

Zum Lastabtrag von Geogittern in geokunststoffbewehrten Erdschichten über Pfahlelementen

Jan Lüking
Universität Kassel
J.Lueking@uni-kassel.de

Berhane Gebreselassie
Universität Kassel

Hans-Georg Kempfert
Universität Kassel

Zusammenfassung

Die *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO)* [3] sind anerkannte Regeln der Technik und stellen u.a. den aktuellen Stand zur Dimensionierung von geokunststoffbewehrten Erdschichten über Pfahlelementen (GEP-Konstruktion) dar. In diesem Beitrag werden die Bemessungsgrundlagen einer GEP-Konstruktion vorgestellt. Dennoch ist der Lastabtrag einer GEP-Konstruktion noch nicht vollständig geklärt, wobei speziell der Lastabtrag im Geogitter zu nennen ist. Zur weiteren wissenschaftlichen Untersuchung dieser Thematik wurden mehrere Modellversuche durchgeführt, die belegen, dass die Kräfte nicht über die Distanz der kürzesten Pfahlabstände, wie bei einer echten Membran, sondern über die Kett- und Schussrichtung des Geogitters abgetragen werden.

1 Einleitung

Mit Hilfe von geokunststoffbewehrten Erdschichten über Pfahlelementen (GEP-Konstruktion) können statische und dynamische Lasten über pfahlartige Elemente durch weiche Bodenschichten in tragfähigere, tiefer liegende Schichten abgetragen werden. Diese Bauweise wird seit Anfang der 1990er Jahre erfolgreich in der Baupraxis eingesetzt [1]. Der Hauptanwendungsbereich liegt dabei im Verkehrswegebau bei der Errichtung von Verkehrsdämmen in wenig tragfähigen Untergründen.

Der Aufbau einer GEP-Konstruktion erfolgt gemäß Bild 1. Pfahlartige Elemente (z.B. Verdrängungspfähle oder Rüttelstopfsäulen) werden in einem bestimmten Raster als Tragglieder angeordnet und durch die gering tragfähige Weichschicht in tragfähigere Bodenschichten eingebunden. Auf die aus der Weichschicht ragenden Pfahlköpfe wird eine ein- oder mehrlagige Bewehrungsschicht aus Geokunststoffen angeordnet. Darüber wird der Verkehrsdamm aus nichtbindigem Material errichtet.

Die Wirkungsweise eines bewehrten Erdkörpers beruht auf einer Gewölbebildung im Damm. Durch eine Lastumverteilung wird ein großer Teil der Kräfte über das Gewölbe in die Tragglieder weitergeleitet. Ein weiterer Teil der restlichen Kräfte wird durch die Geogitterlagen

aufgenommen und zu den Pfählen geleitet, wodurch die Weichschicht weiter entlastet wird. Aufgrund des Durchhanges des Geogitters reagiert die Weichschicht mit einem stützenden Reaktionsdruck (Bettungswirkung), der von der Dehnsteifigkeit J des Geogitters und vom Bettungsmodul $k_{s,k}$ der Weichschicht abhängig ist. Je größer der Durchhang, desto größer ist auch der Reaktionsdruck. Bild 2 verdeutlicht diese Modellvorstellung.

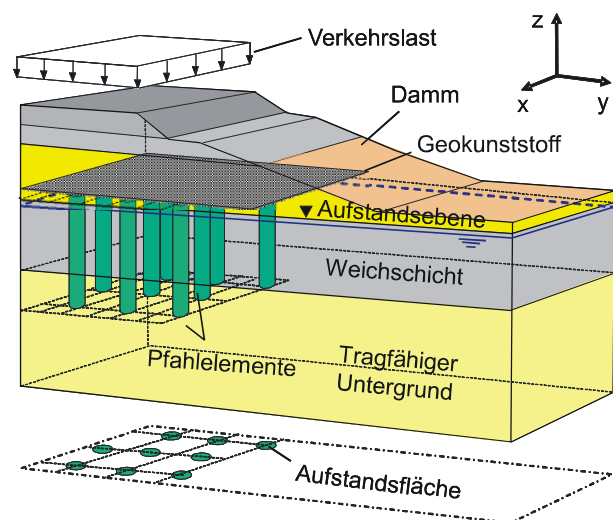


Bild 1: GEP-Konstruktion, nach [2]

Viele wissenschaftliche Arbeiten haben sich in den letzten Jahren diesem Thema gewidmet, wobei unterschiedliche Modellvorstellungen entwickelt wurden. Ein Überblick der vorhandenen Modelle ist in [2] zu finden. Den aktuellen Stand geben die *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO)* [3] wieder, die hauptsächlich aus dem Gewölbemodell von Zaeske [4] bzw. [5] resultieren.

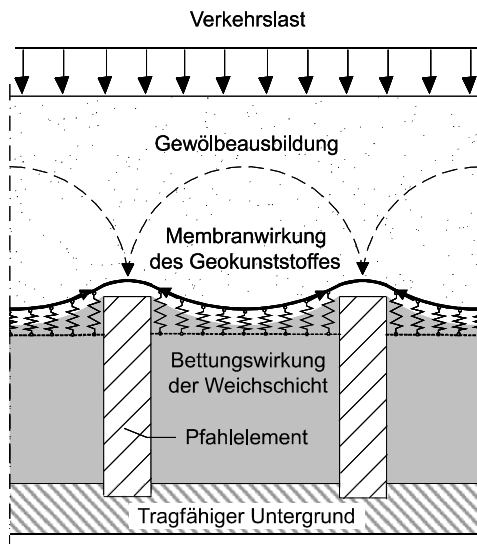


Bild 2: Tragmechanismus einer GEP-Konstruktion, nach [2]

Dennoch sind bei dem in die *EBGEO* [3] eingeflossenen Berechnungsverfahren noch nicht alle auf die Bemessung einer GEP-Konstruktion einwirkenden Faktoren umfassend behandelt, sondern zum Teil auf der sicheren Seite liegend angenommen worden. Einer dieser Faktoren ist der Lastabtrag im Geogitter, speziell als Anordnung im Dreieckraster. Durch eigene Modellversuche konnte festgestellt werden, dass der Lastabtrag in Kett- und Schussrichtung des Geogitters stattfindet. Die Modellversuche werden in Abschnitt 3 beschrieben. Zunächst wird in Abschnitt 2 das Bemessungsverfahren nach [5], welches in [3] Eingang gefunden hat, kurz vorgestellt, da es in Deutschland zunehmend als Stand der Technik gilt.

