

# **Geokunststoffbewehrte Bodenkörper auf vertikalen Traggliedern: Erfahrungen beim Bau der Nationalstraße N210, Niederlande**

Dipl.-Ing. Hartmut HANGEN  
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher  
Dipl.-Ing. Oliver DETERT  
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher  
Dr.-Ing. Dimiter ALEXIEW  
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

## **KURZFASSUNG**

In 2006 entschied sich die Provinz "Süd Holland" den Neubau der Nationalstraße N 210 zwischen den Orten Krimpen a/d IJssel und Bergambacht in den Niederlanden in Form eines s.g. DCM-Vertrages (design, construction und maintenance) durchzuführen.

Der ca. 14 km lange Bauabschnitt verläuft über geotechnisch ungünstigen, primär organischen Weichschichten mit einer Mächtigkeit von durchschnittlich 15 m. Aus diesem Grund wurde entschieden, die Straße als einen geokunststoffbewehrten Damm auf vertikalen Traggliedern auszuführen. Als Ergebnis einer umfangreichen Variantenstudie wurden die vertikalen Tragglieder in Form von Fertigbetonrammpfählen mit Pfahlkopfplatten ausgeführt. Zur Überbrückung der Pfahlzwischenräume wurden sowohl quer als auch längs der Straßenachse hochzugfeste Geokunststoffbewehrungen verlegt.

Im Sommer 2007 wurde mit dem Bau eines 50 m langen Testdammes begonnen. Veranlassung für die Ausführung eines solchen in zwei Querschnitten umfangreich instrumentierten Dammes waren einerseits baupraktische Aspekte, zum Anderen sollten die im Zuge der Bemessung gemachten Annahmen zum Tragverhalten der Konstruktion im Feldversuch verifiziert werden. Im Rahmen der Qualitätssicherung wird die Datenerfassung mindestens für die Zeit der vertraglichen Unterhaltsdauer von 20 Jahren weitergeführt werden.

Neben der Publikation von baupraktischen Erfahrungen soll diese Veröffentlichung insbesondere zum weiteren Verständnis des Tragverhaltens derartiger Konstruktion beitragen. Hierzu werden aktuelle Messergebnisse mit den Ergebnissen der analytischen Berechnungen verglichen.

## **1. EINLEITUNG**

### **1.1. Allgemeines**

Die derzeitige Gründung der Nationalstraße N210 zwischen Krimpen an der IJssel und Bergambacht in den Niederlanden erfolgte erstmals in den Jahren 1943 – 45. Sie stellt eine wichtige Alternativroute zwischen den Großstädten Utrecht und Rotterdam dar. Für diese Region der Niederlande typisch, verläuft die Straße über stark kompressiblen organischen Weichböden mit einer Mächtigkeit von bis zu 15 m. Dieser Tatsache geschuldet, erfolgte die Gründung des jetzigen Straßenkörpers mit Hilfe von Sand gefüllten Betonwannen. Diese

wurden auf Holzpfählen im Rastermaß von 1.2 m im tragfähigen Sand abgesetzt, Abb. 1. Mit Blick auf die derzeit zur Verfügung stehenden Möglichkeiten eine äußerst innovative Bauweise.

