


Abbildung 2-9: Detail Frontkonstruktion KBE (Bahnseite)

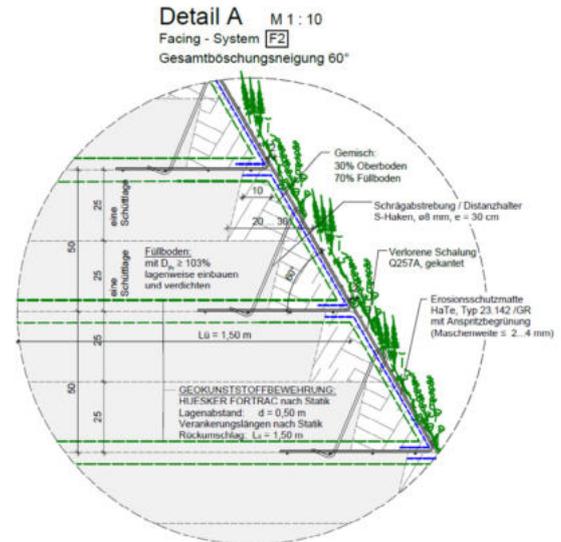


Abbildung 2-10: Detail Frontkonstruktion KBE begrünt (Anliegerseite)

Zur Überwachung der Verlegung der Geokunststoffe, sowie zur Vermessungskontrolle und Mengenermittlung sind regelmäßige Drohnenbefliegungen zum Einsatz gekommen. Kontrolliert wurden hierbei die Lage, Höhe und Mindestüberlappung der verlegten Geokunststoffe, sowie die Einhaltung der Bautoleranzen. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen Teile der Befliegung. Die Kontrolle der Verlegegenauigkeit erfolgte durch Überlagerung der, aus der Befliegung erstellten 3D-Punktwolkenmodelle, mit der 3D-Ausführungsplanung. Hierbei konnte die Lage- und Höhentreue der Verlegung im geforderten Toleranzbereich kontaktlos und an jedem Punkt des Bauwerks dokumentiert und kontrolliert werden.



Abbildung 2-11: Bauphase KBE-Konstruktion

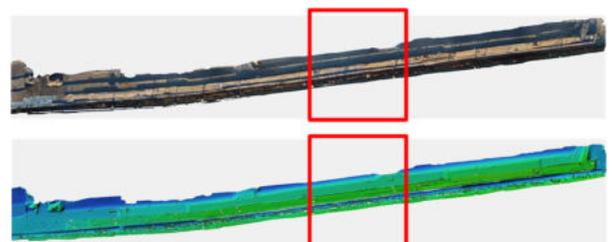


Abbildung 2-12: Befliegung Lage 8 Orthomodell und Höhenmodell



Abbildung 2-13: Befliegung Lage 8 Orthomodell und Höhenlage mit Kontrolle Überlappung



Abbildung 2-14: Überlagerung Befliegung und Planung Soll-Ist-Vergleich

2.4 Gabionenlärmschutzwand

Auf die KBE-Konstruktion wurde eine freistehende Gabionenwand aufgesetzt. Neben den bahnseitigen Schallabsorptionseigenschaften $DL_a > 8-11$ dB war hier ein Schalldurchgang von $DLR < 24$ dB gefordert. Dies bedingt, dass die Konstruktion neben eine bahnseitigen LAVA-Befüllung, einen Betonkern enthält. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen sowohl die Konstruktionsdetails, als auch Bilder aus der Bauphase. Die aufgesetzte Lärmschutzwand weist eine Bauhöhe von ca. 5 m auf und wurde nach Errichtung der KBE-Konstruktion aufgesetzt. Um den dauerhaften Lärmschutz sicherzustellen, wurde die Konstruktion um 10 cm überhöht hergestellt, damit auch bei den zu erwartenden Setzungen die Forderungen des B-Plans während der Lebensdauer des Bauwerkes eingehalten bleiben.



Abbildung 2-15: Wandende West (Bahnseite / Anliegerseite)



Abbildung 2-16: Wand Mittelteil (Bahnseite /Anliegerseite)

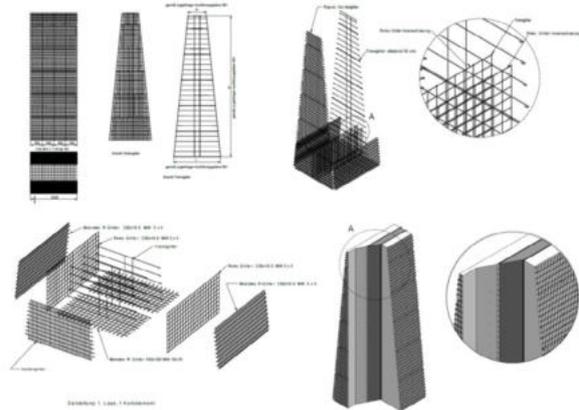


Abbildung 2-17: Details/Aufbau Gabione Teil 1

2.5 Standsicherheitsnachweise

Die Standsicherheitsnachweise der Konstruktion wurden unter Berücksichtigung geltender Regelwerke nach DIN EN 1997/EC7 geführt. Insbesondere wurden hier die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) geführt. Basis hierfür waren die Regelungen der EB GEO - Empfehlungen für Bewehrung mit Geokunststoffen /1/. Die Verformungen der Konstruktion sind mit der Methode der finiten Elemente (FEM) ermittelt und nachgewiesen worden. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) sind nach /1/ mit analytischen Verfahren erbracht worden. Aufgrund der unterschiedlichen Bauarten und den hohen Anforderungen an die zulässigen Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wurden diese Nachweise mit der FEM-Methode nach /4/ geführt. Bei der Berechnung wurden der Bauablauf und die einzelnen Bauphasen mitberücksichtigt, um auch den zeitlichen Verlauf der zu erwartenden Verformungen abschätzen zu können.

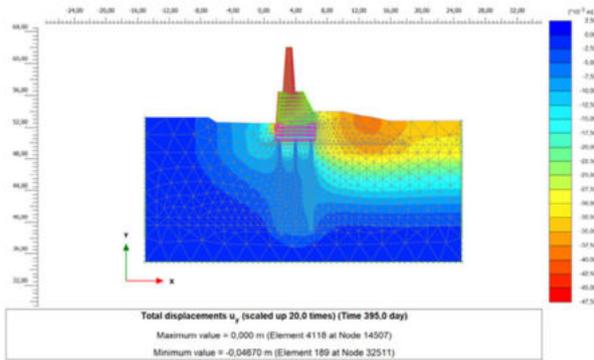


Abbildung 2-18: Vertikalverformungen aus FEM-Berechnung

2.6 Ergebnisse Verformungsmessungen

Das Bauwerk ist aufgrund der Randbedingungen der geotechnischen Kategorie 3 (GK 3) nach DIN 1054 zuzuordnen. Dies bedingt eine messtechnische Überwachung der Konstruktion unter Anwendung der Beobachtungsmethode. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Messkonzeption für die Überwachung des Bauwerkes. Insbesondere war hier sicherzustellen, dass die Ergebnisse der Standsicherheitsnachweise auf ihre Richtigkeit und Funktionstüchtigkeit hin geprüft wurden. Eingesetzt wurden folgende Messsysteme:

- a) 2 Horizontalinklinometer (UK KBE)
- b) 75 geodätische Messpunkte (x,y,z)
- c) Drohnenbefliegung mit 3D Vermessung
- d) 5 Setzungsmesspegel

Die Messungen erfolgen baubegleitend in monatlichem Rhythmus. Nach Fertigstellung wurde der Messrhythmus auf 6 Monate für 1 Jahr aufgeweitet. Bis zum Ablauf der Gewährleistung wird nunmehr 1 x im Jahr gemessen. Die folgenden Abbildungen zeigen einen Messquerschnitt mit der Anordnung der Messeinrichtungen und die Ergebnisse der Inklinometermessungen bis Ende der Bauzeit.

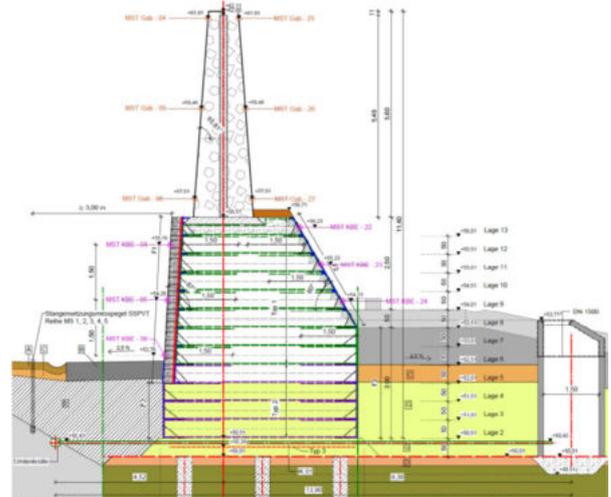


Abbildung 2-19: Messquerschnitt Inclinometer und Messpunkte

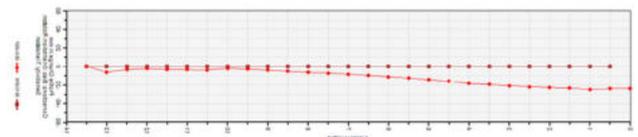


Abbildung 2-20: Setzungsverlauf Inclinometer 2 bis zur 12. Folgemessung (VOB-Abnahme)

Die Messwerte zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Prognosen aus der FEM-Berechnung, hier wurden nach 1 Jahr ca. 47 mm Vertikalverformung berechnet, die Messungen ergaben hier ca. 41 mm. Die Ergebnisse der tachymetrischen Aufnahmen der konventionellen Messpunkte zeigen ein ähnliches Bild.

3 Zusammenfassung

Im Rahmen der Baumaßnahme konnte gemeinsam mit den Bau- und Planungsbeteiligten eine für den Standort einzigartige, auf der Basis von Geokunststoffsystemen basierende, wirtschaftliche Lösung in der geplanten Bauzeit und im vorgesehenen Kostenrahmen realisiert werden. Die hohen technischen Anforderungen an das Bauwerk konnten bauseits umgesetzt werden. Die Verformungsmessungen zeigen tatsächliche Verformungen, die unter den prognostizierten Werten liegen. Erstmals wurden hier Bauüberwachungs- und Dokumentationsvorgänge für die Errichtung einer KBE-Konstruktion mit Drohnenunterstützung optimiert ausgeführt. Auch der Einsatz von fotogrammetrischem Verfahren mit Drohnenunterstützung (UAV-Fotogrammetrie) bei der Bestandsvermessung ist zielführend umgesetzt worden.



Allen Bau- und Planungsbeteiligten, insbesondere der Bauherrschaft, der Aurelis Real Estate Service GmbH, sei an dieser Stelle für die sehr kooperative, offene und zielorientierte Zusammenarbeit gedankt.

Literaturverzeichnis

- /1/ „Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO“; 2. Auflage Herausgeber Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Verlag Ernst & Sohn; Berlin, 2010;
- /2/ „Standsicherheitsnachweise LSW Köln Maarweg“; 2306-18g01 bis 2306-18g03; IBH – Herold & Partner Ingenieure Part mbB; Weimar 2018;
- /3/ „Der Einsatz von Drohnen bei Überwachung und Kontrolle von Geotechnischen Konstruktionen“, Herold, A. / Cubon, P., Christian Vedder Kolloquium, Granz 2023;
- /4/ „Empfehlung der Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG“; Herausgeber Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Verlag Ernst & Sohn; Berlin; 2014;





Stahlgitterbewehrte Erdverbundkonstruktionen im Hoch- und Ingenieurbau – Erfahrungsbericht zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall

Prof. Dr.-Ing. B. Aulbach, Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Ziegler, Dr.-Ing. D. Koppmann
ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aschaffenburg

In diesem Beitrag werden zunächst die verschiedenen Herangehensweisen im Hoch- und Straßenbau bei der Bewertung von Erdverbundkonstruktionen beleuchtet und anschließend anhand von konkreten Fallbeispielen der Ablauf zu Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) sowie die Erfahrungen bei der Umsetzung der mit einer Zustimmung verbundenen Auflagen zur Baubegleitung und -überwachung vorgestellt.

1 Einleitung

Geländesprünge oder Böschungen sind in Abhängigkeit von ihrer Höhe sowie von den Scherparametern der Hinterfüllung nur bis zu einem bestimmten Neigungswinkel ohne Zusatzmaßnahmen standsicher. Wenn sie steiler ausgeführt werden sollen, etwa weil eine flache Böschung aufgrund des erforderlichen Platzbedarfes nicht realisierbar ist, sind besondere Stützkonstruktionen erforderlich.

Als Alternative zur klassischen Schwergewichts- oder Winkelstützwand können sogenannte Erdverbundkonstruktionen (EVK) zum Einsatz kommen, die auf dem Prinzip beruhen, das Erdreich selbst zur Stützung mit heranzuziehen. Diese werden oftmals mit lagenweise eingebauten Bewehrungsgittern aus Geokunststoffen oder aber mit Bewehrungsgittern aus geschweißten und verzinkten Stahlgittermatten und seitlichen Gitterelementen oder Gabionenkörben als Frontausbildung hergestellt (vgl. Abbildung 1).



Abbildung 1: Lagenweiser Einbau bei stahlgitterbewehrter EVK

Erdverbundkonstruktionen haben den Vorteil, dass sie flexibel an den Grundriss angepasst und auch an schwer zugänglichen Stellen eingesetzt werden können. Außerdem kann das Erscheinungsbild durch die Befüllung der Gabionenkörbe und eine anschließende Begrünung in das umgebende Landschaftsbild eingepasst werden.

2 Bemessung und Genehmigung

2.1 Allgemein

Die Bemessung von Stützkonstruktionen und damit auch von EVK erfolgt generell nach Eurocode 7 – Teil 1 (DIN EN 1997-1) in Kombination mit dem zugehörigen Nationalen Anhang (DIN EN 1997-1/NA) und der deutschen Ergänzungsnorm DIN 1054. Zusätzliche Hinweise zu Materialanforderungen und zur Ausführung von bewehrten Stützkonstruktionen finden sich in DIN EN 14475, weitere Ausführungen speziell zu stahlgitterwehrten EVK im „Merkblatt über Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern (M SASE)“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).

Im Zuge der Nachweisführung ist zum einen die äußere Standsicherheit am quasi-monolithischen Verbundkörper nachzuweisen. Dazu zählen der Nachweis der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und der Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 sowie der Nachweis der Gleitsicherheit und der Sicherheit gegen Kippen bzw. die Begrenzung der Sohldruckresultierenden nach DIN 1054.

Zum anderen müssen im Hinblick auf die innere Standsicherheit die Bewehrung sowie deren Anschluss an die Abschlusselemente sowie die Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung nachgewiesen werden.

2.2 Straßenbau

Im Straßenbau zählen Erdverbundkonstruktionen zum Stand der Technik und sind dort schon lange relativ eindeutig geregelt. Das Merkblatt M SASE gilt für den Entwurf, die Berechnung und die Herstellung von Stützkonstruktionen im Bauverfahren "Bewehrte Erde", gibt Hinweise für die Konstruktion und die Berechnung, stellt die Entwurfs-, Berechnungs- und Bemessungsgrundlage dar und gibt zudem Hilfen zur Wahl geeigneter Bauteile, Füllböden und Hinterfüllböden sowie Vorschläge für die Qualitätssicherung bei Einzelteilen und der Gesamtkonstruktion. Ergänzt wird es durch das „Merkblatt über Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen oder Gabionen - M GAB“ und die „Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau - TL Gab-StB 16“ der FGSV.

Mit den vorgenannten DIN-Normen und diesen Merkblättern bzw. technischen Lieferbedingungen steht für den Straßenbau eine anerkannte Planungsgrundlage zur Verfügung, mit der sich Erdverbundkonstruktionen i.d.R. ohne besondere Zulassungen und mit „üblichem“ Planungsaufwand realisieren lassen.

2.3 Hoch- und Ingenieurbau

Im Hoch- und Ingenieurbau sind die Bemessung und Ausführung einer EVK bauaufsichtlich nicht abschließend geregelt. In relevanten Einsatzbereichen ist im Hochbau genehmigungsrechtlich daher eine „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ)“, eine „Allgemeine Bauartgenehmigung (aBG)“ eine Kombination aus abZ & aBG oder aber eine Europäische Technische Bewertung (ETA, European Technical Assessment) erforderlich.

Liegt keine der genannten Zulassungen vor, ist bei der zuständigen obersten Baurechtsbehörde des zuständigen Bundeslandes eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bzw. eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung zu beantragen. Die Antragstellung erfolgt durch den Bauherrn bzw. dessen Vertreter und ist durch entsprechende Anlagen sowie i.d.R. ein Gutachten zu ergänzen. Solche Gutachten, wie sie z.B. von der ZAI bzw. den Autoren dieses Beitrags erstellt werden, umfassen in der Regel die Beschreibung der geplanten Bauweise bzw. Konstruktion, die Beschreibung und Bewertung der Bauprodukte, die Beschreibung und geotechnische Bewertung des Füllmaterials, die Bewertung der statischen Berechnung, Empfehlungen und Hinweise zur Bauausführung sowie Ausführungen zu den Übereinstimmungsnachweisen.

Soll eine EVK im Hochbau realisiert werden, ist somit ein erheblicher Mehraufwand zur Erlangung einer

ZiE einzukalkulieren. Weiter kann es erforderlich sein, dass die Zustimmung mit Auflagen zur Baubegleitung und längerfristigen Überwachung der Konstruktion einhergeht, die in der Planung, Ausführung und Kostenkalkulation der Maßnahme zu berücksichtigen sind.

3 Ausführungsbeispiele

3.1 Ersatzneubau in NRW

3.1.1 Projekt

Für die Bergische Universität Wuppertal wurde ein Ersatzneubau in Hanglage errichtet, dessen Lastabtrag über Stützen in den Fels erfolgt, wie die folgende Abbildung zeigt.



Abbildung 2: Ersatzneubau in Hanglage mit Lastabtrag über Stützen

Zur Einpassung in das Landschaftsbild wurde eine stahlgitterbewehrte EVK gewählt (vgl. Abbildung 3), deren Krone zusätzlich zur Entfluchtung genutzt werden kann.



Abbildung 3: Ersatzneubau in Hanglage mit vorge-setzter EVK



3.1.2 Konstruktion

Die Bewehrung der Fangedammkonstruktion (vgl. Abbildung 4) besteht aus Stahlgitterbewehrungsmatten, die Frontausbildung aus Stahlgitterfrontelementen in Kombination mit einer Vorsatzschale sowie im oberen Frontbereich als auch im gesamten Rückbereich aus Gabionenkörben.

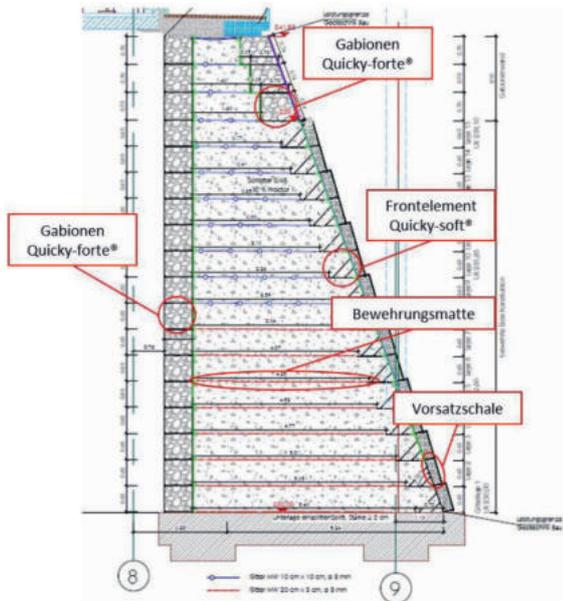


Abbildung 4: EVK als Fangedammkonstruktion

Durch die Ausbildung als Fangedamm wurde gewährleistet, dass durch die EVK kein Erddruck bzw. keine zusätzliche Horizontalbelastung auf die Stützen des Ersatzneubaus wirkt.

3.1.3 Erlangung der ZiE

Der erste Antrag auf Erteilung einer ZiE durch den Bauherrn erfolgte Ende 2014 und der zweite Antrag Mitte 2016. Trotz 28-seitiger Stellungnahme von ZAI wurde aber auch der zweite Antrag noch nicht bewilligt, da bereits existierende Ergebnisse aus Großversuchen an Gabionenelementen aufgrund der Bauhöhe, der Bauart und der Nutzung als Fluchtweg als nicht ausreichend angesehen wurden. Vor diesem Hintergrund mussten durch ZAI ein eigenes Berechnungsmodell (vgl. Abschnitt 3.1.4) aufgestellt und eine Probewand samt Messkonzept (vgl. Abschnitt 3.1.5) konzipiert werden. Darauf basierend erfolgte Anfang 2017 eine erneute Antragstellung und schließlich auch die Genehmigung durch die Oberste Bauaufsichtsbehörde, so dass Ende 2017 mit dem Bau der Probewand begonnen werden konnte.

3.1.4 Eigenes Berechnungsmodell

Aufgrund der Forderungen der Obersten Bauaufsichtsbehörde wurde durch ZAI zunächst ein Berechnungsmodell für die Durchbiegung und den Lastabtrag der Gabionenkörbe entwickelt (vgl. Abbildung 5) und mit vorhandenen Ergebnissen aus Großversuchen abgeglichen.

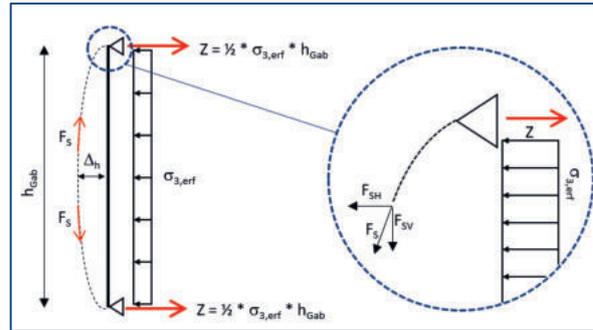


Abbildung 5: Systemausschnitt für Berechnung

In einem weiteren Schritt wurde das Berechnungsmodell auch für die geneigten Stahlgitterfrontelemente adaptiert, für welches allerdings kein Abgleich mit Versuchsergebnissen möglich war.

Basierend auf den Großversuchen, Erfahrungswerten von vergleichbaren Projekten und dem Berechnungsmodell wurden schließlich Alarm- und Eingriffswerte definiert.

3.1.5 Probewand und Messkonzept

In einem weiteren Schritt wurde schließlich eine Probewand, welche Bestandteil der späteren Wand ist, sowie ein zugehöriges umfassendes Messkonzept geplant. Dazu zählten neben zahlreichen geodätischen Messpunkten auch die Kontrolle der Gesamtverformung des Fangedamms mit in Hüllrohren verlegten und rückseitig verankerten Messstäben (vgl. Abbildung 6).



Abbildung 6: Einbau Messstäbe in Hüllrohren

Darüber hinaus wurde aber auch die Ausbauchung der Frontelemente mit einer eigens dafür durch ZAI konstruierten Messeinrichtung während der Bauphase kontrolliert.



Abbildung 7: Messeinrichtung zur Kontrolle der Ausbauchung

Während der technischen Begleitung durch die ZAI wurden die zuvor festgelegten Alarm- und Eingriffswerte an der Probewand deutlich eingehalten, so dass die innere Standsicherheit als nachgewiesen angesehen und die Gesamtkonstruktion weitergebaut bzw. fertiggestellt werden konnte.

3.2 Supermarkt in Baden-Württemberg

3.3 Projekt

Im Baden-Württembergischen Gäufelden wurde ein neuer Supermarkt gebaut, dessen Rückseite ins Landschaftsbild so eingepasst werden sollte, dass aus der Konstruktion kein Erddruck bzw. keine zusätzliche Belastung auf die Außenwand des Supermarktes resultiert. Auch hier wurde eine stahlgitterbewehrte EVK gewählt, wie die folgende Abbildung zeigt.



Abbildung 8: Ansicht vorgesetzte EVK

3.3.1 Konstruktion

Zur Sicherstellung der Entkopplung zwischen Supermarktaußenwand und EVK wurde diese mit einem Abstand von etwa 10 cm als Fangedamm errichtet, wie die beiden folgenden Abbildungen zeigen.



Abbildung 9: Draufsicht vorgesetzte EVK

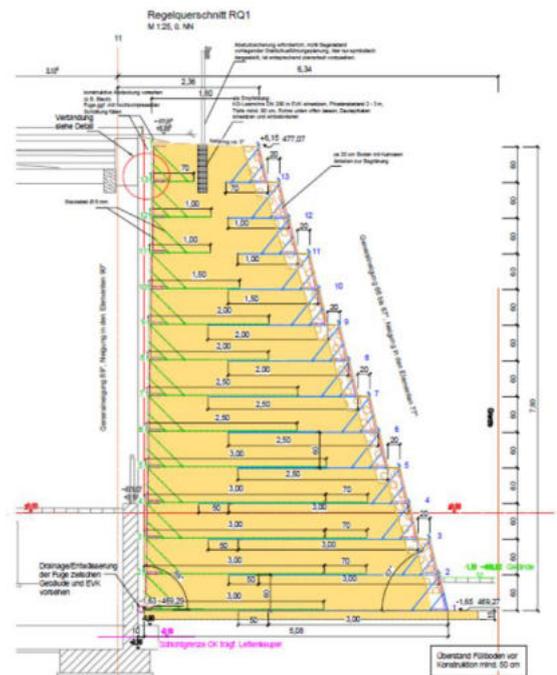


Abbildung 10: Schnitt durch vorgesetzte EVK

Die Bewehrung der EVK besteht aus Stahlgitterbewehrungsmatten, die Front- und Rückausbildung aus Stahlgitterfrontelementen, die an der Frontseite mit Mutterboden befüllt und begrünt sind.



3.3.2 Erlangung der ZiE

Der Antrag des Bauherrn auf Erteilung der ZiE wurde Anfang 2021 gestellt und zusammen mit diesem eine ergänzende 32-seitige Stellungnahme der ZAI vorgelegt. Die Erteilung der ZiE erfolgte Mitte desselben Jahres, allerdings verbunden mit den Auflagen, dass durch ZAI ein Messkonzept und ein Korrosionsschutzkonzept aufgestellt und die Bauarbeiten durch ZAI begleitet werden.

3.3.3 Mess- und Korrosionsschutzkonzept

Analog zum Ersatzneubau in Wuppertal wurden auch in Gäufelden zahlreiche geodätische Messmarken an der Front sowie Messstäbe in Hüllrohren verbaut.

In Ergänzung dazu musste aufgrund der behördlichen Auflagen ein Korrosionsschutzkonzept entwickelt werden, welches insbesondere Teststäbe vorsah, die sowohl im Inneren als auch an der Hülle verbaut wurden und in zeitlichen Abständen ausgebaut und beprobt werden können.

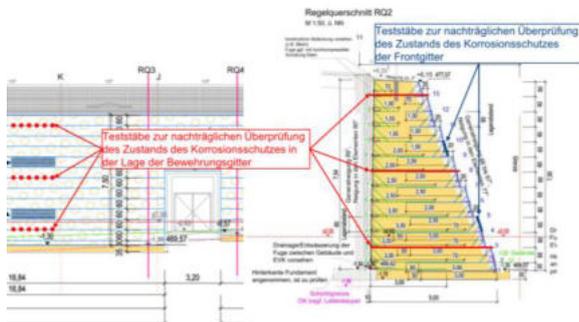


Abbildung 9: Ansicht und Schnitt mit Teststäben

Auch in Gäufelden wurden während der technischen Begleitung durch die ZAI keine unzulässigen Verformungen festgestellt, so dass die Gesamtkonstruktion fertiggestellt werden konnte.

4 Fazit

In Bezug auf stahlgitterbewehrte Erdverbundkonstruktionen unterscheiden sich die Bemessungs- und Genehmigungsgrundlagen im Straßenbau und im Hoch- und Ingenieurbau deutlich. Bei letzterem ist oftmals eine ZiE erforderlich, deren Erwirkung mit erhöhtem Aufwand und zusätzlichen Auflagen verbunden sein kann. Dies kann je nach Projekt und Randbedingungen sowie zuständiger Behörde bzw. Bundesland sehr unterschiedlich ausfallen, wie zwei näher betrachtete Beispiele zeigen.

Literaturverzeichnis

DIN EN 1997-1:2009 – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1 Allgemeine Regeln.

DIN EN 1997-1/NA: 2010 – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1 Allgemeine Regeln.

DIN 1054:2010 – Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.

DIN EN 14475:2006 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bewehrte Schüttkörper.

M SASE (2010): Merkblatt über Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.

M GAB (2014): Merkblatt über Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen oder Gabionen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.

TL Gab-StB 16 (2016): Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.





Alpine Schutzbauten mit Bewehrungen aus Geokunststoffen

Dipl.-Ing. G. MANNSBART, Technical Manager, TenCate-Solmax Geosynthetics, Linz, AT

Die Abwehr von Naturgefahren ist ein zentrales Thema zur Erhaltung des Alpenraumes als Lebens- und Wirtschaftsraum sowie als Erholungsgebiet für gegenwärtige und künftige Generationen. Besondere Bedeutung kommt dabei dem Schutz vor Steinschlag und Lawineneignissen zu.

Das Bauen in alpinen Regionen erfordert besondere Maßnahmen hinsichtlich des Entwurfs, der Ausführung sowie der Auswahl von Baumethoden und Baustoffen. Insbesondere bei Steinschlag- und Lawinenschutzbauten sind Aspekte der Sicherheit, der Baukosten und der Materialverfügbarkeit sowie die oft eng begrenzte Bauzeit von entscheidender Bedeutung. All diese Faktoren spielen für Entwurf und Ausführung eine wichtige Rolle. Im vorliegenden Beitrag wird anhand von Beispielen gezeigt, wie der Einsatz von geeigneten Geokunststoffen zu einer wirtschaftlich und technisch optimalen Lösung für alpine Schutzbauten führt.

Für Steinschlagschutzbauten existiert mit der ONR 24810 eine technische Planungsgrundlage, die Schutzbauten gegen Naturgefahren behandelt. Ähnliche Regelwerke betreffen Wildbachsperrern und Lawinenschutzbauwerke. Das Regelwerk gibt Hinweise zur Bemessung und zur praktischen Umsetzung von Steinschlagschutzdämmen. Dammbauwerke finden in jenen Fällen Anwendung, in denen die Hanggeometrie und der zur Verfügung stehende Platz ein solches Bauwerk zulassen. Sie weisen gegenüber Netzen vor allem Vorteile in Hinblick auf Lebensdauer, Baukosten und – abhängig von der Konstruktion – die Energie-Aufnahmefähigkeit auf. Vor Beginn der Bemessung muss das Bauwerk einem Typ zugeordnet werden. Dabei wird zwischen dem reinen Erddamm (Typ I), dem Damm mit Steinschichtung (Typ II), sowie dem geokunststoffbewehrten Damm (Typ III und IV) unterschieden.

Die Planung von Lawinenschutzdämmen ist komplexer. Lässt sich eine Lawine im Entstehungsgebiet nicht verhindern, so werden in ihrer Sturzbahn oder in ihrem Auslaufbereich Bauwerke errichtet, welche die Lawine in eine andere Richtung lenken (Ablenk-Damm), die seitliche Ausdehnung der Lawine begrenzen (Leit-Damm) oder die Lawine vollständig stoppen sollen (Lawinen-Auffangdamm). Eine Dimensionierung dieser Dämme ist nicht einfach und es kommen häufig Simulationsmodelle zum Einsatz.

1 Einleitung

In den Alpen ist es heute weit verbreiteter Stand der Technik, KBE-Bauwerke (Kunststoff-Bewehrte Erde) als Schutzbauten gegen Naturgefahren wie Lawinen, Murgänge und Felsstürze einzusetzen. Aufgrund ihrer oft extremen Höhenlage und des schwierigen Geländes, in dem sie errichtet werden müssen, sind diese Bauwerke als komplexe Ingenieurbauwerke zu betrachten. Darüber hinaus kann ihr Versagen nicht nur gravierende materielle Schäden verursachen, sondern auch Menschenleben gefährden. War die Bedrohung durch derartige Naturgefahren früher auf oft einsame Bergregionen beschränkt, so sind heute durch zunehmende Erschließung, Nutzung und Siedlungstätigkeit in Gebirgstälern und Hanglagen immer größere Flächen gefährdet. Konventionelle Schutzbauten sind oft nicht in der Lage, diesen erheblichen dynamischen Beanspruchungen standzuhalten.

Primäre Schutzmaßnahmen wie Aufforstung oder künstliche Rückhaltesysteme (Stützwerke) kommen zum Einsatz, um das Lösen einer Masse und erste Lawinen- oder Bodenbewegungen zu verhindern. Sekundäre Schutzmaßnahmen wie Zäune, Netze,

Dämme und Mauern, die quer zur Fortpflanzungsrichtung und/oder seitlich entlang der Sturzbahnen von Lawinen- oder Felsbewegungen errichtet werden, sind so konzipiert, dass sie den dynamischen Kräften standhalten, mit dem Ziel, die bereits bewegte Masse zu blockieren, zu spalten und/oder abzulenken.

Als sekundäre Schutzbarrieren können Dämme mit geosynthetischer Bewehrung schnell und in besonderen Geometrien (steiler) errichtet werden, sofern der vorgeschlagene Standort für entsprechendes Baugerät zugänglich ist. Ein wesentlicher Vorteil von geosynthetisch bewehrten Konstruktionen liegt in der Verwendung des lokal verfügbaren Schüttmaterial, das fast immer Hauptbaustoff verwendet werden kann.

In Kombination mit adäquaten Geokunststoffen kann also Boden als Baustoff in der örtlich verfügbaren Qualität verwendet werden, auch wenn die üblichen (meist höheren) Anforderungen an Dammbaumaterial nicht erfüllt werden. Beispielsweise kann die Entwässerung feinkörniger Böden durch bewehrende Geokunststoffe mit zusätzlicher Entwässerungsfunktion erfolgen. Schließlich sorgen Geokunststoffe für eine Verstärkung des Dammkörpers und somit für

Zwischen den beiden bestehenden Stauseen Weißsee (2250 m ü. A.) und Tauernmoossee (2023 m ü. A.) im hinteren Stubachtal bei der Gemeinde Utten-dorf im Oberpinzgau werden mit der genutzten Net-tofallhöhe von 220 m 460 Gigawattstunden Bahnstrom erzeugt.

Ein 6 m hoher und 100 m langer kombinierter Umleit- und Auffangdamm musste errichtet werden, um das Einlaufbauwerk des Umleitungsstollens vor Lawinen zu schützen. Aufgrund des schnellen und einfachen Bauablaufs entschied man sich für eine geogitter-be-wehrte Bauweise mit einem zugelassenen bewehr-ten Bodensystem.

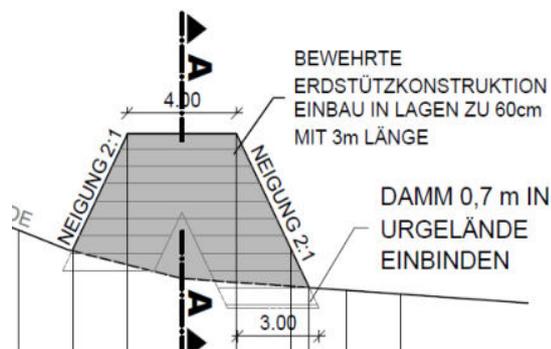


Abbildung 3 Querschnitt Leitdamm Tauernmoos

Die Bemessung erfolgte mit einer quasistatischen Lastannahme bei einer Böschungsneigung von 70°.

2.3 Projektbeispiel Axamer Lizum

Allein in den österreichischen Alpen gibt es rund 8.000 Lawineneinzugsgebiete, in denen jährlich unzählige Lawinen abgehen. Mit dem fortschreitenden Klimawandel ist auch für die kommenden Jahre mit einer anhaltenden Zunahme dieser Naturereignisse zu rechnen. Lawinen treten bereits ab Geländeneigungen von 15 Prozent auf und bedrohen Siedlungsgebiete und Infrastruktur.