2 Bemessungsverfahren nach [5] und [3]

2.1 Spannungsermittlung

Die Tragglieder einer GEP-Konstruktion können in punkt- und linienförmige Tragglieder (Pfähle oder Schlitzwände) unterteilt werden. Die Anordnung der punktförmigen Tragglieder kann in Rechteckrastern und Dreieckrastern erfolgen, siehe Bild 3.

Mit Hilfe des Lastumlagerungsfaktors E_L nach Gleichung (1) wird der Anteil der Last bestimmt, der durch die Gewölbewirkung direkt in die Tragglieder geleitet wird. Die Umlagerung ist dabei von den geometrischen

Abmessungen der GEP-Konstruktion und der Bodenkennwerte γ und φ_k abhängig. In Bild 4 ist die vereinfachend angenommene Spannungsverteilung auf die Tragglieder und das Geogitter dargestellt.

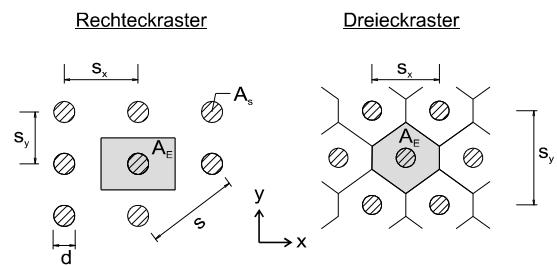


Bild 3: Abstand s der Tragglieder, Einflussfläche A_E und Stützfläche A_S

$$E_L = \frac{\sigma_{zs,k} \cdot A_S}{(\gamma_k \cdot h + p_k) \cdot A_E} \quad (1)$$

mit: $\sigma_{zs,k}$ nach Gleichung (3)

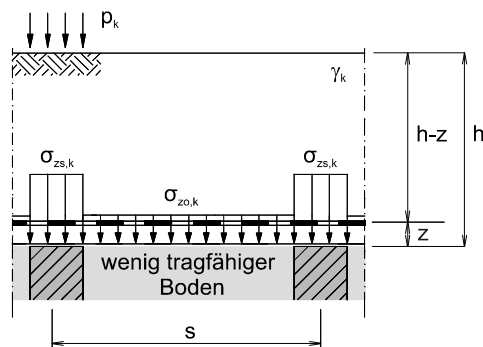


Bild 4: Spannungsverteilung infolge Gewölbewirkung in der Aufstandsfläche

Die lotrechte Spannung $\sigma_{zo,k}$ zwischen den Traggliedern wird rechnerisch nach Gleichung (2) oder grafisch nach Bild 5 ermittelt.

$$\sigma_{zo,k} = \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma_k + \frac{p_k}{h} \right) \cdot \left(h \cdot \left(\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2 \right)^{-\chi} + h_g \cdot \left(\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - \left(\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2 \right)^{-\chi} \right) \right) \quad (2)$$

mit: h_g Gewölbehöhe in m

$$h_g = s/2 \quad \text{für } h \geq s/2$$

$$h_g = h \quad \text{für } h < s/2$$

$$\chi = \frac{d \cdot \left(\tan^2(45^\circ + \varphi_k/2) - 1 \right)}{\lambda_2 \cdot s}$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s-d)^2$$

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2 \cdot d \cdot s - d^2}{2 \cdot s^2}$$

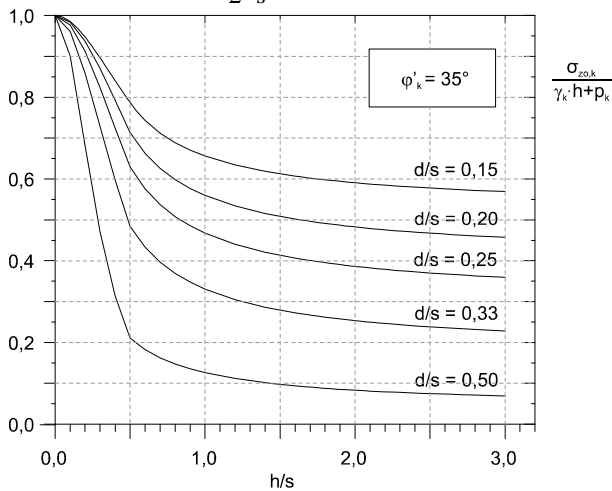


Bild 5: Beispiel zur Ermittlung der lotrechten Spannung $\sigma_{zo,k}$ zwischen punktförmigen Traggliedern und einem Reibungswinkel von $\varphi_k = 35^\circ$

Weitere Bemessungsdiagramme für unterschiedliche Reibungswinkel und linienförmige Tragglieder sind in [4] und [3] zu finden.

Die Ermittlung der auf die Tragglieder einwirkenden Spannung $\sigma_{zs,k}$ ermittelt sich nach Gleichung (3).

$$\sigma_{zs,k} = \left((\gamma_k \cdot h + p_k) - \sigma_{zo,k} \right) \cdot \frac{A_E}{A_s} + \sigma_{zo,k} \quad (3)$$

2.2 Beanspruchung der Geokunststoffbewehrung

Bei der Berechnung der Beanspruchung der Geokunststoffbewehrung wird eine orthogonale Tragrichtung des Geogitters vorausgesetzt. Da bei einem Rechteckraster separate Tragrichtungen vorausgesetzt werden, erfolgt die Ermittlung der Lastezugsfläche A_L getrennt in x- und y-Richtung, siehe Gleichung (4) und (5). Für ein Dreieckraster wird eine Lastezugsfläche A_{Lxy} für beide Tragrichtungen bestimmt, siehe Gleichung (6).

$$A_{Lx} = \frac{1}{2} \cdot (s_x \cdot s_y) - \frac{d^2}{2} \cdot \arctan\left(\frac{s_y}{s_x}\right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (4)$$

$$A_{Ly} = \frac{1}{2} \cdot (s_x \cdot s_y) - \frac{d^2}{2} \cdot \arctan\left(\frac{s_x}{s_y}\right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (5)$$

$$A_{Lxy} = \frac{1}{2} \cdot s_x \cdot s_y - \frac{d^2}{4} \cdot \pi \quad (6)$$

Mit Hilfe von Gleichung (7) und (8) wird die Einwirkung F_k auf das Geogitter für Rechteckraster und mit Gleichung (9) und (10) für Dreieckraster mit der Dehnsteifigkeit J bestimmt.

$$F_{x,k} = A_{Lx} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (7)$$

$$F_{y,k} = A_{Ly} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (8)$$

$$F_{x,k} = \frac{J_x}{J_x + J_y} A_{Lxy} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (9)$$

$$F_{y,k} = \frac{J_y}{J_y + J_x} A_{Lxy} \cdot \sigma_{zo,k} \quad (10)$$

Der Lastabtrag bei einem Rechteckraster findet nach [3] somit in der orthogonalen Tragrichtung zwischen dem kürzesten Pfahlabstand in x- und y-Richtung statt. Bei einem Dreieckraster wird dagegen eine Aufteilung der Last entsprechend der Dehnsteifigkeit des Geogitters in x- und y-Richtung vorgenommen, sodass die Lasten ebenfalls in der x- und y-Richtung abgetragen werden.

