

## **Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Tragschichten auf vertikalen Traggliedern: Erfahrungen aus ausgeführten Bauprojekten**

Dipl.-Ing. Hartmut HANGEN  
Dipl.-Ing. Ole SYLLWASSCHY  
Dr.-Ing. Dimitar ALEXIEW  
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

### **KURZFASSUNG**

Die Bemessung Geokunststoffbewehrter Bodenkörper auf vertikalen Traggliedern erfolgt in Deutschland in der Regel mit einem von Zaeske und Kempfert [1] vorgestellten und im Rahmen der EBGEO, [2], weiterverfolgten Tragwerksmodell. Im Rahmen einer Fallstudie über die Nationalstraße N 210 zwischen den Orten Krimpen a/d Ijssel und Bergambacht in den Niederlanden werden ausgewählte Ergebnisse einer umfangreichen geotechnischen Überwachung präsentiert und diesen Berechnungsansätzen gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, dass der für die Empfehlung der DGGT gewählte Ansatz mit einem dreiecksförmigen Verlauf der Einwirkungen auf die Bewehrung realistische Ergebnisse liefert. Die Annahme einer konstant verteilten Belastung oder zusätzlichen Berücksichtigung der Bettungsbedingungen der vertikalen Tragglieder erscheint zumindest in diesem Fall zu unsicher. Bei geringen Überdeckungshöhen kann die Gewölbewirkung durch erstmalige Verkehrslast gestört werden, so dass ein Anstieg der Membranwirkung zu beobachten ist. Die Auswertung der Erddruckgeber über einen Beobachtungszeitraum von ca. 3 Jahren zeigt einen stetigen Rückgang der Bettungswirkung der Weichschicht, weshalb die etwaige Berücksichtigung bei der Bemessung, zumindest für vergleichbare Baugrundverhältnisse, insofern kritisch zu hinterfragen ist.

### **1. Einleitung**

Geokunststoffbewehrte Bodenkörper auf vertikalen Traggliedern haben sich sowohl bei privaten als auch bei öffentlichen Bauherren seit vielen Jahren als Gründungsbauweise insbesondere im Verkehrswegebau durchgesetzt.

Diese Bauweise ist neben ihren ökonomischen besonders wegen ihrer technischen Vorteile eine attraktive Alternative zu konventionellen Gründungsverfahren von Erdbauwerken auf Weichschichten. Die Bemessung und Dimensionierung solcher Bauwerke erfolgt in der Regel unter Voraussetzung eines Tragwerksmodells, bei welchem Eigengewicht und äußere Einwirkungen über eine Kombination aus der s.g. Gewölbewirkung, Membranwirkung und einer ggfs. zu berücksichtigenden Gegenpressung der Weichschicht in den tragfähigen Baugrund abgetragen werden. Zur Bestimmung dieser Größen hat sich im

deutschsprachigen Raum ein von Zaeske und Kempfert, [1], erstmalig veröffentlichter und im Rahmen der EBGEO Arbeitsgruppe AK 5.2, [2], weiter verfolgter Ansatz durchgesetzt. Grundsätzlich werden die in [3] mit A, B und C bezeichneten Größen dabei in Abhängigkeit der Eigenschaften der Dammschüttung sowie der Bettungsmodule der Weichschicht mit Hilfe von Differentialgleichungen ermittelt. Für die Gültigkeit dieser, in erster Linie auf Grundlage von umfangreichen Modellversuchen ermittelten Bemessungsansätze wird vorausgesetzt, dass Weichschicht und vertikales Tragglied ausreichend große Steifigkeitsunterscheide aufweisen. In der Praxis bedeutet dies, dass das vertikale Tragglied als nahezu setzungsfrei betrachtet wird.

In jüngster Zeit werden Projekte vereinzelt auch nach einem Verfahren bemessen, welches im Wesentlichen auf den Grundlagen von Zaeske, [4], beruht, in wenigen entscheidenden Punkten jedoch von der für die Bemessung vorgeschlagenen und in die EBGEO übernommenen Vorgehensweise abweicht. Bei diesem von Geduhn und Vollmert nochmals in [5] beschriebenen Ansatz wird bei der Lösung der Differentialgleichungen für die Bestimmung der Geogitterkräfte auch die Bettung bzw. das Setzungsverhalten der vertikalen Tragglieder berücksichtigt. Ferner wird vorgeschlagen, den von Zaeske empfohlenen Ansatz einer dreiecksförmigen Verteilung der Einwirkung auf die Bewehrung durch einen konstanten Verlauf zu ersetzen. Beide beschriebenen Veränderungen führen im Allgemeinen zu einer signifikanten Verringerung der rechnerisch erforderlichen Zugkräfte. Nach Ansicht der Autoren ist fraglich, ob diese erweiterten Ansätze für die Bemessung von dauerhaft beanspruchten Verkehrsbauwerken, insbesondere für Bauwerke mit besonders ungünstigen Baugrundverhältnissen und geringen Überschüttungshöhen übertragen werden können.