Abbildung 4 Lawinendamm Axamer Lizum

Im hochalpinen Skigebiet Axamer Lizum in mussten 2018 zwei Lawinenschutzdämme errichtet werden, um einen zur künstlichen Beschneigung genutzten Speicherteich am Fuße eines steilen Felsmassivs zu schützen. Ein Lawinenabgang in den Teich könnte eine Flutwelle auslösen und so Menschen und Infrastruktur gefährden. Daher wurde ein Damm mit einer Länge von 170 Metern und einer Höhe von über 20 Metern errichtet. Ein zweiter, seitlich versetzter Lawinendamm dient dazu, Schneemassen umzuleiten und auslaufen zu lassen. Eine maßgeschneiderte Lösung mittels KBE im Tiroler Skigebiet Axamer Lizum wurde mittels zwei Dammbauwerken hergestellt.

Tabelle 1. Daten des Schutzdamms Axamer Lizum

Eigenschaft	Dimension
Fließgeschwindigkeit v_f (150-jährliches Ereignis)	22 m/s
Höhe h_f (150-jährl. Ereignis)	1,5 m
Energiehöhe h_e	16,4 m
Schneehöhe h_{snow} : (bei regelmäßiger Räumung)	1 m
Pre-deposit $h_{deposit}$ (bei regelmäßiger Räumung)	0 m
Dammhöhe H_D $h_e + h_{snow} + h_{deposit} + h_f$	$16,4 + 1 + 1,5 = 18,9$ m
Freibord	2,0 m

Die Bemessung der Dämme liefert die erforderliche Dammhöhe und beruht auf den Lawinenkräften, die auf die Dammbauwerke einwirken, und deren Stand-sicherheit beeinflussen. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten war bergseitig des Speicherteiches kein Auffangraum verfügbar, der eine ausreichende effektive Höhe aufweist, um 150-jährige Lawinereignisse vollständig aufnehmen zu können.

Als Lösung wurde für diesen Standort ein System verstärktes Böschungssystem mit speziellen Stahlgitterwinkeln als verlorene Schalung gewählt, das in schwer zugänglichen Steilbergregionen ideal eingesetzt werden kann. Die verwendeten Geogitter dienen der Bodenbewehrung und sorgen auch aufgrund ihrer hohen Zugfestigkeit für eine effektive Lastverteilung beim Lawinenaufprall.

Für die Schutzdämme mit einer Höhe von über 20 Metern und unterschiedlicher Länge wird der direkt vor Ort vorhandene Boden als Schüttmaterial verwendet. Dadurch ist diese Form des Lawinenschutzes ressourcenschonend, nahezu überall einsetzbar und verursacht deutlich weniger CO₂-Emissionen als herkömmliche Bauwerke, für die Baumaterial beispielsweise per Helikopter angeliefert wird. Die sichtbare Verkleidung der Dämme ist begrünt, so dass sie gut mit der natürlichen Umgebung harmoniert. Die Haltbarkeit der Konstruktionen ist auf bis zu 120 Jahre ausgelegt. [Gruber, 2022]



3 Steinschlagschutz

3.1 Steinschlag als Naturgefahr

Veränderte Klimabedingungen, anthropogene Einflüsse und seismische Prozesse verursachen Massenbewegungen in Form von Steinschlägen, Felsstürzen, Muren und Hangrutschungen. Steinschlag kann definiert werden als der Absturz von Blöcken, Gesteinsfragmenten oder auch der freie Fall von Steinen an Berghängen unter dem Einfluss der Schwerkraft. Der Grund für diese Prozesse ist die Lösung der Bodenmassen vom Muttergestein. Es stehen verschiedene Arten von Schutzbauten zur Verfügung, um Gefahren und Schäden für Mensch und Infrastruktur abzuwenden.

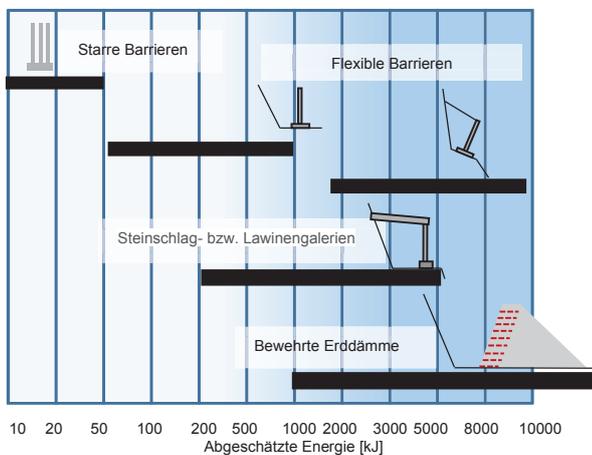


Abbildung 5 Steinschlagschutzbauten - Systematik

Zu den wichtigsten untersuchten Parametern bei der Analyse von Steinschlagprozessen und der Gestaltung von technischen Schutzbauwerken gehören die Sturzbahn sowie die Aufprallenergie des Blocks. Dabei wird die Sturzbahn des Felssturzes hauptsächlich von den folgenden Parametern beeinflusst:

- der durchschnittliche Durchmesser d der Blöcke in Bewegung.
- Volumen und Masse eines instabilen Bereichs.
- Neigungswinkel (Neigung) und Neigungskonfiguration (Längsschnitt der Sturzbahn).
- physikalische und mechanische Eigenschaften des Bodens.

Die Aufprallenergie des Blocks kann experimentell bestimmt werden und hängt vom Volumen und Gewicht der Blöcke und der Endgeschwindigkeit der fallenden Steine ab. In der Vergangenheit galten beispielsweise bei Schutzzäunen aufnehmbare Fallenergien von 100 oder 500 kJ als groß, während heute Systeme üblicherweise bis zu 5000 kJ installiert werden, einige von ihnen sogar noch höher. Die grundsätzlichen Möglichkeiten unterschiedlicher Schutzstrukturen sind in Abbildung 5 dargestellt.

3.2 Projektbeispiel Eisgratbahn

Felsbrocken in der Größe eines Einfamilienhauses waren bei einem Felssturz im Mai 2021 von einem steilen Hang oberhalb des Parkplatzes der Eisgratbahn in den Stubai Alpen gestürzt. Um die Gefahr weiterer Steinschläge zu beseitigen und die Parkfläche rechtzeitig zum Start der nächsten Wintersaison sicher nutzbar zu machen, war eine schnelle und dauerhafte Schutzmaßnahme erforderlich.



Abbildung 6 Steinschlagschutzdamm Eisgratbahn

Ein begrünbares, geokunststoffbewehrtes Böschungssystem war in der Lage, eine Lösung zu bieten, die die dynamischen Kräfte des fallenden Gesteins absorbiert und gleichzeitig ein Minimum an erforderlicher Grundfläche benötigt. Der Schutzdamm wurde nach der Norm ONR 24810 konzipiert und bietet eine optimale Kombination aus maximaler Leistungsfähigkeit und Kosteneffizienz bei minimalem Zeitaufwand.

Die Umsetzung erfolgte in Rekordzeit: Nach dem Projektstart wurden die Geokunststoffe innerhalb von nur 4 Wochen geliefert. Nach nur 6 Wochen Bauzeit war das Projekt abgeschlossen und die Stubai Gletscherbahnen konnten den Parkplatz zum Start der Wintersaison nutzen.

Durch den Einsatz großer Baugeräte war es möglich, das vor Ort vorhandene Schüttmaterial mit einem Gesamtvolumen von 18.100 m³ zu verbauen und damit den Transportaufwand und die Umweltbelastung auf ein Minimum zu reduzieren. Mit insgesamt nur vier Lkw-Ladungen für den Transport der Baustoffe zur Baustelle hat das Projekt einen minimalen ökologischen Fußabdruck. Es reduzierte auch die Auswirkungen auf die Anwohner durch Baulärm und Staub. Eine konventionelle Betonkonstruktion hätte erheblich mehr Energie und Transportaufwand benötigt als die moderne Bauweise mit Geokunststoffen.

Bergseitig wurde die Dammoberfläche in der Aufprallzone mit einer vermörtelten Steinschichtung als Oberflächenschutz gegen weitere Felsstürze errichtet. Die Seitenwände, die Stirnseiten und die Ober-

seite des Damms wurden begrünt, um sicherzustellen, dass sich alles perfekt in das Landschaftsbild einfügt.

3.3 Projektbeispiel Steinbruch Ehrensberger Tenneck

Seit Jahrzehnten wird in der Nähe der Ortschaft Tenneck in der Nähe der Stadt Salzburg in einem Steinbruch Kalkstein gewonnen. Im Zuge der Erweiterung des Abbaugebiets musste ein Steinschlagschutzdamm als back-to-back-Bauwerk errichtet werden. Der Damm war bis zu 6 m hoch und mehr als 100 m lang.



Abbildung 7 Steinschlagschutzdamm Tenneck

Das Bauwerk wurde mittels einer Geogitter-Bewehrung mit einer Kurzzeitfestigkeit von 160 kN/m in einem Lagenabstand von 0,6 m hergestellt. Das örtlich verfügbare Schüttmaterial bestand aus einem grobkörnigen Kantkornfraktion hoher Qualität ohne organische Anteile. Dadurch konnten die geotechnischen Anforderungen der Verdichtung von 98 % Proctor-Dichte und der Tragfähigkeitswert E_{v1} von 15 MN/m² im Lastplattenversuch sichergestellt werden.

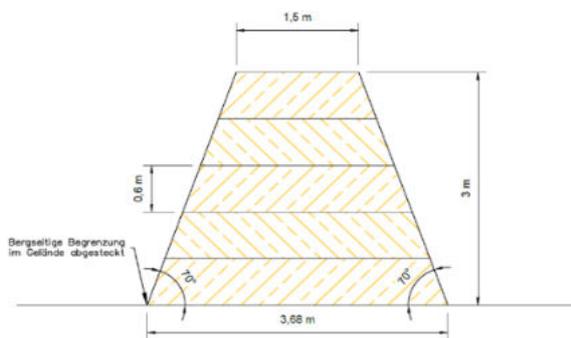


Abbildung 8 Dammquerschnitt Tenneck

4 Bemessung von Schutzbauwerken nach ONR 24 810

Die ersten Einsätze von Geokunststoffen in Schutzbauten stammen aus den 1990er Jahren. [Mannsbar, 2002] Zu dieser Zeit standen Bemessungsmethoden für übliche bewehrte Stützkonstruktionen zur Verfügung, aber die Berücksichtigung von Stoßbelastungen war nicht gängige Praxis. [Adam et al., 2002] Anfangs waren die Entwurfsansätze meist empirisch, während heute dazu es eine Reihe von Bemessungsverfahren existieren.

Für Steinschlagschutzbauwerke bietet die österreichische Richtlinie ONR 24810 eine Bemessungsgrundlage. Steinschlagschutzdämme werden vor allem dann eingesetzt, wenn die Hanggeometrie und der zur Verfügung stehende Platz ein solches Bauwerk zulassen. Dämme zeigen Vorteile gegenüber Netzen, insbesondere in Bezug auf Lebensdauer, Baukosten und - je nach Ausführung - Energieaufnahmefähigkeit. Vor Beginn des Entwurfs wird das Bauwerk einem bestimmten definierten Typ zugeordnet. Als wichtiger Teil des Dokuments wird gezeigt, dass bewehrte Dämme eine deutlich höhere Energie von fallenden Blöcken aufnehmen können. Bei geokunststoffbewehrten Bauwerken werden sowohl die Aufprallzeit als auch die dissipierte Energie erhöht.

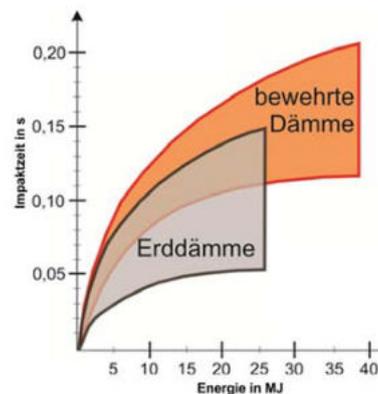


Abbildung 9 Abschätzung der statischen Ersatzkraft

Insbesondere für die Bemessung von Schutzbauten gegen Felsstürze gibt es Kapitel, die der Bauwerksplanung, der Auslegung der Bewehrung, speziellen Maßnahmen und Bauvorschriften sowie der Instandhaltung gewidmet sind.

In zwei Tabellen werden Anforderungen an die Dimensionierung der Bewehrung festgelegt, insbesondere an die Festigkeit und Steifigkeit von Geokunststoffen bei einer Dehnung von 5%.

Diese relativ hohe Steifigkeitsanforderung scheint weit auf der sicheren Seite zu sein, was das Spektrum der zulässigen Produkte auf hochfeste, spröde Geogitter beschränken könnte. Wenn dieser Ansatz



für die erste Ausgabe der Richtlinie gerechtfertigt erschien, könnte er wahrscheinlich eine Anpassung an gebräuchlichere Bewehrungselemente mit der nächsten Ausgabe erfordern.

Der Bau von Schutzdämmen hat in Gebieten mit hoher Steinschlag- und Lawinengefahr deutlich zugenommen. Es werden geeignete Bemessungsmodelle für Bodenböschungen verwendet, unter denen die österreichische Richtlinie ein nützliches Werkzeug für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen ist, aber möglicherweise einige Anpassungen hinsichtlich der Anforderungen an die Geokunststoffe benötigt.

Literaturverzeichnis

Adam, D., Blovsky, S., Kopf, F. (2002). *Bau von Schutzdämmen gegen Bergsturz*; 12th Danube-European Geotechnical Conference, Passau, Germany.

Gruber, J. (2022). *How to protect skiers against a Tsunami*. Proc. 7th European Conf. on Geosynthetics, Sept. 2022, Warsaw, Poland.

Issler P., Gauer P.; Johanesson T.; Lied K. (2009). *The Design of avalanche protection dams – recent and practical developments*; European Commission, Environment Directorate;

Mannsbart, G. (2002). *Geosynthetic reinforced protection structures in mountainous regions – examples of safe and cost-effective alternatives*. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, France.

ONR 24810; (2019). *Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design and construction, monitoring and maintenance*. Austrian Standards Institute.

Mannsbart, G. et al. (2023) *Alpine protective structures with geosynthetic reinforcement*; 12th Int. Conf. on Geosynthetics, Rome 2023.



Entwurf und Einbau einer Spannvorrichtung zum Herstellen von nachträglichen Öffnungen in hochzugfesten Geogittern

Dr.-Ing. E. Schwiteilo, GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden,
Dr.-Ing. D. Wegener, GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden,
Dr.-Ing. J. Retzlaff, GEOscope GmbH, Weimar,
Dipl.-Ing. M. Hellwig, DB Netz AG, Schwerin

An einem konkreten Projektbeispiel werden in dem Beitrag die Konstruktion sowie der Einbau einer Spannvorrichtung beschrieben, welche dazu dient, die Zugkräfte in einem Geogitter abzufangen, sodass die Herstellung einer Öffnung in dem vorhandenen Geogitter möglich ist. Im beschriebenen Fall sollen durch die Öffnung Entwässerungsschächte geführt werden. Die Eignung der geplanten Konstruktion wurde im Vorfeld durch Modellversuche im 1:1 Maßstab im Labor untersucht. Die Ergebnisse und Erkenntnisse daraus werden ebenfalls beschrieben.

1 Einleitung

Eine Standardanwendung von Geogittern ist die Aufnahme der Zugkräfte in bewehrten Erdkörpern auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern. Dabei kommen hochzugfeste Geogitter zum Einsatz. Werden im Lebenszyklus des bewehrten Erdkörpers Umbaumaßnahmen nötig, z.B. durch das Herstellen von nachträglichen Öffnungen, kann dies zu Schwachstellen im Geogitter führen.

2 Schilderung der Ausgangssituation

Im Zuge einer Gleisumverlegung war es nötig, die Entwässerung einer etwa 8500 m² großen Lagerfläche zu anzupassen. Problematisch hierbei war, dass sich die Lagerfläche über einer bis zu 5 m mächtigen organischen Weichschicht befindet, die mit einem Polster aus zwei Lagen hochzugfester Geogitter auf Fertigmörtelstopfsäulen tief gegründet wurde. Die vorhandene Entwässerung der Lagerfläche wurde zum großen Teil unterhalb der Geogitter verlegt. Im Zuge der Anpassung der Entwässerung waren drei neue Schächte an einen unter den Geogittern verlaufenden Regenwassersammler anzuschließen.

Die Lagerfläche ist für eine Flächenlast von $q = 80 \text{ kN/m}^2$ ausgelegt. Als Gründungselemente wurden Fertigmörtelstopfsäulen mit einem Durchmesser $d = 0,60 \text{ m}$ in einem quadratischen Raster von $2,00 \times 2,00 \text{ m}$ eingesetzt. Wobei die Säulen bis in eine Tiefe von 10 m eingerüttelt wurden. Als auf den Säulen liegende Geogitterbewehrung kam ein Fortrac R 875/50-30 der Firma Huesker aus hochfestem Polyester zum Einsatz [1]. In den beiden Lagen

wurde die Haupttragrichtung jeweils 90° versetzt angeordnet. In Abbildung 1 ist das im Rahmen der Baumaßnahme freigelegte Geogitter zu sehen.



Abbildung 1: Freigelegtes Geogitter des Gründungspolsters, Fortrac R 875/50-30.

3 Konstruktion zur Überbrückung der Öffnung

Die Vorgabe der uneingeschränkten Nutzbarkeit der Lagerfläche nach der Gleisumverlegung machte es nötig, die vorgesehenen Öffnungen in den Geogittern konstruktiv zu überbrücken.

Die Konstruktion basiert auf dem System Schoellkopf zur Anbindung von Geogittern an Verbauwände und starre Elemente (nach [2] und [3]). Ein Beispiel für die Anwendung dieses Systems ist in Abbildung 2 zu sehen.



Abbildung 2: Beispielhafte Anwendung des System Schoellkopf zum Anschluss von Geogittern an Verbauwände. [2]

Durch die geringe Auflast oberhalb der Geogitterbewehrung können die um das Stahlrohr geführten Geogitter die erwarteten Zugkräfte nicht allein durch eine Verankerung im Boden über Reibung und Verzahnung des Geogitters aufgenommen werden, da dafür eine sehr große Verankerungslänge notwendig gewesen wäre. Deshalb wird für die Umlagerung der Zugkräfte, abweichend vom System Schoellkopf, eine Klemmung durch Flachstahl vorgesehen.

Das Konstruktionsprinzip sieht vor, dass die Geogitter um ein Stahlrohr geführt werden. Das Stahlrohr wird dann über zwei außen angeordnete Zugstäbe (Gewindestangen Edelstahl V4A M22-70) zur Übertragung der Zugkräfte an das zweite Stahlrohr am gegenüberliegenden Ende der Aussparung befestigt. Die Zugstäbe werden als Spannschlösser eingesetzt, um das System vorzuspannen. Durch das Vorspannen wird eine kraftschlüssige Verbindung erreicht. Da diese Spannvorrichtung permanent bestehen bleiben soll, wird diese aus Edelstahl V4A hergestellt. In Abbildung 3 ist die Konstruktion schematisch dargestellt.

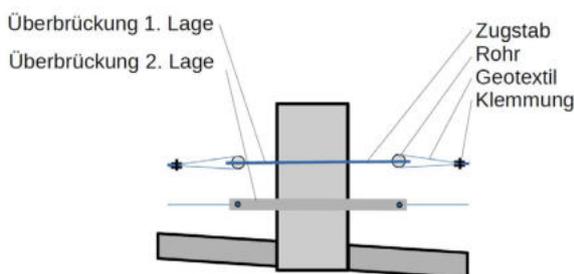


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Spannvorrichtung für die zwei Geogitterlagen.

4 Modellversuche im Labor

Um die Funktionalität der geplanten Konstruktion unter Verwendung der zum Einsatz kommenden Materialien und Querschnitte nachzuweisen, wurden Modellversuche im Labor durchgeführt. Eine Zugprüfmaschine ist mit einer 200-kN-Kraftmessdose und einem Video-Extensometer für die kontaktlose Wegmessungskam zum Einsatz.

Da es sich bei dem auf der Baustelle eingesetzten Geogitter vom Typ Fortrac R 875/50-30 um Material einer baustellenspezifischen Produktionscharge aus den Jahren 2004/2005 handelt, das wegen einer Modifikation des Herstellungsprozesses so nicht mehr hergestellt werden kann, wurde in Abstimmung mit dem Produktmanagement des Herstellers, der Huesker Synthetik GmbH, ein Geogitter des Typs Fortrac R 800/100-30 mit vergleichbaren mechanischen Eigenschaften für die Prüfungen verwendet.

4.1 Untersuchung der Klemmverbindung

Für die Untersuchungen der Klemmverbindung wurde die Rollenklemme am oberen Querhaupt der Prüfmaschine beibehalten. Hier wurde das Geogitter eingebaut, um die Verankerung im Boden auf der Baustelle zu simulieren. Das untere Querhaupt wurde in ein Widerlager umgebaut, um die Verspannung mit dem gegenüberliegenden Teil der Spannvorrichtung im Bereich der Durchörterung für den Schacht darzustellen. Dazu wurden identische Bauteile, wie sie auf der Baustelle zum Einsatz kommen sollen, verwendet. Der verwendete Versuchsaufbau ist in Abbildung 4 dargestellt.



Abbildung 4: Versuchsaufbau für die Prüfung der Klemmung des Geogitters.



Ein Resultat der Untersuchungen zur Klemmverbindung ist das in Abbildung 5 dargestellte Layout der Klemmverbindung des Geogitters. Demnach muss das Geogitter an der Klemmleiste einmal zurückgeführt werden, um die Klemmwirkung zu verstärken.

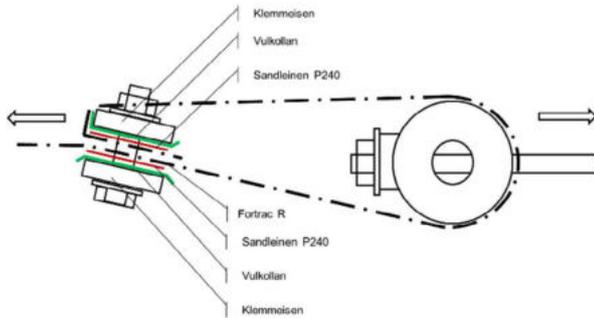


Abbildung 5: Prinzipskizze für Klemmung des Geogitters.

Als Ergebnis der zuvor beschriebenen Untersuchungen konnte die Kurzzugfestigkeit des verwendeten Fortrac R 800/100-30 mit im Mittel 803,3 kN/m bestätigt werden. Für die Klemmverbindung wurde im Mittel eine Zugfestigkeit von 429,7 kN/m erreicht. Dies bestätigte die in der ursprünglichen Planung ange-setzte Zugfestigkeit von 373 kN/m.

4.2 Untersuchung zum Kriechverhalten der Klemmung

Das zeitabhängige Verhalten der Klemmung ist dann als untergeordnet anzusehen, wenn sich die Geschwindigkeit der Kriechverformungen des Gesamtsystems in etwa der des Geogitters selbst angepasst hat.

Bei den Untersuchungen zum Kriechverhalten der Klemmung zeigte sich das in Abbildung 6 dargestellte Verhalten. Es wurde deutlich, dass die Kriechgeschwindigkeit der Klemmung zu Beginn der Versuche höher ausfällt als die des Geogitters. Dabei ist allerdings zu beachten, dass es durch die unterschiedlichen Messlängen, aufgrund der Umlenkung (vgl. Abbildung 5), zu scheinbar unterschiedlichen Geschwindigkeiten kommt. Des Weiteren wird das Geogitter durch die Reibung um das Rohr, das Quetschen des Geogitters zwischen den Klemmleisten und mögliche Spannungskonzentrationen an den Kraftumlenkungspunkten unterschiedlich beansprucht.

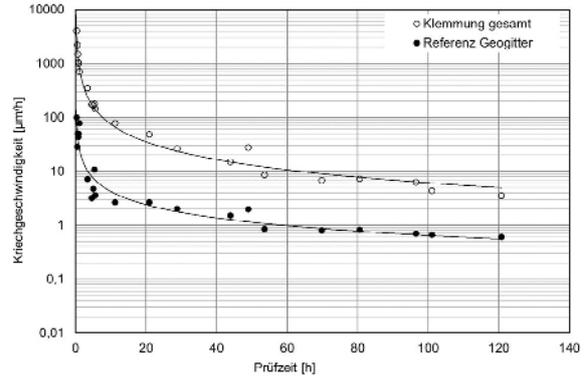


Abbildung 6: Entwicklung der Kriechgeschwindigkeit über die Prüfzeit.

Wie in Abbildung 6 zu erkennen, zeigen die Trendkurven der Messungen bereits nach 48 h einen tendenziell parallelen Verlauf der Kurven, so dass sich die Trends zwischen den beiden Kurven einem konstanten Verhältnis annähern. Dafür wurden die Verformungen der Klemmung insgesamt und der Referenzmesslänge des Geogitters ausgewertet. Das anfängliche Verhältnis der Kriechgeschwindigkeiten von über 54:1 hat sich nach 24 Stunden Prüfzeit bei ca. 14:1 eingestellt und beträgt nach weiteren 24 Stunden 11,5:1 bis es zum Versuche ca. 9:1 erreicht. D.h. der Einfluss der Klemmung wird mit der Zeit immer geringer. Das gewählte Klemmsystem folgt weitgehend dem charakteristischen Kriechverhalten des Geogitters und nähert sich dem Verhältnis der Messlängen an.

Demzufolge stellt sich die Klemmung in den durchgeführten Untersuchungen zum Kriechverhalten als zeitstabiles System dar. Zu beachten ist, dass die durchgeführten Untersuchungen keine Untersuchungen mit allgemeinem Erkenntnisgewinn, wie nach normativ geregelten Kriechversuchen mit Prüfzeiten von mehr als 10.000 Stunden und unterschiedlichen Beanspruchungsstufen darstellen.

4.3 Untersuchung zur Vorspannung der Zugstangen

Für die Untersuchung der Vorspannung der Zugstangen wurden die Rollenklappen ausgebaut. Die Anbauten am oberen Querhaupt wurden komplett zurückgebaut und durch eine biegesteife Aufnahme für die Gewindestange M22-70 ersetzt. Das untere Widerlager wurde, wie in den nachfolgenden Abbildungen gezeigt, an die Kraftmessdose adaptiert, so dass die in die Gewindestange eingetragene Zugkraft in Abhängigkeit vom angesetzten Drehmoment gemessen werden konnte. Das Anzugsdrehmoment wurde mit kalibrierten Drehmomentschlüsseln erzeugt. In Abbildung 7 ist der verwendete Versuchsaufbau dargestellt.



Abbildung 7: Versuchsaufbau für die Bestimmung des Anzugsmomentes der Zugstangen.

Ergebnis der Untersuchung zur Vorspannung der Zugstangen ist das in Abbildung 8 dargestellte Diagramm.

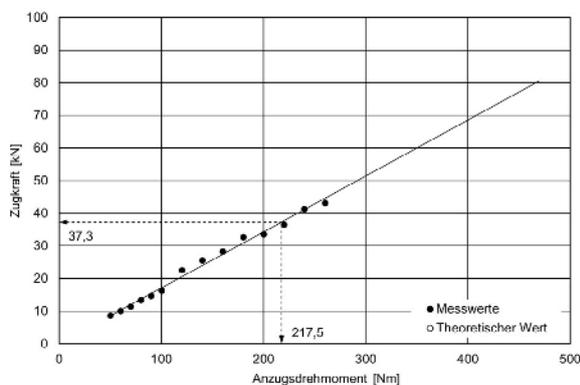


Abbildung 8: Ergebnisse der Dreh-Zugversuche zur Bestimmung des Anzugsdrehmomentes.

Abbildung 8 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Anzugsmoment der Verschraubung der Zugstangen mit der Kraft in den Zugstangen. Dies erlaubt das Einstellen einer bestimmten Vorspannkraft durch Messen des Drehmomentes auf der Baustelle.

Ziel der aufzubringenden Vorspannung ist, konstruktionsbedingte Verformungen des Geogitters im Bereich der Klemmung bis zur Kraftaufnahme durch eine Vorspannung der Zugstangen auf beidseitig jeweils 37,3 kN (zur Aufnahme der im Gebrauchszu-

stand wirkenden charakteristischen Zugkraft von insgesamt 124 kN/m auf 0,60 m Breite) zu einem Großteil vorwegzunehmen.

5 Beschreibung des Einbaus und Kontrollmessungen auf der Baustelle

Für den Einbau der Spannvorrichtungen wurde das Geogitter lokal freigelegt. Es wurde planmäßig in einer Tiefe von 1,2 m unter Gelände angetroffen.

5.1 Messtechnische Bestimmung des IST-Zustandes

Zur Bestimmung des vorhandenen Spannungszustandes wurden die Verformungen beim Durchtrennen der Geogitter gemessen. Dies erfolgte, wie in Abbildung 9 dargestellt, über das Anbringen eines potentiometrischen Wegaufnehmers.



Abbildung 9: Auf Geogitter fixierter Wegaufnehmer.

Bezogen auf die Messlänge von 146 mm ergab sich beim Durchtrennen des zu messenden sowie der beiden benachbarten Geogitterstreifen eine Dehnung von 0,42 %. Aus den im Labor ermittelten Zugkraft-Dehnungslinien der Kurzzeitzugversuche ließ sich so eine Zugkraft im Geogitter von ca. 5 kN/m abschätzen. Demnach kann eine Kraft im Einzelelement von ca. 0,5 kN abgeleitet werden. Dies entsprach der organoleptischen Beurteilung des Spannungszustandes des Geogitters im Baufeld.

5.2 Darstellung der Arbeitsschritte beim Einbau

In einem ersten Arbeitsschritt wurde eine Baugrube ausgehoben und das 1,2 m unter der Geländeoberkante liegende obere Geogitter freigelegt. In Abbildung 10 ist die freigelegte obere Geogitterlage zu sehen. Die vorgefundenen Geogitter entsprachen ihrer



Geometrie nach dem beschriebenen Geogittertyp Fortrac 875/50-30 T.



Abbildung 10: Baugrube mit freigelegter oberer Geogitterlage.

Das Aufschneiden erfolgte händisch mit Hilfe eines Cuttermessers. Es wurden zunächst drei Geogitterstreifen durchtrennt und umgeschlagen. Wie in Abbildung 11 zu sehen, erfolgte im Anschluss der weitere händische Aushub bis zur unteren Geogitterlage.



Abbildung 11: Händischer Aushub bis zur zweiten Geogitterlage.

Nach dem Freilegen und weiteren Öffnen der Geogitter folgte der Einbau der Spannvorrichtung. Insgesamt wurden sechs Geogitterstreifen durchtrennt. Es stellte sich als günstig heraus, das Einfädeln in die Klemmleisten in zwei Teilen mit je drei Geogitterstreifen auszuführen (siehe Abbildung 12). Wie in Abbildung 13 zu sehen, wurden die Schrauben der Klemmvorrichtung mit dem zuvor im Labor ermittelten Drehmoment angezogen.



Abbildung 12: Einfädeln der Geogitter in die Klemmvorrichtung.



Abbildung 13: Anziehen der Verschraubung der Klemmvorrichtung mit definiertem Drehmoment.

Nach dem zusammensetzen der Klemmvorrichtung wurde die Umlenkrolle in die entstandene Lasche der Geogitter eingeschoben. Im Anschluss wurden die Gewindestangen der Spannvorrichtung montiert.

Wie geplant konnten beide Spannvorrichtungen in den zwei Geogitterlagen eingebaut werden. Abbildung 14 zeigt eine Detailaufnahme der komplett eingebauten Spannvorrichtung inkl. der Klemmung.

In Abbildung 15 ist die fertiggestellte Öffnung mit der Spannvorrichtung in beiden Geogitterlagen abgebildet. Die Öffnung ist etwa 0,6 m breit und etwa 2 m lang. In einem letzten Arbeitsschritt wurde die Spannvorrichtung mit Hilfe des im Labor bestimmten Drehmomentes an den Gewindestangen vorgespannt. Die eingestellte Vorspannung orientierte sich an dem bei Durchtrennen der Geogitter ermittelten Wert.



Abbildung 14: Detailaufnahme der fertig eingebauten Spannvorrichtung.



Abbildung 15: Fertig gestellte Öffnung mit Spannvorrichtung in beiden Geogitterlagen.

Nach dem Einbau des Entwässerungsschachtes wurde die Öffnung wieder verfüllt.

6 Zusammenfassung

Es wurde eine Konstruktion entwickelt und bei einem Bauvorhaben mit vorhandenen geogitterbewehrtem Erdkörper auf Fertigmörtelstopfsäulen angewendet, welche es erlaubt, Öffnungen in hochzugfesten Geogittern zu überbrücken. Die im Geogitter auftretenden Zugkräfte werden dabei über Zugstangen aus Stahl abgetragen. Das Tragverhalten der Konstruktion wurde in Modellversuchen im Labor untersucht.

Die Laborversuche haben gezeigt, dass die Klemmung in der geprüften Ausführung den Anforderungen des Projektes genügt. Die Klemmung der Geogitter wurde anhand der Ergebnisse der Versuche optimiert und angepasst. Des Weiteren wurde die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Geogitters im Labor untersucht. Durch insitu-Messungen beim Öffnen des Geogitters wurde die vorhandene Vorspannung ermittelt und dementsprechend die Vorspannung der Spannvorrichtung an die tatsächlich vorhandene Spannung des Geogitters angepasst. Außerdem konnte anhand der durchgeführten Untersuchungen zum Kriechverhalten davon ausgegangen werden, dass die Klemmung ein langzeitstabiles System darstellt.

Mit Hilfe der entworfenen Konstruktion konnten zwei Öffnungen in einem Geogitter Fortrac 875/50-30 T der Firma Huesker hergestellt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Syllwasschy O., Flügge, F.; Keck, D., Rehm, K.-H., Sobolewski, J. (2005). *Straßendämme der B101N bei Luckenwalde und Holzlagerplatz im Hafen Wismar mit Geokunststoffbewehrung über Pfählen*. München: 9. Fachtagung Kunststoffe in der Geotechnik (K-GEO)
- [2] Schoellkopf (2020). *Geogitter zur Bewehrung von Fundationsschichten und Steilböschungen*. Rümlang: Prospekt Geogitter, Schoellkopf AG
- [3] Wehrli, E. (2007). *Geogitter rückverankertes Brückenwiderlager bei der Grosssägerei Stallinger in Domat-Ems*. Rümlang: Schoellkopf-News

Geosynthetische Dränelemente als einfache technische Sicherungsmaßnahme zur Reduzierung der Durchsickerung von Straßendämmen - Ergebnisse von Simulationsberechnungen

Dr.-Ing. E. Birle, Zentrum Geotechnik der TU München
Dipl.-Ing. Andromachi Koukoulidou, Boley Geotechnik GmbH, München

Bei Verwendung von Böden bzw. Baustoffen mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen (z. B. RC-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte) in Straßendämmen können technische Sicherungsmaßnahmen zum Schutz des Grundwassers erforderlich werden. Entsprechende Bauweisen wurden im Merkblatt MTSE der FGSV (2017) entwickelt. Eine vergleichsweise einfache Bauweise stellt dabei die Bauweise E dar, bei der nur eine Sickerschicht (mineralisch oder geosynthetisch) zur Ableitung des eindringenden Niederschlags und zur Minimierung der Durchsickerung vorgesehen ist. Unter Berücksichtigung der Regelböschungeneigung von 1:1,5 kommen dabei vorrangig geosynthetische Dränelemente als Sickerschichten in Frage. Gemäß dem Merkblatt MTSE ist diese Bauweise jedoch nur bei gering durchlässigen Dammaustoffen ($k \leq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s) anzuwenden. Im Rahmen von Simulationsberechnungen wurde systematisch analysiert, wie sich Sickerschichten auch bei stärker durchlässigen Dammaustoffen auf den Wasserhaushalt und die Durchsickerung von Straßendämmen auswirken. Dazu wurden Berechnungen zum Wasserhaushalt von Straßendämmen, die mit technischen Sicherungsmaßnahmen gemäß der Bauweise E nach MTSE (2017) und ohne technische Sicherungsmaßnahmen errichtet werden, durchgeführt. Bei den zu sichernden Baustoffen (Kernmaterialien) wurden sowohl Böden als auch RC-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte betrachtet. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Verwendung einer Dränschicht oberhalb des Kernmaterials auch bei durchlässigen Kernmaterialien zu einer signifikanten Reduktion des Sickerwassers aus dem Kern des Straßendamms führt. So beträgt der Kernabfluss bei Materialien mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert $k \geq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s abgesehen von einer Berechnung mit einer Stahlwerksschlacke zwischen 3,6 % und 10,8 % des Niederschlags. Bei den Modellen ohne Dränschicht dagegen wurden rechnerisch Sickerwassermengen zwischen 29 % und 39 % ermittelt, solange der Durchlässigkeitsbeiwert des Kernmaterials $k \geq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s ist. Erst bei einem Durchlässigkeitsbeiwert $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s nimmt die Sickerwassermenge aus dem Kern deutlich ab. Die Ergebnisse zeigen damit, dass die Durchsickerung von Straßendämmen bereits durch die Anordnung einer Sickerschicht - ohne weitere Abdichtungsschicht - signifikant reduziert werden kann.