Die Dehnsteifigkeit J eines Geogitters ist belastungsabhängig und nimmt aufgrund der Kriechdehnung mit der Zeit ab. Eine Beurteilung und rechnerische Berücksichtigung ist mit Hilfe von Isochronen möglich, die den Zusammenhang zwischen Zeit, Zugkraft und Dehnung wiedergeben.

Mit Hilfe von Bild 6 und Gleichung (11) wird die Beanspruchung E_M des Geogitters infolge Membranwirkung und die maximale Dehnung ε_k bestimmt.

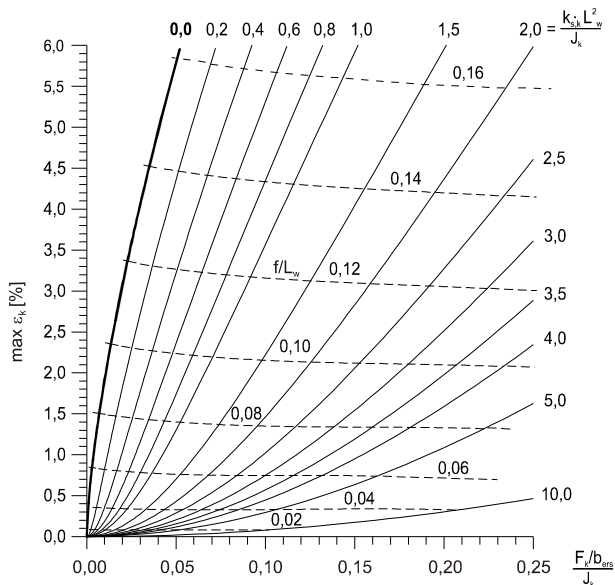
$$E_M = \varepsilon_k \cdot J_k \quad (11)$$

Falls mehr als eine Bewehrungslage vorgesehen ist, kann die Dehnsteifigkeit entsprechend der Bewehrungslagenanzahl aufgeteilt werden. Durch Modellversuche entsprechend [2] und [6] konnte allerdings herausgefunden werden, dass eine einlagige Bewehrung sich im Tragverhalten vorteilhafter gegenüber einer mehrlagigen Bewehrung mit aufgeteilter Dehnsteifigkeit verhält.

Der Bettungsmodul $k_{s,k}$ wird nach Gleichung (12) als Verhältnis des Steifemoduls der Weichschicht $E_{s,k}$ über die Mächtigkeit der Weichschicht t_w abgeschätzt. Bei mehreren Weichschichten kann ein mittlerer Bettungsmodul angesetzt werden.

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{t_w} \quad (12)$$

Es sollte nicht unerwähnt bleiben, dass die zutreffende Abschätzung der tatsächlich vorhandenen Bettungswirkung unterhalb der Bewehrungslage von besonderer Bedeutung für deren Beanspruchung ist.



mit: $k_{s,k}$ Bettungsmodul
 L_w lichte Weite zwischen den Stützflächen
 f Durchhang des Geogitters
 $b_{ers} = \frac{1}{2} \cdot d \cdot \sqrt{\pi}$

Bild 6: Ermittlung der maximalen Dehnung ε_k der Bewehrung zwischen den Stützflächen, nach [4] und [3]

2.3 Spreizwirkung

Aufgrund einer fehlenden seitlichen Stützung resultieren in der Aufstandsfläche einer Dammböschung Spreizkräfte, mit der die Einwirkungen des Geogitters beaufschlagt werden. Dadurch werden die Spreizkräfte über das Geogitter in die Dammmitte abgeleitet. In [3] sind auf der Grundlage von [1] und [2] zur Berücksichtigung der Spreizwirkung zwei Verfahrenswege vorgesehen.

Bei Verfahrensweg 1 wird ausgehend von der Böschungskrone bis zur Geogitterlage ein aktiver Erddruck unter Berücksichtigung der Auflast p_k ermittelt und als Beanspruchung ΔE_k der Bewehrung zugewiesen. Falls unterhalb der Bewehrungslage die Weichschicht von einer nichtbindigen Deckschicht überlagert wird, dürfen 50 % des Erdwiderstands dieser Schicht berücksichtigt werden. Die Gesamtbeanspruchung für das Geogitter ergibt sich aus der Summe der Membrankraft E_M und der ermittelten Spreizkraft ΔE_k .

Bei Verfahrensweg 2 wird entweder die ermittelte Beanspruchung E_M aus Membrankraft oder das Ergebnis nach Verfahrensweg 1 für die Beanspruchung der Bewehrung maßgebend (keine Addition). Dabei ist der Maximalwert entscheidend. Bei dieser Methode kann allerdings nicht mehr davon ausgegangen werden, dass die Tragglieder keine unzulässigen Verformungen aufweisen. Von daher wird nach [3] ein Nachweis der Formänderungen der vertikalen Tragglieder (z.B. nume-

risch) gefordert. Die Reibung zwischen Dammmaterial und Weichschicht wird bei der Berechnung nicht berücksichtigt.