Eine langfristige messtechnische Begleitung realer Bauwerke ist zur besseren Beurteilung dieser Fragestellung deshalb von großer Bedeutung. Die im Folgenden dargestellte Auswertung von Meßdaten der Nationalstraße N 210 zwischen den Orten Krimpen a/d IJssel und Bergambacht in den Niederlanden und deren Vergleich mit Berechnungsergebnissen soll in diesem Sinne zum weiteren Verständnis des Tragverhaltens derartiger Konstruktion beitragen.

## **2. Geotechnische Gegebenheiten, Grundwasser**

Tabelle 1 zeigt das für die gesamte Strecke repräsentative Bodenprofil mit ortstypischen Weichschichten aus holozänen Torfen und Tonen. Diese überlagern eine gut tragfähige bis in größere Tiefen reichende Schicht aus pleistozänen Sanden.

Der Grundwasserspiegel wird im Bereich der betrachteten Baumaßnahme durch künstliche Wasserhaltung bestimmt und liegt in einer Höhe von nur wenigen cm unterhalb des anstehenden Geländes. Dennoch unterliegt er beträchtlichen, saisonalen Schwankungen, die die Tragfähigkeitsverhältnisse in den oberen Bodenschichten stark beeinträchtigen können.

Tab. 1: Kenndaten der wichtigsten Bodenschichten

Schicht	Tiefe [m NAP <sup>1)</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_c$ [MPa]	$E_p$ <sup>2)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ <sup>3)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]
Torf	- 1,5	10.7	15.0	5.0	0.2	600	600
Ton	- 6,5	14.9	20.0	3.0	0.2	400	800
Sand	- 13,5	18.0	32.5	1.0	8.0	5600	112000

<sup>1)</sup>: NAP = Normaal Amsterdams Peil, Niederländische Referenzhöhe (entspricht NN)

<sup>2)</sup>: Pressiometer Modul, korreliert aus CPT-Sondierung

<sup>3)</sup>: Verhältnis  $E_p / E_s$  in Anlehnung an DIN 4094-5:2001-06 mit  $\alpha_{\text{Torf}} = 1$ ,  $\alpha_{\text{Ton}}$  und  $\alpha_{\text{Sand}} = 0,5$

### 3. Bemessung

Für Vergleichsberechnungen gemäß EBGEO [2] wurden die in Tabelle 2 aufgeführten Eingangswerte verwendet. Details zu den dabei verwendeten Berechnungsgleichungen finden sich in EBGEO, [2].

Tab. 2: Eingangswerte für statische Berechnungen

Damm			Geosynthetische Bewehrung		
Breite	~ 12,0	m	parallel zur Dammachse	Fortrac® R 600/50-30 T	
Überdeckungshöhe $H_d$ (excl. geb. Schichten)	1,15...1,30	m	Bruchfestigkeit / Bruchdehnung	600 / 9,5	kN/m / %
Schüttmaterial	Schotter (0/32) mm		quer zur Dammachse	Stabilenka® 350/50 (2 Lagen) <sup>2)</sup>	
$\varphi'$	(33,0) 40,0 <sup>1)</sup>	°	Bruchfestigkeit / Bruchdehnung	350 / 9,5	kN/m / %
$\gamma'$	21,0	kN/m <sup>3</sup>	max. zul. Gesamtdehnung im Bemessungszeitraum	6	%
$c'$	0,0	kN/m <sup>2</sup>	max. zul. Kriechdehnung im Bemessungszeitraum	0,5...1,0	%
Verkehrslast	33,3	kN/m <sup>2</sup>	<b>Fertigbeton Ramppfähle / Pfahlkappe</b>		
Teilsicherheitsbeiwerte	1,0 (nur charakterisch)		Länge	~ 13,0...20,0	m
<b>Lebensdauer</b>			Querschnittsabmessung	290 x 290	
vertraglich fixiert	20	Jahre	Rastermaß ( $s_y, s_x$ ) Achse/Achse (längs. x quer)	2,35 x 2,28	
tatsächlich erwartet	> 50... 100	Jahre	Querschnitt Kopfplatte	0,75 x 0,75	