1 Einleitung

Der Wasserhaushalt von Erdbauwerken ist von besonderem Interesse, sofern Ersatzbaustoffe, beispielsweise RC-Baustoffe oder industrielle Nebenprodukte als Baustoffe im Erdbau zum Einsatz kommen sollen und diese möglichst nicht durchsickern werden sollen. Im Merkblatt über Bauweisen für technische Sicherungsmaßnahmen im Erdbau (MTSE) werden verschiedene Bauweisen vorgestellt, mit denen eine Durchsickerung der damit errichteten Erdbauwerke möglichst minimiert werden kann. Die Bauweisen können dabei in Bauweisen mit Abdichtungsschichten oberhalb des Ersatzbaustoffes (Bauweisen A bis C) und in Bauweisen ohne zusätzliche Abdichtungsschichten (Bauweisen D und E) unterteilt werden. Bei der Bauweise E wird oberhalb des Ersatzbaustoffes eine Dränschicht (z. B. ein geosynthetisches Dränelement) zur Ableitung des eindringenden Niederschlagswassers angeordnet (siehe Bild 1). Die Abdichtungswirkung ergibt

sich aus dem Zusammenspiel der Dränschicht mit dem darunterliegenden Ersatzbaustoff, der entsprechend den Vorgaben des MTSE eine geringe Durchlässigkeit ($k < 1 \cdot 10^{-8}$ m/s) aufweisen soll.

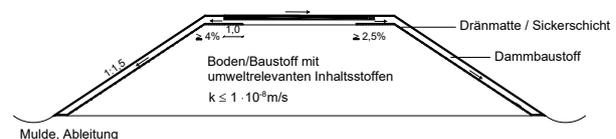


Abbildung 1-1: Bauweise E nach MTSE

Anhand von numerischen Berechnungen haben Michaelides et al. (2013) belegt, dass die Bauweise E gemäß MTSE geeignet ist, um die Durchsickerung von Straßendämmen zu minimieren. Dabei wurde aber entsprechend der Bauweise E angenommen, dass die zum Einsatz kommenden Böden bzw. Baustoffe mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen einen Durchlässigkeitsbeiwert im Bereich von $k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s aufweisen und damit die Dränschicht oberhalb eines sehr gering durchlässigen Boden-

materials angeordnet wird. Experimentelle Untersuchungen von Kellermann-Kinner et al. (2016, 2017) haben jedoch gezeigt, dass mit der Anordnung von geosynthetischen Dränelementen auch die Durchsickerung von durchlässigen bis stark durchlässigen Böden und Baustoffen deutlich reduziert werden kann.

Vor diesem Hintergrund wurden numerische Berechnungen durchgeführt, um zu überprüfen, inwieweit die Durchsickerung von Straßendämmen durch den Einsatz von geosynthetischen Dränelementen reduziert werden kann, wenn als Dammbaustoffe typische gemischt- und grobkörnige Materialien, die eine vergleichsweise hohe Durchlässigkeit aufweisen, zum Einsatz kommen. Als Dammbaustoffe wurden dabei sowohl Böden als auch RC-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte betrachtet.

2 Modellbildung

2.1 Programm

Die Sickerwasserberechnungen wurden mit der Finite-Elemente-Software VADOSE/W der Firma GEO-SLOPE durchgeführt. Das Programm ermöglicht es, unter stationären wie auch unter instationären Bedingungen Sickerwasserströmungen im gesättigten wie ungesättigten Medium abzubilden. Die an der Bodenoberfläche stattfindenden Prozesse (Oberflächenabfluss, Evaporation, Transpiration, Infiltration) werden von VADOSE/W unter Berücksichtigung der klimatischen Randbedingungen und der zustandsabhängigen Eigenschaften des Bodens (Wassergehalt, Saugspannung) abgebildet. In VADOSE/W können sowohl die Wasserbewegungen in der flüssigen Phase als auch der dampfförmige Wassertransport betrachtet werden.

2.2 Geometrie

Für die Simulationsberechnungen wurde ein 4 m hoher Straßendamm betrachtet. Die Dammhöhe bis zum Planum beträgt 3,2 m und die Höhe des Oberbaus 80 cm (54 cm Frostschutzschicht und Schottertragschicht sowie 26 cm gebundene Schichten). Unter Zugrundelegung der oben beschriebenen Geometrie wurden zwei Grundmodelle erstellt. In Grundmodell 1 wurden technische Sicherungsmaßnahmen entsprechend der Bauweise E berücksichtigt. Die oberhalb des Kernmaterials vorgesehene Dränmatte wurde im Modell als 20 cm dicke Dränschicht abgebildet. Die Geometrie des Grundmodells 1 ist in *Abbildung 2-1* dargestellt. Die Geometrie des Grundmodells 2 unterscheidet sich vom Grundmodell 1 nur darin, dass die Dränschicht zwischen Oberboden und Kern entfällt (siehe *Abbil-*

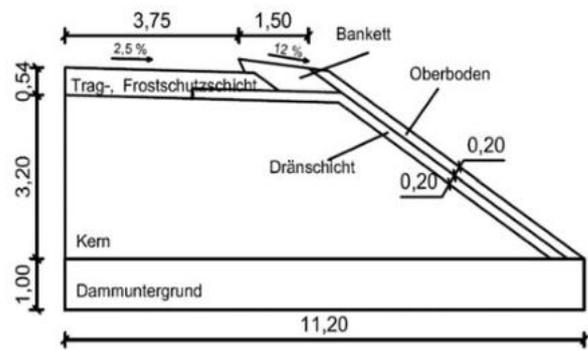


Abbildung 2-1: Geometrie von Grundmodell 1

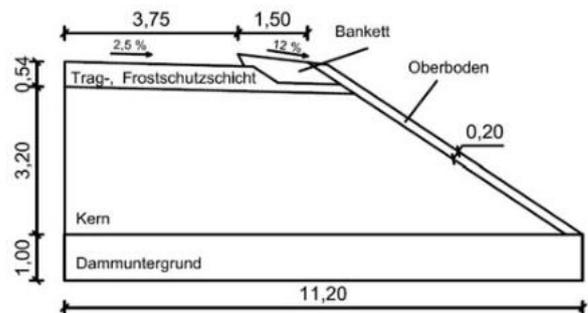


Abbildung 2-2: Geometrie von Grundmodell 2

Die FE-Modelle bestehen aus 4648 hauptsächlich quadratischen Elemente, wobei das Netz im Bereich des Bankettes, des Oberbodens und der Dränschicht verfeinert wurde, da in diesen Bereichen die größte Wasserbewegung zu erwarten war. Außerdem wurde das Netz im Bereich von Schichtgrenzen verfeinert, da dort die hydraulischen Eigenschaften der Materialien stark wechseln können.

Die für beiden Grundmodelle verwendeten Randbedingungen sind in *Abbildung 2-3* dargestellt. An der Modellunterseite wurde eine Randbedingung der ersten Art (Potentialrandbedingung) von -1 m angesetzt. Sie entspricht der Lage des angenommenen höchsten Grundwasserspiegels und ermöglicht die freie Entwässerung des Kerns. Die rechte und linke Seite des Damms sowie die Fahrbahnoberfläche wurden als undurchlässig betrachtet.

2.3 Randbedingungen

Auf dem Bankett und dem Oberboden wurde eine Klimarandbedingung angesetzt. Diese umfasst für jeden Zeitschritt Angaben zur Niederschlagsmenge, zur minimalen und maximalen Temperatur, zur minimalen und maximalen Luftfeuchtigkeit, zur mittleren Windgeschwindigkeit und zur Nettostrahlung. Für die Klimarandbedingung wurde auf Daten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) für den Flughafen München für den Zeitraum von 01.10.1992 bis 31.12.2002 zurückgegriffen.



Der Fahrbahnabfluss wurde im Modell als zusätzlicher Niederschlag im Bereich des Banketts und des Oberbodens berücksichtigt, wobei eine Verteilung halb auf Bankett und halb auf Oberboden angesetzt wurde.

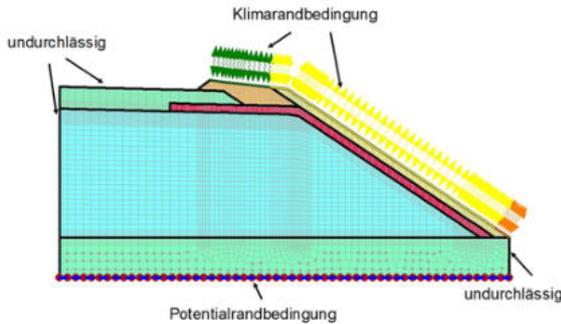


Abbildung 2-3: Randbedingungen

2.4 Bodenkennwerte

Die hydraulischen Kennwerte des Bankettmaterials, des Oberbodens und der Frostschuttschicht wurden für alle Berechnungen gleich angesetzt. Für das Bankettmaterial wurde der von Scharnagl und Durner untersuchte Boden „BM 5“ herangezogen. Bei diesem handelt es sich um einen stark schluffigen Kies (GU* nach DIN 18196, Feinkornanteil ca. 20 %) mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert von $7,5 \cdot 10^{-6}$ m/s. Für die Frostschuttschicht wurde der von Scharnagl und Durner untersuchte Boden „BM 1“, bei dem es sich um einen stark sandigen Kies (GW nach DIN 18196) handelt, herangezogen. Für den Oberboden wurden die Werte nach Hennings (2000) für einen schluffigen Sand (Su2), die aus der bodenkundlichen Kartieranleitung stammen und für nicht verdichtete Böden in natürlicher Lagerung als repräsentativ angesehen werden können, verwendet. Die gesättigte Durchlässigkeit des Oberbodens wurde mit $1 \cdot 10^{-5}$ m/s abgeschätzt. Die hydraulischen Kennwerte für die Dränschicht wurden entsprechend den Ergebnissen, die im Rahmen des Forschungsvorhabens 05.185 „Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BAST“ (Melsbach et al., 2018) durch Nachrechnung der Ergebnisse der Hallenlysimeter ermittelt wurden, angesetzt. Dabei handelt es sich um eine Modifikation der von Ekblad und Isacsson (2007) an einem schwach schluffigen Kies (GU nach DIN 18196) ermittelten Bodenkennwerte. Der gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert wurde mit $5 \cdot 10^{-3}$ m/s angenommen.

Für den Kern wurden die folgenden Materialien von Scharnagl und Durner betrachtet:

Boden „BM 1“: stark sandiger Kies (GW nach DIN 18196) mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert k von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s

Boden „BM 2“: ein von Scharnagl und Durner als stark sandiger Schluff bezeichneter Boden, bei dem es sich nach DIN 18196 aber um einen stark schluffigen Kies (GU*) handelt. Der gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert k beträgt $6,6 \cdot 10^{-8}$ m/s.

RC-Baustoff „RC 2“: ein von Scharnagl und Durner als „Praxisgemisch“ bezeichneter Baustoff, bei dem es sich um einen RC-Mix handeln dürfte. Der gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert k beträgt $1,8 \cdot 10^{-6}$ m/s.

RC-Baustoff „RC 5“: schluffiger Kies (GU nach DIN 18196) mit einem gesättigten k -Wert von $1,2 \cdot 10^{-6}$ m/s

Hausmüllverbrennungsasche „HMVA 1“: ein nach DIN 18196 weit gestufter Kies (GW) mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert k von $6,4 \cdot 10^{-5}$ m/s

Hausmüllverbrennungsasche „HMVA 3“: ein schluffiger Kies (GU nach DIN 18196) mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert k von $6,3 \cdot 10^{-8}$ m/s

Stahlwerksschlacke „SWS“: ein schluffiger Kies (GU nach DIN 18196) mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert k von $1,2 \cdot 10^{-6}$ m/s

Zusätzlich wurde eine Berechnung mit dem in vorhergehenden Untersuchungen von Michaelides et al. (2013) betrachteten organischen Ton (OT nach DIN 18196) mit einer gesättigten Durchlässigkeit von $1,0 \cdot 10^{-8}$ m/s durchgeführt. Die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen und die Leitfähigkeitsfunktionen der Kernmaterialien wurden mit Ausnahme des Bodens OT den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen von Durner und Scharnagl entnommen. Für den organischen Ton (OT) wurden die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung und die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit von Birle (2011) bestimmt. In Abbildung 2-4 und Abbildung 2-5 sind die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen und Leitfähigkeitsfunktionen für die Kernmaterialien dargestellt.

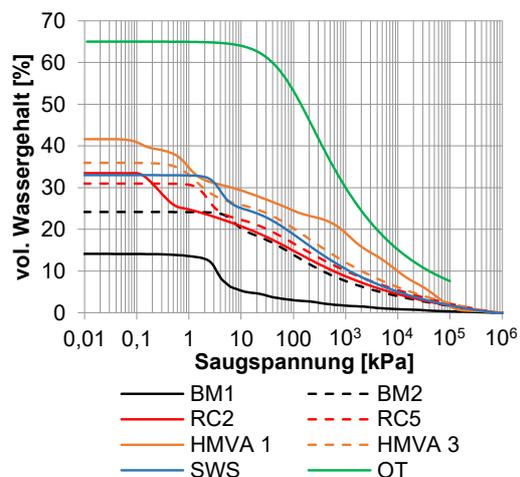


Abbildung 2-4: Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen der Kernmaterialien



3 Berechnungsergebnisse

In Abbildung 3-2 und Abbildung 3-2 sind die Berechnungsergebnisse der Grundmodelle 1 und 2 dargestellt.

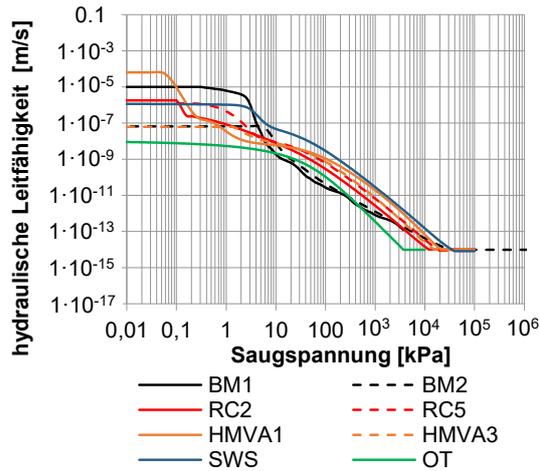


Abbildung 2-5: Hydraulische Leitfähigkeitsfunktionen der Kernmaterialien

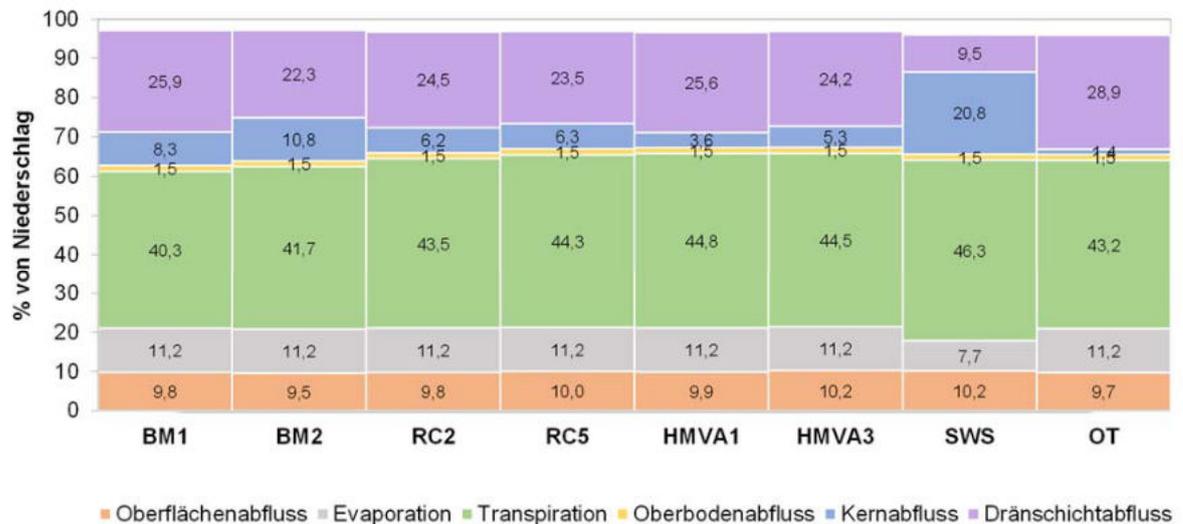


Abbildung 3-1: Ergebnisse der Berechnungen mit Grundmodell 1 (Modelle mit Dränschicht)

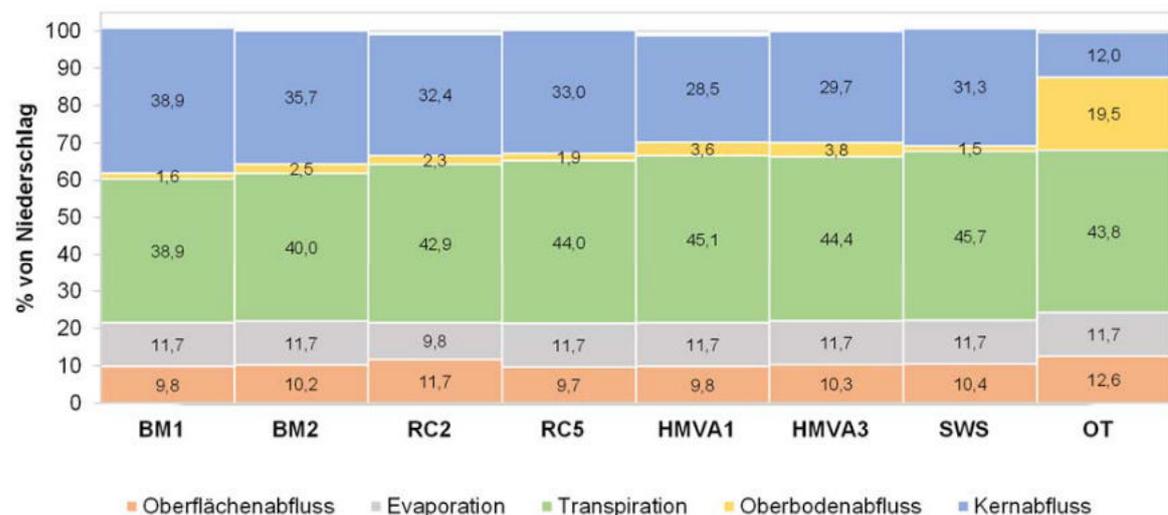


Abbildung 3-2: Ergebnisse der Berechnungen mit Grundmodell 2 (Modelle ohne Dränschicht)



Aus den Berechnungsergebnissen lässt sich Folgendes ableiten:

- Die Sickerwassermenge aus dem Straßendamm (Kernabfluss) liegt bei den Modellen ohne Dränschicht (Grundmodell 2) im Bereich von ca. 29 % bis 39 % (bezogen auf den Niederschlag), solange der Durchlässigkeitsbeiwert des Kernmaterials $k \geq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s ist. Erst bei einem Durchlässigkeitsbeiwert $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s nimmt die Sickerwassermenge aus dem Kern deutlich ab. Außerdem zeigen die Berechnungen, dass die Sickerwassermenge bei den Materialien mit einem Durchlässigkeitsbeiwert $k \geq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s nicht in eine direkte Abhängigkeit vom gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert des Kernmaterials gebracht werden kann.
- Die Verwendung einer Dränschicht oberhalb des Kernmaterials (Grundmodell 1) führt zu einer signifikanten Reduktion des Sickerwassers aus dem Kern von 70 % bis 90 % für die untersuchten Böden, RC-Baustoffe und Hausmüllverbrennungssaschen. Für die Stahlwerksschlacke wurde eine Reduktion der Sickerwassermenge von 30 % bestimmt (siehe Abbildung 3-3). So beträgt der Kernabfluss abgesehen vom Modell mit Stahlwerksschlacke bei den Materialien mit einem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert $k \geq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s zwischen 3,6 % und 10,8 % des Niederschlags. Bei Ansatz der Stahlwerksschlacke (SWS) als Kernmaterial liegt der Kernabfluss rechnerisch bei 20,8 %. Die Berechnung mit dem organischen Ton als Kernmaterial ($k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s) ergab einen Kernabfluss von 1,4 %.

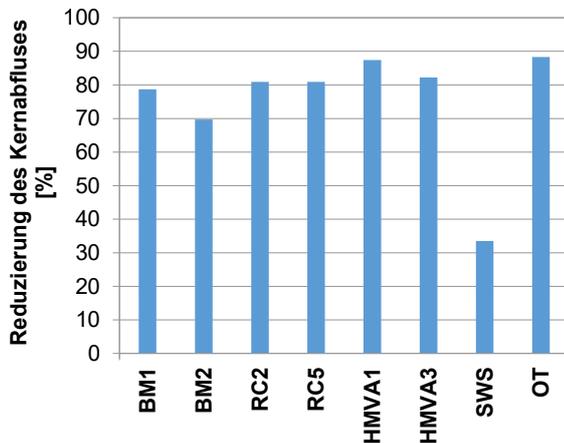


Abbildung 3-3: Reduzierung der Durchsickerung durch die Verwendung einer Dränschicht oberhalb des Kernmaterials

- Die Berechnungsergebnisse am Modell mit Dränschicht (Grundmodell 1) belegen, dass der gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert des Kernmaterials für die hier betrachteten, überwiegend durchlässigen Materialien kein geeigneter Indikator ist, um die Höhe der Kerndurchsickerung zu prognostizieren. Die Berechnung mit dem Ton

mit organischen Beimengungen als Kernmaterial (OT) ergibt aufgrund des sehr geringen gesättigten Durchlässigkeitsbeiwertes des Tones (kleiner als $1 \cdot 10^{-8}$ m/s entsprechend den Anforderungen nach MTSE) erwartungsgemäß eine sehr geringe Durchsickerung des Kerns und bestätigt damit die Eignung der Bauweise E nach MTSE zur Minimierung der Durchsickerung von Böden bzw. Baustoffen mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen. Mit zunehmendem gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert des Kernmaterials nimmt die Durchsickerung des Kerns aber nicht in gleicher Weise zu. Dies zeigt sich am deutlichsten an der Berechnung mit der HMVA 1. Obwohl diese mit $k_{\text{sat}} = 6,4 \cdot 10^{-5}$ m/s die höchste gesättigte Durchlässigkeit aller untersuchten Kernmaterialien aufweist, ist der ermittelte Kernabfluss mit 3,6 % des Niederschlags sehr niedrig. Die Wirksamkeit der Dränschicht und der sich ergebende Kernabfluss werden dagegen maßgeblich von der hydraulischen Leitfähigkeit des Kernmaterials im ungesättigten Zustand, und dabei besonders im Bereich der sich einstellenden Saugspannungen an der Grenze zwischen Dränschicht und Kern, beeinflusst. Exemplarisch ist dazu in Abbildung 3-4 der zeitabhängige Verlauf der in der Stahlwerksschlacke unterhalb der Dränmatte auftretenden Saugspannungen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Saugspannungen über große Zeiträume im Bereich zwischen ca. 5 und 30 kPa liegen, wobei ein Wert von ca. 5 kPa nicht unterschritten wird. Entsprechend der hydraulischen Leitfähigkeitsfunktion (siehe Abbildung 2-5) weist die SWS in diesem Saugspannungsbereich von allen untersuchten Kernmaterialien die höchste Durchlässigkeit auf, was als Ursache für die vergleichsweise hohen Sickerwassermengen bei der SWS angesehen wird.

- Einen wesentlichen Einfluss auf den Wasserhaushalt von Straßendämmen hat die Dränschicht. In den Modellberechnungen wurde diese mit hydraulischen Kennwerten, ähnlich denen einer Kiesschicht, belegt, wobei die Kennwerte dem Forschungsvorhaben 05.185 „Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BAST“ (Melsbach et al., 2018) entnommen worden waren. Darin wurden die hydraulischen Kennwerte der verwendeten Dränmatte aus einer Nachrechnung von experimentellen Untersuchungen abgeleitet.

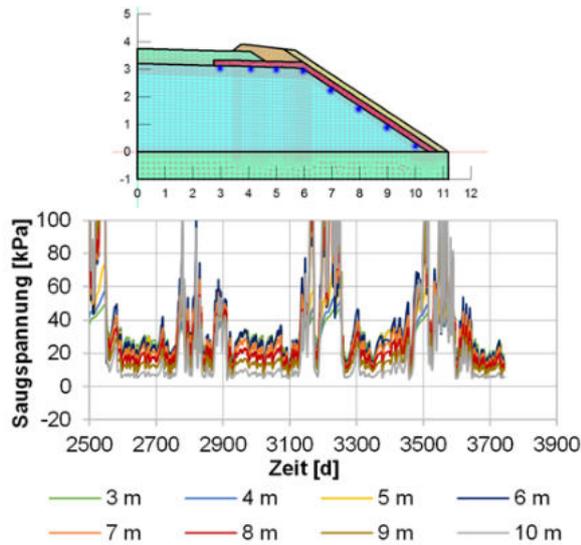


Abbildung 3-4: Saugspannungen unterhalb der Dränmatte beim Modell mit SWS als Kernmaterial

4 Zusammenfassung

Die Berechnungen zeigen, dass die Bauweise E nach MTSE, welche für das Kernmaterial einen Durchlässigkeitsbeiwert $k \leq 1,0 \cdot 10^{-8}$ m/s fordert, geeignet ist, um die Durchsickerung von Böden/Baustoffen mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen zu minimieren. Gleichzeitig ist aus den Berechnungen erkennbar, dass auch für deutlich durchlässigere Materialien mit der Verwendung einer Dränmatte die Sickerwassermengen maßgeblich reduziert werden können. So wurden für die untersuchten grob- und gemischtkörnigen Kernmaterialien abgesehen von der Stahlwerksschlacke bei Verwendung einer Dränschicht rechnerisch Sickerwassermengen zwischen 3,6 % und 10,8 % des Gesamtniederschlags ermittelt. Im Vergleich dazu lagen die Sickerwassermengen bei den Berechnungen ohne Dränschicht zwischen 28,5 % und 38,9 % (bezogen auf den Gesamtniederschlag). Einzig für die Stahlwerksschlacke wurde mit einem Sickerwasserabfluss von 20,8 % eine im Vergleich zur Berechnung ohne Dränschicht (31,3 %) geringe Reduzierung der Durchsickerung ermittelt.

Trotz der Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben FE 05.185 bestehen aber noch erhebliche Unsicherheiten hinsichtlich des Ansatzes der hydraulischen Eigenschaften von geosynthetischen Dränelementen (Dränmatten) in numerischen Berechnungen. Für eine zuverlässige Prognose des Wasserhaushalts von mehrschichtigen Straßendämmen ist dies aber von großer Relevanz und sollte deshalb näher untersucht werden.

DANKSAGUNG

Teile des Beitrags beruhen auf Ergebnissen, die im Rahmen der vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE-Nr. 05.192 durchgeführten Forschungsarbeiten gewonnen wurden. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren.

Literaturverzeichnis

- Eklblad, J.; Isacsson, U. (2007): Time domain reflectometry measurements and soil-water characteristic curves of coarse granular materials used in road pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44, No. 7, S. 858-872.
- FGSV (2017): Merkblatt über Bauweisen für Technische Sicherungsmaßnahmen beim Einsatz von Böden und Baustoffen mit umweltrelevanten Inhaltstoffen im Erdbau, FGSV Verlag, Köln.
- Kellermann-Kinner, C.; Bürger, M.; Marks, T. (2016): Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen. Teil 1: Bodenmaterial. Fachveröffentlichung der Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Kellermann-Kinner, C.; Bürger, M.; Marks, T. (2023): Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen. Teil 2: Recycling Baustoff und industrielle Nebenprodukte. Fachveröffentlichung der Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Melsbach, M.; Birle, E.; Heyer, D. (2018): Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BASt. Lehrstuhl und Prüfam für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, 2. Zwischenbericht zu FE 05.185/2014/CRB im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Michaelides, G.; Koukoulidou, A.; Birle, E.; Heyer, D. (2022): Strömungsmodelle zur Simulation der Durchsickerung von Straßenbauwerken mit Implementierung hydrologischer Parameter. Lehrstuhl und Prüfam für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, BASt-Bericht S 176
- Scharnagl, B.; Durner, W. (2014): Abschlussbericht zum Forschungsprojekt „Bestimmung von Wassergehalts-Saugspannungsfunktionen für Böden, RC-Baustoffe und HMVA“. Schlussbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE 05.162/2011/LRB im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen.



Pull-out performance of Geogrids Produced from Recycled and Virgin Polyester

Dr.-Ing. Gh. Tavakoli Mehrjardi, RWTH, Aachen
Prof.-Ing. R. Fuentes, RWTH, Aachen
Ing. C. HESSIG, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher
Dr.-Ing. O. Detert, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

The current commercial geosynthetic reinforcements are made of Petro-based or plastic materials. However, about one million plastic bottles, which many of these bottles are made of PET, are wasted every minute and are estimated to double in the next 20 years. To give primacy to recycling plastics, this study compares the pull-out performance of two geogrid types produced from recycled (rPET) and virgin (vPET) polyester under the normal pressure of 25, 50 and 75 kPa. Pull-out tests revealed that pull-out resistance of both “vPET” and “rPET” geogrids were roughly the same, obtained the interfacial friction angle of 33.7°.

1 Introduction

It is estimated that PET accounts for 18% of the world polymers production (Leng et al., 2018) and 7.4% of European plastics production (Europe 2018). In 2015, Germany had the highest percentage of collected polyolefin and PET plastics and bottles, with a collection rate of 76 percent and a recycling rate of 36 percent (Deloitte Sustainability, 2017).

On the other hand, the current commercial geosynthetic reinforcements are made of Petro-based materials. Therefore, the debate over the production of geosynthetics by recycled PET (rPET) is timely and crucial. In fact, recycling non-degradable plastics significantly reduces the waste environmental damage by reducing the accumulation in the environment and reducing the need for oil mining (Bataineh 2020). The truth is that the operating parameters in the recycling process (i.e., pressure, temperature, feed flow rate, extrusion speed and extruder design) have a pivotal role in the quality of rPET and can consequently affect the technical characteristics of the manufactured geotextiles. Some researchers investigated the mechanical and hydraulic properties of fabrics produced by rPET (Tapia-Picazo et al., 2014; Debnath et al., 2019). Chuang et al. (2019) evaluated some technical parameters of nonwoven geotextiles manufactured by rPET, notably air permeability, tear strength, tensile strength, burst strength, and puncture resistance. The test results indicated that recycled PET fibers remain high strength and can be made into protective products. This research aims to study interfacial properties of the geogrids made of rPET in comparison with the virgin products (vPET).

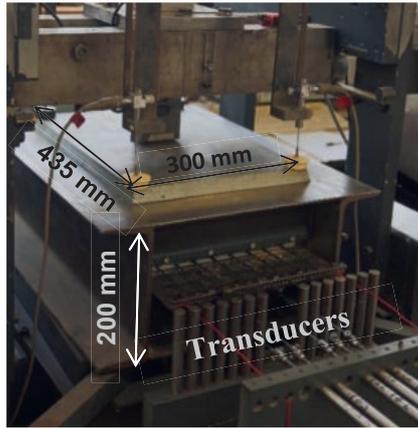
2 Testing Materials

A uniformly graded sand, classified as SP in the Unified Soil Classification System was used for pull-out tests with a medium grain size, d_{50} , of 0.5 mm, the testing density of 16.50 kN/m³ and cohesion and friction angle of 2.3 kPa and 40.3°, respectively.

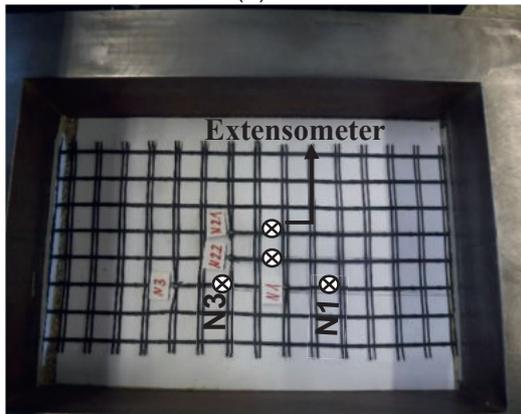
Moreover, two types of geogrids made of virgin (vPET) and recycled PET (rPET) polymers, produced by the same manufacturer, were used. The mesh size and nominal tensile strength of the grids were 25×25 mm and 55 kN/m, respectively. In spite of this fact, the real tensile strength of vPET and rPET geogrids were 60.6 kN/m and 67.2 kN/m, respectively.

3 Test setup, instrumentation and test procedures

Six pull-out tests were carried out based on DIN 60009 (2017) and by using a displacement-controlled pull-out apparatus (Fig. 1). The machine includes a pull-out box with inside dimensions 435 mm long, 300 mm wide, and 200 mm high. The geogrids pulled out of the box at a constant displacement rate of 1 mm/min. The horizontal and vertical displacements were recorded by LVDTs with 100 mm stroke and the pull-out force of the geogrids was measured by a 20 kN load cell behind the clamp. Moreover, a vertical load was imposed using a pneumatic jack to reach specific normal stresses, including 25, 50 and 75 kPa. To measure nodal pull-out displacement along the geogrids during pull-out tests, four extensometers were installed in different positions on geogrids (Fig. 1b). It should be highlighted that the sand was placed dry and compacted manually to reach a relative compaction $R_c=96\%$ of the Proctor density.