2.4 Nichtruhende Einwirkungen

Bei nichtruhenden Einwirkungen kann es zu einer Rückbildung des Traggewölbes oberhalb der Bewehrungsschicht kommen. Diese ist abhängig von den geometrischen Randbedingungen, der Lastfrequenz f und der Spannungsamplitude σ_c . Die Berücksichtigung erfolgt über den nach [2] zu bestimmenden Gewölbereduktionsfaktor κ nach Bild 7. Die sich daraus auf die Weichschicht erhöhende Spannung σ_{zo} wird nach Gleichung (13) ermittelt, welche aus Gleichung (2) für nichtruhende Einwirkungen erweitert wurde.

$$\sigma_{zo,k}^{zyklisch} = \frac{(\gamma \cdot h + p_k) \cdot A_E}{A_E - A_s} \cdot \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) + \frac{1}{\kappa} \cdot (\sigma_{zo,k}) \quad (13)$$

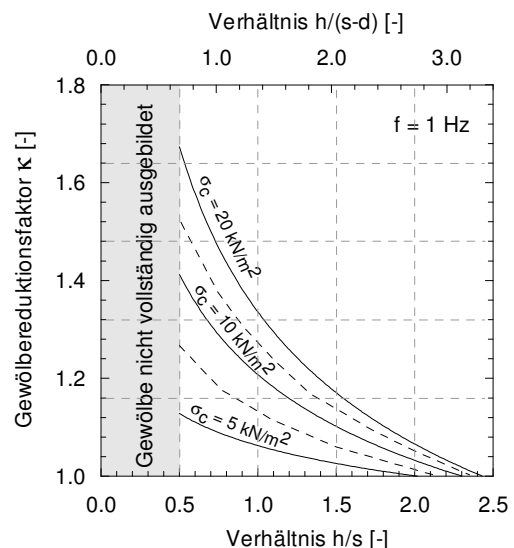


Bild 7: Ermittlung des Gewölbereduktionsfaktors κ , nach [2]

2.5 Erforderliche Nachweise

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind nach *DIN 1054:2005-01* [7] der Nachweis der Tragfähigkeit der Geokunststoffbewehrung und der Tragglieder für den Grenzzustand GZ 1B zu führen. Im Grenzzustand GZ 1C ist der Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu erfüllen, wobei Gleitlinien zu untersuchen sind, die die Bewehrungslage oder die Tragglieder schneiden. In der Bewehrungslage dürfen rückhaltende Kräfte berücksichtigt werden. Für die Tragglieder gilt dieses nur insofern, wenn dafür weitere Nachweise (Dimensionierung der Tragglieder) erbracht werden.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Nachweis der Gesamtverformungen zu erbringen, der sich aus den Nachweisen für die Verformungen im

bewehrten Erdkörper und die Verformungen der Tragglieder zusammensetzt.

Zur Ermittlung der Verformungen im bewehrten Erdkörper sind nur die Lasten nach Herstellung des Bauwerkes anzusetzen. Dieser Nachweis gilt als erfüllt, wenn die Kriechdehnungen $\Delta \varepsilon_{kr}$ für die Gebrauchsdauer des Bauwerks (i.d.R. 100 Jahre) auf 2 % beschränkt bleiben.

Die Verformungen der Tragglieder können z.B. numerisch erfolgen. Da noch kein abgesichertes analytisches Verfahren zur Vorhersage der Gesamtverformungen vorliegt, wird von [3] bei diesem Nachweis die Beobachtungsmethode empfohlen.

3 Modellversuche zum Lastabtrag

3.1 Allgemeines

Wie bereits ausgeführt sind noch nicht alle auf eine GEP-Konstruktion einwirkenden Faktoren umfassend behandelt, sondern auf der sicheren Seite liegend angenommen worden. Im Folgenden wird dabei auf einige am Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel durchgeführten Untersuchungen eingegangen, die den Lastabtrag im Geogitter betrachten.

3.2 Lastabtrag im Geogitter

Bei Anordnung des Geogitters als Dreieckraster werden für beide Tragrichtungen nach [3] keine separaten Lastzugsflächen ermittelt, sondern beide Richtungen zusammen betrachtet. Dadurch können u.U. bei der Bemessung unwirtschaftliche Ergebnisse erzielt werden.

Das Ziel der durchgeführten Modellversuche war somit die Untersuchung des Lastabtrages in einem Geogitter in Abhängigkeit der Pfahlanordnung.

Für die Durchführung der Modellversuche wurde der sich bereits nach [4] und [2] bewährte Modellversuchsstand verwendet. Dieser stellt den Teilbereich einer GEP-Konstruktion ohne Böschungsbereich im Maßstab von ca. 1:3 dar. Der Ausschnitt ist auf vier Pfähle begrenzt. Eine Darstellung ist in Bild 8 gegeben. Aufgrund der Symmetrie des Modellstandes wurde nur ein Quadrant messtechnisch erfasst.

Es wurden insgesamt vier Versuche durchgeführt, bei denen zwei unterschiedliche Geogitter Typen untersucht wurden, die jeweils im Rechteck- bzw. Dreieckraster angeordnet waren. Das erste Geogitter (Typ A) ist ein Polyester-Geogitter. Es handelt sich dabei um ein gelegtes, biaxiales Geogitter aus gewebten Kunststoffäden, die durch eine Bitumenummantelung geschützt werden. Die Knoten der einzelnen Längs- und Querstäbe sind kraftschlüssig verwebt. Das zweite Geogitter (Typ B) besteht aus extrudierten, monolithischen Polyester-Flachstäben, die an den Knotenpunkten miteinander

verschweißt sind. Beide Geogitter nehmen eine Zugkraft von $F_G = 60 \text{ kN/m}$ auf.