<sup>1)</sup>: für Vergleichsrechnungen wurde auch  $\varphi' = 40,0^\circ$  verwendet

<sup>2)</sup>: für Vergleichsrechnungen wurde nur die untere Gewebelage berücksichtigt

### 4. Feldversuch und geotechnische Messungen

#### Allgemeines

Im Sommer 2007 wurden die Arbeiten an der N 210 mit der Errichtung eines ca. 50 m langen Testdammes begonnen. Dieser, mittlerweile in den weiteren Streckenverlauf integrierte Bauabschnitt, wurde im Rahmen der Qualitätssicherung und Dokumentation für die vertraglich vereinbarte Unterhaltungsdauer von 20 Jahren mit zwei voneinander unabhängigen Messquerschnitten ausgestattet.

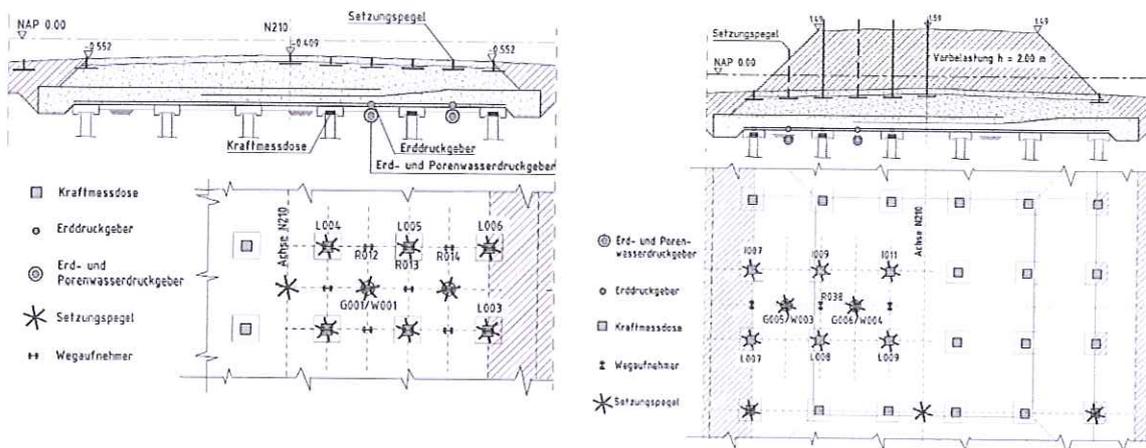


Abb. 1: Querschnitt und Draufsicht Meßfeld 1      Abb. 2: Querschnitt und Draufsicht Meßfeld 2

Abbildungen 1 und 2 zeigen Draufsicht und Querschnitt der Meßfelder, wobei Meßfeld 1 (MV1) im Westen und Meßfeld 2 (MV2) im Osten des Testdammes angeordnet wurden. Der Einfluß dynamischer Belastung wurde im Meßfeld 1 untersucht, im Bereich von Meßfeld 2 wurde zunächst eine statische Vorbelastung aufgebracht.

Die Datenerfassung erfolgte für beide Meßfelder zentral mit einem über Solarstrom betriebenen und zur Onlineabfrage ausgestatteten Datenlogger.

### Meßergebnisse

Abbildungen 3 bis 10 zeigen Ergebnisse der Meßwerterfassung für die beiden Querschnitte MV1 und MV2 in der Zeit zwischen Baubeginn im Spätsommer 2007 und Frühjahr 2008.