(a)

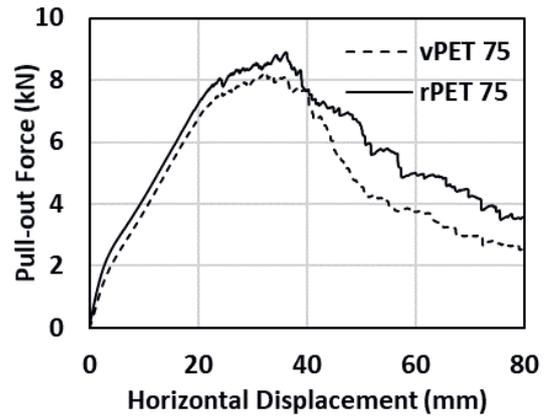


(b)

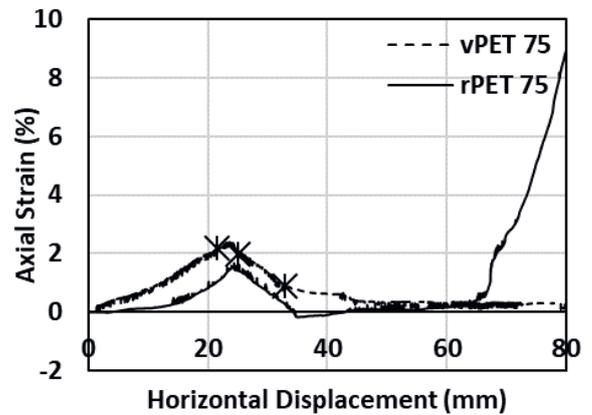
Figure 1: Photos of a) the pull-out testing device, and b) geogrid installation and the extensometers.

4 Results and Discussions

Fig. 2 presents the results of pull-out tests, performed under normal stress 75 kPa for “vPET” and “rPET” geogrids. The legend of this figure includes the amount of applied normal pressure. Pull-out behaviour of reinforcing elements was comprised of an initial strain-hardening portion until reaching a peak load, followed by post-peak softening. As it can be seen, the “rPET” samples had not only higher pull-out resistance, but also a better, more ductile, post-peak performance. It was observed that the geogrid samples witnessed distortion and local grid rupture in the soil after reaching the peak strength.



(a)



(b)

Figure 2. Results of two tests (a) pull-out force, and (b) axial strain, performed under normal stress 75 kPa.

According to the recorded data for “Node 1” and “Node 3” (see Fig. 1(b)), the axial strains of geogrids “rPET” and “vPET” were calculated and plotted in Fig. 2(b). As it can be seen, the maximum geogrids’ strains attained during the pull-out tests were mostly in the range of 2-3%. AASHTO (2020) specifies a maximum reinforcement strain of 2% for stiff-faced walls and 2.5% for flexible-face walls constructed with typical granular backfill (Bathurst and Naftchali, 2021).

Moreover, Table 1 presents interfacial properties for both geogrids. It is clearly seen that the mobilised friction at the interface of soil and “rPET” geogrid was higher than that obtained for “vPET” geogrid. This difference may be owing to the difference in the tensile strengths of the geogrids. By considering a correction factor ($R=67.2/60.6=1.11$) due to the strength offset, the mobilized friction for vPET was verified (as vPET-verified). Consequently, it is realized that pull-out resistance of both “vPET” and “rPET” geogrids were roughly the same.



Table 1. Interfacial properties for both geogrids

Geogrid Type	rPET	vPET	vPET-verified
Interfacial Friction, $c=0$ (Degree)	33.7	31	33.7

5 Conclusions

This study investigated the pull-out resistance of two geogrid types, produced from recycled PET (rPET) and virgin (vPET) polymers. It was concluded that the mobilized friction angle at the interface of soil and both “vPET” and “rPET” geogrids were the same. Moreover, the maximum geogrids’ strains attained during the pull-out tests were mostly in the range of 2-3%.

References

- AASHTO (2020). *LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, USA.
- Bataineh, K.M. (2020). *Life-cycle assessment of recycling postconsumer high-density polyethylene and polyethylene terephthalate*. *Adv. Civil Eng* 2020:1–15.
- Bathurst, R.J. & Naftchali, F.M. (2021). *Geosynthetic reinforcement stiffness for analytical and numerical modelling of reinforced soil structures*. *Geosynthetics International* 49, 921-940.
- Chuang, Y., Bao, L., Lin, M., Lou, C., & Lin, T. (2019). *Mechanical and Static Stab Resistant Properties of Hybrid-Fabric Fibrous Planks: Manufacturing Process of Nonwoven Fabrics Made of Recycled Fibers*. *Polymers*, 11, 1-12.
- Debnath, S., Chauhan, V. K., & Singh, J. P. (2019). *Air permeability of needle-punched filter media—virgin and recycled polyester*. *The Journal of the Textile Institute*, DOI: 10.1080/00405000.2019.1688906.
- Deloitte Sustainability (2017). *Blueprint for plastics packaging waste: Quality sorting & recycling*.
- Deutsches Institut für Normung (DIN) (2017). *Geosynthetics - Guidelines for the assessment of durability*. DIN 60009.
- Europe, P. (2018). *Plastics—the facts 2017. An analysis of European plastics production, in Demand and Waste Data*.
- Leng Z, Padhan R. K. & Sreeram A. (2018). *Production of a sustainable paving material through chemical recycling of waste PET into crumb rubber modified asphalt*. *J Clean Prod* 180:682–688.
- Tapia-Picazo, J. C., Luna-Bárceñas, J. G., García-Chávez, A., Gonzalez-Nuñez, R., Bonilla-Petriciolet, A., & Alvarez-Castillo, A. (2014). *Polyester Fiber Production Using Virgin and Recycled PET*. *Fibers and Polymers*, 15(3), 547-552.





Arbeitsplattformen für Kräne – Überprüfung von Bemessungsansätzen und Empfehlungen für einen sicheren Entwurf

Prof. Dr.-Ing. A. A. Lavasan, Universität Luxemburg, Luxemburg
V. Poberezhnyi, MSc., Dr.-Ing. O. Detert, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

ZUSAMMENFASSUNG: Dieser Beitrag gibt einen technischen Einblick in die wesentlichen Aspekte, die bei der ordnungsgemäßen Bemessung einer sicheren Arbeitsplattform für schwere Baumaschinen zu berücksichtigen sind. In Anbetracht der Komplexität der betrieblichen Randbedingungen, der Unwägbarkeiten der Bodeneigenschaften und der Variabilität der von den Baumaschinen ausgeübten Lasten scheint ein klares Verständnis der möglichen Versagensarten und die Definition eines Kriteriums für den Entwurf von Gegenmaßnahmen in dieser Anwendung unerlässlich zu sein. Dies kann besser erreicht werden, wenn man die erheblichen Kostensteigerungen und Zeitverzögerungen berücksichtigt, die mit dem Ausfall von Arbeitsplattformen verbunden sind. In diesem Beitrag werden verschiedene mögliche Versagensmechanismen in Arbeitsplattformen erörtert und die Vorteile der Verwendung von geosynthetischen Bewehrungselementen zur Vermeidung des Versagensrisikos untersucht.

1 Einleitung

In den letzten Jahren waren eine Reihe schwerer Baumaschinen wie Bohrgeräte, Grabenfräsen, Rammgeräte, Mobilkräne und Raupenkräne in schwere Unfälle verwickelt, die auf nicht ausreichend tragfähige Arbeitsplattformen zurückzuführen waren. In Anbetracht der Größe und des Gewichts solcher Maschinen ist das Umkippen solcher Geräte oft mit Schäden an Dritten, hohen Kosten für die Bergung der umgestürzten Geräte und den Ersatz einer neuen Maschine sowie Produktionsausfällen oder Installationsverzögerungen verbunden. Im schlimmsten Fall führt es zu tödlichen Verletzungen. Abbildungen 1 zeigt ein Beispiele für das Versagen einer Arbeitsplattform und dem daraus resultierenden Umsturz der Baumaschinen. Darüber hinaus haben diese schweren Unfälle immer erhebliche psychologische Auswirkungen auf das Baustellenpersonal. Die Hauptursache für die meisten dieser Unfälle ist das Missverhältnis zwischen der von der Arbeitsplattform gebotenen Scherfestigkeit und den tatsächlichen Betriebslasten. Diese Diskrepanz zwischen vorhandener und erforderlicher Scherfestigkeit kann das Ergebnis einer unsachgemäßen Auslegung der Arbeitsebene, unzureichender Kenntnisse der geotechnischen und geologischen Standortbedingungen und/oder unzureichender Informationen über die von der Baumaschine unter verschiedenen Arbeitsbedingungen verursachten Lastkombinationen sein. In diesem Zusammenhang sollte der Entwurf einer ausreichend tragfähigen Arbeitsplattform die gekoppelten Wechselwirkungen im Boden angemessen berücksichtigen und alle möglichen Versagensarten in Übereinstimmung mit einer geeigneten Entwurfsmethode in Betracht ziehen.

In Anbetracht der Notwendigkeit, einen tieferen Einblick in das Systemverhalten zu erlangen, werden in diesem Beitrag verschiedene Aspekte rund um das Problem untersucht und erörtert. Betrachtet werden die gekoppelten Wechselwirkungen wie die Entwicklung und Dissipation von Porenwasserüberdruck, relevante Versagensmechanismen für verschiedene Belastungssituationen und die erforderlichen Entwurfskriterien. Darüber hinaus wird die Notwendigkeit der Entwicklung fortschrittlicher und umfassender numerischer Werkzeuge zur Prognose und Analyse der unterschiedlichen Bemessungssituationen erörtert.



Abbildung 1: Beispiel für umgestürzte Baumaschinen

2 Methodik und numerische Modellierung

In der vorliegenden Studie wird ein numerisches Modell einer 1 m dicken Arbeitsplattform, bewehrt mit zwei Lagen Geogitter mit einer Kurzzeit-Nennzugfestigkeit von 400 kN/m, verwendet, um die Anwendbarkeit des Finite-Elemente-Modellierungsansatzes zur Bewertung der Versagensmechanismen und der kritischen Bemessungssituationen zu demonstrieren. In diesem Modell wird die untere Geogitterlage im Kontaktbereich zwischen dem schwachen Untergrund und dem Füllmaterial angebracht, während die obere Geogitterlage 0,3 m darüber liegt. Für das nichtbindige Material der Arbeitsplattform wird ein Reibungswinkel von 38° , ein Dilatationswinkel von 8° und ein Elastizitätsmodul von 180 MPa angenommen. Die Arbeitsplattform wird auf einem weichen Boden mit einer Dicke von 2 m und einer undränierten Scherfestigkeit von 20 kPa errichtet. Der weiche Untergrund wird von einem Schluff mit geringer Plastizität und einer undränierten Scherfestigkeit von 50 kPa unterlagert. Hinsichtlich der unmittelbaren Lastzunahme durch die Belastung aus dem Kran wurde eine undränierte Analyse durchgeführt. Die Kettenbreite des Krans wird mit einer Breite von 1,5 m und einem Abstand der Ketten untereinander von 8 m angenommen, wobei ein maximaler Druck von 200 kPa herrscht. Der Grundwasserspiegel wird an der Oberfläche angenommen, so dass der weiche Boden unter der Arbeitsplattform als vollständig gesättigt angenommen wird.

3 Technische Aspekte bei der Gestaltung von Arbeitsplattformen

3.1 Tragfähigkeit der Arbeitsplattformen

Einer der wesentlichen Aspekte, der bei der ordnungsgemäßen Auslegung einer Arbeitsplattform zu berücksichtigen ist, ist die angemessene Bestimmung der verfügbaren Tragfähigkeit unter Berücksichtigung eines realistischen Versagensfalles. In diesem Zusammenhang ist es wichtig, alle möglichen Versagensarten, wie z. B. Durchstanzen, lokales und globales Scherversagen, und mögliche Kombinationen daraus innerhalb der Arbeitsplattform sowie im Untergrund als ein mehrschichtiges System mit einem deutlich unterschiedlichen Verhalten zu berücksichtigen.

In diesem Rahmen besteht bei einer dünnen Arbeitsplattform beispielsweise eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass es zu einem Durchstanzversagen kommt, welches mit einem lokalen oder globalen Versagen des Untergrunds verbunden sein kann. Insofern ist

zu beachten, dass je nach Beschaffenheit des Untergrundes und des Grundwasserspiegels die Tragfähigkeit auf der Grundlage der Gesamt- oder effektiven Scherparameter bei einem nicht bindigen Boden bzw. der undränierten Scherfestigkeitsparameter bei einem bindigen Boden ermittelt werden muss.

Es ist weiter zu beachten, dass der Unterschied zwischen lokalem und globalem Scherbruch im Boden hauptsächlich auf die Setzungen des Fundaments zurückzuführen ist. Mit anderen Worten, lokales Scherversagen entspricht oft geringeren Setzungen, bei denen weniger Scherfestigkeit des Bodens mobilisiert wird, während der Mechanismus des globalen Scherversagens oft mit extrem großen Setzungen einhergeht. In diesem Zusammenhang muss der Empfindlichkeit der Baumaschine gegenüber Setzungen besondere Beachtung werden, bevor ein globales Scherbruchversagen zur Bestimmung der Tragfähigkeit des weichen Untergrunds angenommen wird.

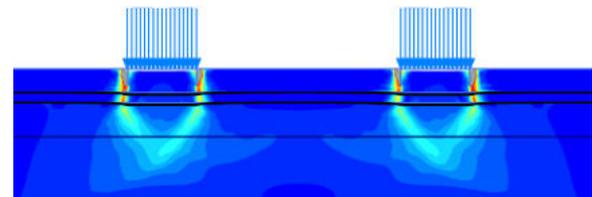


Abbildung 2a: Durchstanzversagen in der Arbeitsplattform und lokaler Versagensmechanismus im Untergrund ($\sigma = 150 \text{ kPa}$, $\delta = 4,9 \text{ cm}$)

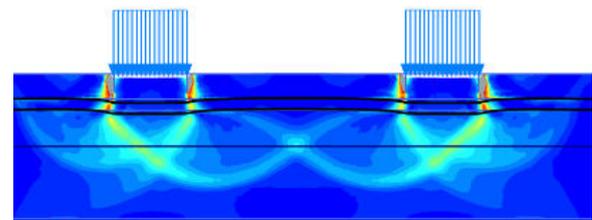


Abbildung 2b: Durchstanzversagen in der Arbeitsplattform und Grundbruch im Untergrund ($\sigma = 200 \text{ kPa}$, $\delta = 8,3 \text{ cm}$)

Abbildung 2a und 2b: Entwicklung des Versagensmechanismus und Mobilisierung der Tragfähigkeit bei progressiver Belastung (Deviatorische Dehnung aus der FE-Modellierung)

Wie in den Abbildungen 2a und b gezeigt, muss die Tragfähigkeit des Systems im Wesentlichen durch die zulässigen Setzungen im System definiert werden, da die Mobilisierung der Scherfestigkeit des Bodens die Entwicklung von Spannungen im Boden erfordert. Im Hinblick auf die Bestimmung der Tragfähigkeit der Arbeitsplattformen ist es unerlässlich, die erforderlichen (oft ungleichmäßigen) Setzungen zu ermitteln, damit die berechnete Tragfähigkeit mobilisiert werden kann.



Eines der am häufigsten beobachteten Phänomene bei relativ dünnen (aber leistungsfähigen) Arbeitsplattformen ist der so genannte "Trampolineffekt". In dieser Situation reagiert der weiche, vollständig gesättigte Untergrund nahezu undrännert auf die Einwirkung dynamischer Lasten. Während des Betriebs der Baumaschine beginnt sich jedoch der im Untergrund erzeugte Porenwasserüberdruck abzubauen (siehe Abbildung 3). Infolge des entsprechenden Konsolidierungsprozesses kommt es zu weiteren häufig ungleichmäßigen Setzungen, insbesondere unterhalb der Maschine. Dementsprechend sind Setzungen oder allgemeiner gesagt, Verschiebungen in der Arbeitsplattform und im Boden ein unvermeidlicher Teil des Systems, und es ist oft nicht angemessen, anzunehmen, dass die einzige Rolle der Arbeitsplattform darin besteht, die Last als rein elastischer starrer Körper über einen größeren Bereich in der Tiefe zu verteilen. Eine solche idealisierte Konzeption der Bemessungsmethode, ohne Berücksichtigung des Versagens der Arbeitsplattform, erfordert eine Rechtfertigung dafür, dass es zu keiner oder vernachlässigbare Verschiebung des Bodens kommt. Andernfalls ist der Membraneffekt und damit die Entwicklung der Zugkraft in den geosynthetischen Schichten ein wesentliches Ereignis in der Kinematik des Systems, dass in der Entwurfsphase berücksichtigt werden muss.

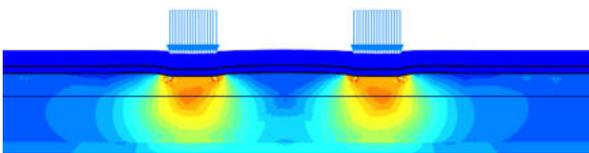


Abbildung 3: Aus der FEM ermittelter Porenüberdruck im Untergrund ($u_{\Delta_{max}} = 120 \text{ kPa}$, $\sigma = 200 \text{ kPa}$)

Wie in Abbildung 3 dargestellt, entsteht im Unterboden bei hohem Grundwasserspiegel ein Porenwasserüberdruck. Je nach Bodenart müssen entweder die undrännerte Scherfestigkeit (s_u) oder die effektiven Scherparameter (d. h. ϕ' und c') zur Bestimmung der Tragfähigkeit verwendet werden.

Bei den mit Geokunststofflagen bewehrten Arbeitsplattformen ermöglicht die richtige Verzahnung zwischen der Geokunststofflage und den Füllmaterialien die Entwicklung einer Gewölbewirkung innerhalb der Arbeitsplattform. Abbildungen 4a bis 4d zeigen die Mechanismen der Lastübertragung und des Widerstandsaufbaus in der angemessen gestalteten geosynthetisch bewehrten Arbeitsplattform. Wie man sieht, führt die Kinematik der Membran, die durch die Setzung im Geokunststoff entsteht, zur Bildung eines Gewölbes, das die Maschinenlast auf einen größeren Bereich überträgt. Diese Gewölbewirkung ist eine natürliche Folge der Verformung des Systems und

hat nichts mit der zu starken Vereinfachung der Annahme einer linearen Lastabtragung in der Arbeitsplattform zu tun.

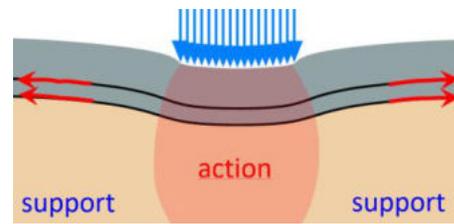


Abbildung 4a: Bewehrungswirkung

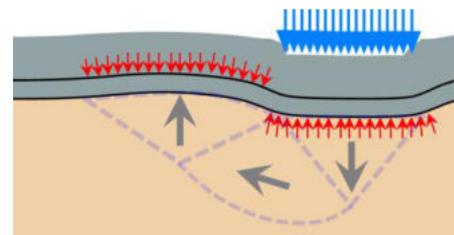


Abbildung 4b: Membranwirkung

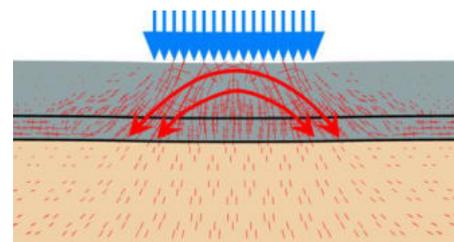


Abbildung 4c: Lastverteilung

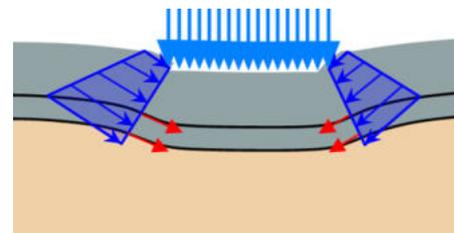


Abbildung 4d: Stützwirkung

Abbildung 4a – 4d: Mechanismen der Lastübertragung und Widerstandaufbau in der geosynthetisch bewehrten Arbeitsplattform

Anstatt Füllmaterial mit ausreichender Scherfestigkeit für den Bau der Arbeitsplattform zu verwenden, wird häufig die Verwendung von Material mit geringer Scherfestigkeit in Verbindung mit einer größeren Dicke der Arbeitsplattform als Alternativlösung in Betracht gezogen. Unter solchen Bedingungen sollte besonders darauf geachtet werden, dass die Möglichkeit eines Scherversagens innerhalb der Arbeitsplattform richtig eingeschätzt wird (siehe Abbildung 5). In diesem Zusammenhang muss die Tragfähigkeit der Arbeitsplattform allein ermittelt und mit der

durch den Maschinenbetrieb aufgetragenen Last verglichen werden. Falls die Verwendung von Füllmaterial mit geringerer Tragfähigkeit erforderlich ist, müssen ggf. mehrere Geogitterlagen in definierten vertikalen Abständen eingebaut werden, um ein Scherversagen der Arbeitsplattform auszuschließen.

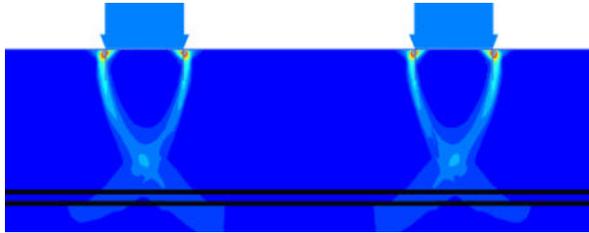


Abbildung 5: Versagen innerhalb einer dickeren Arbeitsplattform mit unzureichender Scherfestigkeit ($h_{\text{Plattform}}=2\text{ m}$, $\phi'_{\text{Füllmaterial}}=27^\circ$)

3.2 Analyse der Böschungstabilität

Angesichts der begrenzten Verfügbarkeit von hochwertigem Füllmaterial und der relativ hohen Kosten für die ordnungsgemäße Konstruktion einer kompetenten Arbeitsplattform wird häufig darüber diskutiert, nicht nur die Dicke, sondern auch die Fläche der Arbeitsplattform zu minimieren und den Abstand zwischen der Aufstandsfläche der Maschinen und den Böschungen der Arbeitsplattform zu verringern. Dies ist jedoch eine wesentliche technische Frage, die bei einer ordnungsgemäßen Bemessung berücksichtigt werden muss. Dazu muss die Arbeitsplattform so dimensioniert sein, dass sie (1) eine ausreichende Stabilität gegen Böschungsbruch bietet und (2) einen ausreichenden Widerstand gegen das Herausziehen der geosynthetischen Bewehrung bietet, indem sie eine ausreichende Länge für die Bewehrung über die Zone der Lasteinleitung hinaus ermöglicht. Zur Beurteilung der Böschungstabilität können klassische Ansätze wie die Bishop-Methode verwendet werden, um die Sicherheit der Böschung gegen Versagen zu bestimmen, wobei der Abstand zwischen der Böschung und den Maschinenlasten berücksichtigt wird (siehe Abbildung 6a und 6b).

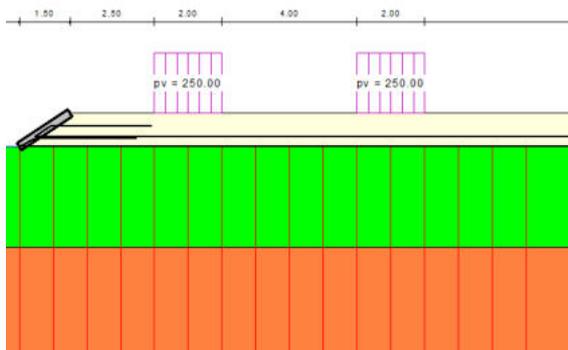


Abbildung 6a: vordefinierter Porendruck

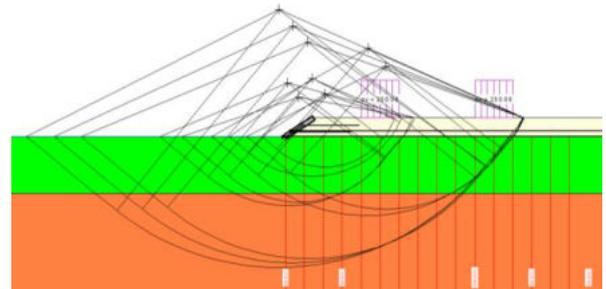


Abbildung 6b: Analyse der Hangstabilität mittels effektiver Parameter

Abbildung 6a und 6b: Analyse der Hangstabilität zur Bestimmung des zulässigen Arbeitsbereichs

Wird die Standsicherheitsberechnung in Verbindung mit den effektiven Scherfestigkeitsparametern (z.B. ϕ' und c') durchgeführt, sollte die Möglichkeit der Entwicklung von Porenwasserüberdruck im Untergrund und deren Auswirkung auf die Standsicherheitsberechnung in Verbindung mit den analytischen Lösungen untersucht und entsprechend in das Modell eingeführt werden. Die Ergebnisse der Böschungstabilitätsanalyse werden zur Bestimmung des zulässigen Arbeitsbereichs für die Baumaschine herangezogen. Im Falle einer Stabilitätsanalyse auf Grundlage der undrännierten Scherfestigkeit wird empfohlen, die Zunahme der undrännierten Scherfestigkeit mit der effektiven vertikalen Spannung zu berücksichtigen, wie in der Literatur erwähnt (Mesri, 1975). Abbildungen 6a und 6b zeigen die Stabilitätsanalyse in Kombination mit einem analytischen Ansatz zur Bemessung des Mindestabstands zwischen dem zulässigen Arbeitsbereich und dem Rand der Arbeitsplattform.

3.3 Seitliches Extrusionsversagen in weichem Baugrund

Eine weitere Versagensart, die bei einer ordnungsgemäßen Planung von Arbeitsplattformen untersucht werden sollte, ist das Herausquetschen des Weichbodens bei stark belasteten Arbeitsplattformen. Zu diesem Zweck muss geprüft werden, ob der schwache Untergrund eine ausreichende Festigkeit aufweist, um dem Ungleichgewicht der horizontalen Belastung, die durch den aktiven Erddruck verursacht wird, standzuhalten. Vor diesem Hintergrund untersuchten Scotland et al. (2019) verschiedene Möglichkeiten zur Erhöhung der Scherfestigkeit gegen seitliches Herausdrücken oder Quetschen des Untergrundes. Die Verwendung eines Geokunststoffs mit geeigneten Verzahnungseigenschaften trägt dazu bei, die horizontale Lastübertragung auf den geringtragfähigen Boden zu reduzieren. Abbildung 7 zeigt, wie der Beitrag der geosynthetischen Schichten das Defizit zwischen dem Widerstand gegen Extrusion und



dem aktiven Erddruck aufgrund hoher vertikaler Lasten verringern kann.

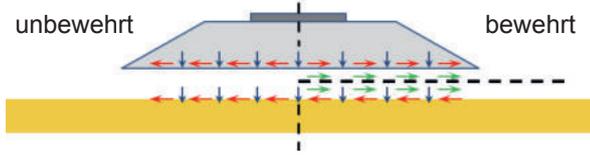


Abbildung 7a: Horizontale Lastverteilung bei unbewehrten (links) und geosynthetisch bewehrten (rechts) Arbeitsplattformen

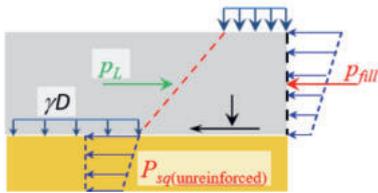


Abbildung 7b: Hohe Anfälligkeit der unbewehrten Plattform für eine seitliche Extrusion

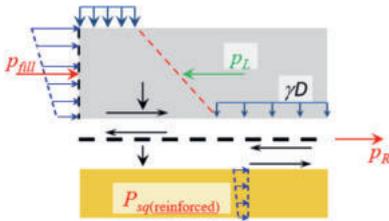


Abbildung 7c: Verringerung der Anfälligkeit der bewehrten Plattform für seitliche Extrusion

Abbildung 7a – 7c: Horizontaler Lastübertragungsmechanismus in der Arbeitsplattform und der Beitrag des Geokunststoffs zur Verringerung des seitlichen Drucks im Untergrund

Giffen 2015 schlug den Bau eines Reibungsfußes vor, um das Potenzial für seitliche Extrusion zu unterbrechen, wenn die Verwendung von Geokunststoffbewehrung an der Basis der Arbeitsplattform das Risiko einer schwachen seitlichen Extrusion des Bodens nicht vollständig reduziert. Dieser Reibungsfuß kann in voller Tiefe unbewehrt, in voller Tiefe bewehrt (8a) oder in Bereichen bewehrt (8b) ausgeführt werden. Im Falle eines Reibungsfußes mit voller Tiefe muss der Graben über die gesamte Höhe des wenig tragfähigen Bodens ausgetauscht werden, um den erforderlichen seitlichen Widerstand zu erreichen und die Drainagekapazität des schwachen Bodens zu verbessern. In Anbetracht der Herausforderungen, die der Aushub in gesättigtem, weichem Boden mit sich bringt, ist der Bau eines verstärkten Grabens mit geringer Tiefe von großer Bedeutung. Die Lastabtragung von Extrusionsmechanismen mit verstärkten Schergräben gemäß BS 8006 (2016) ist in Abbildung 9a und 9b dargestellt.

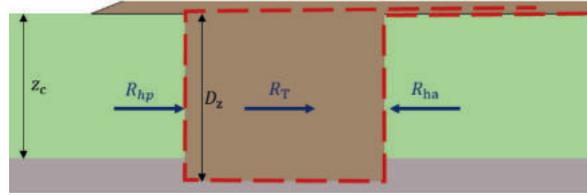


Abbildung 8a: verstärkter Vollgraben

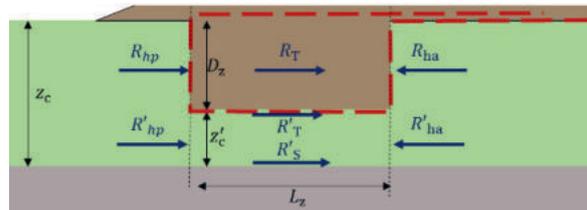


Abbildung 8b: verstärkter Teilgraben

Abbildung 8a und 8b: Lastübertragung einer Arbeitsplattform mit verstärkten Schergräben (BS 8006, 2016)

Zusätzlich zu den analytischen Lösungen kann ein solcher Mechanismus des Versagens durch seitliche Extrusion auch mit Hilfe der numerischen FE-Modellierung bewertet werden, wie in Abbildung 10 dargestellt.

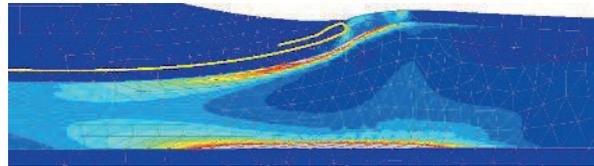


Abbildung 2a: Deviatorische Scherdehnung im Untergrund

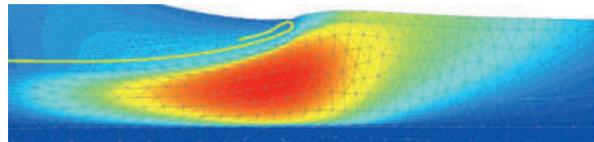


Abbildung 9b: Konturen der horizontalen Verschiebung

Abbildung 9a und 9b: Anwendung der FE-Modellierung zur Bewertung des Versagensmechanismus der seitlichen Ausbreitung im schwachen Boden unter Arbeitsplattformen

3.4 Mehrlagig bewehrte Arbeitsplattformen

Die Analyse der Zugkräfte in den geosynthetischen Bewehrungen bei einem mehrlagigen Aufbau weist eine inhomogene Zugkraftaktivierung auf. In diesem Rahmen wird die untere Bewehrungslage deutlich stärker belastet, während die obere Bewehrungslage

im Vergleich zur unteren Schicht eine geringe Aktivierung erfährt. Da die Mobilisierung der Zugkraft in den Geokunststoffen eine direkte Funktion der Zugfestigkeit ist, ist die unterschiedliche Mobilisierung der Zugkraft zwischen den Schichten hauptsächlich auf die ungleiche Belastung der Schichten in unterschiedlichen Tiefen zurückzuführen. In diesem Zusammenhang sollte die erforderliche Gesamtzugfestigkeit mehrerer Geokunststofflagen nicht unter der Annahme einer homogenen Mobilisierung der Zugkraft in verschiedenen Schichten festgelegt werden.

Abbildung 10 zeigt ein Beispiel für die nicht identische Verteilung der Zugkraft zwischen den verschiedenen Bewehrungsschichten im Falle einer Arbeitsplattform mit zwei Geokunststoffschichten, die aus der FE-Analyse hervorgeht.

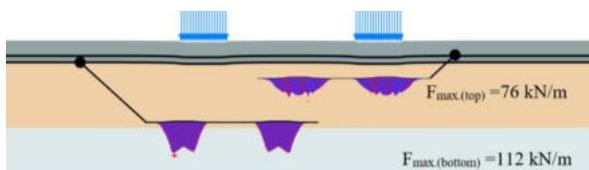


Abbildung 10: Veränderung der Zugkraft in der Arbeitsplattform mit doppelter Lage geosynthetischer Bewehrung

Eine solche ungleichmäßige Verteilung der Zuglast in mehrlagig bewehrten Dämmen auf weichem Boden wurde auch durch Feldmessungen festgestellt (Blume et al., 2006). Insofern ist die Verwendung einer einlagigen Bewehrung vorzuziehen, um die ungleichmäßige Auslastung der unteren Geokunststoffbewehrung bei einem zwei- oder mehrlagigen Aufbau bei Verwendung des gleichen Produktes zu vermeiden. So ist eine eindeutige Zuordnung der Kräfte gegeben.

4 Schlussfolgerung

In diesem Beitrag werden mögliche Versagensmechanismen erörtert, die bei der ordnungsgemäßen Auslegung einer Arbeitsplattform berücksichtigt werden müssen. Darüber hinaus werden die wesentlichen technischen Aspekte, die im Hinblick auf die relevanten Bodenparameter, die Art der Analyse und die Porenwasserüberdrücke überprüft. Darüber hinaus wurde gezeigt, dass die Finite-Elemente-Modellierung erfolgreich angewandt werden kann, um die meisten dieser Phänomene bei der Planung von Arbeitsplattformen zu berücksichtigen.

Literaturverzeichnis

- BS 8006-1:2010 (2016). *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*. Giffen, A.D. (2015). *Design and construction of a strengthened embankment for an intermodal transfer*

facility. Edinburgh, Scotland: Proc. XVI ECSMGE, pp. 583-588.

Mesri, G. (1975). *New design procedure for stability of soft clays*. Discussion, J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, 101(4), 409-412

Scotland, I., Poberezhnyi, V., Tatari, A. (2019). *Reinforced Soil Shear Key to Mitigate Extrusion Failure in Soft Soils under Working Platforms*. Reykjavik, Iceland: Proc. XVII ECSMGE-2019

Blume, K., Alexiew, D., Glötzl, F. (2006). *The new federal highway (Autobahn) A26 in Germany with high geosynthetic reinforced embankments on soft soil*: Proc. 8th ICG, Yokohama, Japan.



Verifikation von analytisch-empirischen Bemessungsansätzen zum Tragverhalten von Arbeitsplattformen auf Basis physikalischer Versuche

M.Sc. M. Schleeh, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann,
Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik

Arbeitsplattformen auf weichem Untergrund sind aus bodenmechanischer Sicht Mehrschichtsysteme mit schichtweise stark unterschiedlichen Steifigkeiten und Festigkeiten. Der sichere Betrieb von schweren Baumaschinen unter Berücksichtigung aller möglichen Laststellungen am Einsatzort sowie das Umsetzen auf der Baustelle erfordern eine zuverlässige Planung, Bemessung und Ausführung von temporären Arbeitsplattformen – eine Aufgabe, die als geotechnische Ingenieurleistung zu betrachten ist. Die Bewehrung von Arbeitsplattformen mit einer oder mehreren Geokunststofflagen hat sich dabei im Hinblick auf Stabilität, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit als besonders effektiv erwiesen, bedingt jedoch weitaus anspruchsvollere Bemessungsansätze. Im vorliegenden Beitrag werden häufig eingesetzte Berechnungsmethoden im Abgleich mit den Ergebnissen von Modell- und Feldversuchen zum Tragverhalten von bewehrten und unbewehrten Tragschichten bewertet.