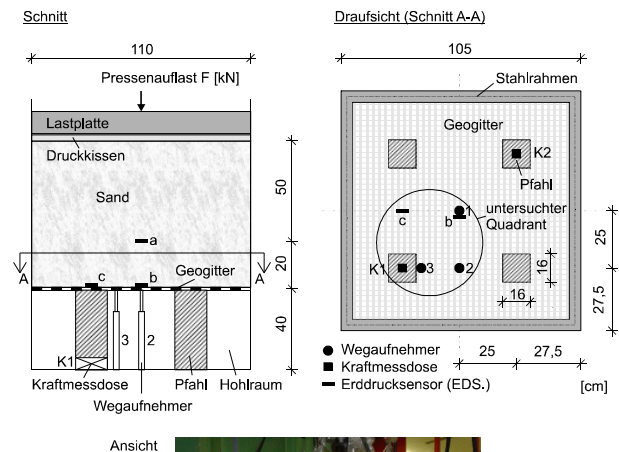


Bild 8: Schnitt, Draufsicht und Ansicht des Modellstandes

Das Geogitter wurde in einem biegesteifen Stahlrahmen eingespannt, welcher sich reibungsfrei zu den Versuchskastenwänden absenken konnte. Um die Pfahlanordnung variieren zu können, wurde eine unterschiedliche Geogitteranordnung gewählt. Zur Simulation der Pfahlanordnung im Rechteckraster wurde das Geogitter mit der Kett- und Schussrichtung parallel zum Stahlrahmen verlaufend eingespannt; für ein Dreieckraster wurde das Geogitter um 45° gedreht eingebaut. Um den ungünstigsten Fall (Bettungsausfall) darzustellen, wurde der Bereich unterhalb des Geogitters nicht verfüllt. Somit war das Geogitter nur auf den Pfahlköpfen gebettet. Zum Schutz des Geogitters wurde ein dickes Vlies auf die Pfahlköpfe gelegt. Auf das Geogitter wurde zusätzlich ein Vlies mit niedriger Dehnfähigkeit gelegt, um ein Durchrieseln des Sandes zu verhindern. Die Reibung des Sandes an den Versuchskastenwänden wurde reduziert, indem die Wände eingefettet und mit einer dünnen Kunststoffolie verkleidet wurden. Zwischen Sand und Lastplatte wurde ein wassergefülltes Druckkissen angeordnet, um eine schlaife Last auf das System aufbringen zu können.

Der Modellsand wurde mit Hilfe einer Rieselanlage (Konzept eines flächigen Sandregens) eingebaut. Dadurch konnte eine reproduzierbare Lagerungsdichte von

$D = 0,89$ erzielt werden. Die Fallhöhe des Sandes betrug 50 cm. Es wurde eine 70 cm mächtige Sandschicht hergestellt. Weitere Informationen zur Rieseltechnik können [8] entnommen werden.

In Tabelle 1 sind die wichtigsten Bodenkennwerte dargestellt. Weitere Untersuchungen finden sich in [2].

Tabelle 1: Bodenkennwerte des Modellsandes, nach [2]

Kenngröße	Modellsand
Korndichte	$\rho_s = 2,646 \text{ g/cm}^3$
lockerste Lagerung nach DIN 18126	min $\rho_d = 1,440 \text{ g/cm}^3$ max $n = 0,456$
dichteste Lagerung nach DIN 18126	max $\rho_d = 1,725 \text{ g/cm}^3$ min $n = 0,348$
Einbauzustand in den Modellversuchen für 50 cm Rieselhöhe	$\rho_d = 1,694 \text{ g/cm}^3$ für $D = 0,89$
Reibungswinkel	$\varphi' = 39^\circ$ für $D = 0,89$
Dilatanzwinkel	$\psi = 9^\circ$ für $D = 0,89$
Steifemodul für $\sigma' = 25-100 \text{ kN/m}^2$	$E_s \approx 15-40 \text{ MN/m}^2$ für $D = 0,89$

Wie in Bild 8 ersichtlich wurden bis zu drei Erddrucksensoren (EDS) im Bodenkörper angeordnet. Mit Hilfe von auf der Lastplatte angebrachten Wegaufnehmern konnten während der Belastungsphase die Setzungen der Lastplattenecken gemessen und somit ein Verkanten überprüft werden.

Zur Messung der Dehnungen im Geogitter wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den einzelnen Steg-oberflächen der Geogitter appliziert. Bei den DMS handelte es sich um den Typ 6/120LY61 der Firma HBM. Ausführlichere Informationen zur Messung mit DMS sind [9] zu entnehmen.

Die Belastung des Systems erfolgte in 15 gleichmäßigen Laststufen zu je $8,3 \text{ kN/m}^2$. Die Belastung jeder Laststufe wurde für jeweils 30 Minuten aufrechterhalten.

3.3 Versuchsergebnisse

In Bild 9 ist zur besseren Übersicht die Anordnung der DMS auf dem Rechteck- und Dreieckkraster im untersuchten Quadranten dargestellt.

In den Bildern 10 und 11 sind die Dehnungen ausgewählter DMS für das Rechteck- bzw. Dreieckkraster des Geogitters Typ A abgebildet.

Beim Rechteckkraster treten die größten Dehnungen auf dem kürzesten Pfahlabstand auf (DMS 11, 14 und 15).

In der Mitte des Geogitters fallen die Dehnungen deutlich geringer aus (DMS 1 und 8).

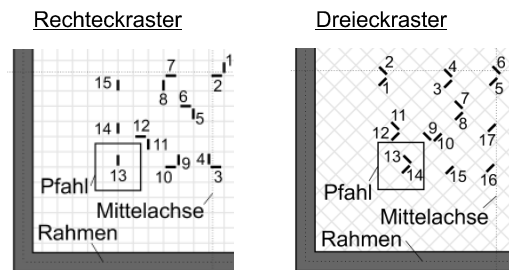


Bild 9: Anordnung der DMS im Rechteck- (links) und Dreieckkraster (rechts)

Bei Anordnung des Geogitters als Dreieck ist ein anderes Dehnungsverhalten feststellbar. Hier treten die größten Dehnungen in den DMS 5, 8 und 14 auf, welche auf der Diagonalen zwischen den Pfählen appliziert sind. Die DMS 1, 3 und 16 dagegen, welche in der kürzesten Pfahlverbindung angeordnet sind, wurden am geringsten beansprucht.

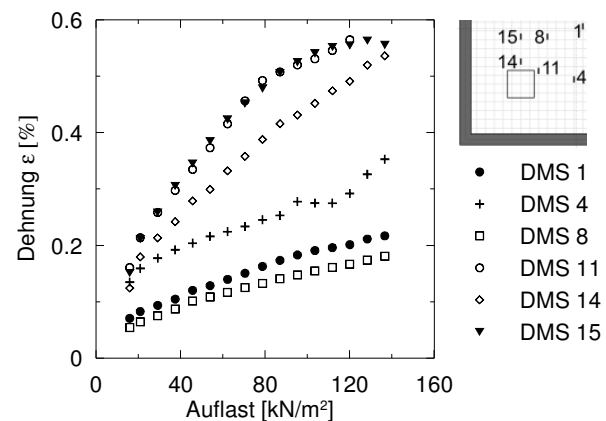


Bild 10: Dehnungen des Geogitters Typ A, Anordnung im Rechteckkraster

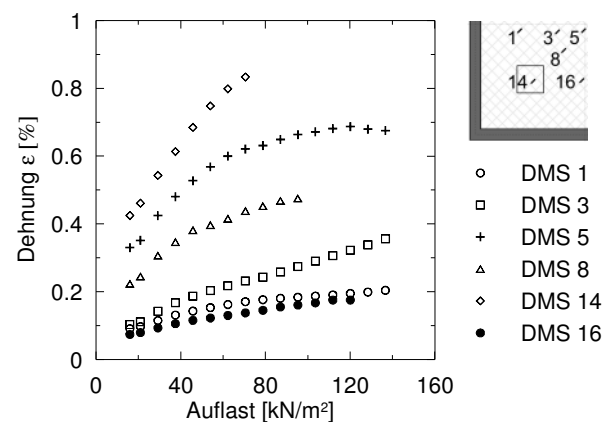


Bild 11: Dehnungen des Geogitters Typ A, Anordnung im Dreieckkraster

In den Bildern 12 und 13 sind die Ergebnisse für die gleichen Versuche mit dem Geogitter Typ B dargestellt.