#### Pfahlkräfte, Erddruck und Porenwasserdruck

Die Abbildungen 3 und 4 zeigen die Signale ausgewählter Geber im Meßquerschnitt MV1: der Anstieg der Normalkraft im Pfahl mit zunehmender Überschüttungshöhe ist in Abb. 3 deutlich zu erkennen. Bei Erreichen der vollen Schütthöhe (Ende August 2007) zeigen die Kraftmeßdosen Pfahlkräfte in einer Größenordnung von 40 – 60 kN an. Unter der Annahme einer vollständigen Lastableitung durch die vertikalen Tragglieder müsste ein Großteil der vertikalen Einwirkungen somit über den Weichboden in den Pfahlzwischenräumen abgetragen werden. Um dies zu verifizieren, wurden die nächstgelegenen Erd- und Porenwasserdruckgeber unterhalb der Bewehrung ausgelesen. Abbildung 4 zeigt den Verlauf des Erddruckgebers G001 und W001 im Vergleich mit der Kraftmeßdose L005 für den Zeitraum von drei Monaten nach Baubeginn. Deutlich zu erkennen ist ein abrupter Anstieg des Erddrucks im Zuge der 3. Schüttlage (22.-24. August 2007). Als Maximum gibt der Sensor ein Signal von etwa 20 kN/m<sup>2</sup>, welches der Differenz zwischen der erwarteten und gemessenen Pfahlkraft größenordnungsmäßig entspricht. Der Einbau der letzten Schüttlage 1 Woche später bewirkt hingegen keinen weiteren Anstieg der Spannungen im Weichboden, stattdessen kommt es in den nachfolgenden Wochen eher zu einer Entlastung

der Weichschicht. Auch der Porenwasserdruckgeber W001 reagiert äußerst träge und zeigt nur einen unwesentlichen Anstieg im Zuge der Bautätigkeiten. Wesentlich deutlicher noch als im MV1 ist dieses Verhalten im Meßfeld MV2 bei Einbau der Vorbelastung zu erkennen, siehe Abbildung 5.