1 Einleitung

Für Mobil- und Raupenkrane, Autobetonpumpen, Hubarbeitsbühnen und mobile Baugeräte im Spezialtiefbau, wie Ramm- und Schlitzwandgeräte, Spundwandrammen usw. sorgen typischerweise Arbeitsplattformen für die sichere Aufstellung der Baugeräte unter Berücksichtigung aller zu erwartenden Betriebs- und Belastungsbedingungen. Die ausreichende Dimensionierung der Arbeitsplattformen auf Grundlage einer zuverlässigen geotechnischen Bemessung ist deshalb von großer Bedeutung für die Arbeitssicherheit. Klare Vorgaben für die Bemessung, Bau und Unterhalt von Arbeitsplattformen sind wichtig für die Praxis, so konnte durch die Einführung der Richtlinie 'BRE 2004' in Großbritannien, die inzwischen weltweit zur Bemessung von Arbeitsplattformen in der Anwendung ist, die Anzahl der Maschinenunfälle in UK seit dem Jahr 2004 um 50 % reduziert werden (GILDEA ET AL. 2021). In der für Baumaschinen des Spezialtiefbaus relevanten europäischen Norm DIN EN 16228:2022 „Geräte für Bohr- und Gründungsarbeiten – Sicherheit“ wird der Standsicherheitsnachweis für mobilen Baumaschinen mit der Forderung geregelt, dass ein Gerät für Bohr- und Gründungsarbeiten so konstruiert und gebaut sein muss, dass es unter den vorgesehenen Betriebsbedingungen, wie z. B. Transport, Aufbau, Umsetzen, Abstellen und Arbeiten ausreichend standsicher ist sowie kein Risiko des Umstürzens besteht: „Die Standsicherheit des starren Körpers muss durch Berechnung nachgewiesen werden“. Aus der Last resultierende Verformungen und Verschiebungen sind

hierbei zu berücksichtigen, wenn sie die Standsicherheit des Gerätes maßgeblich beeinflussen. Eine konventionelle Standsicherheitsberechnung beinhaltet diesen Einfluss nicht. Die Wechselwirkung zwischen der Baumaschine, der Arbeitsplattform und dem geringer steifen Untergrund sowie die hierdurch bedingte nichtlineare Sohldruckverteilung bleiben bei stark vereinfachten Bemessungsansätzen unberücksichtigt. Die aus den teilweise nichtmonotonen Einwirkungen entstehenden, sich akkumulierenden Porenwasserüberdrücke und Verformungen sowie Spannungsumlagerungen im Kontaktbereich können daher nur mit höherwertigen Ansätzen modelliert werden. Vereinfachte Ansätze, wie sie in den Empfehlungen der Arbeitsgruppe „GUIDE TO WORKING PLATFORMS“ (2019) der European Federation of Foundation Contractors (EFFC) und des Deep Foundations Institute (DFI) genannt werden, führen insbesondere bei zunehmenden Lastexzentrizitäten zu einer Unterschätzung der auftretenden Sohlrücke und zu einer unzureichenden Modellierung der Kontaktfläche (TOPOLNICKI ET AL., 2021). Bei hohen Sohl-druckspannungen ergeben sich bei Baumaschinen mit Raupenfahrwerk große Unterschiede bei der Anwendung der verschiedenen Bemessungsansätze (LARISCH ET AL., 2021). Leider wurden von 2016 bis 2021 in Deutschland trotz der vermeidlich deutlich erhöhten Sicherheit mehr als 113 Unfälle mit zehn Todesopfern im Zusammenhang mit Baumaschinen und -geräten registriert (TRAUNER 2022). Ein signifikanter Anteil von insgesamt 75 international ausgewerteten Unfälle im Tief- und Spezialtiefbau mit Baumaschinen ist weiterhin auf unzureichend dimensionierte Arbeitsplattformen zurückzuführen (HINZMANN

& SIEWERT, 2019). Aufgrund dieser weiterhin jährlich auftretenden schweren und tödlichen Unfälle durch umgestürzte Maschinen besteht unter anderem aufgrund der aufgeführten Punkte ein erheblicher Verbesserungs- und Optimierungsbedarf, da neben den tragischen Personenschäden auch ein erheblicher finanzieller und wirtschaftlicher Schaden entsteht.

2 Bemessungsansätze

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit am Einsatzort von Baumaschinen wird in der Regel granulares Tragschichtmaterial mit hoher Scherfestigkeit und Steifigkeit auf einen Untergrund mit (deutlich) geringer Scherfestigkeit und Steifigkeit aufgebracht, bei dem es sich um einen bindigen Untergrund, geringer Konsistenz oder auch einen nichtbindigen Untergrund geringer Lagerungsdichte handeln kann; nachfolgend wird vereinfachend für solche Baugrundverhältnisse der Term „Weichschicht“ verwendet. Die üblichen Nachweise für die Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten sowie Kippen sind dabei durch den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen bzw. einen modifizierten Grundbruch zu ergänzen bzw. teilweise zu ersetzen. Die Ermittlung der Tragfähigkeit des geschichteten Systems beruht typischerweise auf der Projektionsflächenmethode von TERZAGHI & PECK (1948) (Abbildung 1a), dem Durchstanzmodell von MEYERHOF (1974) (Abbildung 1b) oder auf Kombinationen dieser Modelle, z. B. OKAMURA ET AL. (1998) (Abbildung 1c).

Der Einsatz von Geokunststoffen als Bewehrung der Tragschicht bzw. Arbeitsplattform zur Erhöhung der Tragfähigkeit wird teilweise aus empirischen Daten in Verbindung mit den Ergebnissen von Feld- und Laborversuchen der Hersteller, z. B. bei der „T-Value Method“ von LEES (2019), bestimmt und ist daher häufig auf den Einsatz spezifischer Produkte beschränkt. Ansätze, die unabhängig vom Hersteller anwendbar sind, liefern u. a. GIROUD & NOIRAY (1981), CIRIA SP123 (1996) oder auch EB GEO (2010). Die am weitesten verbreitete Richtlinie zur Bemessung von Arbeitsplattformen dürfte die britische BRE 2004 „Working Platforms for Tracked Plant“ sein. Einen mit dem Teilsicherheitskonzept des EC7 vereinbaren Ansatz zur Dimensionierung von Arbeitsplattformen liefern TWF 2019:02 und CIRIA SP123 (1996).

2.1 Berechnungsansätze für unbewehrte Tragschichten

Für die Bemessung von unbewehrten Arbeitsplattformen liegen in der Literatur verschiedene Ansätze zur Ermittlung der Grundbruchsicherheit des aus Trag- und Weichschicht bestehenden Zweischichtsystems vor. Diese basieren im Wesentlichen auf dem Prinzip der Verteilung oder Reduktion der Einwirkungen auf die darunterliegende Weichschicht. Hierbei wird

meist die Annahme getroffen, dass die Höhe der Tragschicht und deren Scherfestigkeit so gewählt werden, dass ein Grundbruchversagen ausschließlich in der Weichschicht auftritt. Bei einigen Bemessungsverfahren lassen sich auch direkt die erforderlichen Tragschichthöhen berechnen. Bei der ‚Projektionsflächenmethode‘ (Abbildung 1a) wird angenommen, dass sich die auf die Tragschicht einwirkende begrenzte Last über die Höhe der Tragschicht unter

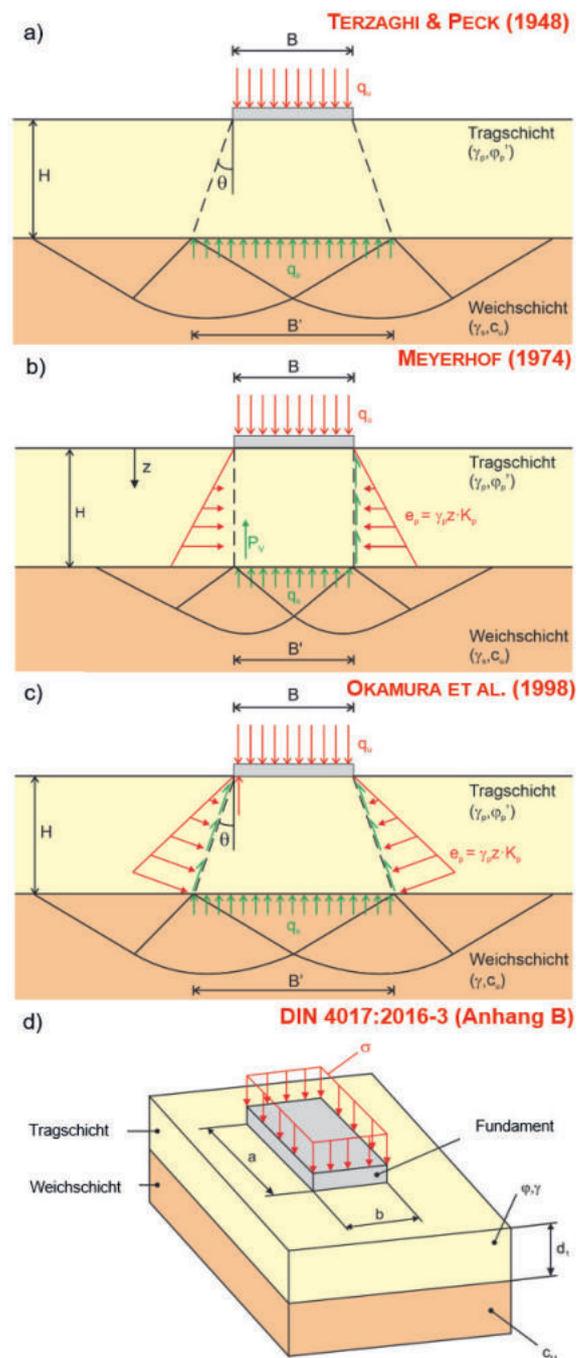


Abbildung 1: Bemessungsansätze für unbewehrte Tragschichten nach a) TERZAGHI & PECK (1948), b) MEYERHOF (1974), c) OKAMURA ET AL. (1998), d) DIN 4017:2006-03 (Anhang B).



einem Lastausbreitungswinkel θ ausbreitet, sodass sich auf der Weichschicht eine als gleichmäßig angenommene, reduzierte Flächenlast ergibt. Dieser Ansatz wurde erstmals von TERZAGHI & PECK (1948) formuliert und von YAMAGUCHI (1963) durch eine zusätzliche Reibungskraft in einer vertikalen Bruchfuge in der Tragschicht mit einem Abstand von $1,5 \cdot (B + H_T)$ erweitert. Dabei wird ein zusätzlicher Scherwiderstand innerhalb der Tragschicht vernachlässigt. TERZAGHI & PECK (1948) (Abbildung 1a) setzen einen Lastausbreitungswinkel von $\theta = 26^\circ = 2:1$ (vertikal: horizontal) an. MEYERHOF (1974) schlägt einen anderen analytischen Berechnungsansatz vor, der auch in der BRE 2004 herangezogen wird (Abbildung 1b). Unter einer zunehmenden Einwirkung wird die Ausbildung eines starren Körpers in der Tragschicht angenommen, der sich in die Weichschicht einstanzt. Dieser Vorgang wird als 'Punching-Shear-Modell' bzw. 'Durchstanzmodell' bezeichnet. Reibungskräfte innerhalb der ausschließlich vertikal sich ausbildenden Scherfuge, werden durch $K_p \tan \delta$ („punching shear resistance coefficient“) bestimmt. Diese Reibungskraft wird somit als tangential zur Scherfuge wirkender Widerstand berücksichtigt, durch den die effektive Belastung auf die Weichschicht reduziert wird. δ bewegt sich nach MEYERHOF (1974) zwischen $\phi'/2$ und $3\phi'/4$. OKAMURA ET AL. (1998) (Abbildung 1c) setzt einen Reibungswiderstand in unter einem Lastausbreitungswinkel θ geneigten Scherflächen an. Diesem Ansatz liegt die Annahme zugrunde, dass der Reibungswiderstand zunimmt, wenn der Lastausbreitungswinkel θ kleiner wird. Dies bedeutet, dass bei einem kleineren Lastausbreitungswinkel die Last stärker in der Scherfuge konzentriert ist, was zu einer höheren Scherbeanspruchung und damit zu einem höheren Reibungswiderstand führt. Bei einem größeren Lastausbreitungswinkel wird die Last hingegen über eine größere Fläche verteilt, was zu einer geringeren Scherbeanspruchung und einem niedrigeren Reibungswiderstand führt. Der Reibungswiderstand wirkt der Deformation des Tragschichtkörpers unterhalb der Last entgegen. Dieser Ansatz (Abbildung 1c) kombiniert in Teilen die 'Projektionsflächenmethode' (Lastausbreitung) nach TERZAGHI & PECK (1948) und das 'Durchstanzmodell' von MEYERHOF (1974). Ein passiver Erddruck, der sich aus der zusätzlichen Belastung und dem Eigengewicht der Tragschicht zusammensetzt, wird über die Höhe der Tragschicht H auf einer geneigten Scherfuge mobilisiert. Der ange-setzte mobilisierte Erddruckbeiwert K_p ergibt sich aus den Zentrifugenversuchen von OKAMURA (1997). LEES (2019) definiert einen Wirkungsgrad der Lastübertragung (T-Value Method). Zur Bestimmung der Tragfähigkeit, welche die Scherfestigkeit der beiden Bodenschichten berücksichtigt, bedient sich LEES (2019) der Arbeit von OKAMURA (1997, 1998), indem er die Tragfähigkeit als Tragfähigkeitswert

q_p/q_s über das Verhältnis der Tragschichthöhe zur Fundamentbreite H/B ermittelt. Auch nach DIN 4017:2006-3 (Anhang B) kann die Sicherheit gegen Durchstanzen für ein zweischichtiges System einer über einer Weichschicht liegenden Tragschicht nachgewiesen werden (Abbildung 1d). Des Weiteren haben ESHKEVARI ET AL. (2018), TEMPORARY WORKS FORUM (2019) und CIRIA SP123 (1996) Relevanz.

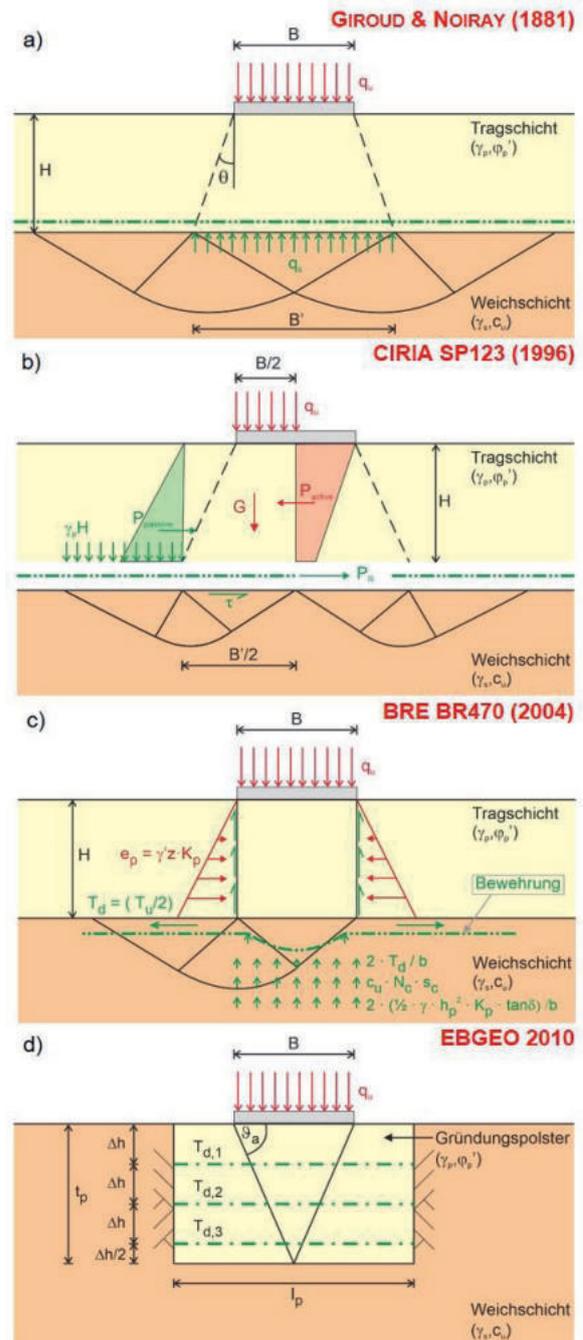


Abbildung 2: Bemessungsansätze für bewehrte Tragschichten nach a) GIROUD & NOIRAY (1981), b) CIRIA SP123 (1996), c) BRE BR470 (2004), d) EBGE0 (2010).

2.2 Berechnungsansätze für bewehrte Tragschichten

Abbildung 2a zeigt den Ansatz nach GIROUD & NOIRAY (1981), welcher eine Lastausbreitung in der Tragschicht ansetzt und somit eine Verteilung der Einwirkung auf der Weichschicht erreicht. Dieser Ansatz wurde ursprünglich als semiempirisches Bemessungsverfahren für bewehrte und unbewehrte Straßen mit ungebundenen Tragschichten entwickelt. Das Tragverhalten von Geokunststoffen wird hierbei über die Annahme eines Membraneffektes berücksichtigt. In CIRIA SP123 (1996) muss für den Fall einer bewehrten Tragschicht die Bewehrung so dimensioniert sein, dass die entstehenden Horizontalkräfte innerhalb der Tragschicht voll aufgenommen werden können (Abbildung 2b). In BRE 2004 (Abbildung 2c) wird die Tragwirkung der Geokunststoffe vereinfachend über eine zusätzliche Reduktion der Auflast bzw. durch einen zusätzlichen vertikalen Widerstand gegen Durchstanzen an Unterkante der Tragschicht berücksichtigt. Die Modelle nach LEES (2019) zur Vorhersage der Tragfähigkeit von Tragschichten über Weichschichten mit und ohne den stabilisierenden Einsatz von Geokunststoffbewehrung basieren auf einer numerischen Parameterstudie und aus den Ergebnissen aus Triaxialversuchen. Der Berechnungsansatz beschränkt sich allerdings ausschließlich auf die untersuchten Geokunststoffprodukte und deren stabilisierenden Eigenschaften in der Entwicklung dieser Methode. Es handelt sich folglich um ein produktspezifisches Verfahren. Eine weitere Möglichkeit zur Bemessung von bewehrten Tragschichten bietet die EBGeo mit dem in Abbildung 2d) dargestellten Ansatz für die Bemessung von bewehrten Gründungspolstern, welche in etwa dem System von temporären Arbeitsplattformen entsprechen. Der Grundbruchwiderstand wird hier analog zur DIN 4017 ermittelt und um den Einfluss der Geogitter erhöht, wobei Korrekturfaktoren aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes zu beachten sind. Nachteilig für die Verwendung zur Bemessung von Arbeitsplattformen ist die Beschränkung auf eine Mindestanzahl von zwei Geogitterlagen.

3 Verifikationsberechnungen anhand von Modellversuchen und Feldmessungen

Für ausgewählte Anwendungsszenarien wurden die vorgeschriebenen Berechnungsverfahren vergleichend zur Dimensionierung von unbewehrten und bewehrten Tragschichten zur Anwendung gebracht. Diese Vergleichsberechnungen von Bemessungsmethoden für Arbeitsplattformen ergaben erhebliche Diskrepanzen bei der erforderlichen Tragschicht-

höhe der Arbeitsplattformen im jeweiligen Anwendungsfall (MOORMANN & SCHLEE 2022). Zur Bewertung der Berechnungsmethoden soll daher an dieser Stelle ein Abgleich mit den Ergebnissen von Modellversuchen und Feldmessungen erfolgen. Dabei wird die erforderliche Tragschichthöhe für variierte undrainierte Scherfestigkeiten der Weichschicht mit experimentellen Messdaten unter Beachtung der Rand- und Versuchsbedingungen verglichen, um die Eignung und Zuverlässigkeit des jeweiligen Berechnungsverfahrens im praktischen Einsatz zu bewerten bzw. auch um Anwendungsgrenzen zu identifizieren. Den folgenden Berechnungen liegen charakteristische Werte als Input Parameter zugrunde. Teilsicherheitsbeiwerte fließen in die im Folgenden präsentierten Ergebnissen nicht ein.

3.1 Feldversuch an Arbeitsplattform für Mobilkrane

In einem Windpark nahe Hamburg wurde im Rahmen eines Feldversuchs das Trag- und Verformungsverhalten einer zweilagig mit Geokunststoffen bewehrten Arbeitsplattform über einer 2,5 m mächtigen, organischen Weichschicht (Torf, $c_u = 5 \div 7 \text{ kN/m}^2$) breiiger Konsistenz unter monotonen Lasten im Realmaßstab untersucht (MOORMANN ET AL. 2018). Das Tragschichtmaterial für die 0,9 m mächtige Arbeitsplattform bestand in dem 20 m × 20 m großen Testfeld aus einem gut abgestuften Sand-Kies-Gemisch der Korngröße 0,06 mm bis 63 mm. Im Vorfeld der Versuche wurde die Tragschicht auf eine charakteristische Last von 220 t bemessen (MOORMANN ET AL. 2018). Die Lasteinleitung erfolgte über eine Kranmatte aus Bongossi-Holz mit Abmessungen von 6,0 m × 5,0 m. Die Spannungen wurden mit Erddruckaufnehmern gemessen. Die Dehnungen der Geogitterbewehrung wurden mithilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) an 19 Messpunkten in beiden Geogitterlagen aufgezeichnet. Zur Erfassung der Setzungsmulde wurde eine digitale Inklinometerkette auf Höhe der Oberfläche der Weichschicht eingebaut. Die Belastung erfolgte schrittweise mithilfe von Kranballastgewichten in sieben Stufen von 40 t bis zu einer maximalen Last von 280 t und einer maximalen Belastungsdauer von 80 Minuten (MOORMANN ET AL. 2018). Die Setzungszunahme (Abbildung 3) unter der Kranmatte bildete sich aufgrund von natürlichen Baugrundinhomogenitäten teilweise asymmetrisch aus, was zu einer Verkipfung von Kranmatte und Gewichten führte. Mit zunehmenden Beanspruchungsniveau zeigte sich ein ausgeprägt nichtlineares Widerstandsetzungsverhalten. Zudem war ein stark zeitabhängiges Setzungsverhalten zu beobachten; so nehmen in den 80 Minuten nach Erreichen der maximalen Belastung von 280 t die zu Beginn der Laststufe gemessenen Setzungen von maximal 125 mm zeitlich nachlaufend um rund 75 %

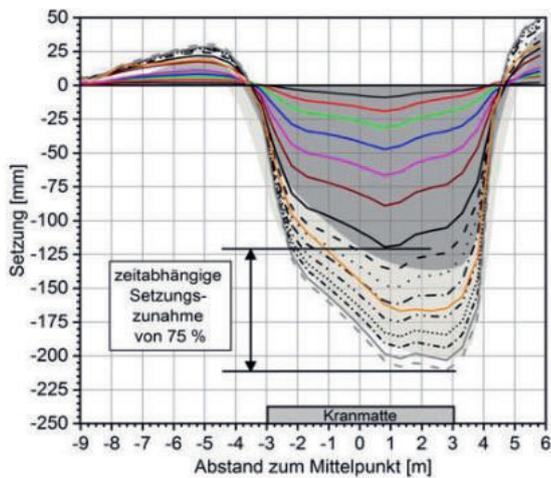


Abbildung 3: Feldversuch Windpark Rethwisch: Messergebnisse des Setzungsverhaltes in Abhängigkeit von der Laststufe.

zu (Abbildung 3), was ein Hinweis auf eine Annäherung an einen Grenzzustand ist. Vergleicht man diese Beobachtungen mit den Ergebnissen von Tragschichtberechnungen mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen, so ergeben sich für eine Last von 220 t bzw. 280 t die in Abbildung 4 dargestellten Ergebnisse. Dargestellt ist die erforderliche Tragschichtdicke in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit der Weichschicht, wobei die Berechnungen keine Teilsicherheiten beinhalten. Danach liegt insbesondere für eine Last von 280 t die erforderliche Tragschichtstärke von unbewehrten, aber auch von bewehrten Tragschichten, deutlich über der Mächtigkeit der ausgeführten Tragschicht. Nach BRE 2004 bzw. OKAMURA 1998 ergibt sich bei unbewehrter Tragschicht eine erforderliche Mächtigkeit von 1,2 m. Für eine einlagig bewehrte Tragschicht ergibt sich nach BRE 2004 eine erforderliche Tragschichtstärke von etwas über 1,0 m. Für eine Belastung von 220 t liefert BRE 2004 im unbewehrten Fall eine gute Näherung, im bewehrten Fall würden nach BRE 2004 sogar 0,8 m ausreichen. Unter der Annahme eines hohen Lastausbreitungswinkels von $\theta = 31^\circ$ und dem Einsatz einer Geokunststoffbewehrung liefert GIROUD (1981) in diesem Szenario unter einer Belastung von 220 t mit BRE 2004 übereinstimmende Mächtigkeiten. TWF 2019:02 und CIRIA SP123 (1996) sind als konservativ anzusehen. Selbst bei einer Belastung von 220 t wäre hier der wirtschaftliche Einsatz einer Tragschicht mit einer Höhe von deutlich über 3 Metern schwer realisierbar.

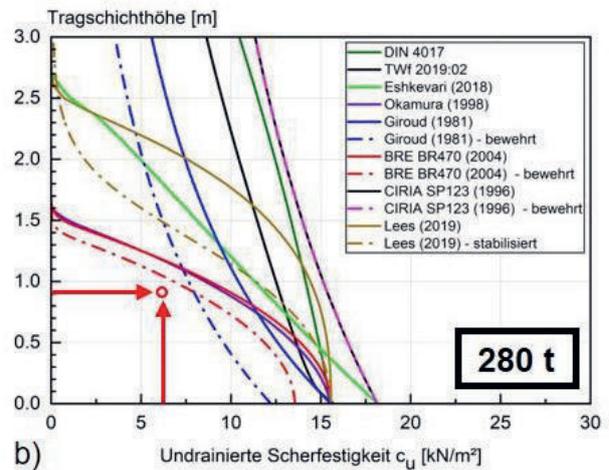
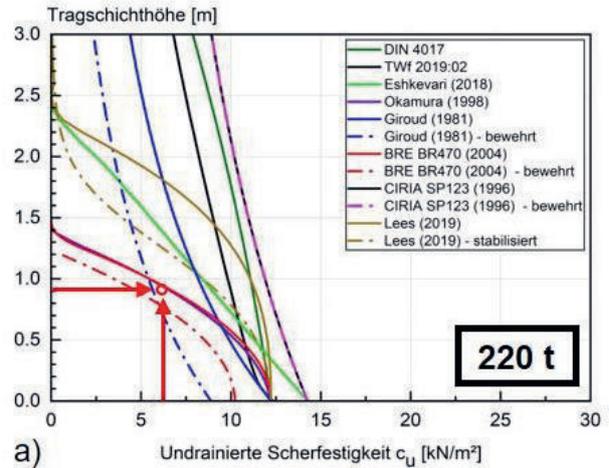


Abbildung 4: Feldversuch Windpark Rethwisch: Abgleich der erforderlichen unbewehrten und bewehrten Tragschichtdicke in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit unter einer Belastung von a) 220 t und b) 280 t.

Nach LEES (2019) kann durch den Einsatz einer stabilisierenden Bewehrung der Tragschicht die erforderliche Tragschichtdicke um mehr als 30 % reduziert werden.

Der Feldversuch ist ein repräsentatives Fallbeispiel für den Einsatz einer mehrlagig bewehrten Tragschicht für hohe lokale Kranlasten auf organischen Weichschichten breiiger Konsistenz. Die besondere Bedeutung des Fallbeispiels auch für eine rechnerische Back-Analysis liegt darin, dass unter einer Belastung von 280 t näherungsweise ein Bruchzustand erreicht wurde, da die Beobachtungen auf diesem Lastniveau ein stark zeitabhängiges Setzungsverhalten, ein Einstanzen der Kranmatte in die Tragschicht sowie starke Wasseraustritte neben der Kranmatte zeigten.

3.2 Großmaßstäbliche Modellversuche

Zur Untersuchung der bodenmechanischen Zusammenhänge und Identifikation maßgebender Einflussfaktoren wurden am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart großmaßstäbliche Modellversuche zum Trag- und Verformungsverhalten unbewehrter und bewehrter Tragschichten über bindigen Weichschichten unter statischen und nicht ruhenden Einwirkungen durchgeführt. Neben den Versagensmechanismen unbewehrter und bewehrter Zweischichtsysteme wurden auch die Gebrauchszustände durch realistische Lastannahmen, Frequenzen und Lastspielzahlen typischer Baumaschinen untersucht und dabei u. a. die Akkumulation der Verformungen beobachtet. Die auf dieser Basis gewonnenen Erkenntnisse bilden die Grundlage für die Entwicklung tech-

nisch und ökonomisch optimierte Bemessungsansätze. Die Modellversuche wurden im geometrischen Maßstab 1:3 in einer Versuchsgrube des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) mit Abmessungen von 2,7 m × 4,8 m durchgeführt, in der ein entsprechend aufbereiteter Lösslehm als Weichschicht mit einer Mächtigkeit von 0,80 m eingebaut wurde. Die den Stützfuß eines Baugerätes abbildende Lastplatte (0,25 m × 0,35 m), wurde zunächst statisch schrittweise bis zum Erreichen der ersten zyklischen Laststufe bei 4,5 kN (64,3 kN/m²) und der zweiten zyklischen Laststufe bei 11,5 kN (164,3 kN/m²) belastet und schließlich die Einwirkung bis zum Systemversagen erhöht. In den zyklischen Laststufen werden jeweils 1.000 Zyklen aufgebracht. Die aufgebrachte Last, die Setzung der Lastplatte, die Setzung der von Steifigkeit und Widerstand sowie eine Reduktion der zyklischen Verformungsakkumulation sind in Abbildung 5 erkennbar. Hierbei weist die Aufteilung der Bewehrung in zwei Lagen mit Verdoppelung der Steifigkeit und Zugfestigkeit der unteren Lage die größte Tragfähigkeitssteigerung auf. Im Vergleich zu dem Versuch mit unbewehrter Tragschicht, bei dem lediglich ein Geovlies mit geringer Zugfestigkeit als Trennlage zum bindigen Untergrund eingesetzt wurde, kann für höhere Lastniveaus der Widerstand bei gleicher Setzung etwa verdoppelt werden (MOORMANN ET AL. 2018). Abbildung 5 zeigt exemplarisch in Form von Widerstands-Setzungslinien die Ergebnisse von ausgewählten Versuchen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden und unterschiedlicher geometrischer Anordnungen der Bewehrung im Abgleich zu einer unbewehrten Tragschicht. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad sind eine deutliche Erhöhung des Lastniveaus, wie z. B. der ersten zyklischen Belastungsphase zu erkennen. Hingegen ist die Setzungs-

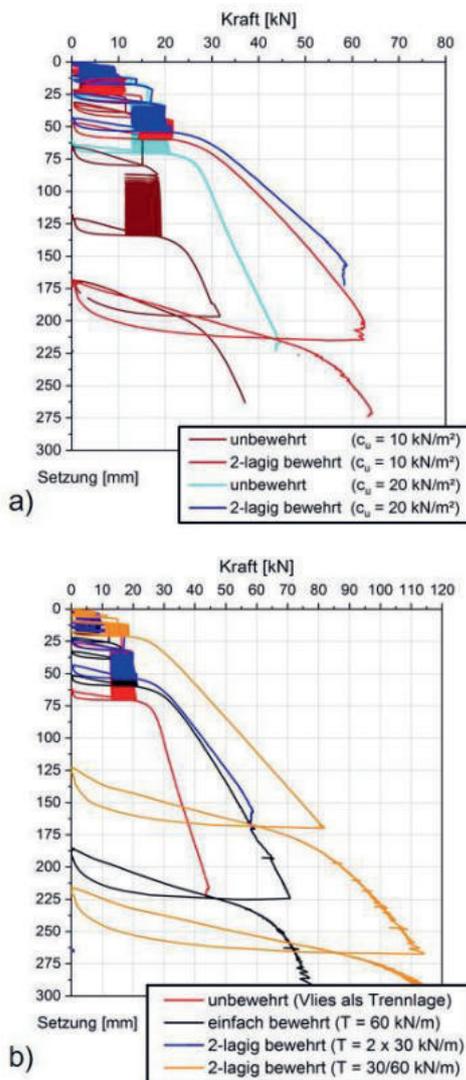


Abbildung 5: Exemplarische Versuchsergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche zum Einfluss einer Bewehrung der Tragschicht unter Variation der undrainierten Scherfestigkeit und unter Variation des Bewehrungskonzeptes.

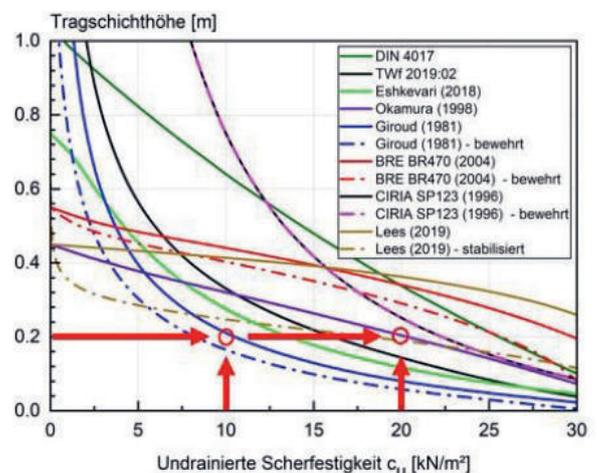


Abbildung 6: Back-Analysis der großmaßstäblichen Modellversuche unter einer Belastung von 18 kN.



reduktion infolge der Bewehrung der Tragschicht relativ gering, da zunächst eine Mindestverformung zur Aktivierung der Geogitterbewehrung auftreten muss. Die Versuchsergebnisse in Abbildung 5 zeigen, dass der Versagensmechanismus unbewehrter Tragschichtsysteme aus einer Kombination aus Durchstanzen der Tragschicht und Grundbruch in der Weichschicht besteht. Aufgrund der geringen Scherfestigkeit der Weichschicht tritt i. d. R. ein Verformungsbruch auf, bei dem mit zunehmender Belastung überproportionale Verformungen eintreten. Während die Setzungsmulde bei unbewehrten Systemen sich relativ lokal ausbildet, bewirkt der Einsatz einer Bewehrung aufgrund deren lastverteiler Wirkung großräumigere Setzungsmulden. Eine rechnerische Back-Analysis der Modellversuche mit den unterschiedlichen Berechnungsverfahren unter einer Belastung von 18 kN zeigt gemäß Abbildung 6 eine deutliche Bandbreite der Berechnungsergebnisse. Aus den Modellversuchen ergibt sich bei einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ mit einer unbewehrten Tragschicht mit einer Mächtigkeit von 20 cm und einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 42^\circ$ für eine Einwirkung von 18 kN ein Versagen im Last-Setzungsdiagramm (Abbildung 5a). Nach GIROUD & NOIRAY (1981) würde sich hingegen eine standsichere Situation ergeben, was zeigt, dass dieser Ansatz infolge des großen angenommen Lastausbreitungswinkels zu einer Unterdimensionierung der Tragschicht führen kann. Nach OKAMURA (1998) würden 30 cm Tragschicht erforderlich werden, LEES (2019) liegt mit 40 cm circa 10 cm unter den Ergebnissen der als eher konservativ einzuschätzenden Ansätze nach TWF 2019 und BRE 2004. Der Ansatz nach LEES (2019), bei dem nur die stabilisierende Wirkungen der Bewehrung in der Tragschicht berücksichtigt wird, führt sowohl für eine undrainierte Scherfestigkeit von $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ als auch von $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$ zu einer plausiblen Näherung an die Versuchsergebnisse. OKAMURA (1998), ESHKEVARI (2018), GIROUD (1981) und TWF 2019:02 führen bei einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$ im unbewehrten Fall eher zu einer Unterdimensionierung der Tragschicht.