Im Rechteckraster in Bild 12 treten die größten Dehnungen, wie auch bei Verwendung des Geogitters Typ A (vgl. Bild 10) auf der kürzesten Distanz zwischen den Pfahlköpfen auf (DMS 3, 13, 14 und 15). Bei höherer Auflast sind diese ausgefallen. Die DMS, die auf einem Strang in Kett-richtung liegen (DMS 13, 14 und 15), weisen eine fast identische Dehnung auf. Auch DMS 3, welche in der entsprechenden orthogonalen Richtung appliziert worden ist, passt sehr gut mit diesen Ergebnissen überein. Die in der Mitte der Versuchsanordnung liegenden DMS (DMS 1, 2, 5, 6 und 7) werden dagegen nur gering belastet.

Im Dreieckraster in Bild 13 werden die DMS (DMS 5, 8, 10 und 14) in der Diagonalen zwischen zwei Pfahlköpfen am stärksten gedehnt. Die DMS 7 ist ein wenig abseits dieser Diagonalen angeordnet und die Dehnung ist geringer. Die DMS 1 und 2 weisen eine geringe Dehnung auf.

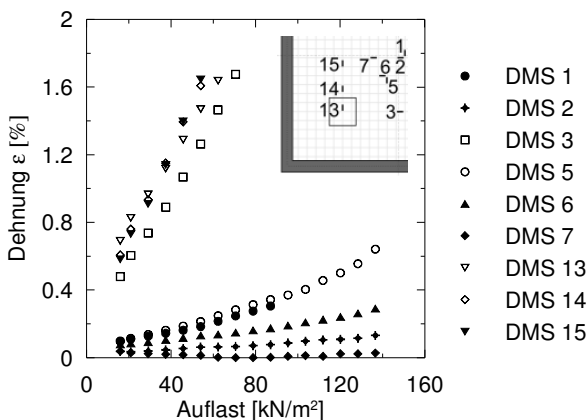


Bild 12: Dehnungen des Geogitters Typ B, Anordnung im Rechteckraster

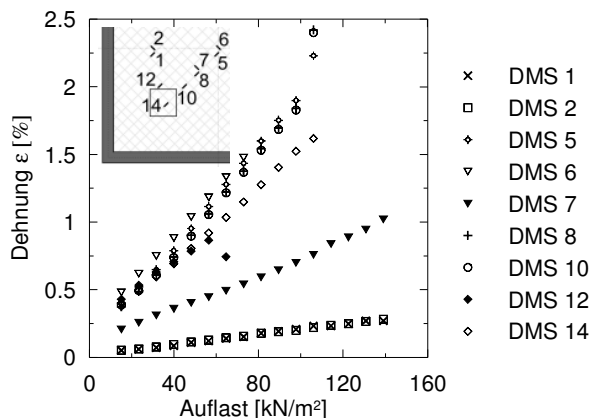


Bild 13: Dehnungen des Geogitters Typ B, Anordnung im Dreieckraster

ANMERKUNG: Aufgrund von Problemen bei der Applizierung der DMS aufgrund der unterschiedlichen Oberflächenstrukturen der Geogitter ist ein direkter Vergleich der gemessenen Dehnungen zwischen beiden Geogitter Typen nur qualitativ und nicht quantitativ möglich.

Beim Vergleich dieser vier Versuche fällt auf, dass die stärkste Beanspruchung im Geogitter unabhängig des untersuchten Geogitter Typs bei Anordnung im Rechteckraster auf dem kürzesten Pfahlabstand stattfindet. Bei Anordnung im Dreieckraster treten die maximalen Dehnungen im Geogitter auf der Diagonalen zwischen den Pfählen auf. Auffallend ist, dass die Dehnungen eines Geogitter Typs bei Anordnung sowohl im Rechteck als auch im Dreieckraster die selbe Größenordnung haben, obwohl die Stützweite im Dreieckraster deutlich größer ist.

Ein Anzeichen, dass bei Anordnung im Dreieckraster die Lasten auch über die kürzeste Pfahlverbindung aufgrund einer gewissen Knotensteifigkeit beim Geogitter Typ B abgetragen werden, konnte nicht festgestellt werden.

Aus den Versuchsergebnissen kann geschlossen werden, dass die höchste Belastung des Geogitters nicht wie bei einer Membran auf der kürzesten Distanz stattfindet, sondern in Kett- und Schussrichtung des Geogitters erfolgt, wodurch die Vermutungen in [2] bestätigt werden können. Bild 14 verdeutlicht diesen Zusammenhang.

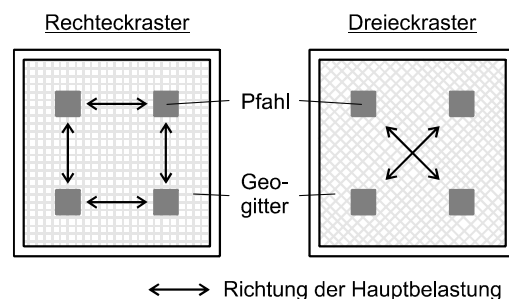


Bild 14: Hauptbelastungsrichtung eines Geogitters mit Anordnung im Rechteck- (links) und Dreieckraster (rechts)

In Bild 15 sind die im Geogitter maximal aufgetretenen Dehnungen im Vergleich mit dem Berechnungsverfahren nach [3] dargestellt. Da bei den Modellversuchen nur die Ausrichtung des Geogitters geändert (Drehung um 45°) und der Abstand der Pfähle zueinander nicht verändert wurde, sind die berechneten Ergebnisse nach [3] für ein Rechteck- und Dreieckraster identisch.