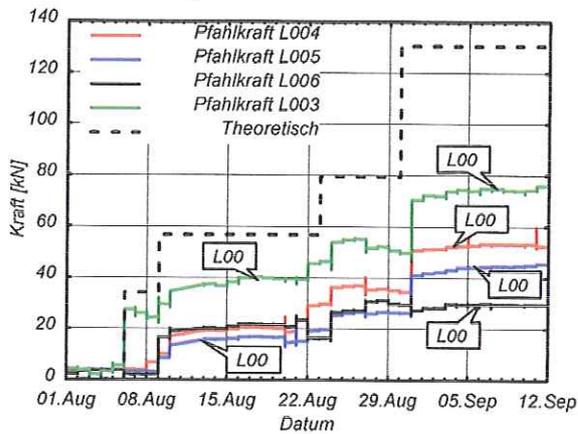


Abb. 3: MV 1: Einbauphase, Pfahlkräfte

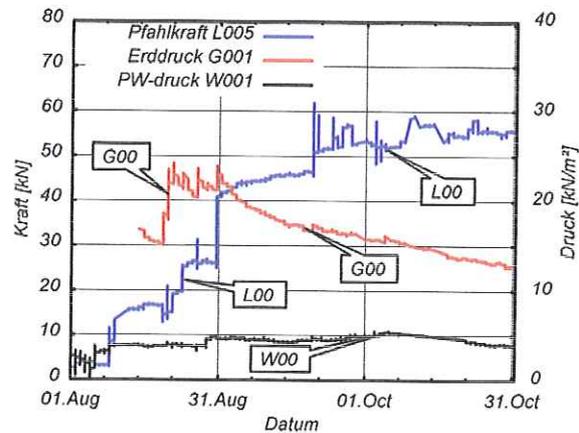


Abb. 4: MV1: Pfahlkraft, Erd-, Porenwasserdruckgeber

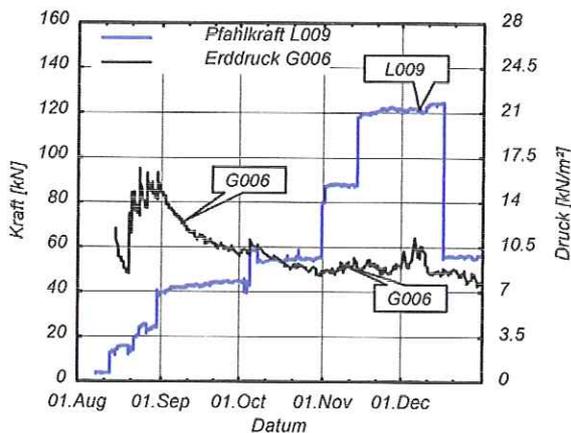


Abb. 5: MV2: Pfahlkraft und Erddruck in der Weichschicht

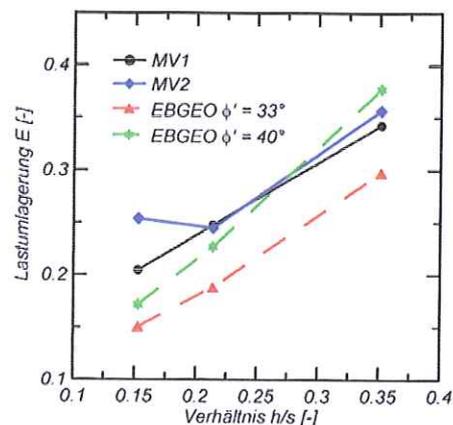


Abb. 6: Lastumlagerung in den Pfahl, MV1, MV2 und berechnet gem. EBGEO

### Lastumlagerung / Pfahleffizienz

In Abbildung 6 wurden die gewonnenen Daten aus beiden Messquerschnitten in Form der s.g. Pfahleffizienz  $E_S$  über dem Verhältnis  $h/s$  dargestellt, wobei die Bezeichnungen  $h$  für die Überdeckungshöhe und  $s$  für den Abstand der Tragglieder entsprechend EBGEO [2] gewählt wurden. Die Pfahleffizienz  $E_S$  beschreibt dabei das Verhältnis der Pfahlkraft zur Resultierenden aller, einer Einzugsfläche  $A_E$  zuzuordnenden, vertikalen Einwirkungen. Zur weiteren Beurteilung der Ergebnisse zeigt Abbildung 6 weiterhin die, auf Grundlage von EBGEO [2] berechnete, Lastumlagerung in Folge der Gewölbewirkung. Um die Abhängigkeit der Berechnungsergebnisse von der Qualität des Schüttmaterials deutlich zu machen, wurden die Gleichungen sowohl für den vom Bodengutachter empfohlenen charakteristischen Wert des Reibungswinkel von  $\phi' = 33^\circ$  als auch für einen höheren aber

ggfs. realistischeren Reibungswinkel von  $\varphi' = 40,0^\circ$  ausgewertet. In Abhängigkeit von dem für die Berechnungen zugrundegelegten Reibungswinkel ist sowohl für die Messungen als auch bei den Berechnungen ein rascher Anstieg der Lastumlagerung zu beobachten. Die Weichschicht erfährt mit wachsender Überschüttungshöhe somit eine signifikante Entlastung, für geringe Überschüttungshöhen wird die Weichschicht hingegen nur verhältnismäßig wenig entlastet.

Zur weiteren Beurteilung des Tragverhaltens wurden nun die Signale der Wegaufnehmer ausgelesen.

### Dehnungen der Geokunststoffbewehrung, Wegaufnehmer

Abbildung 7 zeigt die Signale der Wegaufnehmer R012, R013 und R014 im Meßfeld MV1, untere Bewehrungslage quer zur Straßenachse, vgl. Abb 1, während der Bauphase. Abgesehen von der relativen Änderung der einzelnen Sensoren mit dem Baufortschritt ist offensichtlich, dass die Dehnungen in Feldmitte deutlich größer sind als über dem Pfahl. Im Mittel aller Geber bewegen sich die Dehnungen in einer Größenordnung von weniger als 5%.