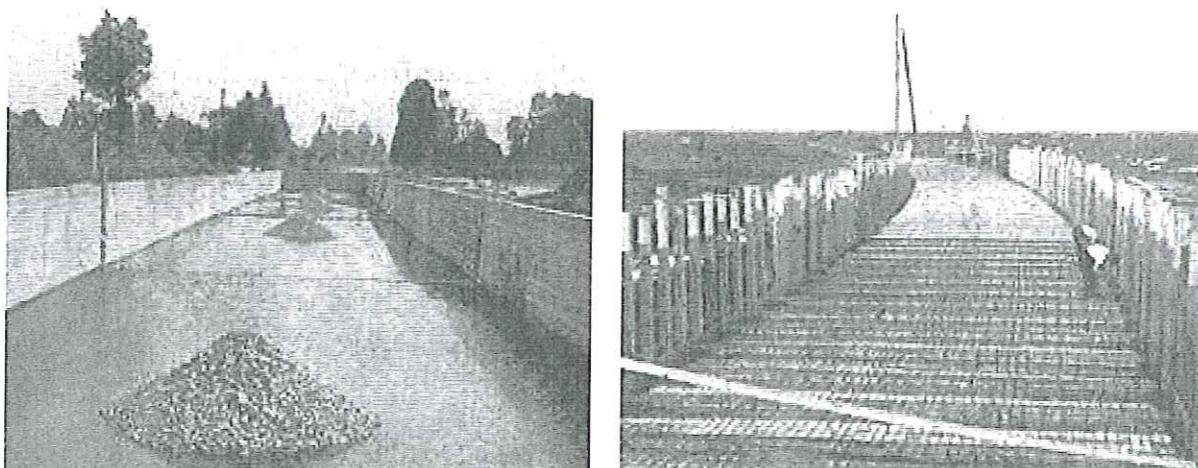


Abb. 1: Gründung der jetzigen N 210 (1943-1945), Fotos: Provincie Zuid-Holland

Nichts desto trotz traten im Laufe der Jahre zunehmend Schäden an der Konstruktion auf: Stetig steigende Verkehrsbelastung sowie teilweise unzureichende Pfahllängen und mangelnde Dauerhaftigkeit der Holzpfähle sowie Erosion der Sandfüllung in Fugenbereichen der Betonwannen waren hierfür ursächlich. Besonders ungünstig wirkte sich jedoch der Bau eines schwimmend gegründeten Fahrrad- und Wirtschaftsweges unmittelbar neben der Straße aus, da die Pfahlgründung nun einseitig mit horizontalem Druck belastet wurde. Dadurch notwendige ständige Unterhaltungsarbeiten und damit einhergehende Behinderungen des Verkehrs machten es deshalb erforderlich eine grundlegende Verbesserung der Infrastruktur zu erreichen.

Vor ca. 2 Jahren entschied sich der Verkehrsträger, die Region Süd Holland, den Neubau eines 14 km langen Abschnittes der N210 in Form eines DCM-Vertrages auszuschreiben. Dem Auftragnehmer werden somit Planung (**D**esign), Bau (**C**onstruction) und Unterhaltung (**M**aintenance) übertragen. 2006 wurde dieser Auftrag an die Firma Ballast Nedam Infra vergeben, mit der geotechnischen Beratung wurde die Fugro Onshore Geotechnics beauftragt. Gegenstand des Gesamtauftrags war die Entwicklung eines Konzeptes welches einerseits die verkehrstechnische Anbindung der Region für das aktuelle und zukünftige Verkehrsaufkommen sicherstellt aber gleichermaßen die strengen Umweltauflagen berücksichtigt.

Auf Grundlage dieser Eingangsbedingungen wurde im Rahmen der Planfeststellung entschieden, die Straße ca. 30 m südlich der existierenden Trasse komplett neu zu bauen. Das aktuelle Konzept mit je einer Richtungsfahrbahn für den Durchgangsverkehr und einer separaten Nebentrasse für landwirtschaftlichen Verkehr und Fahrradfahrer wurde dabei beibehalten.

Oben beschriebene Probleme bei der jetzigen Gründung der Nebenstrecke wurde begegnet, indem diese als Kombination aus Geosynthetics und Leichtbaustoffen, insbesondere EPS und Bims, errichtet wurde. Obwohl bereits dieser Konstruktion Aufmerksamkeit gebührt, soll in diesem Aufsatz nur über den geokunststoffbewehrten Bodenkörper berichtet werden.