Des Weiteren lässt sich feststellen, dass die Ergebnisse nach [3] im Vergleich zu den Ergebnissen der Modellversuche auf der sicheren Seite liegen.

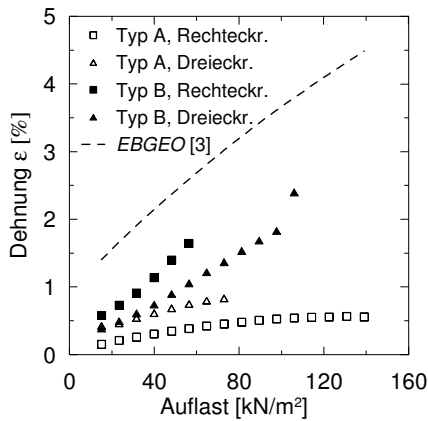


Bild 15: Vergleich der maximal aufgetretenen Dehnungen im Modellversuch mit Berechnungen nach [3]

In Bild 16 sind die mittleren Setzungen der Lastplatte dargestellt. Das Verkanten der Lastplatte während der Versuchsdurchführung war gering (< 1 cm). Die Setzung der Lastplatte war beim Geogitter Typ A ab einer Auflast von ca. 80 kN/m² etwas geringer als beim Geogitter Typ B.

Unabhängig der Rasteranordnung konnten beim gleichen Geogitter Typ keine Unterschiede im Hinblick auf die Setzungen der Lastplatte festgestellt werden. Die gemessenen Pfahlkräfte waren bei allen Versuchen gleich, sodass die in das System eingetragenen Kräfte auch wieder abgetragen wurden; das Kräftegleichgewicht ist also gegeben.

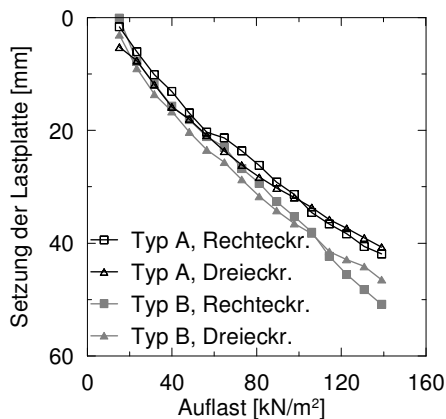


Bild 16: Setzung der Lastplatte bei den durchgeführten Versuchen in Abhängigkeit der Auflast

In Bild 17 ist die Erddruckverteilung der Erddrucksensoren b und c (siehe Bild 8) für den Versuch in Rechteckanordnung mit Geogitter Typ B dargestellt. Es fällt auf, dass der Erddruck, der direkt oberhalb des Geogitters gemessen wurde, nicht an allen Stellen des Geogitters gleichmäßig verteilt ist. Der größte Erddruck ist zwischen den Pfählen vorhanden. Im mittleren Geogitterbereich ist er deutlich geringer.

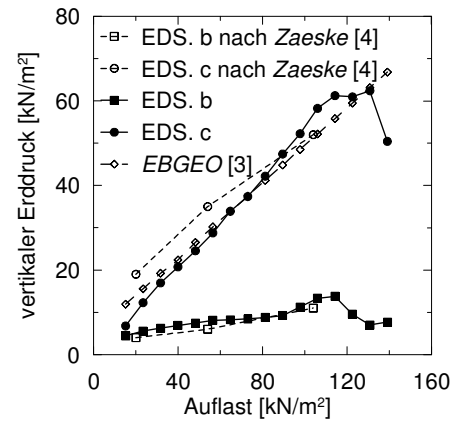


Bild 17: Vergleich der Messergebnisse (Rechteckraster, Geogitter Typ B) mit Modellversuchen nach [4] und analytischer Berechnung nach [3]

Die Erddruckermittlung nach [3] auf der Grundlage von [4] und [5] stimmt gut mit den Messwerten überein. Bei Anordnung des Geogitters im Dreieckraster wurden keine Erddrucksensoren eingebaut.

Es fällt auf, dass die Bereiche, in denen ein hoher Erddruck vorhanden ist, auch eine große Dehnung im Geogitter aufweisen (vgl. in Bild 17 Erddrucksensor b mit DMS 1 in Bild 12 bzw. Erddrucksensor c mit DMS 15). Die Ursache ist die Gewölbebildung im Boden.

Nach [4] kann sich eine gleichmäßige Bodenspannung nur einstellen, wenn eine gleichmäßige Reaktionswirkung des Untergrundes vorhanden ist. Aufgrund der unterschiedlichen Dehnungen im Geogitter stellen sich für die darüber liegende Tragschicht unterschiedliche Lagerungsbedingungen ein. Der dafür maßgebliche Faktor ist der Durchhang des Geogitters, der auf dem kürzesten Pfahlabstand geringer ist als in Geogittermitte. Somit reagiert das System auf dem kürzesten Pfahlabstand „steifer“, wodurch Spannungskonzentrationen in diesem Bereich hervorgerufen werden. Dadurch kommt es bei Anordnung im Rechteckraster zu einer eher linienförmigen Lagerung des Gewölbes, die in Bild 18 schematisch dargestellt ist. Die Dehnungsmessungen beim Rechteckraster bestätigen diese Annahmen, da auf der kürzesten Pfahldistanz die größten Dehnungen gemessen worden sind. Allerdings kann diese Modellvorstellung nicht auf eine Anordnung im Dreieckraster übertragen werden, da die größte Dehnung auf der Diagonalen zwischen den Pfählen ermittelt wurde. Vermutet wird, dass sich im Vergleich zum Rechteckraster ein anderes Gewölbe im Hinblick auf die geometrischen Abmessungen einstellen kann, welches aber aufgrund von fehlenden Spannungsmessungen im Boden (noch) nicht bestätigt werden kann.

Nach der Versuchsdurchführung wurde der Sand ausgebaut und der Durchhang (plastische Verformung) des Geogitters messtechnisch erfasst. In den Bildern 19 und

20 sind der Durchhang für die Anordnung im Rechteck- bzw. Dreieckraster für den Geogitter Typ B dargestellt.

Der Geogitter Typ A weist einen vergleichbaren Durchhang auf, der allerdings geringfügig kleiner ist.