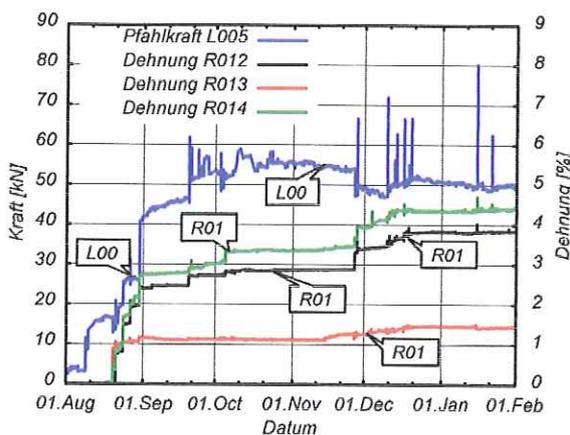


Abb. 7: MV1: Dehnung Stabilenka® (untere Lage, Feldm. & Pfahlkopf), Pfahlkraft

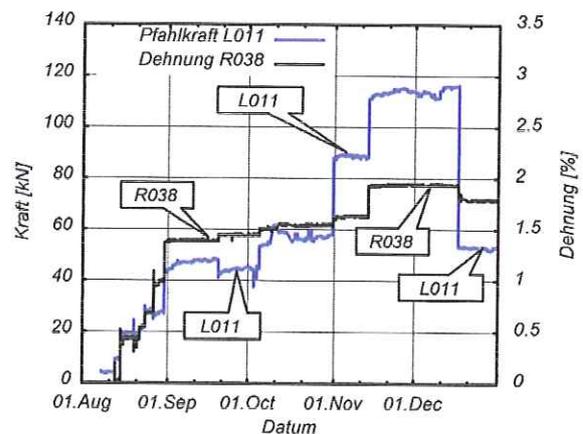


Abb. 8: Dehnung Fortrac® (Längsrichtung, Feldmitte), Pfahlkraft

Ein deutlicher Zuwachs der Dehnungen ist zu Beginn des regelmäßigen Baustellenverkehrs auf der Trasse, Ende November, zu verzeichnen. Die unmittelbare Befahrung des Testdamms durch fünfsachsige Schwerlast- LKW mit einem Gesamtgewicht von 50 t führt somit offensichtlich zu einer Umverteilung des Lastabtrags. Da weder die Pfahlkräfte noch die Erddruckgeber unter der Bewehrung auf die Verkehrslast reagieren, ist anzunehmen, dass der Anteil der Bewehrung am Lastabtrag in dem Maße angestiegen ist, wie der Anteil der Gewölbewirkung abgesunken ist. Es erfolgt somit keine zusätzliche Belastung der Weichschicht, außerdem nimmt die Zunahme der Dehnung mit zunehmender Anzahl der Überfahrten rasch ab. Prinzipiell könnte der beobachtete Mechanismus mit dem von Heitz, [6], beschriebenen Gewölbereduktionsfaktor  $\kappa$  ermittelt werden.

Abbildung 8 zeigt Signale des Wegaufnehmers R038 im Meßfeld MV2, Längsbewehrung in Richtung der Straßenachse, Feldmitte, während der Bauphase und dem Zeitraum der Vorbelastung. Im Vergleich zu den hier nicht dargestellten Dehnungen der darunterliegenden Querbewehrung, bzw. den in Abbildung 7 gezeigten Werten für den Meßquerschnitt MV1 ergeben sich etwas geringere Dehnungen.

### Gemessene und berechnete Dehnungen

Wie bei der Betrachtung der Lastumlagerung, Abbildung 6, wurden die Vergleichsberechnungen zur Ermittlung der Bewehrungsdehnungen bzw. Kräfte sowohl für einen Reibungswinkel des Schüttmaterials  $\phi' = 33^\circ$  als auch für den Reibungswinkel von  $\phi' = 40,0^\circ$  durchgeführt. Der entsprechend EBGEO, [2], anhand der Steifemodule  $E_s$  angesetzte Bettungsmodul  $k_s$  wurde jedoch nicht variiert. Die Abbildungen 9 und 10 zeigen den Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Dehnungen beider Meßquerschnitte für einen Reibungswinkel  $\phi' = 40,0^\circ$  sowohl für die Quer- als auch die Längsbewehrung. Die Abbildungen zeigen deutlich, dass die Meßergebnisse für beide Meßquerschnitte zwar schwanken, im Mittel aber sehr gut mit den berechneten Werten übereinstimmen.