Die Versuche zeigen deutlich, dass die Wirkung zyklischer Einwirkungen zusätzlich berücksichtigt werden sollte und dass der Einsatz von Geokunststoffbewehrung insbesondere in Weichschichten mit geringer undrainierter Scherfestigkeit c_u einen relevanten positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, was durch die aktuellen Ansätze nicht immer umfassend berücksichtigt wird. Je geringer die Scherfestigkeit der Weichschicht ist, desto größer werden tendenziell die Diskrepanzen zwischen den Berechnungsergebnissen der unterschiedlichen Ansätze. Deshalb ist speziell für Arbeitsplattformen an Einsatzorten mit ungünstigen geotechnischen Randbedingungen die

Wahl eines geeigneten Bemessungsmodells von wesentlicher Bedeutung und Voraussetzung für eine gleichermaßen sichere wie wirtschaftliche Bemessung.

4 Resümee

Der Abgleich der Resultate von Vergleichsberechnungen unter Einsatz aktueller Berechnungsansätze mit den Ergebnissen von Feld- und Modellversuchen zeigt die Komplexität des Trag- und Verformungsverhaltens von unbewehrten und bewehrten Zweischichtsystemen. Hohe Sohldruckspannungen entstehen unter Kettenfahrwerken durch große Lastexzentrizitäten und hohe Einwirkungen. Asymmetrische, nichtlineare und zeitabhängige Effekte im Trag- und Setzungsverhalten können die Interaktion zwischen Baumaschine, Tragschicht und Untergrund maßgeblich beeinflussen. Dynamische und nicht monotone Einwirkungen bleiben in der Bemessungspraxis von Tragschichten bis dato in der Regel unberücksichtigt. Deshalb hängt eine sichere geotechnische Bemessung von Arbeitsplattformen maßgeblich von verlässlichen Last- und Verformungsannahmen und der daraus resultierenden Lasteinleitungsfläche ab. Die Wahl eines geeigneten Berechnungsansatzes muss in Abhängigkeit der Einflussparameter auf einer realistischen Annahme eines für das jeweilige Szenario geeigneten Versagensmechanismus basieren. Eine Überschätzung des Lastausbreitungswinkels θ sorgt in vielen Szenarien, insbesondere bei großen Tragschichtdicken, für eine Unterdimensionierung der Arbeitsplattform, weshalb der Lastausbreitungswinkel eher konservativ und damit auf der sicheren Seite liegend angenommen werden sollte. Die Back-Analysis ausgewählter Feld- und Modellversuche zeigt, dass das Verhältnis zwischen der Tragfähigkeit der Arbeitsplattform q_p und der Weichschicht q_s maßgebenden Einfluss auf das komplexe Tragverhalten von Arbeitsplattformen auf weichem Untergrund hat. In der Regel ist ein höheres q_p/q_s -Verhältnis vorteilhaft. Vorwiegend in bindigen Böden können geringe Scherfestigkeiten und Steifigkeiten der Weichschicht die Tragwirkung der Arbeitsplattform negativ beeinflussen, auch wenn viele Berechnungsansätze und Annahmen z.B. zum Lastausbreitungswinkel und zur Ausbildung von Reibung in der Scherfuge diese Abhängigkeit von den Eigenschaften der Weichschicht nicht berücksichtigen. Bei der Bemessung von Arbeitsplattformen führen verschiedene (Teil-)Sicherheitskonzepte teilweise zu zusätzlichen Diskrepanzen bei den Berechnungsergebnissen. Speziell die Reduzierung der Scherparameter nach CIRIA SP123 (1996) und TWF 2019:02 führt zu eher konservativen Berechnungsergebnissen. Deshalb wurden die Ergebnisse in den vorgestellten Berechnungen mit charakteristischen Scherfestigkeiten und Einwirkungen durchgeführt, um eine



Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse zu gewährleisten.

Der oft als eher konservativ geltende Ansatz nach BRE (2004) liefert insbesondere in Weichschichten mit geringen Scherfestigkeiten keine ausreichende Standsicherheit, wobei hier die Anwendungsgrenze $c_u \geq 20 \text{ kN/m}^2$ in der Bemessung der Arbeitsplattform beachtet werden.

Primär bei Baugrundsituationen mit geringen Scherfestigkeiten der Weichschicht ist der Einsatz einer Geokunststoffbewehrung im Hinblick auf das Tragverhalten der Arbeitsplattform u.a. hinsichtlich Gebrauchstauglichkeit auch unter variablen Einwirkungen und hinsichtlich Dauerhaftigkeit sehr effektiv. Zusätzlich kann die erforderliche Tragschichthöhe durch die Bewehrung um bis zu 50 % reduziert werden. Die rechnerische Berücksichtigung einer Bewehrung erfordert fortschrittliche Berechnungsmodelle, wenn alle positiven Effekte in ihrer Wirkung zutreffend berücksichtigt werden sollen, woraus sich gegenüber unbewehrten Tragschichten technisch und ökonomisch vorteilhafte Lösungen ergeben.

Literaturverzeichnis

- BRE · Building Research Establishment (2004/2007). *Working platforms for tracked plant: good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground-supported working platforms (BR 470)*. Bracknell: IHS BRE Press
- CIRIA, Jewell, R. A (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Special Publication 123
- DIN EN 16228:2022 (2022). „Geräte für Bohr- und Gründungsarbeiten – Sicherheit“
- DIN 4017:2006-03 (2006). „Baugrund - Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen“
- EBGEO (2010). *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen*. Berlin: Ernst & Sohn
- EFFC/DFI Working Platforms Task Group (2019). *Guide to Working Platforms*
- Eshkevari, S., Abbo, A., Kouretzis, G. (2018). *Bearing capacity of strip footings on sand over clay*. Canadian Geotechnical Journal (56)
- Gildea, P. A., Faust P., Richards T.D. (2021). *Working Platforms for Tracked Piling Plant - Current Worldwide Practice and Guidance for the USA*. Dallas: IFCEE EXPO 2021, 149-156
- Giroud, J.-P. & Noiray, L. (1981). *Geotextile-reinforced unpaved road design*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Nr. 107 (GT9), 1233-1254
- Hinzmann, U. & Siewert, D. (2019). *Verhinderung von Maschinenumstürzen im Spezialtiefbau*. Braunschweig: Pfahl-Symposium 2019. Fachseminar
- 21./22, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, 339-346
- Larisch, M.D., Damen, R., Johnstone, G., Attewell, B. (2021). *Temporary working platforms – technical guidance on New Zealand Good Practice*. New Zealand: NZGS Symposium 2021, Good grounds for the future
- Lees, A. (2019). *The bearing capacity of a granular layer on clay*. ICE Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering (173), 1-24
- Meyerhof, G.G. (1974). *Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay*. Canadian Geotechnical Journal, 11(2), 223-229.
- Moormann, Ch., Worbis, R. Lerner, Th., Henkel, J. (2018). *Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von mobilen Baumaschinen – Feldversuche zur Interaktion zwischen Kettenfahrwerke und Baugrund*. Stuttgart: Vorträge der 35. Baugrundtagung 2018, DGGT, 117-126
- Moormann, Ch. & Schlee, M. (2022). *Ground-supported working platforms for tracked plants and mobile cranes – investigations of interaction effects*. Berlin: DFI-EFFC International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement: Smart Construction for the Future
- Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. (1997). *Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer Overlying Clay*. Soils and Foundations, 37(1), 73-88
- Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. (1998). *Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods*. Soils and Foundations, 38(1), 181-194
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley and Sons
- Trauner, C. (2022). *Umsturzgefährdung beim Einsatz von Erdbaumaschinen; Unfälle durch umgestürzte Radlader und Kompaktmaschinen – Ursachen und Präventionsmaßnahmen*. BG BAU Bauportal (2), 32-34
- Topolnicki, M.; Wäger, J., Schweizer, S., Koller, A. Brzozowski, T., Sołtys, G., (2021). *Field test verification of ground bearing pressure under rig tracks and implications for working platform design*. Ground Engineering 2021, 26-38
- TWf (2019). *Working Platforms – Design of granular working platforms for construction plant - A guide to good practice*. Temporary Works forum, document: TWf2019:02
- Yamaguchi, H. (1963). *Practical formula of bearing value for two layered ground*. Proc. 2nd ARCSMFE (1), 99-105

Sicherung von übersteilen Deponieböschungen – Anforderungen, Planung und Ausführung von KBE unter besonderen Dauerhaftigkeitsanforderungen

Moritz Heine, M Sc., Naue GmbH & Co. KG

Heutzutage ist die Kunststoff-Bewehrte-Erde (KBE) bei Projekten im Bereich der Infrastruktur als Lösung zur Herstellung einer Steilwand eine gängige und vor allem unter den zu berücksichtigenden Aspekten der Wirtschaftlichkeit und Ökologie eine verbreitete Lösung.

Auch im Bereich „Deponiebau und Altlastensanierung“ findet die Herstellung einer KBE zur dauerhaften Sicherung einer Böschung aus unterschiedlichen Gründen viel Anklang. Neben der Sicherung eines nicht ausreichend standsicheren Hangs im Bereich der Altlastensanierung besteht bei der Errichtung von KBE-Systemen im Deponiebau die Möglichkeit unter oft beengten Baugrenzen zusätzliches Deponievolumen zu schaffen bzw. schützenswertes Gut zu sichern.

Die in der Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung – DepV, 2009) gestellten Anforderungen zum Stand der Technik fordern für die eingesetzten technischen Maßnahmen und Systemkomponenten eine Funktionserfüllung von mindestens 100 Jahren. Beim Einsatz von Geokunststoffen wird dieser Nachweis über eine gültige BAM-Zulassung bzw. LAGA-Eignungsbeurteilung erbracht. Diese Anforderungen werden heutzutage nicht nur an die eigentlichen Komponenten des Dichtungssystems, sondern auch an alle Komponenten des Deponiebauwerks gestellt. Somit ergeben sich auch für die in einer entsprechenden Steilwand verwendeten Bewehrungslagen als Teil des Deponiebauwerks besondere Anforderungen hinsichtlich Qualität und Herstellung, um ein nach Bundesanstalt für Materialforschung- und Prüfung geeignetes Bewehrungsprodukt verwenden zu dürfen.

Ziel dieses Vortrages ist die Vorstellung der Thematik am Beispiel abgeschlossener sowie derzeitig laufender Projekte, die das System der Kunststoff-Bewehrten-Erde mit den hohen Anforderungen aus dem Deponiebau hinsichtlich der besonderen Dauerhaftigkeit verbinden.

1 Einleitung

Kunststoff-Bewehrte-Erdkörper (KBE) sind immer dann erforderlich, wenn die geotechnischen Eigenschaften der eingesetzten Böden allein bei entsprechender Neigung keine ausreichende Standsicherheit der Böschung gewährleisten. Der prinzipielle Aufbau eines bewehrten Erdkörpers mit seinen einzelnen Bestandteilen kann der Abbildung 1-1 entnommen werden. Charakterisiert wird der Aufbau durch horizontal verlegte Geogitterbewehrungen in einem verdichteten Füllboden und der Wahl einer bevorzugten Außenhaut. Je nach Durchlässigkeit des eingebauten Füllbodens kann zur Vermeidung von drückendem Wasser auch eine Drainage im Hinterfüllbereich erforderlich werden.

Die Bemessung und Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS, vormals GZ 1) und Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS, vormals GZ 2) eines Kunststoff-Bewehrten Erdkörpers erfolgt grundlegend nach Eurocode 7 [1]

& DIN 1054:2021 [2] im Teilsicherheitskonzept unter Anwendung von DIN 4084:2021 [3] und der mit Verweis in DIN 1054:2021 zitierten EB GEO 2010 [4].

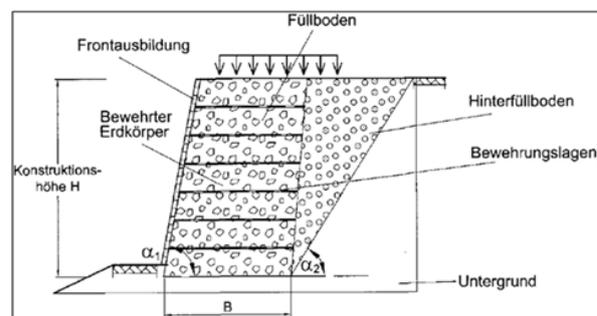


Abbildung 1-1: Prinzip-Skizze einer Kunststoff-Bewehrten-Erde gemäß [4]

2 Sanierung und Sicherung der Altablagerung „Am Knochen“

Die Altablagerung „Am Knochen“ befindet sich nördlich der Gemeinde Raschau an der Talflanke der

Mittweida in Hanglage (siehe Abbildung 2-1) und besteht aus den folgenden beiden Teilhalden:

- Bergbauhalde der SAG Wismut
- Altablagerung einer ehemaligen Deponie



Abbildung 2-1: Altablagerung „Am Knochen“ oberhalb der Gemeinde Raschau

2.1 Standorthistorie

Der Standort ist im Sächsischen Altlastenkataster (SALKA) erfasst und wurde bis ins Jahr 1954 im Zuge des Bergbaubetriebes durch die SAG Wismut mit dem Ziel der Urangewinnung genutzt. Anschließend erfolgte ab den 60er Jahren durch den Kreis Schwarzenberg die Abfallablagerung als Hanganschüttung oberhalb, teilweise aber auch auflagernd auf der Bergbauhalde. Aus diesem Grund erfolgen die Übergänge zwischen dem hauptsächlich im Westen anfallenden Berghaldenmaterial und der Abfallablagerung im nördlichen und nordöstlichen Bereich fließend.

Bei der Abfallablagerung wurden hauptsächlich Haus- und Siedlungsabfälle, Erdaushub und Bauschutt, aber auch Gewerbe- und Industrieabfälle (u. a. Emailierschlämme, Rückstände aus der Altpapierverwertung und Kunstlederherstellung) deponiert. Zudem ist temporär auf der Altablagerung ein Fäkalienabsetzbecken betrieben worden. Die Abfallablagerung ist im Jahr 1990 eingestellt worden, wobei in den beiden darauffolgenden Jahren noch Abschlussarbeiten zur Profilierung mit Erdaushub und Bauschutt stattgefunden haben.

Die Böschungen des gesamten Ablagerungskörpers sind im Rahmen der Genehmigungs- und Entwurfsplanung [5] aufgrund ihrer lokalen Steilheit, der Materialeigenschaften eines Teils der Ablagerungen und Mangels bautechnischer Sicherung als nicht standsicher beurteilt worden. Hinzukommend konnte das anfallende Sickerwasser/Grundwasser in bestehende bergbauliche Hohlräume eintreten und ab diesem Niveau entsprechend der vorhandenen Wegsamkeiten des Grundgebirges in die Vorflut entwässern, sodass hier eine Gefährdung des Grundwassers bestanden hat.

Aus diesem Grund war zur Verbesserung der Emissionssituation eine Sanierung der Abfallablagerung

notwendig, wobei unter Berücksichtigung der Standsicherheitsproblematik ebenfalls die Bergbauhalde mit in die Sanierung einzubeziehen war.

Bei einer Gesamtfläche von ca. 36.000 m² kann die Altablagerung aufgrund ihrer Ablagerungshistorie und des sich aus der Gefahrenbewertung unterschiedlich ergebenden Handlungserfordernis in zwei Sanierungszonen unterteilt werden:

- Sanierungszone 1 (SZ 1) – Altablagerung (Mülldeponie/Fäkalienabsetzbecken) mit ca. 21.100 m²
- Sanierungszone 2 (SZ 2) – Bergbauhalde mit ca. 14.100 m².

Hierbei sind die Grenzen zwischen den beiden Sanierungszonen fließend und wurden anhand der Ablagerungsgeschichte, des Schüttkegels um die Schachanlage aus Altkarten sowie der oberflächlich erkennbaren Müllverbreitung definiert.

Als Zielsetzung der dauerhaften Sanierung der Altablagerung „Am Knochen“ stehen die folgenden Ziele im Vordergrund:

1. Herstellung standsicherer Endböschungen durch Profilierung des Ablagerungskörpers und Stützkörper aus Kunststoff-Bewehrter-Erde im Bereich des Gesamtkörpers
2. Reduzierung des Sickerwasseranfalls durch eine Oberflächenabdichtung im Bereich der Altablagerung/ehem. Deponie bzw. Oberflächenabdeckung im Bereich der Berghalde
3. Unterbindung des Zutritts von Hangsickerwässern durch Errichtung einer Hangdrainage
4. Entwässerung und Fassung von Niederschlagswasser an der Oberfläche bzw. über die Drainagegeschichte der Abdichtung und Ableitung in die „Große Mittweida“
5. Rekultivierung der Altablagerung bzw. ggf. Nachnutzung durch Photovoltaik

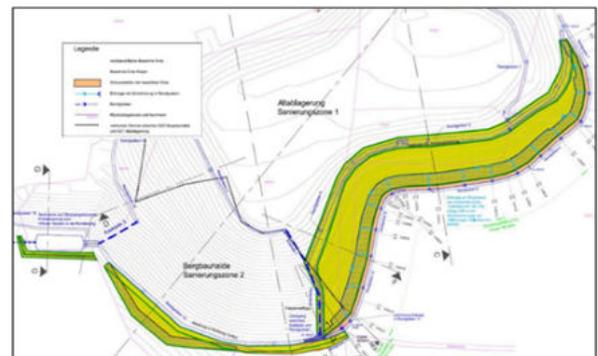


Abbildung 2-2: Bereich der geplanten Kunststoff-Bewehrten-Erde gemäß [5]



Die Zielsetzung des Kapitels 2 fokussiert die gegenwärtig stattfindende Umsetzung des Sanierungsziels 1 mit der Umprofilierung des Ablagerungskörpers und der Herstellung der Kunststoff-Bewehrten-Erde. Der Beitrag soll das grundsätzliche Bauverfahren einer KBE zur Sicherung von steilen Deponieflanken am Beispiel der Altablagerung „Am Knochen“ beschreiben. Dieses Kapitel beschreibt daher nicht vollumfänglich alle Detailaspekte der Standsicherheitsnachweise, Planungs-, Genehmigungs- sowie Ausführungsaspekte und baubetrieblichen Randbedingungen im für das Projekt relevanten Umfang.

2.2 Konstruktionsmerkmale

Für die geplante Umsetzung des Sanierungsziels der dauerhaft standsicheren Böschungen an der Altablagerung „Am Knochen“ sind zur Herstellung der KBE-Konstruktionen horizontal verlegte Geogitter mit einer Zulassungsbescheinigung der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM-Zulassungsbescheinigung) erforderlich gewesen. Das Erfordernis einer BAM-Zulassungsbescheinigung ergab sich hierbei gemäß Anhang 1, Punkt 2.4 der Deponieverordnung [6] unter Verweis auf die Richtlinie für die Zulassung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff (Geogitter) für Deponieoberflächenabdichtungen [7]. Zur Sicherung der Außenhaut war eine Umschlagmethode und Profilierung mit Oberboden vorgesehen. Dabei ist die vorgesehene Böschungsneigung mit im Schnitt ca. 45° geplant worden. Die maximale Gesamthöhe der KBE beträgt dabei bis knapp unter 21 m bzw. insgesamt 62 Lagen horizontal verbauter Geokunststoffbewehrung. Hierbei sind jedoch von den 62 Lagen zur Gewährleistung eines Bodenwiderlagers am Fußpunkt der KBE einige Lagen mit gegengeschüttetem Boden verdeckt. Diese Anschüttung war zur Vermeidung eines Grundbruchs und zur Errichtung eines Wirtschaftsweges erforderlich. Für die geplante Umschlagmethode im Bereich der Außenhaut sind unter Zuhilfenahme temporär platzierter Schalungselemente Abtreppungen zum Erzielen der beabsichtigten Endkontur geplant worden. Die Schalungselemente sind erforderlich, um den verwendeten Füllboden auch im Frontbereich der KBE mit entsprechender Verdichtung einbauen zu können und generieren hierbei den entsprechenden Widerstand. Die bei der Abtreppung entstandenen Zwickel der einzelnen Stufen werden hierbei mit Oberboden verfüllt. Durch einen Einbau auf die Stufen wird ein Abrutschen des abgedeckten Oberbodens verhindert. Der Füllboden außerhalb des Umschlags wird durch die Profilierung mittels Baggerschaufel nach Herstellung einzelner Teilabschnitte angepresst und durch eine Erosionsschutzmatte in Kombination mit einer Verankerung gesichert. Anschließend wird eine Anspritzbegrünung zur schnellen Erzielung einer Vegetation aufgebracht.

Hinsichtlich der Beschaffenheit einer KBE-Aufstandsfläche gilt im Allgemeinen, dass kein zusätzliches Fundament erforderlich ist. Grundlegend wird für einfache KBE-Konstruktionen ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ gefordert, welches den üblichen Planumsanforderungen entspricht, die auch im Straßenbau gängig sind. Die besonderen Geometrien der KBE-Konstruktion (überdurchschnittliche Höhe) in Kombination mit den Untergrundbedingungen (vorhandene Weichböden) des Standortes der Altablagerung „Am Knochen“ haben es bei diesem Projekt erforderlich gemacht, dass als Tragschichtverbesserung zunächst ein Bodenaustausch stattgefunden hat und anschließend mehrere Lagen einer Geogitter Horizontalbewehrung vor Errichtung der eigentlichen KBE-Konstruktion verbaut wurden. Im Bereich des KBE-Fußes sind zudem Tiefendrainagen in Form von geschlitzten Dränleitungen vom Typ TSR PEHD Da 200 SDR 11 verbaut worden.

Generell sind für den im Zuge der Planung von bewehrten Erdkörpern grobkörnige oder gemischtkörnige Böden nach DIN 18196 [8] zu verwenden, soweit keine anderen Anforderungen vorgegeben werden. Der verwendete Füllboden muss mindestens den Anforderungen an die in der Statik gewählten Bodenparameter entsprechen und auf die konstruktive Ausbildung des Drainagesystems abgestimmt sein. Die Eignung des Füllmaterials, auch Schüttmaterial genannt, ist jeweils in Eignungsprüfungen gemäß ZTVE-StB [9] sicherzustellen.

2.3 Bauvorbereitungsmaßnahmen und Bauausführung

Im Rahmen der Ausführungsplanung sind detaillierte Nachweise im Sinne der Tragfähigkeit (ULS) und Gebrauchstauglichkeit (SLS) erbracht worden. Zudem sind die zur Bauausführung erforderlichen Verlegepläne der Kunststoffbewehrung für die einzelnen Lagen der Konstruktion erstellt worden. Im Rahmen eines Probefeldes wurden die zu erwartenden Einbaubeschädigungen an der Geogitterbewehrung sowie die mit der beabsichtigten Bauweise zu erzielenden Verdichtungsgrade des Füllbodens erprobt und festgestellt.

Nach umfangreichen Vorprofilierungsmaßnahmen im Jahr 2021 ist mit Beginn des Jahres 2022 mit der eigentlichen Errichtung der KBE-Konstruktion begonnen worden. Hierbei sind lagenweise PET-Geogitter mit einer charakteristischen Kurzzeit-Zugfestigkeit von 40 bis 80 kN/m verbaut worden.



Abbildung 2-3: Verlegte Geogitter mit über dem Schalungselement nach vorn hängender Rückverankerung und rückseitiger Drainage aus grobem Schotter



Abbildung 2-4: Fertiggestellte Umschlagmethode mit bereits gezogener Hilfsschalung im unteren Bereich und vorhandener Hilfsschalung im oberen Bereich

Der allgemeine Bauablauf bei der Errichtung der KBE-Konstruktion ergab sich wie folgt:

1. Aufstellen der temporären Schalungselemente mit Sicherung gegen Verschieben
2. Auslegen und straff ziehen der gemäß Statik erforderlichen Geogitterbewehrung und erforderlicher Einbindelänge zuzüglich der Länge für den Umschlag und die Rückverankerung. Diese Länge wird über das Schalungselement geführt.
3. Einbringen der Bodenschüttung in mehreren Lagen entsprechend der geplanten Bodenschichtenanzahl bezogen auf den jeweiligen Lagenabstand der Geogitterbewehrung. Hierbei sind mehrere Lagen mit maximal 0,3 m Schichtdicke empfohlen, sodass eine über die gesamte Schichtdicke konstante Verdichtung erreicht wird.
4. Rückziehen der berücksichtigten Verankerungslänge und straffziehen.
5. Wiederholen der Schritte 1 bis 4 in der nächsten Lage mit späterem Ziehen der Schalungselemente in den unteren, bereits fertiggestellten Lagen, sodass

diese mit ausreichend Bodenüberdeckung überlagert sind und die Schalungselemente schadensfrei für das Geogitter und ohne das Hervorrufen von Verschiebungen gezogen werden können.

6. Aufbringung eines Oberbodens mit anschließender Installation einer Erosionsschutzmatte und Anspritzbegrünung.



Abbildung 2-5: Aufbringung des Oberbodens und der Erosionsschutzmatte

Im gesamten Bauprozess ist rückseitig an der KBE-Konstruktion nach Aufbringung eines 400 g/m^2 GRK 3 Trenn- und Filtervliesstoffs ein Drainageschotter der Körnung 32-56 mm zur bauzeitlichen Entwässerung des KBE-Füllmaterials mit entsprechender Sickerwasserfassung am Fuße des KBE-Körpers errichtet worden. Im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 sind zur Verformungsbeobachtung an der Außenhaut der KBE in regelmäßigen Abständen zur fotooptischen Vermessung Reflektoren angebracht worden (siehe *Abbildung 2-6*)

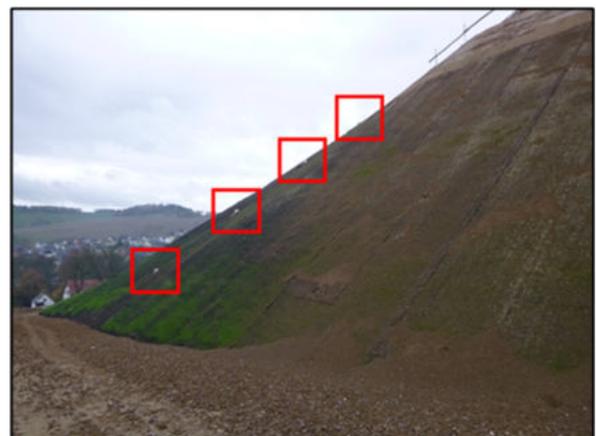


Abbildung 2-6: Gruppe installierter Reflektoren nach Einbau mit bereits begrünender Böschung



2.4 Ausblick

Gegenwärtig (Stand Mai 2023) wird die Fertigstellung der eigentlichen KBE-Konstruktion erzielt. Im Rahmen der weiteren Sanierungsziele sind an der Oberkante der KBE die Errichtung eines ca. 3,0 m breiten Wirtschaftsweges mit Absturzsicherung und der Bau einer deponieseitigen Entwässerungsmulde geplant. Beide Bauteile sind nach unten mit einer Kunststoffdichtungsbahn zu sichern, sodass ein künftiger Eintrag von Niederschlagswasser in den KBE- und Deponiekörper verhindert wird. Nach Abschluss dieser Teilbaumaßnahme wird die Profilierung und Rekultivierung der Altlast angestrebt.



Abbildung 2-7: Bauzustand der KBE (ca. Ende 2022)

3 Bau einer KBE mittels Gabionenwand an der Deponie Hannover

Die Deponie Hannover wird durch den Zweckverband Abfallwirtschaft Region Hannover (aha) betrieben und befindet sich im hannoverschen Stadtteil Lahe. Im Jahre 1937 ist der Standort von der Stadt Hannover als Zentraldeponie Altwarmbüchener Moor angelegt worden.



Abbildung 3-1: BA 1 der Deponie Hannover

3.1 Anlass

Im Zuge der Errichtung einer Oberflächenabdichtung im 1. Bauabschnitt in den Jahren 2011 und 2012 mussten großflächig übersteilte Hänge auf eine maximale Neigung von 1:2,7 abgeflacht und hierzu ca. 660.000 m³ Boden umprofiliert werden. Direkt angrenzend an den nördlichen Böschungsfuß der Altdeponie befindet sich ein schützenswerter Binsenschneidenbestand. Um durch die erforderliche Abflachung der Böschung eine bauwerksseitige Flächenausdehnung und somit einen Eingriff in das Biotop zu vermeiden, wurde auf 200 m Länge auf die Vorschüttung verzichtet [10]. Stattdessen wurde über die genannte Länge ein Stützbauwerk als System Kunststoff-Bewehrte-Erde mit vorgesetzter Gabionenwand ausgeführt (siehe Abbildung 3-2).



Abbildung 3-2: Potenzieller Verlauf der Regelböschung und Lösung aus vorgesetztem Stützbauwerk mittels KBE

3.2 Konstruktionsmerkmale

Für die KBE-Konstruktion sind Gabionen mit einer Höhe von 0,5 m verwendet worden. Die KBE-Konstruktion wird hierbei hinter der Gabionenwand durch den lagenweisen Einbau von mineralischem Material und horizontalen Geogitterlagen entsprechend statischen Erfordernissen hergestellt (siehe Abbildung 3-3).

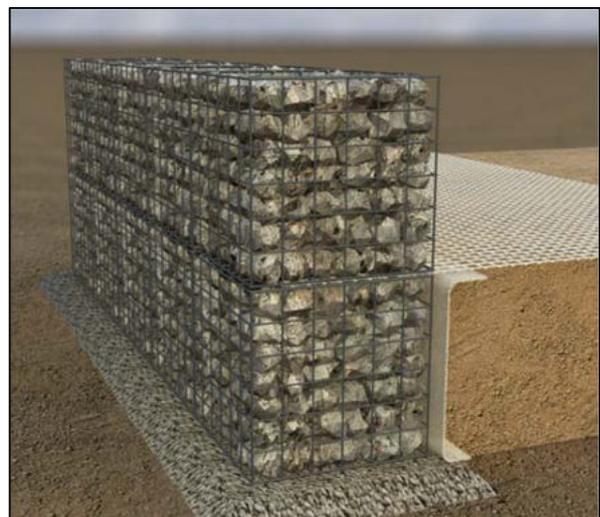


Abbildung 3-3: Prinzipieller Aufbau der KBE-Konstruktion mit Außenhaut aus Gabionen

Die Geokunststoffbewehrung besteht aus Bewehrungslagen mit einer Kurzzeit-Zugfestigkeit von 400 kN/m in Kombination mit einer BAM-Zulassung. Die statisch erforderlichen Einbindelängen der Geogitterbewehrung betragen hierbei zwischen 3,0 und 8,5 m. Der Lagenabstand der Geogitter beträgt hierbei 0,50 m entsprechend der Höhe der Gabionenkörbe. Der Anschluss der Außenhaut an die Bewehrungselemente wird durch die Platzierung des Geogitters zwischen zwei Gabionenkörben in Kombination mit einer reibungsverbessernden Schicht erzielt. Hierdurch entsteht ein kraftschlüssiger Anschluss der Außenhaut an das KBE-System. Im Bereich der Sichtflächen wurden Steine 100/300 mm und als Verfüllung Schotter 0/56 mm eingesetzt.

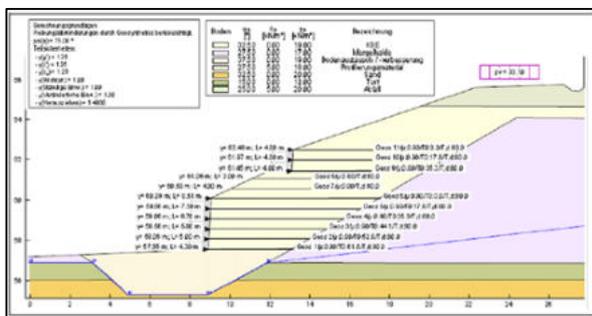


Abbildung 3-4: Berechnungsgrundlagen und Anordnung der Geogitterbewehrung aus [10]

Die Gesamthöhe des Systems beträgt 9,50 m, wobei die Wand in zwei Segmente mit je einer Zwischenböschung aufgeteilt wurde. Die Zwischenböschungen weisen eine Neigung von 1:2 (untere Böschung) bzw. 1:2,5 (obere Böschung) auf. Die Gabionenwände selbst sind um 3,5° gegenüber der Vertikalen geneigt.



Abbildung 3-5: Fertiggestellte Gabionenwand

Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 1997-1: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
- [2] DIN 1054, Ausgabe: 2021-04 Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- [3] DIN 4084, Ausgabe: 2021-11 Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen
- [4] EBGeo – Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2010
- [5] Sanierung Altablagerung „Am Knochen“ in Raschau (AKZ 91 100 240) – Entwurfs- und Genehmigungsplanung, G.E.O.S. Ingenieurgesellschaft mbH, Januar 2013 bis Juni 2018
- [6] Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung – DepV, 27. April 2009, zuletzt geändert durch Artikel 3 der Verordnung vom 09. Juli 2021
- [7] Richtlinie für die Zulassung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff (Geogitter) für Deponieoberflächenabdichtungen, herausgegeben vom Fachbereich 4.3 „Schadstofftransfer und Umwelttechnologien“ - 4. Auflage, November 2018
- [8] DIN 18196, Ausgabe 2011-05 Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- [9] ZTV E-StB 17 - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau
- [10] Dr. Beate Vielhaber, Nora Weiß, Dieter Nolle: Besonderheiten beim Bau der Oberflächenabdichtung der Deponie Hannover Lahe; 29. Fachtagung Die sichere Deponie - Sicherung von Deponien und Altlasten mit Kunststoffen (2013)



Biologisch abbaubare Geokunststoffe - Neue Anwendungsbeispiele und Erfahrungen

Dr.-Ing. Helge Hoyme, NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp
Dr.-Ing. Lars Vollmert, NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp
Henning Ehrenberg, NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp

Dieser Beitrag schließt an den Beitrag aus 2021 „Biologisch abbaubare Geokunststoffe – Mögliche Anwendungen und technische Hintergründe“ an. Es werden neue Anwendungsbeispiele und neue Erkenntnisse zu biologisch abbaubaren Geokunststoffen im Umweltverhalten vorgestellt.

1 Einleitung

Geokunststoffe finden bereits seit Jahrzehnten Anwendung in den unterschiedlichsten Bereichen der Bauindustrie. In manchen Anwendungsgebieten ergänzen sie herkömmliche Bauweisen, in anderen ersetzen sie diese und generieren Vorteile für den Bauherrn, den Planer oder auch für die Ökologie.

Insbesondere wenn es darum geht den ökologischen Fußabdruck, z.B. gemessen an der Emission von CO₂, zu bewerten, hat eine Bauweise mit Nutzung von Geokunststoffen gegenüber klassischen Bauweisen ohne Nutzung von Geokunststoffen, bei denen zumeist große Mengen mineralischer Baustoffe bewegt werden müssen, oft große ökonomische und ökologische Vorteile.

Auf der anderen Seite sind jedoch auch Bedenken gegen den Einsatz von Kunststoffen in der Bauindustrie in der Tendenz zunehmend und zu berücksichtigen. Deshalb sollte bereits bei der Planung berücksichtigt werden, dass Geokunststoffe nach ihrem Einsatz vollständig rückbaubar und verwertbar sind. Ihr Einsatz ist bereits heute oft so ausgelegt, dass durch die vollständige Umschließung mit mineralischen Baustoffen kein Abrieb oder auf andere Art bedingter unbeabsichtigter Eintritt von Kunststoff in die Umwelt bis zum Ende der gewünschten Lebensdauer auftreten kann.