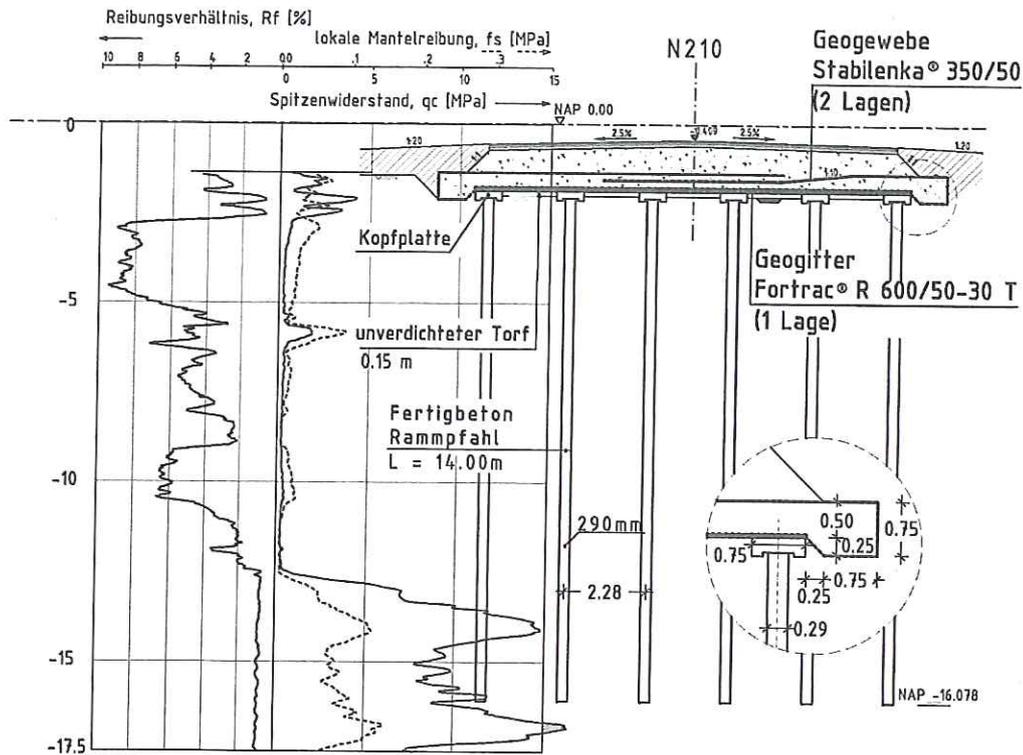


Abb. 2: Regelquerschnitt und repräsentative CPT Sondierung

## 1.2. Geotechnische Gegebenheiten, Grundwasser

Sowohl aufgrund der geologischen Rahmenbedingungen und Vorkenntnisse aus dem Bau der jetzigen N210 aber auch eingehender Sondierung im Vorfeld der Planung konnte für den gesamten betrachteten Streckenabschnitt ein verhältnismäßig homogenes Bodenprofil erstellt werden. Tabelle 1 und Abbildung 2 zeigen ortstypische Weichschichten aus holozänen Torfen und Tonen bis in eine Tiefe von ca. 10 bis 13 m unter G.O.K. Diese überlagern eine gut tragfähige bis in größere Tiefen reichende Schicht aus pleistozänen Sanden. Abbildung 2 zeigt Ergebnisse einer typischen CPT-Sondierung.

Der Grundwasserspiegel wird in dieser größtenteils unterhalb des Meeresspiegels gelegenen Region der Niederlande durch künstliche Wasserhaltung bestimmt. Im Bereich der betrachteten Baumaßnahme liegt dieser in einer Höhe von nur wenigen cm unterhalb des anstehenden Geländes. Er unterliegt 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> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_c$ [MPa]	$E_p$ <sup>2)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]
Torf	- 1,5	10.7	15.0	5.0	0.2	600
Ton	- 6,5	14.9	20.0	3.0	0.2	400
Sand	- 13,5	18.0	32.5	1.0	8.0	5600

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

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

## 1.3. Ökologische Randbedingungen

Der betrachtete Bauabschnitt der N210 zwischen Krimpen und Bergambacht liegt in einer ökologisch und ökonomisch sensitiven Umgebung. Die küstennahe Region ist geprägt durch

seine Weidelandschaft und eine Vielzahl an Vorflutern, welche besonders Zug- und Wasservögeln Rückzugsmöglichkeiten und ein ausreichendes Nahrungsangebot bietet. Um diesen Lebensraum weitestgehend zu schonen und das typische Landschaftsbild zu bewahren, wurde festgelegt, dass eine maximale Konstruktionshöhe von  $\pm 0,00$  m NAP (Niederländische Referenzhöhe) einzuhalten war.

Die verfügbare Bauzeit wurde auf insgesamt drei Jahre beschränkt. Die durchgängige Nutzbarkeit der alten N210 war hierbei bindend.