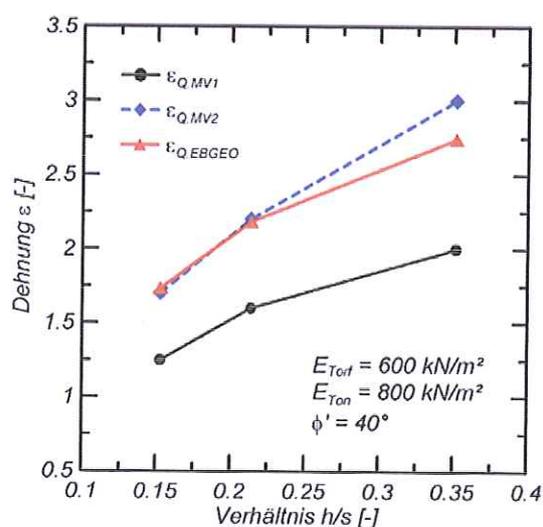


Abb. 9: Gemessene und berechnete Dehnungen Stablenka, quer zur Straßenachse

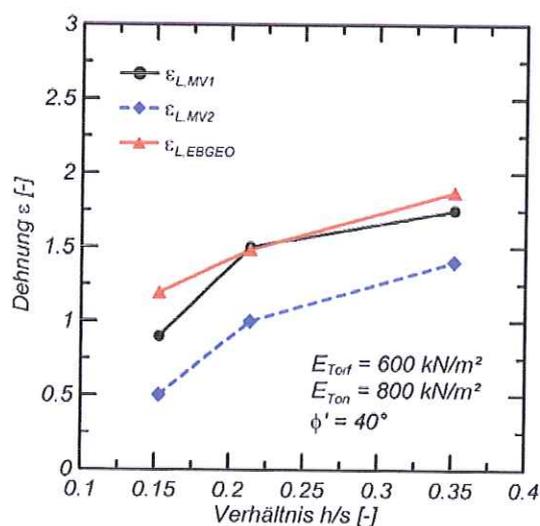


Abb. 10: Gemessene und berechnete Dehnungen Fortrac, längs der Straßenachse

### ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen der Baumaßnahme N210 bei Krimpen, Niederlande, konnten wertvolle Messergebnisse gewonnen werden: Bei Berücksichtigung der lokalen Randbedingungen für die Belastung (Straßenverkehr) und die verwendeten Baustoffe (Geokunststoffbewehrung und Schüttmaterial) können demnach Konstruktionen auch mit geringerer Überdeckungshöhe ausgeführt werden als in [2] empfohlen wird. Bei geringen Überdeckungshöhen kann die Gewölbebildung jedoch durch eine erstmalige Verkehrslast

gestört werden, so dass eine Umverteilung des Lastabtrags z.B. als Anstieg der Membranwirkung zu beobachten ist. Ein Vergleich von Meßergebnissen und Berechnungen zeigt, dass mit der in [2] empfohlenen Vorgehensweise sowohl die Lastumlagerung als auch die Dehnung der Geokunststoffbewehrung zutreffend abgebildet werden können. Die Berücksichtigung eines veränderten Belastungsbildes z.B. nach [5], bei der Ermittlung der Dehnungen hätte im vorliegenden Fall zu einer deutlichen Unterschätzung der Dehnungen geführt. Die Notwendigkeit für eine Anpassung des Berechnungsverfahrens gem. [2] kann aufgrund der vorgestellten Ergebnisse nicht abgeleitet werden. Die Auswertung der Erddruckgeber über einen längeren Beobachtungszeitraum zeigt, dass sich die Bodenbettung zwischen den vertikalen Traggliedern im Laufe der Zeit verändern (reduzieren) kann und ihre planmäßige Berücksichtigung insofern vorsichtig gewählt werden sollte. Insgesamt bestätigt die Auswertung der zum jetzigen Zeitpunkt vorliegenden Meßergebnisse die Erwartungen an ein verformungsarmes Gründungsverfahren. Aufgrund vertraglicher Vereinbarungen zur Dokumentation und Qualitätssicherung wird die Datenerfassung über einen langen Zeitraum von wenigsten 20 Jahren weitergeführt.

#### Literatur

- [1] Zaeske, D. & Kempfert, H.-G. (2002): *Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten auf punkt- und linienförmigen Traggliedern*. Bauingenieur Band 77, Februar 2002.
- [2] EBGEO. (2004): *Empfehlung "Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern"*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Fachsektion „Kunststoffe in der Geotechnik“, Arbeitskreis AK 5.2 „Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen“, Entwurf Kap. 6.9.
- [3] Eekelen, S.J.M. van, Bezuijen, A., Duijnen, P. van, Jansen, H.L. (2009): *Piled embankments using geosynthetic reinforcement in the Netherlands: design, monitoring & elevation*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M.Hamza et al. (Eds.), 2009.
- [4] Zaeske, D. (2001): *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*. Schriftenreihe Geotechnik, Uni Kassel, Heft 10, Februar 2001.
- [5] Geduhn, M., Vollmert, L. (2005): *Verformungsabhängige Spannungszustände bei horizontalen Geokunststoffbewehrungen über Pfahlelementen in der Dammbasis*. Bautechnik 82, Heft 9, 2005.
- [6] Heitz, C. (2006): *Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern*. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 19, November 2006