Es gibt jedoch auch Einsatzzwecke bei denen der Geokunststoff in direktem Kontakt mit Umwelteinflüssen steht, wie z.B. bei Deckwerken an Gewässern, Küstenschutzmaßnahmen oder im Bereich des Kolk-schutzes. Produkte, die für diese Einsatzzwecke entwickelt wurden, haben eine vorab definierte Lebensdauer zu erreichen. In dieser Zeit soll so wenig wie möglich, oder im Idealfall kein Kunststoff, als Abrieb oder sonstiger Verlust in die Umwelt gelangen. Da

dies jedoch nicht mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit in allen Fällen vermieden werden kann, ist in manchen Anwendungen und Märkten eine steigende Tendenz zum Rückgriff auf alternative und somit oft auf herkömmliche Bauweisen durch Behörden oder private Auftraggeber zu verzeichnen. Bei dieser vergleichenden Bewertung ist es erforderlich, dass alle Einflussgrößen aus allen Phasen der Erstellung eines Bauwerkes betrachtet werden und nicht nur singulär Schwerpunkte gesetzt werden.

Eine andere mögliche Alternative ist es, Geokunststoffe aus biologisch abbaubaren Rohstoffen zu designen, welche sich nach Ihrer geplanten Zeit der Nutzung biologisch abbauen. Weitere Anwendungen können einen Abbauvorgang über die Zeit erfordern, zum Beispiel Produkte für den Erosionsschutz. Den biologisch abbaubaren Produkten gemein ist eine Eigenschaft, dass auch ein ungewollter Eintritt in die Umwelt, zum Beispiel aus Abrieb oder Beschädigung, zu keinerlei Schädigungen an Flora und Fauna führt. Trotzdem sollen sie die für den jeweiligen Anwendungsfall notwendige Lebensdauer erreichen und während dieser Zeit ihre jeweilige Funktion erfüllen können.

2 Potentielle Einsatzgebiete

Die neue und vielfältige Produktgruppe GreenLine aus Vliesstoffen, Erosionsschutzprodukten und mineralischen Abdichtungsbahnen ermöglicht die Übernahme sehr unterschiedlicher Aufgaben, von denen einige hier exemplarisch aufgeführt sind:

- Trennen und Filtern von Böden an Ufern und beim Gewässerbau
- Stabilisierung und Abdichtung von Gewässersohlen
- Trennen von hochwertigem Schotter und feinkörnigem Untergrund, zum Beispiel unter Baustraßen

- Erosionsschutz, zum Beispiel bei Baugruben, Wegen und Straßenböschungen
- Snowfarming und Gletscherschutz

In Pilotprojekten konnten erste vielversprechende und positive Erfahrungen mit dieser Produktgruppe gesammelt werden.

3 Mulden, Gewässersohlen und Uferbereiche

Die morphologische Stabilität von Böschungen, Gewässern und Ufern wird ganz wesentlich über die Durchlässigkeit und Lagestabilität der Kornfraktionen in den Grenzschichten gesteuert. Um die Funktion der Vorflut übernehmen zu können und erosionsstabil zu sein, muss bei Mulden, Gerinnen und Gewässern die Versickerung begrenzt, wenn nicht ganz verhindert werden. Mineralische Abdichtungen „von

der Rolle“, sogenannte Bentonitmatten, sind als flexible, dehnfähige, dünnlagige und erosionsstabile Abdichtungsbahnen optimal geeignet.

Soll die Gewässersohle grundsätzlich veränderlich bleiben, sich also in Grenzen morphologisch verändern dürfen, sollten die textilen Komponenten dieser Abdichtungsbahnen biologisch abbaubar sein, damit sie im Falle der langfristigen Veränderungen keine Fremd- und Störstoffe bilden.

Pilotprojekte an morphologisch veränderlichen Ufern und als Abdichtung in Mulden zeigen, dass die neue Produktgruppe hier richtungsweisende Lösungen ermöglicht. Ökologische Durchgängigkeit und die Unterstützung der nachhaltigen Bauwerksstabilität finden mit diesen Produkten eine neue Einvernehmlichkeit.



Abbildung 3-1: Einbau einer geosynthetischen Tondichtungsbahn (Bentonitmatte) mit biologisch abbaubaren Träger- und Decklagen (Vliesstoff- bzw. Gewebekomponenten) am Flussufer der Etsch in Südtirol



Abbildung 3-2: Einbau einer geosynthetischen Tondichtungsbahn (Bentonitmatte) mit biologisch abbaubaren Träger- und Deckschichten (Vliesstoff- bzw. Gewebekomponenten) als Abdichtung eines Gebirgsbachlaufs in Tirol

4 Temporäre Baustraßen und Wegebau

Als eine der wichtigsten Anwendungen gilt die Stabilisierung von temporären Wegen und Baustraßen. Eine Vermischung des Schotters mit dem oft feinkörnigen Untergrund wird durch den Einsatz eines biologisch abbaubaren Vliesstoffs vermieden und die Bodenstruktur geschont. Das spart Material, somit auch Kosten, und erleichtert den Rückbau. Im Gegensatz dazu muss bei einem Einsatz eines kunststoffbasierten Geotextils beim Einbau, Betrieb und vor allem beim Rückbau darauf geachtet werden, dass keine Rückstände des Produktes in der Umwelt verbleiben. Auf diese Rücksichtnahme kann bei Einsatz eines biologisch abbaubaren Produktes verzichtet werden und es fallen keine Entsorgungskosten an, wenn sich das Produkt nach der geplanten Einsatzzeit in Biomasse, Wasser und CO₂ umgewandelt hat. Reststoffe können kompostiert werden oder auch nur mit Erde abgedeckt werden, sie werden sich im Laufe der Zeit abbauen.

Insbesondere in der Bauphase und zu Beginn der Nutzungsphase ist es wichtig, dass das Produkt die notwendigen mechanischen Eigenschaften erfüllt. Nach der Setzungs- und Konsolidierungsphase des Bauwerks hat sich das System durch die Nutzung soweit gesetzt und konsolidiert, dass, wenn überhaupt, nur noch eine vernachlässigbare Durchmischung der unterschiedlichen mineralischen Schichten stattfinden kann. Das biologisch abbaubare Produkt muss nicht länger in seinem Ursprungszustand vorhanden sein, damit das Bauwerk seine Funktion erfüllen kann.

Die Erfüllung der technischen Eigenschaften wird durch die Einteilung des Vliesstoffs in GRK-Klassen gewährleistet. Da die biologisch abbaubaren Vliesstoffe der Secutex® Green Familie aus industriell produzierten Fasern mit den immer gleichen Eigenschaften hergestellt werden, können die Vliesstoffe auch in die geotextilen Robustheitsklassen (GRK) eingeteilt werden.

4.1 Projektbeispiel aus Großbritannien

Das bei Touristen beliebte Delta der Flüsse Taw und Torridge mit seinen ausgedehnten Sandstränden und Salzwiesen in Northam Burrows (Großbritannien) ist besonders für seine Vogelwelt bekannt. Es ist als Gebiet von besonderem wissenschaftlichem Interesse sowie als Gebiet von außergewöhnlicher natürlicher Schönheit ausgewiesen.

Das ursprünglich 1985 errichtete Besucherzentrum sollte umfassend renoviert werden. Damit einher gingen der Umbau und die Erhöhung der 400 Meter langen Zufahrtsstraße, die regelmäßig von den Gezeiten überflutet wurde. Um die Vielfalt der Flora und Fauna zu fördern und zu verhindern, dass bei Überflutungen und Teilerstörungen Baustoffe in die Umwelt gelangen, wurde durch das Planungsbüro ein biologisch abbaubares Trenn- und Filtergeotextil spezifiziert. Für den befestigten Bereich entschied sich das Planungsbüro für drei separate Lagen Secutex® Green 30G1 GRK 2.

Die Verlegung der ersten Lage erfolgte direkt auf dem vorbereiteten Untergrund. Dann wurde eine 450 mm dicke Schicht aus mineralischem Material (0/40) mit einer zweiten Lage des Vliesstoffs überbaut, gefolgt von einer 150 mm dicken Deckschicht aus etwas feinerem mineralischen Material (0/32). Die letzte Lage Secutex® Green wurde dann vor dem Einbau einer 20 mm dicken Schicht aus Brechsand verlegt, um die Verlegung eines durchlässigen Pflastersystems vorzubereiten, das mit vor Ort ausgehobenem Material verfüllt und der Selbstbegrünung überlassen wurde. Die seitliche Böschung wurde analog gestaltet. Mit nur 300 g/m² und einer Dicke

von 3 mm ist Secutex® Green 30G1 GRK 2 ein leichtes Material, das vor den Arbeiten einfach ausgerollt werden kann. Mit einer Belastbarkeit von über 1.000 N Stempeldurchdruckwiderstand ist es jedoch robust genug, um unter den hier relevanten Randbedingungen mit leichtem Verdichtungsgerät standzuhalten. Mit dem offenporigen Gesamtsystem wurde die Verwendung von Asphalt minimiert und der Oberflächenwasserabfluss verbessert.



Abbildung 4-1: Einbau eines biologisch abbaubaren Trenn- und Filtervliesstoffs in einem Naturreservat in Devon, UK.



Abbildung 4-2: Fertiggestellte Straße mit biologisch abbaubaren Trenn- und Filtervliesstoffen

5 Erosionsschutz

Erosionsschutzsysteme schützen naturnahe Gräben und Hänge vor weiterer Erosion. Für ein begrüntes und nachhaltiges Schutzsystem ist es notwendig, Hänge an Land, in der Wasserwechselzone und unter Wasser vor Bodenerosion in der obersten Bodenschicht zu schützen. Dies erfordert umweltfreundliche Lösungen, die in der blauen/grünen Zone eingesetzt werden. Diese Produkte können auch Lebensraum für Tiere bieten, und die Gebiete, in denen sie eingesetzt werden, weisen oft eine hohe Artenvielfalt an Pflanzenstrukturen auf. Steigende Anforderungen und naturnahe Lösungen für ein widerstandsfähiges System führen zu grünen Lösungen, die in der Lage sind, Wasserabfluss und Überschwemmungen zu widerstehen und gleichzeitig die Versickerung von Oberflächenwasser in Grundwasserleiter zu unterstützen.

Neben den traditionellen Erosionsschutzprodukten werden auch neue innovative Produkte entwickelt. Vollständig biobasierte Produkte mit geosynthetischen Eigenschaften und Strukturen sind die neuesten Entwicklungen in der Geokunststoffbranche. Dieser innovative neue Produkttyp trägt aufgrund seiner natürlichen Rohstoffe zu noch nachhaltigeren Lösungen im Bereich der temporären geosynthetischen Anwendungen bei.



Abbildung 5-1: Kokosmatte im Erosionsschutz

6 Snowfarming und Gletscherschutz

Das Monitoring von Gletschern findet heutzutage und teilweise schon seit vielen Jahrzehnten weltweit statt. Zum Beispiel werden seit über 100 Jahren die Schweizer Gletscher beobachtet, neue topographische Karten erstellt, Luftbilder angefertigt und auf den Gletschern Messungen durchgeführt. Das Schmelzwasser der Gletscher bestimmt maßgeblich die Energiegewinnung mit Wasserkraftwerken in Bergregionen wie der Schweiz und versorgen die



Menschen mit Trinkwasser. Schmelzende Gletscher verändern das Landschaftsbild und können der Tourismusbranche und der Landwirtschaft schaden. Weltweit könnte zusätzlich der Meeresspiegel allein durch schmelzende Gebirgsgletscher um bis zu einem halben Meter ansteigen. Das Gleichgewicht zwischen Niederschlägen, Neueisbildung und Gewinnung von Trinkwasser aus den Speichern der Gletscher wird gestört und eine konstante Versorgung der Bevölkerung mit Trinkwasser kann langfristig in Frage gestellt sein.

Diese Prozesse sind in großen Zeitmaßstäben gesehen unaufhaltsam, kurzfristige Maßnahmen wie das Abdecken von Gletscherflächen helfen hier nur temporär und können auch nachteilige Nebenwirkungen haben. Vliesstoffe die zum Abdecken von Eis- oder Schneeflächen genutzt werden frieren an den Flächen an. So können Fasern aus Kunststoff in den sensiblen Bergregionen zurückbleiben und einen negativen Einfluss auf die Flora und Fauna haben. Die Fasern fließen teilweise mit dem Schmelzwasser in die Gebirgsbäche und weiter in die Flüsse. Ein Einsatz mit biologisch abbaubaren Vliesstoffen eliminiert diese Gefahr. Die aus natürlichen Rohstoffen gefertigten Vliesstoffe sind darüber hinaus UV-stabil, im Gegensatz zu petrobasierten Produkten wie Polypropylen oder Polyester. Durch die weiße Oberfläche der Produkte werden gleiche Reflexionswerte von Sonnenlicht und Energie wie bei den petrobasierten Vliesstoffen erreicht.



Abbildung 6-1: Testfeld Naue GlacierProtect



Abbildung 6-2: Nach einer Einsatzzeit von drei Monaten von Naue GlacierProtect ist die ungeschützte Eisfläche um ca. 3 m in der Höhe abgeschmolzen

7 Zusammenfassung

Für bestimmte Einsatzzwecke können heute auch biologisch abbaubare Produkte im Bereich der Geotechnik zum Einsatz kommen. Im Bereich des Erosionsschutzes ist dies schon Jahrzehnte der Fall. Im Bereich des Filterns, Trennens und Stabilisierens ist dies mit dem in GRK-Klassen einteilbaren Vliesstoff Secutex® Green nun auch für z. B. temporäre Einsätze oder in morphologisch veränderlichen Streckenabschnitten im Wegebau möglich. Aber auch in Anwendungen im Bereich des Garten- und Landschaftsbaus oder des Wasserbaus, wo eine Funktion nur so lange benötigt wird, bis Pflanzenwurzeln diese übernehmen, ist eine Verwendung sinnvoll. Der Einsatz von Naue GlacierProtect ermöglicht den Schutz als Abdeckung von Schneeflächen mit biologisch abbaubaren Schutzvliesstoffen. Die vorgestellten Projekte verdeutlichen exemplarisch den Entscheidungsweg. Die Abwägung muss in jedem Fall projektspezifisch erfolgen. Eine große Bandbreite an Produktvarianten erlaubt zukünftig die projektspezifische Anpassung an die geforderten Eigenschaften.

Literaturverzeichnis

Egloffstein, T. (2009): *Bauverfahren mit mineralischen Baustoffen und Bindemitteln im ökologischen Veraleich mit dem Einsatz von Geokunststoffen*. 6.



Geokunststoff-Kolloquium der NAUE GmbH & Co. KG

Frischknecht, R., Büsser-Knöpfel, S., Itten, R., Stucki M., Wallbaum H., (2013): *Comparative Life Cycle Assessment of Geosynthetics versus Conventional filter layer*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

Frischknecht, R., Büsser-Knöpfel, S., Itten, R., Stucki, M., Wallbaum, H., (2013): *Comparative Life Cycle Assessment of Geosynthetics versus Concrete Retaining Wall*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

Hoyme, H., Pries, J. K.: *Uferdeckwerke im Spannungsfeld von Technik und Zeitgeist (Teil 1 – 3)*. In: IWSV – Magazin Verbandszeitschrift des Ingenieurverbandes Wasser- und Schifffahrtsverwaltung e. V., Heft 3 und 4 (2021), Heft 1 (2022), ISSN 1614-2144

Hoyme, H., Su, J. H., Kono, J. & Wallbaum, H. (2019): *Nonwoven geotextile scour protection at offshore wind parks, application and life cycle assessment*. Proceedings and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, p. 315-321

Naue GmbH & Co KG: *Produktvorstellung Secutex® Green*, naue.com/de/produkte/geotextilien/secutex-green/ [Zugriff am: 09.05.2023]

Prambauer, M., Wendeler, C., Weitzenböck, J., Burgstaller, C., (2019): *Biodegradable geotextiles – An overview of existing and potential materials*. Geotextiles and Geomembranes 47, p. 48-59



Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Funktionsdauer von biologisch abbaubaren Geobaustoffen

Dr.-Ing. S. Cantré, Prof. Dr.-Ing. F. Saathoff, Universität Rostock

Die Produktpalette an biologisch abbaubaren Geotextilien und Erosionsschutzprodukten wird immer breiter, die Anwendungsgebiete dieser Materialien immer vielfältiger. Im Unterschied zur Beständigkeit klassischer Geokunststoffe ist bei den abbaubaren Produkten die Kenntnis der Funktionsdauer für die Auswahl und Dimensionierung erforderlich, die jedoch wesentlich von den Umgebungsbedingungen wie z.B. der biologischen und chemischen Eigenschaften der angrenzenden Medien (Boden, Wasser) und dem Klima abhängig ist. Dabei soll unter Funktionsdauer die Zeit verstanden werden, über die das Produkt eine vorgesehene Funktion erfüllt, im Unterschied zur Lebensdauer des Produktes, die sowohl länger als auch in bestimmten Fällen kürzer als die Funktionsdauer sein kann (Festigkeitsverlust, vollständiger Abbau). In zwei aufeinander aufbauenden Versuchsprogrammen wurde an der Universität Rostock untersucht, inwiefern Erdingravingsversuche zur Bestimmung der Funktionsdauer nutzbar sind. Dabei sind verschiedene Schwierigkeiten aufgetreten, die in diesem Beitrag vorgestellt werden. Dies soll als Diskussionsgrundlage dienen, um das Thema der Bestimmung der Funktionsdauer voranzubringen.

1 Einleitung

Biologisch abbaubare Geobaustoffe sind insbesondere dort gefragt, wo deren Funktion nur für begrenzte Zeit erforderlich ist. Dies kann temporäre Projekte betreffen, wie z.B. eine zeitweise Bedeckung von Boden auf Baustellen, einer Baustraße mit geotextiler Trennlage oder die temporäre Hochwassersicherung. Klassisch werden biologisch abbaubare, häufig aus organischen Fasern hergestellte Produkte als technische Komponente im Erosionsschutz eingesetzt, wo diese so lange wirken müssen, bis die Vegetation dauerhaft die Funktion übernimmt. Immer dann, wenn Produkte nach vergleichsweise kurzer Einsatzzeit wieder ausgebaut werden sollen oder dann, wenn diese nicht mehr mit verträglichem Aufwand rückgebaut werden können, sind biologisch abbaubare Produkte vorteilhaft.

Für die biologische Abbaubarkeit von Materialien gibt es etablierte Nachweise, wogegen die Prüfung der Lebensdauer bislang nicht festgelegt ist. Die mikrobielle Beständigkeit von Geokunststoffen wird nach DIN EN 12225 im Erdingravingsversuch nachgewiesen. Mangels bekannter Alternativen werden Erdingravingsversuche häufig auch zur Ableitung der Lebens- oder Funktionsdauer von biologisch abbaubaren Geobaustoffen eingesetzt, was unter anderem aufgrund der folgenden Aspekte schwierig ist:

Die mikrobielle Bodenaktivität im Erdingravingsversuch ist nicht (konstant) einstellbar. Nach DIN EN 12225 ist zwar die Mindestaktivität mit dem Baumwollstreifen-Versuch abzuschätzen, für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse von abbaubaren Pro-

dukten wäre jedoch eine vergleichbare Bodenaktivität über die gesamte Zeit erforderlich. Dies ist derzeit nicht mit verträglichem Aufwand überprüfbar.

Die Variabilität der Eigenschaften der zu prüfenden Produkte (nach DIN EN 12225 die Zugfestigkeit) ist insbesondere bei vielen naturfaserbasierten Produkten häufig hoch, was die Vergleichbarkeit der Ergebnisse erheblich einschränkt. Es ist dadurch nicht sicher zu bestimmen, ab wann die Zugfestigkeit eines Produktes tatsächlich abnimmt, da die Anfangszugfestigkeit der einzelnen Probe zu Beginn nicht geprüft werden kann, ohne diese zu zerstören.

Schließlich ist fraglich, welcher Parameter zur Ermittlung der Funktionsdauer für die jeweilige Funktion herangezogen werden soll. Bei der Prüfung der Dauerhaftigkeit ist die Zugfestigkeit ein geeigneter Parameter. Nimmt diese nicht signifikant ab, kann von einer beständigen Probe ausgegangen werden. Insbesondere bei Erosionsschutzprodukten ist jedoch eine höhere Zugfestigkeit ggf. nur für den Einbau erforderlich, zur Erfüllung der Funktion „Schutz gegen Oberflächenerosion aus Regen“ dagegen nicht in jedem Fall. Für den Fall „Schutz gegen Oberflächenerosion bei flächigem oder konzentriertem Abfluss“ könnte wiederum über einen längeren Zeitraum eine höhere Zugfestigkeit erforderlich sein. Folglich kann aus der Prüfung der Zugfestigkeit nicht unmittelbar auf die Funktionsdauer des Produktes geschlossen werden. Aus einer größeren Versuchsreihe zur Prüfung von vier verschiedenen naturfaserbasierten Erosionsschutzprodukten im geotechnischen Labor der Universität Rostock werden Ergebnisse präsentiert, welche die Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Funktionsdauer untermauern.

2 Grundlagen

2.1 Funktionsdauer von biologisch abbaubaren Geobaustoffen

Biologisch abbaubare Geobaustoffe müssen je nach Einsatzort und Einsatzzweck ihre relevante(n) Funktion(en) für eine bestimmte Zeit bzw. einen Mindestzeitraum sicher erfüllen können. Beispiele dafür sind die Filterstabilität von biologisch abbaubaren Geotextilien im Wasserbau (Fleischer et al. 2022), die Bewehrungs- und Trennwirkung bei biologisch abbaubaren Geotextilien bei der Herstellung von Baustraßen, die Verpackungsfunktion geotextiler Schläuche und Container für temporäre Anwendungen und die Gewährleistung des Erosionsschutzes von biologisch abbaubaren Erosionsschutzprodukten. Die jeweilige(n) Funktion(en) müssen dann für eine vorher festgelegte Zeit erfüllt werden. Im Fall von geotextilen Schlauchentwässerungsprojekten sind das häufig wenige Wochen, im Fall von Erosionsschutzprodukten kann es dagegen erforderlich sein, dass die Funktion mehrere Jahre erfüllt werden muss, bis die Vegetation den Erosionsschutz vollständig übernimmt (z.B. bestimmte Magerstandorte, Rohbodenbegrünung; vgl. M AEBEL Entwurf 2023). Die Zeit, innerhalb derer die dem Produkt zugeschriebene Funktion erfüllt werden muss, wird in Folge als Funktionsdauer bezeichnet. Diese kann von der Lebensdauer eines Produktes abweichen, weshalb in M AEBEL (2023) dafür ein eigener Begriff eingeführt wurde. Die Lebensdauer (Beständigkeit) von Geokunststoffen wird in der Regel bezüglich der Zugfestigkeit geprüft. Bei abbaubaren Produkten kann es allerdings vorkommen, dass das Produkt zwar kaum mehr Zugfestigkeit aufweist, die gewünschte Funktion (z.B. Erosionsschutzfunktion durch Bedeckung des Bodens) aber noch vorhanden ist. Andererseits kommt es bei Produkten, die aus verschiedenen Materialien bestehen (z.B. stabilisierendes Netz und Faserfüllung) vor, dass die Zugfestigkeit nahezu gleich bleibt, die Funktion (z.B. Erosionsschutz) aufgrund der bereits abgebauten Produktteile (z.B. Naturfasern) jedoch nicht mehr erfüllt wird.

Für die Auswahl geeigneter biologisch abbaubarer Produkte und ebenso für deren Bemessung (z.B. Filter, Bewehrung) ist die Funktionsdauer folglich ein Parameter von erheblicher Relevanz. Bislang kann die Funktionsdauer jedoch insbesondere im Laborversuch nicht verlässlich und reproduzierbar ermittelt werden.

2.2 Erdeingravingsversuche

Der Erdeingravingsversuch nach DIN EN 12225 (2020) dient der Bestimmung der mikrobiellen Beständigkeit von Geokunststoffen. Dazu wird eine vor-

gegebene Prüferde unter definierten bodenklimatischen Bedingungen (Temperatur, Feuchte) „mikrobiell aktiviert“ und das zu prüfende Produkt unter konstanten klimatischen Bedingungen und unter Verhinderung der Austrocknung (hohe Luftfeuchte) über 3 bzw. 6 Monate im Prüfboden eingebaut. Der Prüfparameter ist die Zugfestigkeit. Wird kein erheblicher Rückgang der Zugfestigkeit festgestellt, gilt das Produkt als beständig gegen mikrobiellen Angriff. Die „mikrobielle Aktivität“ der Prüferde wird vor dem Einbau der Produkte durch Baumwollgewebestreifen festgestellt. Dabei wird nur geprüft, ob der Boden „aktiv“ ist (schneller Abbau der Gewebestreifen), nicht wie aktiv er ist. Zudem wird nicht geprüft, ob die Aktivität über den Prüfzeitraum tatsächlich erhalten bleibt. Die Reproduzierbarkeit der Versuche ist daher eher gering.

Einen etwas anderen Weg geht die DIN EN ISO 11721-1 (2021). Hierbei werden nach Vorbereitung der Prüferde (ähnlich DIN EN 12225) zwei Produkte miteinander verglichen, um die Wirksamkeit von verrottungshemmenden Beschichtungen auf die Beständigkeit von Textilien gegen Mikroorganismen zu untersuchen. In der Regel wird ein Textil mit und eines ohne Beschichtung gleichzeitig geprüft. Dabei kann unmittelbar die Wirkung der Beschichtung für ein Produkt unter den definierten Laborbedingungen bestimmt werden. Die Reproduzierbarkeit ist gleichermaßen eingeschränkt, der direkte Vergleich ist jedoch aussagekräftiger als die Bestimmung der „Aktivität“ zu Beginn durch ein völlig anderes Produkt (Baumwollgewebe).

2.3 Bestimmung der biologischen Abbaubarkeit von (Geo)Textilien und mikrobielle Aktivität von Böden

Zum Nachweis der biologischen Abbaubarkeit von Geotextilien sind verschiedene Verfahren etabliert, z.B. Prüfungen analog zu DIN EN 13432 für Verpackungen, die Bestimmung der vollständigen aeroben Bioabbaubarkeit von Kunststoff-Materialien unter den Bedingungen kontrollierter Kompostierung (freigesetztes Kohlenstoffdioxid) nach DIN EN ISO 14855-1 oder die aerobe Abbaubarkeit bezüglich des Sauerstoffbedarfs nach DIN EN ISO 14851. Die OECD-Richtlinien 301, 302A und 302B enthalten Prüfungen zur biologischen Abbaubarkeit von Chemikalien, die nicht direkt für Feststoffe bzw. Geotextilien anwendbar sind, aber ggf. übertragen werden können. Alle diese Verfahren fokussieren darauf, die Kompostierbarkeit bzw. die biologische Abbaubarkeit unter normalklimatischen Bedingungen von Stoffen oder Produkten nachzuweisen. Für Materialien, deren biologische Abbaubarkeit bereits bekannt ist (z.B. Naturfasern), sind diese Prüfungen nicht sinnvoll und können auch nicht unmittelbar dazu genutzt werden, einen zeitlichen Verlauf des Abbaus unter

für die Produkte relevanten Bedingungen abzubilden. Für die Prüfung der Funktionsdauer sind diese Verfahren deshalb vermutlich ungeeignet.

Zur Prüfung der mikrobiellen Aktivität des Prüfbodens kann der international etablierte Tea Bag Index genutzt werden (Keuskamp et al. 2013), bei dem der biologische Abbau von zwei Sorten Lipton-Tee (Grüner Tee und Rooibusch-Tee) verglichen wird. Der Nachweis einzelner Mikroorganismen bzw. Organismenstämme im Boden über die Versuchszeit ist dagegen nicht mit vertretbarem Aufwand möglich.

3 Bestimmung der Funktionsdauer im Erdeingravingsversuch – mögliches vorgehen und Randbedingungen

Mit dem Ziel der Bestimmung der Funktionsdauer wurde zunächst der Erdeingravingsversuch nach DIN EN 12225 abgewandelt. Dazu wurden im Wesentlichen die Zeiträume für den Einbau der Proben variiert und es wurden parallel zu den Produkttests Referenzproben untersucht, in Anlehnung an DIN EN ISO 11721-1.

Die Idee war es, einen Verlauf des biologischen Abbaus bezüglich relevanter Produktparameter zu ermitteln und gleichzeitig zu prüfen, ob die Prüferde während der gesamten Prüfdauer mikrobiell aktiv bleibt. Als Produktparameter wurden neben der Prüfung der Zugfestigkeit in einem ersten Durchgang an den untersuchten Erosionsschutzmatten (GBL) auch Stempeldurchdrückversuche durchgeführt. Zusätzlich wurden die Proben gewogen und die Massenveränderung protokolliert. Dies ist aufgrund der anhaftenden Bodenpartikel und der erforderlichen Reinigung insbesondere bei stärker zersetzten Materialien schwierig.

Die Proben wurden in bis zu zehn „durchbrochene“ Eurobehälter (Gitterkästen 40 x 60 x 20 cm) eingebaut. Im Unterschied zur Norm betrug die Dicke der Bodenschicht ca. 15 cm Dicke, in die jeweils zwei Lagen der Produkte und Referenzproben eingelegt wurden (Bodenschicht unten, Mitte und oben je 5 cm).

Das Prüfklima wurde in einem gedämmten Gehäuse mit Thermostat, Luftfeuchteregeleung und Frischluftzufuhr konstant gehalten. In den einzelnen Prüfkästen wurde Bodenfeuchte und Bodentemperatur gemessen. Die Proben wurden vollständig in den Boden eingebaut (bedeckt). Denkbar wären alternativ auch Prüfungen mit lediglich auf den Boden aufgelegten Proben. Dann wäre allerdings eine Kombination mit Witterungseinflüssen erforderlich.

Die Ergebnisse der Zugversuche sollten -ergänzt durch die Bestimmung der flächenbezogenen Masse und der Dicke- Hinweise auf unterschiedliche Abbaugeschwindigkeiten geben, als Grundlage zur Bewertung bezüglich der Funktionsdauer.

4 Eigene Untersuchungen

4.1 Verwendete Materialien

In den hier vorgestellten Untersuchungen wurden vier verschiedene Erosionsschutzprodukte geprüft (Abbildung 2-1): Ein Kokosgewebe (GTX-W1), ein Jutegewebe (GTX-W2), eine Kokosmatte mit Juteversteppung (GBL1) und eine Kokosmatte mit PP-Versteppung (GBL2).

Als Referenzmaterialien wurden in Voruntersuchungen verschiedene Baumwollprodukte getestet, da einerseits die in DIN EN 12225 geforderten Produkte nicht mehr lieferbar sind und andererseits die Abbaueigenschaften und damit die Eignung als Referenzmaterial für den Vergleich der Abbauraten untersucht werden sollten. Neben verschiedenen Gewebestreifen wurden aufgrund deren sehr schnellen Abbaus auch zwei Baumwollseile getestet.



Abbildung 4-1: Untersuchte Erosionsschutzprodukte



Abbildung 4-2: Verschiedene Referenzproben aus Baumwolle

Für das zweite Versuchsprogramm wurde das dickere Seil 1 und ein Gewebe mit einer flächenbezogenen Masse von 500 g/m² gewählt (Abbildung 2-2).

4.2 Durchgeführte Untersuchungen

In einem ersten Versuchsprogramm im Rahmen einer Bachelorarbeit wurden die vier Produkte in zwei Versuchsreihen mit Einheitserde und mit einem Erde-Kompost-Gemisch (erhöhte biologische Aktivität) im Erdeingrabungstest untersucht. Insgesamt wurden nach der Bestimmung der Prüfparameter an je 3 neuen Proben pro Produkt jeweils 4 Proben nach 14, 28 und 78 Tagen untersucht. Dazu wurden Zugversuche, Stempeldurchdruckversuche (GBL), Dickenmessungen und Wägungen durchgeführt. Referenzproben aus Baumwollstreifen wurden parallel eingebaut und zum jeweiligen Ausbauezeitpunkt mit geprüft. Insgesamt wurden über 80 Produktproben zuzüglich der Referenzproben geprüft.

Eine Arbeitshypothese war es, dass die Bodenaktivität über einen längeren Zeitraum überprüft werden könnte, indem gleichzeitig Produkte mit bekannten Abbaueigenschaften geprüft werden (Anlehnung an DIN EN ISO 11721-1, s.o.). Die üblicherweise verwendeten Baumwollgewebestreifen bauen sich allerdings sehr schnell ab (nach 2-3 Wochen ist die Zugfestigkeit kaum mehr messbar) und sind demnach für längere Versuchsdauern ungeeignet.

Deshalb wurde im zweiten Versuchsprogramm die Vorgehensweise angepasst und eine Art „Reihenschaltung“ der Referenzproben eingeführt. Nach weiteren Versuchen mit verschiedenen Referenzmaterialien (Abbildung 2-2) wurden ein Gewebe und ein Seil gewählt. Die Gewebestreifen wurden in der Regel nach 2 Wochen ausgebaut und geprüft und gegen neue Proben ausgetauscht, um die Aktivität des Bodens zu beschreiben. Je nach Gesamtversuchsdauer ergaben sich auch Zeiten von 1 bzw. 3 Wochen, die zum Vergleich mit ausgewertet wurden. Die Seile wurden gleichzeitig mit den Prüfproben am Versuchsende ausgebaut. Auf die Stempeldurchdruckversuche wurde verzichtet.

Das Versuchsprogramm sah einen Ausbau nach folgenden Zeiträumen vor: 1, 2, 3, 5, 7, 10, 15, 20, 30 Wochen. Insgesamt wurden 270 Gewebestreifen, 54 Seilproben und je 54 Produktproben für alle vier Produkte geprüft (davon je die Hälfte im Zugversuch und zur Dickenmessung bzw. Massebestimmung).

4.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse des ersten Versuchsprogramms zeigten zunächst, dass die parallele Prüfung der Referenzproben am Ende des jeweiligen Zeitraums nicht zielführend ist. Die Prüfungen an den Produktproben ergeben erwartbare Unterschiede des Abbaus. Nach 78 Tagen zeigte das Kokosprodukt GTX-W1 eine weitgehend erhaltene Struktur und das Jute-

Produkt GTX-W2 eine erhebliche Veränderung der Struktur (Abbildungen 4-3 und 4-4).

Die Ergebnisse der (aus jeweils vier Einzelwerten gemittelten) Zugfestigkeiten (als Restzugfestigkeit in %) sind in Abbildung 4-5 dargestellt. Dabei zeigt sich bei den Produkten GBL1 und GTX-W2 ein ähnlicher Rückgang der Zugfestigkeit über die Zeit (Jutenetz als Versteppung und Jutegewebe).

Beim Produkt GBL2 mit PP-Versteppung ist der Rückgang der Zugfestigkeit in der Tendenz nicht eindeutig, was auch an der Streuung der Zugfestigkeiten des neuen Produkts liegen kann (s.u.). Die als mikrobiell wesentlich aktiver angenommene Erde-Kompost-Mischung führte zu Beginn (innerhalb 14 Tagen) zwar zu einem schnelleren Abbau, anschließend war dieser Effekt jedoch nicht mehr signifikant.