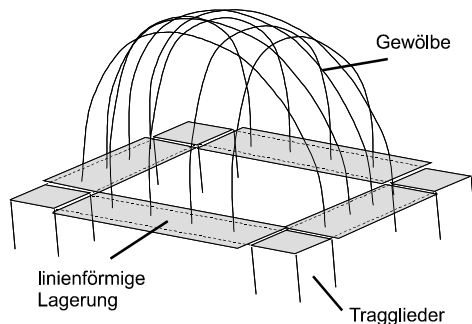


Bild 18: Modellvorstellung zur Lagerung des Gewölbes im Rechteckraster, nach [2]

Beim Vergleich von Bild 19 und 20 läßt sich erkennen, dass das Geogitter im Rechteckraster einen deutlich größeren Durchhang aufweist als im Dreieckraster. Im Rechteckraster bildet sich eine Setzungsmulde zwischen der kürzesten Pfahldistanz aus. Der Mittelbereich des Geogitters hängt sich in diese Absenkung ein, wodurch dort der größte Durchhang auftritt. Beim Dreieckraster dagegen ist der Durchhang gleichmäßiger verteilt und beträgt fast im gesamten Pfahlzwischenbereich ca. 2 cm. Mit Hilfe der unterhalb der Geogitter angebrachten Wegaufnehmer kann der Durchhang quantitativ bestätigt werden.

ANMERKUNG: Die in den Bildern 19 und 20 dargestellte Netzeinteilung dient nur zur deutlicheren Visualisierung des Durchhangs und zeigt nicht die Anordnung der Geogitter.

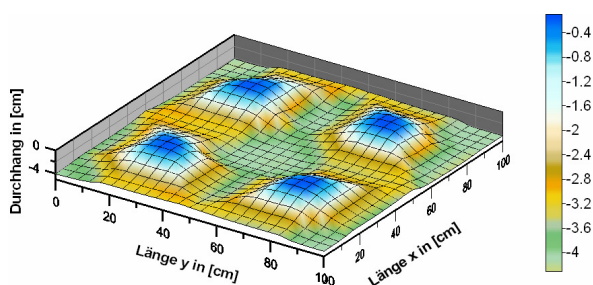


Bild 19: Durchhang (plastische Verformung) des Geogitters Typ B mit Anordnung im Rechteckraster

Zusätzlich konnte nach Versuchsausbau festgestellt werden, dass bei beiden Geogitter Typen bei Anordnung im Rechteckraster vereinzelt mechanische Zerstörungen in Form von gerissenen Knotenpunkten feststellbar waren. Bei Anordnung im Dreieckraster waren keine Beschädigungen zu erkennen.

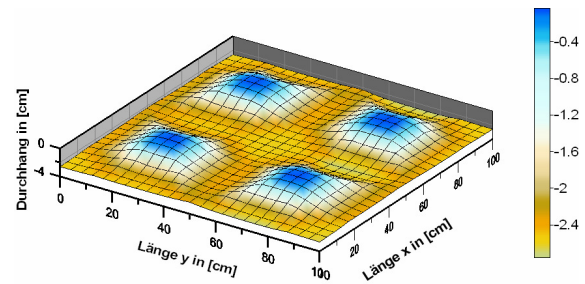


Bild 20: Durchhang (plastische Verformung) des Geogitters Typ B mit Anordnung im Dreieckraster

4 Zusammenfassung und Ausblick

Geokunststoffbewehrte Erdschichten über Pfahlelementen haben sich seit Anfang der 1990er Jahre in der Baupraxis bewährt. Mit Einführung der *EBGEO* [3] liegt nun ein einheitliches technisches Regelwerk zur Dimensionierung dieser Konstruktionen vor. In diesem Beitrag wurde das Berechnungsverfahren nach [3] auf der Grundlage von [4] und [5] für eine GEP-Konstruktion vorgestellt. Ergänzend wurden Modellversuche durchgeführt, die zeigen, dass der Lastabtrag in Kett- und Schussrichtung des Geogitters stattfindet und nicht über die Distanz des kürzesten Pfahlabstandes. Die gemessenen Dehnungen im Rechteckraster sind vergleichbar mit denen im Dreieckraster, wobei bei letztgenanntem eine größere Stützweite vorliegt. Ein Vergleich der Dehnungen der Modellversuche mit berechneten Dehnungen nach [3] zeigt, dass die berechneten Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen, was allerdings auch Sinn von allgemein anzuwendenden „Regeln der Technik“ ist. Der Durchhang des Geogitters ist nach Versuchsausbau beim Rechteckraster etwas größer als beim Dreieckraster. Zusätzlich sind bei beiden Geogitter Typen bei Anordnung im Rechteckraster vereinzelt mechanische Zerstörungen des Geogitters aufgetreten. Der Lastabtrag des Geogitters im Rechteckraster und die Gewölbebildung oberhalb dessen ist bekannt und konnte durch die Versuche bestätigt werden. Es wird allerdings vermutet, dass bei Anordnung des Geogitters im Dreieckraster der Lastabtrag über die Diagonale stattfindet und im Vergleich zum Rechteckraster eine andere Gewölbebildung vorliegt. Hierzu ist allerdings noch weiterer Forschungsbedarf notwendig.

5 Literaturverzeichnis

[1] Kempfert, H.-G. / Stadel, M. (1995): Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke über pfahlähnlichen Traggliedern; Geotechnik Sonderheft zur 4. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), München, S. 146-152

[2] Heitz, C. (2006): Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von

Bewehrungseinlagen aus Geogittern; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 19

[3] EBGEO (2007): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), in Vorbereitung

[4] Zaeske, D. (2001): Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10

[5] Zaeske, D. / Kempfert, H.-G. (2002): Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über punkt- und linienförmigen Traggliedern; Bauingenieur (77), S. 80-86

[6] Kempfert, H.-G. / Heitz, C. / Gebreselassie, B. (2007): Horizontalbewehrung über Pfählen – Einfluss der Bewehrungslagen und der Produktstruktur; 5. NAUE Geokunststoff-Kolloquium, Bad Lauterberg/Harz

[7] DIN 1054:2005-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Deutsches Institut für Normung, Berlin

[8] Vaid, Y. P. / Negussey, D. (1984): Relative density of pluviated sand samples; Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, p. 101-105

[9] Keil, S. (1995): Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen; Cuneus Verlag, Zwingenberg a. d. Bergstr.

Quelle:

Lüking, J. / Gebreselassie, B. / Kempfert, H.-G. (2008): Zum Lastabtrag von Geogittern in geokunststoffbewehrten Erdschichten über Pfahlelementen; 6. Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, S. 469-478