Abbildung 4-3: GTX-W1 vor dem Einbau und nach 2, 4, 11 Wochen (Dziemba, 2019)



Abbildung 4-4: GTX-W2 vor dem Einbau und nach 2, 4, 11 Wochen (Dziemba, 2019)

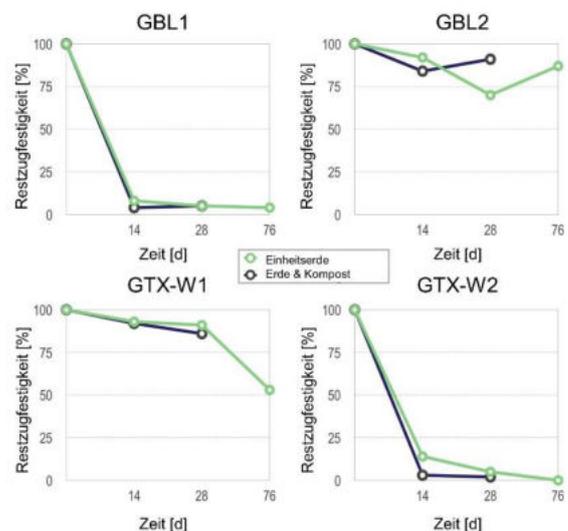


Abbildung 4-5: Restzugfestigkeit, Vergleich Einheitserde und Erde-Kompost-Mischung (Dziemba, 2019)



Tabelle 4-1. Nullmessungen Zugfestigkeit an Referenz- und Prüfproben, Streuung der Ergebnisse

Produkt	Anzahl Proben	Variationskoeff. Zugfestigkeit
Baumwollgewebe	7	2,2 %
GTX-W1	7	14,8 %
GTX-W2	3	1,9 %
GBL1	7	33,4 %
GBL2	7	22,2 %

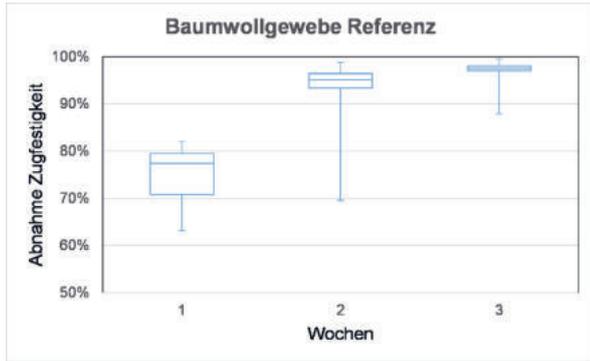


Abbildung 4-6: Referenz. Abnahme der Zugfestigkeit im Erdeingravingsversuch nach 1, 2, 3 Wochen

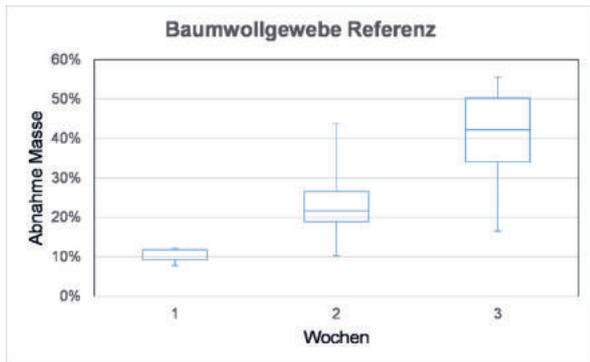


Abbildung 4-7: Referenz. Abnahme der Masse im Erdeingravingsversuch nach 1, 2, 3 Wochen

Im zweiten Versuchsprogramm zeigte sich bereits bei der „Nullmessung“ an den Referenz- und Prüfproben eine erhebliche Streuung, insbesondere bei GTX-W1, und GBL1/2. Dazu wurde der Variationskoeffizient als Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert berechnet (Tabelle 4-1).

In Abbildungen 4-6 und 4-7 sind die Abnahme der Zugfestigkeit und der Masse über 1, 2 und 3 Wochen für die Baumwollgewebestreifen (Referenzproben) dargestellt. Beide Größen variieren z.T. erheblich, mit besonders großen Abweichungen der Minima und Maxima. Das kann verschiedene Ursachen haben, z.B. eine erhöhte oder verminderte Aktivität im Boden oder einen ungleichmäßigen Abbau bei vergleichbarer Aktivität, was die Interpretation der Ergebnisse erschwert.

Während die Zugfestigkeit im Unterschied zur Masse vor dem Einbau nicht an den einzelnen Proben bestimmt werden kann, wurde untersucht, ob sich ein

ausreichend genauer Zusammenhang zwischen Masse und Zugfestigkeit für die untersuchten Produkte über die Versuchsdauer darstellen lässt, um ggf. den Masseverlust als Parameter in den Vordergrund stellen zu können. Abbildung 4-8 zeigt einen im Rahmen des Variationskoeffizienten von ca. 15% ausreichend genauen, allerdings nicht linearen Zusammenhang für GTX-W1, während in Abbildung 4-9 für GBL2 kein eindeutiger Zusammenhang zu erkennen ist (Zugfestigkeit PP-Netz, Massenverlust bei der Kokosfaser).

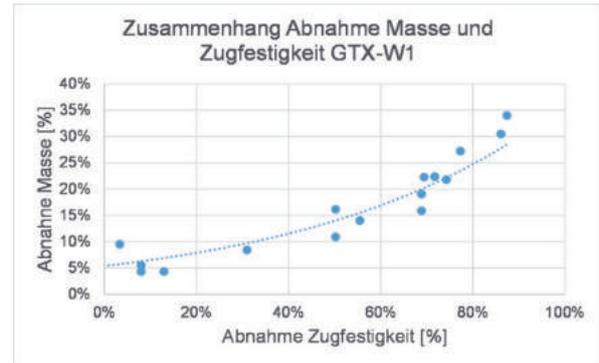


Abbildung 4-8: Referenz. Abnahme der Zugfestigkeit im Erdeingravingsversuch nach 1, 2, 3 Wochen

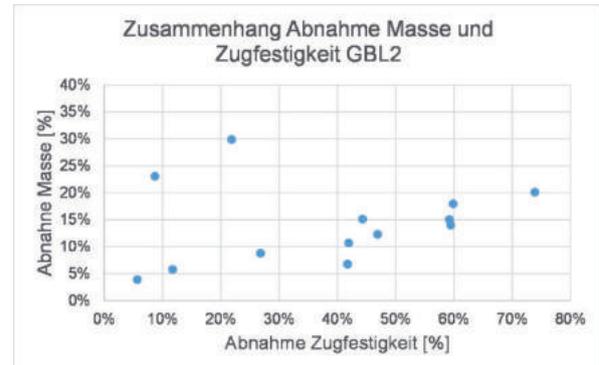


Abbildung 4-9: Referenz. Abnahme der Zugfestigkeit im Erdeingravingsversuch nach 1, 2, 3 Wochen

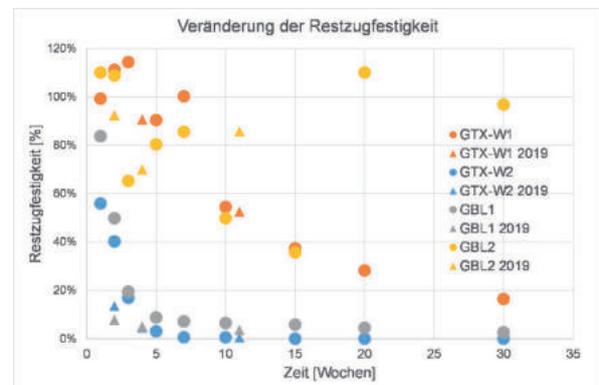


Abbildung 4-10: Restzugfestigkeit, Vergleich Produkte, Durchschnitte aus 3-4 Einzelwerten.

In Abbildung 4-10 ist die Entwicklung der Restzugfestigkeit in % der Anfangszugfestigkeit für die Mittelwerte aller Ausbauzeitpunkte und für beide Versuchsprogramme zusammengefasst. Es zeigt sich, dass die Tendenz des Rückgangs der Zugfestigkeiten bei allen Versuchen produktabhängig ähnlich ist; die Abweichungen sind allerdings groß und es bleibt ungeklärt, ob damit ausreichend genaue Aussagen über das Abbauverhalten möglich sind.

5 Diskussion

Aus den Versuchen zeigt sich, dass die Ergebnisse insgesamt -und dabei auch noch produktabhängig unterschiedlich stark- schwanken. Dies ist für die Ermittlung charakteristischer Werte, die anschließend z.B. durch Umrechnungsfaktoren auf die Verhältnisse im Freiland übertragen werden sollten, eine erhebliche Einschränkung.

Die Überwachung der Bodenaktivität mit parallel untersuchten Gewebestreifen war nicht zielführend. Zum einen ist die vermutlich zufällige und von verschiedenen Faktoren abhängige Variabilität der Ergebnisse ein Hindernis, zum anderen verändert sich die Aktivität in einem ausgewählten Boden über die Zeit ohnehin während des Abbaus von organischer Substanz. Aufgrund der hohen Ergebnisvariabilität der Zugfestigkeitsreduktion ist auch mit einer „Reihenschaltung“ durch regelmäßigen Neueinbau von Baumwollgewebestreifen keine verlässliche Aussage zur Bodenaktivität möglich ist. Eine Prüfung vergleichbarer Verhältnisse über die Zeit (ggf. mit erforderlicher Kalibrierung der Bodenaktivitäts- bzw. Mikroorganismenzyklen und den Messergebnissen der Prüfproben) ist daher schwierig und bedarf ggf. weiterer Untersuchung, z.B. unter Verwendung des Tea-Bag-Tests. Da die Aktivität eines Prüfbodens aber nicht „konstant“ gehalten werden kann und die Mikroorganismen sich zyklisch variabel verhalten (Kás 1966) bleibt fraglich, ob eine Ableitung von Funktionsdauern auf diese Weise möglich ist.

Neben der mikrobiellen Abbaubarkeit spielt die Verwitterung der Produkte bei oberflächlichem Einbau (oder unsachgemäßer Lagerung) eine erhebliche Rolle. Die Witterungsbeständigkeit wird für Geokunststoffe nach DIN EN 12224 geprüft. Allerdings wäre in Bezug auf die Funktionsdauer (Blick aus der anderen Richtung) auch hierfür ein geändertes Vorgehen erforderlich. Analoges gilt für den Abbau durch Hydrolyse (Nachweis Hydrolysebeständigkeit nach DIN EN 12447).

Grundsätzlich wäre es wünschenswert, möglichst gut reproduzierbare Laborversuche zur Ermittlung von Indizes der verschiedenen Produkte nutzen zu können. Diese müssten für die Bemessung bzw. Auswahl in Projekten im Rahmen einer Feldstudie bezüglich verschiedener relevanter Randbedingungen verglichen und umrechenbar gemacht werden.

Die Ableitung von Funktionsdauern der Produkte aus Laborversuchen kann erst dann vorgenommen werden, wenn (ein) geeignete(s) Prüfverfahren gefunden wurde(n). Dazu bedarf es dann zusätzlich noch der Verständigung auf die zu prüfenden Funktionseigenschaften. Solange es keine geeigneten Laborversuche gibt, sind aufwändige Feldversuche vermutlich die einzige Möglichkeit zur Abschätzung der Funktionsdauer biologisch abbaubarer Geobaustoffe.

Für weitere Untersuchungen könnten im Indexversuch Pilzkulturen genutzt werden, von denen bekannt ist, welche organische Substanz sie wie schnell abbauen. Dabei können allerdings die Oberflächenbeschaffenheit und die mechanischen Eigenschaften zusätzlich verändert werden (z.B. Erhöhung der Zugfestigkeit durch Myzelbildung).

6 Zusammenfassung

Die Untersuchungen an der Universität Rostock zeigen, dass die Variabilität der Ergebnisse von Erdeingravingsversuchen sowohl für die genutzten Referenzprodukte zur Überprüfung der Bodenaktivität und zur Vergleichbarkeit der einzelnen Versuchsreihen als auch für die geprüften Produkte sehr groß ist. Aufgrund der Vielzahl an Einflussfaktoren, insbesondere bei der Bodenmikrobiologie, sind die Ergebnisse verschiedener Versuchsreihen von Erdeingravingsversuchen deshalb nicht unmittelbar vergleichbar und eine Ableitung von produktspezifischen Abbauparametern ist unter den bisher erlangten Erkenntnissen nicht ohne Weiteres möglich. Zur Bestimmung der Funktionsdauer sind daher weitere Untersuchungen erforderlich.

Literaturverzeichnis

- Dziemba, J. (2019). *Prüfung der Funktionsdauer von Erosionsschutzprodukten*. Bachelorarbeit, Universität Rostock.
- Fleischer, P., Borelbach, P., Duhme, M. & Schlüter, V. (2022). Entwicklung eines biologisch abbaubaren Geotextilfilters für umweltfreundliche Ufersicherungen an Binnenwasserstraßen. *Korrespondenz Wasserwirtschaft* (15) Nr. 3, 163-169.
- Kás, V. (1966). *Mikroorganismen im Boden*. A. Ziemten Verlag, Wittenberg.
- Keuskamp, J.A., Dingemans, B.J.J., Lehtinen, T., Sarneel, J.M. & Hefting, M.M. (2013): Tea Bag Index: a novel approach to collect uniform decomposition data across ecosystems. *Methods in Ecology and Evolution* 4, 1070-1075.
- M AEBEL (2023). *Merkblatt über die Anwendung von Erosionsschutzprodukten und Begrünungshilfen aus natürlichen und synthetischen Materialien im Erd- und Landschaftsbau des Straßenbaues (M AEBEL)*. Entwurf des AK5.4.1 zur Veröffentlichung im FGSV-Regelwerk, 2023.



Sicherung von PFAS-Böden im technischen Bauwerk mit Schadstofffiltermatte

Dr.-Ing. S. Niewerth & Dr.-Ing. O. Detert, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

Der Umgang mit Böden, die mit per- und polyfluorierten Alkylverbindungen (PFAS) belastet sind, ist eine ökologische und wirtschaftliche Herausforderung für Flächeneigentümer von Altlaststandorten. Da viele der über 4.700 PFAS-Einzelverbindungen leicht wasserlöslich sind, werden die Stoffe über viele Jahre aus der Bodenmatrix ausgelöst und überwinden im Aquifer große Distanzen. Projektträger, die Baumaßnahmen auf kontaminierten Standorten realisieren wollen, stehen somit vor der Herausforderung im Umgang mit großen Aushubmassen. Weite Transportstrecken und technische sowie rechtliche Unsicherheiten in Bezug auf die Sickerwasserbehandlung sind Preistreiber für die Deponierung der Böden. Behandlungsverfahren, wie Bodenwaschanlagen, können bei großen Massen wirtschaftlich sein, erweisen sich aber nicht bei allen Bodenarten gleichermaßen effektiv. Eine weitere Möglichkeit ist die Sicherung der Böden im technischen Bauwerk. Bei diesem Lösungsansatz kann das Material ortsnah als Baustoff wiederverwendet werden. Im Gegensatz zur Standardbauweise gemäß dem Merkblatt M TS E, bei dem die Baustoffe mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen unterhalb eines Abdichtungssystems verwertet werden, ermöglicht die Sicherung mithilfe von Schadstofffiltermatten den offenen Einbau der Böden. Dabei wird der semipermeable Schadstofffilter unterhalb des belasteten Bodens verlegt. Der infiltrierende Niederschlag löst die Schadstoffe aus der Bodenmatrix und transportiert sie zum Filter. Hier werden die umweltrelevanten Inhaltsstoffe aus dem Wasser entnommen, ehe es unbelastet in den Untergrund unterhalb des technischen Bauwerks versickert. Auf diese Weise wird nicht nur der Bodenschutz realisiert, sondern es erfolgt zugleich auch eine passive Behandlung des aufgeschütteten Erdkörpers. Diese neue Sicherungsmaßnahme ist daher nicht nur als Verwertung, sondern vielmehr als passive Behandlung zu verstehen. In diesem Beitrag werden die wesentlichen Berechnungsparameter und der Nachweis der Wirksamkeit von Schadstofffiltermatten vorgestellt.

1 Einleitung

Technische Bauwerke im Sinne des § 2 Abs. 3 Ersatzbaustoffverordnung (EBV) (BAnz, 2021), wie z.B. Lärm- und Sichtschutzwände, Aufschüttungen etc., werden zunehmend aus mineralischen Ersatzbaustoffen (MEB) errichtet. Hierbei handelt es sich u.a. auch um Böden mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen. Eine Klassifizierung der verschiedenen MEB erfolgt basierend auf den spezifischen Schadstoffkonzentrationen. Eine Verwendung bei erhöhten Schadstoffkonzentrationen ist eingeschränkt möglich, wenn etwaige technische Sicherungsmaßnahmen vorgesehen werden. Durch einen Verweis in der EBV auf das FGSV-Merkblatt M TS E (FGSV, 2017) wird z.B. der eingekapselte Wiedereinbau der Böden unterhalb von Dichtungssystem ermöglicht. Diese Bauweise kann als Standardbauweise für die Verwertung von Böden mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen im technischen Bauwerk verstanden werden. Eine Schadstoffgruppe, die bisher nicht in der EBV aufzufinden ist, sind die Per- und Polyfluorierten Alkylverbindungen (PFAS). Ein Grund hierfür dürfte das Fehlen von rechtsverbindlichen Maximalkonzentrationen sein. Aktuell sind lediglich „vorläufige

maximal zulässige Konzentrationen“ für die Verwertung im technischen Bauwerk (s. Tabelle 1-1) gemäß dem Leitfadens zur PFAS-Bewertung (BMUV, 2022) definiert. Obwohl die Rechtsverbindlichkeit noch nicht gesichert ist, macht der Leitfaden doch bereits heute deutlich, dass die Verwertung von PFAS-belasteten Böden im technischen Bauwerk zukünftig möglich sein dürfte.

Tabelle 1-1: Vorläufige maximal zulässige Konzentrationen im W/F 2:1-Eluat für die entsprechenden Verwertungskategorien (BMUV, 2022)

Einzelverbindungen in [µg/l]	VK 1	VK 2	VK 3
PFBA	≤ 10	≤ 20	≤ 50
PFHxA	≤ 6	≤ 12	≤ 30
PFOA	≤ 0,1	≤ 0,2	≤ 1
PFNA	≤ 0,06	≤ 0,12	≤ 0,6
PFBS	≤ 6	≤ 12	≤ 30
PFHxS	≤ 0,1	≤ 0,2	≤ 1
PFOS	≤ 0,1	≤ 0,2	≤ 1

- VK 1: Uneingeschränkter offener Einbau
- VK 2: Eingeschränkter offener Einbau in Gebieten mit erhöhten PFAS-Gehalten
- VK 3: Eingeschränkter Einbau in technischen Bauwerken mit definierten Sicherungsmaßnahmen

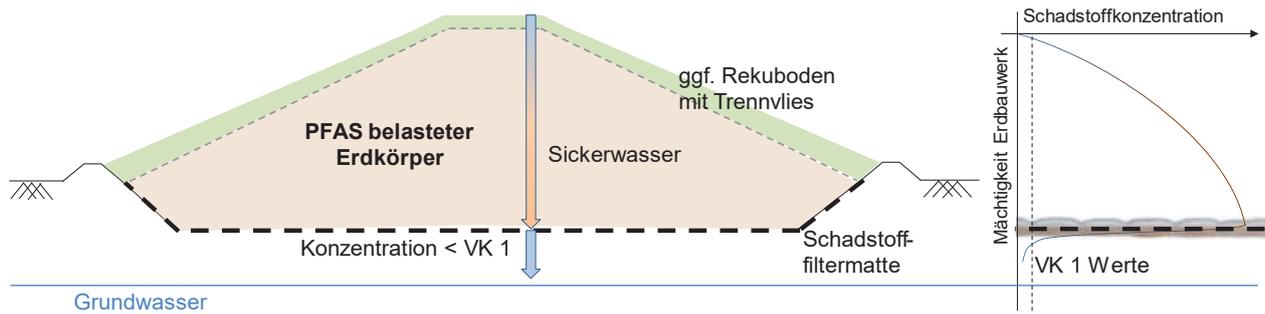


Abbildung 1-1: Schema technisches Bauwerk mit Schadstofffiltermatte (Niewerth et al. 2022)

Bisher war die einzige Sicherungsmaßnahme für technische Bauwerke die Abdichtung aus einer Kunststoffdichtungsbahn oder einer geosynthetischer Tondichtungsbahn. Sie verhindert, dass Regenwasser in das Erdbauwerk infiltriert, die umweltrelevanten Inhaltstoffe löst und in den Untergrund transportiert. Geotextile Schadstofffiltermatten stellen einen neuen und grundsätzlich anderen Ansatz für den Boden- und Grundwasserschutz dar. Sie schützen den Untergrund, indem sie die umweltrelevanten Inhaltstoffe aus dem Sickerwasser entfernen, während dies durch die Matten perkoliert, wie in Abbildung 1-1 schematisch gezeigt. Sie ermöglichen den uneingeschränkten, offenen Einbau, da unterhalb des technischen Bauwerks die Geringfügigkeitsschwellenwerte aus der Spalte VK 1 der Tabelle 1-1 eingehalten werden. Bei dieser alternativen Bauweise wird der Eintrag von Regenwasser in den Erdkörper gezielt eingesetzt, um die sehr mobilen PFAS-Moleküle zu lösen. Das Sickerwasser belädt sich mit den Chemikalien und transportiert sie zur wasserdurchlässigen Filtermatte. Hier wird das Filtrat passiv behandelt, bevor es ungehindert und mit einer Schadstoffkonzentration unterhalb der Geringfügigkeitsschwellenwerte (GFS) weiter in den Untergrund versickert. Ein Vorteil dieses Systems ist die sukzessive Dekontamination des Erdkörpers. Um die Besorgnis des Schadstoffeintrags in den Untergrund auszuschließen, muss die effektive Aufnahme der Schadstoffe sowie die langfristige Bindung der PFAS an der Schadstofffiltermatte nachgewiesen und sichergestellt sein.

2 Schadstofffiltermatten

Schadstofffiltermatten bzw. aktive Geoverbundstoffe bestehen aus einer Träger- und einer Decklage aus Geovliesstoffen und/oder Geogeweben. Diese Geotextilien umhüllen die aktive Schicht aus Sorbenten für die Schadstoffaufnahme. Durch die Geotextilien sind die granularen Aktivstoffe dauerhaft mechanisch stabilisiert und mit einer gleichmäßigen Schichtdicke im Feld verlegbar. Die Verbindung der Geotextilien

durch Nähwirktechnik oder Vernadelung hält die Sorbenten stabil in Position und verhindert eine Erosion der Granulate. Der Kern der Filtermatte für PFAS besteht im Wesentlichen aus einem speziell abgestimmten Gemisch modifizierter, selektiver und daher hocheffektiven Sorbenten. Dieser Aktivstoff wird mit einer Schichtstärke von rund 1 cm sandwichartig zwischen den Geotextilien eingeschlossen. Um eine effiziente Schadstofffiltermatte zu entwickeln, müssen insbesondere vier Leistungsfaktoren berücksichtigt werden:

- 1) **Affinität:** Beschreibt die Neigung des Sorbenten, bestimmte Schadstoffe aufzunehmen. Bei PFAS muss ein breites Spektrum an Einzelverbindungen gleichermaßen effektiv sorbiert werden.
- 2) **Kinetik:** Eine hohe Kinetik der Sorbenten trägt maßgeblich dazu bei, die Schadstoffkonzentrationen unter die GFS zu senken, während das Sickerwasser mit der natürlichen Fließgeschwindigkeit durch den Filter perkoliert.
- 3) **Kapazität:** Die Kapazität muss größer sein als das Produkt aus der maximalen Höhe des technischen Bauwerks, der PFAS-Konzentration des Bodens, und einem angemessenen Sicherheitsfaktor.
- 4) **Irreversibilität:** Schließt eine zeitverzögerte Desorption aus und ermöglicht somit den dauerhaften Einsatz der Sorbenten im Feld.

Darüber hinaus gibt es einige Wechselwirkungen zwischen den Faktoren. Für die PFAS-selektive Schadstofffiltermatte wurden alle Parameter in Labor- und Feldversuchen ermittelt.

3 Ermittlung Leistungsparameter

Um die Leistungsfaktoren zu ermitteln, wurde unabhängige Labore mit der Durchführung umfangreicher Testprogramme beauftragt. Es wurden zunächst Batch-Versuche durchgeführt, bei denen der Sorbent für eine definierte Dauer mit einem synthetischen Sickerwasser in Kontakt gebracht wird. Zu unterschiedlichen Zeitpunkten wurde das Eluat auf die enthaltenen Schadstoffe untersucht. Die Ausgangslösung enthielt u.a. PFBA, PFBS, PFHxA, PFHxS, PFOA und PFOS in unterschiedlichen Konzentrationen (init. conc.), wie Abbildung 3-1 zeigt.

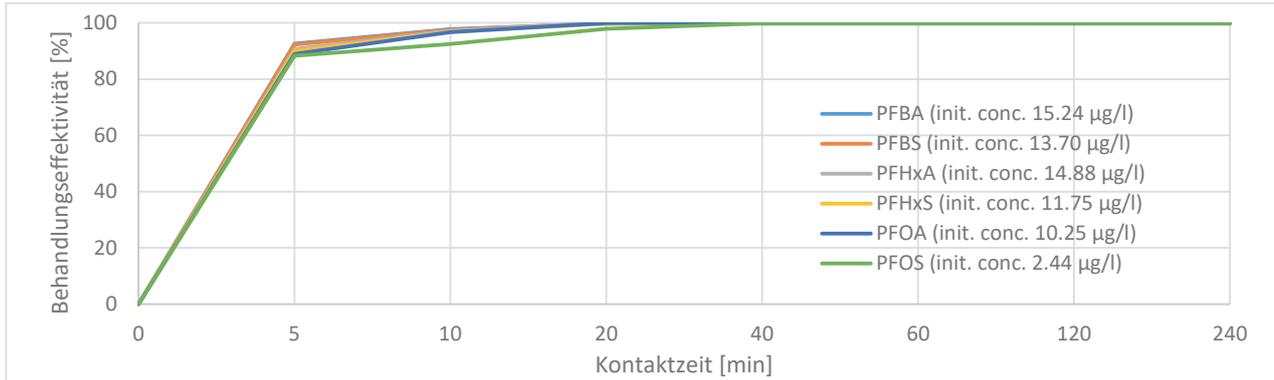


Abbildung 3-1: Behandlungseffektivität bei unterschiedlichen Kontaktzeiten im Batch-Versuch (Nierwerth et al. 2023)

Es wurde eine starke Aufnahme aller Substanzen von bis zu 99,9 % beobachtet. Auf diese Weise wurden erste Erkenntnisse über die Affinität und die Kinetik gewonnen. Bereits während der ersten fünf Minuten ist eine signifikante Abreinigung aller untersuchten PFAS aus dem Sickerwasser festzustellen (eine kürzere Zeitspanne war labortechnisch nicht realisierbar). Es wird geschätzt, dass etwa 90 % des Behandlungserfolgs innerhalb der ersten zwei Minuten eintritt. In den Versuchen zeigte sich ebenfalls, dass nicht nur – wie zu erwarten – die Kapazität, sondern auch die Kinetik bei verschiedenen Konzentrationen variiert. Kenntnis über dieses Verhalten ist für die spätere projektspezifische Auslegung von hoher Bedeutung.

Nach den ersten erfolgreichen Batch-Tests wurden Säulentests durchgeführt. Dieser Versuchsaufbau kommt der Praxisanwendung von geosynthetischen Schadstofffiltern sehr viel näher als Batch-Versuche. In den in Abbildung 3-2 dargestellten Säulen wurden Muster des aktiven Geoverbundstoffs mit einem definierten Sickerwasserdurchsatz beschickt. Das Eluat wurde in Kunststoffbehältern aufgefangen und die PFAS-Konzentration analysiert.

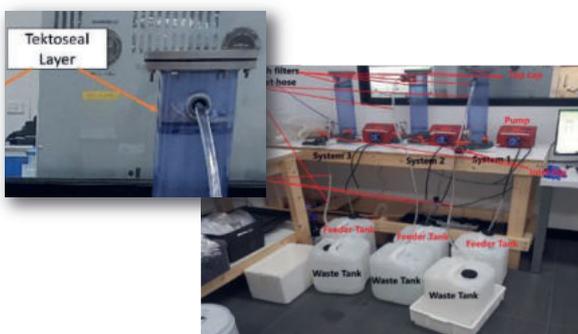


Abbildung 3-2: Versuchsaufbau Säulenversuche

Die Säulentests zeigen ebenfalls eine hohe Behandlungseffektivität. Nachdem 7.000 µg/g PFAS durch die Schadstofffiltermatte entfernt wurden, wurde der

Test, ohne einen Durchbruch festzustellen, beendet. Basierend auf diesem Versuch und bestätigt durch Herstellerangaben kann bei hohen PFAS-Konzentrationen von einer Kapazität von bis zu 20.000 µg/g ausgegangen werden. Bei niedrigen Konzentrationen ist das erwartete Schadstoffaufnahmeverhalten, einer Sorptionsisotherme folgend, entsprechend geringer.

Abschließend wurde der wichtige Faktor der Irreversibilität, d.h. das Desorptionsverhalten des Sorbenten, untersucht. Dazu wird eine definierte Menge des mit PFAS beladenen Aktivstoffs über einen Zeitraum von mehreren Monaten in einem Gefäß mit deionisiertem Wasser gegeben und kontinuierlich geschüttelt. Auf diese Weise wird untersucht, ob sich PFAS nach der Aufnahme wieder vom Sorbenten lösen. Die Desorptionsrate beträgt weniger als 0,1 % für alle getesteten Einzelverbindungen. Dies zeigt die sehr starke Bindung bei natürlichen Verhältnissen (neutraler pH-Wert und Raumtemperatur). Weitere Tests unter extremeren Bedingungen sind in Planung.

4 Bestätigung der Leistungsfähigkeit in Feldversuchen

Der Erfolg aus den Labortests wurde in Feldversuchen mit PFAS-kontaminiertem Boden von einem ehemaligen US-Luftwaffenstützpunkt in Deutschland wiederholt. Diese Versuchsreihen wurde in enger Zusammenarbeit zwischen den Partnern HUESKER Synthetic und CDM Smith durchgeführt. Ähnlich wie in einem Lysimeter wurde der Boden in offene Kunststoffbehälter sowohl natürlich als auch künstlich geregnet. Auf diese Weise wurde die Mobilisierung der PFAS untersucht und die Wirksamkeit des aktiven Geoverbundstoffs bei verschiedenen Regenereignissen getestet. Als Kontrolle wurden alle Regenszenarien auch in einem Container ohne Schadstofffiltermatte durchgeführt. Die Schichtung im Container gleicht grundlegend dem Aufbau eines technischen Bauwerks mit Schadstofffiltermatte (von oben nach unten):

- ca. 0,7 m kontaminierter schluffiger Sand
- ca. 1 cm dicke Schadstofffiltermatte
- ca. 5 cm Kies 16/32 als Dränschicht



100% der PFAS in Lösung gehen und somit der Filtermatte zugeführt werden.

In umfangreichen Testprogrammen konnte nachgewiesen werden, dass die Schadstofffiltermatte eine

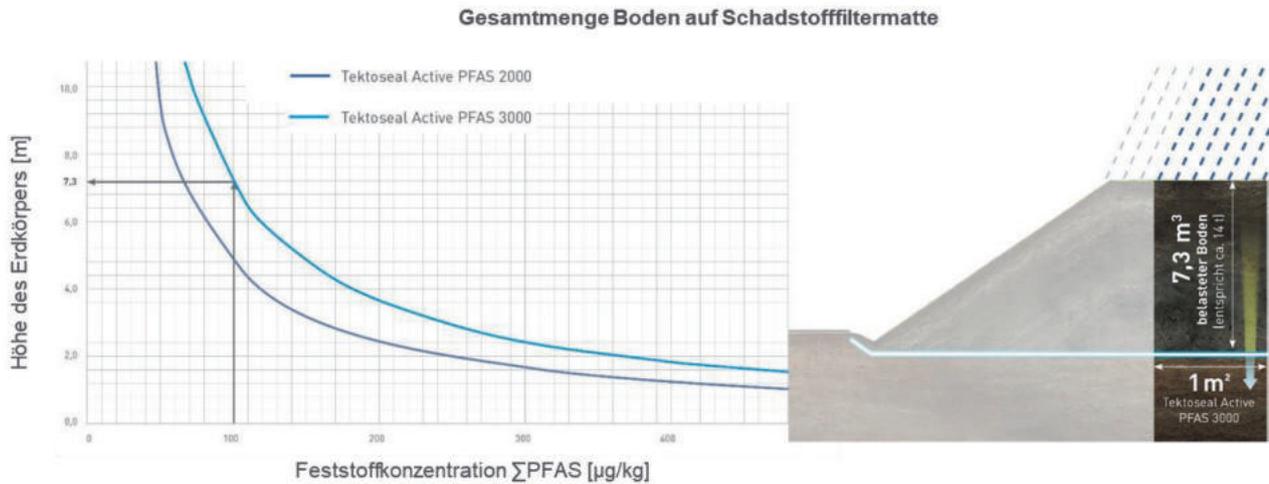


Abbildung 5-2: Maximal ablegbare Bodenmenge auf der Schadstofffiltermatte

Bei einer Feststoffkonzentration von 100 $\mu\text{g}/\text{kg}$ kann mathematisch beispielsweise ein technisches Bauwerk mit einer Höhe von 7,3 m errichtet werden. Unter der Annahme einer Bodendichte von 1,9 t/m^3 können dementsprechend ca. 14 t Boden je Quadratmeter Filtermatte sicher verwertet und passiv behandelt werden. Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass in der Fachwelt einige Zweifel an der Genauigkeit des Parameters der Feststoffkonzentration vorherrschen. So können mehrere Bodenproben aus derselben Charge sehr unterschiedliche Konzentrationen aufweisen. Insofern ist es folgerichtig auch hier mit einem recht hohen Sicherheitsfaktor zu kalkulieren.

6 Zusammenfassung

Das Zusammenwirken der großflächigen Ausbreitung von PFAS durch ihre leichte Wasserlöslichkeit und aktuell noch fehlenden rechtsverbindlichen Regelungen für die Verwertung von PFAS-belasteten Böden führen dazu, dass der Aushub bei Bauprojekten kostspielig deponiert oder aufbereitet werden muss. Eine Wiederverwendung der Böden in technischen Bauwerken stellt einen weiteren Lösungsansatz dar. Eine neue Sicherungsmaßnahme sind aktive Geoverbundstoffe mit Sorbenten, die eine starke Affinität für PFAS haben. Als permeabler Schadstofffilter werden die geotextilen Filtermatten unterhalb des belasteten Erdkörpers verlegt. Der Schadstofffilter stellt eine Barriere für die PFAS, nicht aber für das Sickerwasser dar. Auf diese Weise kann ein offener Einbau der Böden mit dem Ziel einer stetig voranschreitenden Auswaschung der Schadstoffe realisiert werden. Zeitgleich bleibt der natürliche Fließweg des Wassers erhalten und der Untergrund geschützt.

hohe Effektivität besitzt und eine Entfernung der Stoffe aus dem Sickerwasser bis unter die Geringfügigkeitsschwellenwerte ermöglicht. Die Kapazität ist zudem hoch genug, um gelöste PFAS aus durchaus großen Mengen an Bodenmaterial sicher aufzunehmen. Dies macht die Verwertung mit zeitgleich stattfindender passiver Dekontamination insbesondere bei großen Bodenmassen wirtschaftlich. Im Gegensatz zur Standardbauweise nach M T S E, bei dem eine Einkapselung der Böden erfolgt, ist die Sicherung mit Schadstofffiltermatten als Sanierungsverfahren und nicht als reine Verwertung zu verstehen. Neben der Verwendung der Schadstofffiltermatte in technischen Bauwerken sind weitere Einsatzgebiete auf Baustellen in temporären Bodenlager oder oberhalb der Basisabdichtung in Monobereichen von Deponien denkbar.

Literaturverzeichnis

BAnz. (2021). *Verordnung über Anforderungen an den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technische Bauwerke*. Bundesanzeiger (BGBl. I S. 2598) 9. Juli 2021

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ (2017). *Merkblatt über Bauweisen für Technische Sicherungsmaßnahmen beim Einsatz von Böden und Baustoffen mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen im Erdbau*. Köln

Niewerth, S., Carbone, L., & Lassnig, H. (2022). *Passive Dekontamination von PFC-Böden im Landschaftsbauwerk mittels Sorptionsmatte*. Konferenzband Recy & DepoTech, Leoben: Montan Universität



Niewerth, S., Walker, T. & Martins, G. (2023). *Permeable contaminant filter for storage and passive decontamination of PFAS-polluted soil*. Proceedings of the 12th International Conference on Geosynthetics. Rome.