#### **1.4. Kosten – Nutzen – Analyse / Trade – Off-Matrix**

Aufgrund der vom Auftraggeber gewählten Vertragsform, eines DCM-Vertrags, wurde im Vorfeld der Vergabe eine detaillierte Variantenstudie und Wirtschaftlichkeitsbetrachtung verschiedener Bauweisen durchgeführt. Als gesamtwirtschaftlich günstigste Lösung wurde demnach die in dieser Veröffentlichung dargestellte Konstruktion gewählt. Genauere Angaben zu den betrachteten Bauweisen und Bewertungskriterien finden sich in Haring et.al. (2008).

## **2. BEMESSUNG**

Obwohl jüngst eine Vielzahl von Veröffentlichungen zur Bemessung von geokunststoffbewehrten Tragschichten auf vertikalen Traggliedern entstanden sind, siehe z.B. Zaeske (2001), Kempfert (2002), Love (2003), Alexiew (2004), Heitz (2006), Kempfert (2008), und verschiedene Arbeitskreise aktiv an diesem Thema arbeiten, wurde die Bemessung der N210 auf Grundlage des British Standard BS 8006 : 1995 (BSI 1995) durchgeführt. Dies ist begründet in der Tatsache, dass die aktuelle Ausgabe des BS 8006 europaweit die derzeit einzige eingeführte Anwendungsnorm für eine derartige Anwendung ist. Zudem sind mit diesem besonders für hohe Dämme bisweilen als konservativ geltenden Verfahren mittlerweile eine Vielzahl an Referenzbauwerken, nicht nur in Großbritannien, bemessen, ausgeführt und dokumentiert worden. Dieser Umstand war umso ausschlaggebender als die Verantwortlichkeit des Auftragnehmers für Bemessung, Ausführung und Unterhaltung der Straße (DCM) innovative Bauweisen zwar begünstigt, der Bauvertrag aber ausschließlich normativ geregelte Bauweisen zuließ.

Im Rahmen einer Sensitivitäts- und Variantenstudie wurde das System zum Vergleich aber dennoch mit neueren Verfahren insbesondere mit der Methode der finiten Elemente (FEM) untersucht. Ferner ist die gemäß BS 8006 vorausgesetzte, vollständige Ableitung aller Lasten über die vertikalen Tragglieder in der Praxis oftmals nicht gegeben. Die im Rahmen einer Vorabversion publizierte Vorgehensweise der EBGeo beispielsweise ermöglicht eine Berücksichtigung der zwischen den vertikalen Traggliedern ggfs. vorhandenen Bettung der Weichschicht. Im Hinblick auf mögliche Rückrechnungen und Kalibrierung anhand von Messergebnissen aus Feldversuchen wie sie in Abschnitt 4 dargestellt werden, sind solche Verfahren ggf. wesentlich zielführender. Der realitätsnahen Abbildung von Bauzuständen kommt hierbei eine besondere Bedeutung zu.

Allen aktuellen Berechnungsmodellen ist jedoch gemein, dass sie keine direkten Aussagen zur Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion ermöglichen. Dieser Umstand ist umso bedauerlicher, als gerade dieses aus Sicht eines Bauherrn im Vordergrund steht. Zur Lösung dieses Problems ist es üblich, geometrische Mindestabmessungen zu definieren. Dies gilt

besonders für das Überdeckungsverhältnis  $H/(s-a)$ , wodurch sichergestellt werden soll, dass sich innerhalb des Bodenkörpers eine Gewölbewirkung einstellen bzw. dauerhaft erhalten werden kann. Hierbei ist  $H$  die Dicke der Tragschicht,  $s$  der Achsabstand der Pfähle und  $a$  die Breite der Kopfplatten in Metern. Außerdem ist es erforderlich, die Kriechdehnung der Geokunststoffbewehrung für den Bemessungszeitraum auf ein als verträglich angenommenes Maß zu reduzieren.

Tab. 2: Relevante Kennwerte der Gründung

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)	
$\varphi'$	33,0	°	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 Rammpfähle / Pfahlkappe</b>		
Teilsicherheitsbeiwerte	gem. BS 8006		Länge	~ 13,0...20,0	m
<b>Lebensdauer</b>			Querschnittsabmessung	290 x 290	mm
vertraglich fixiert	20	Jahre	Rastermaß (s) Achse/Achse (längs. x quer)	2,35 x 2,28	m
tatsächlich erwartet	> 50... 100	Jahre	Querschnitt Kopfplatte	0,75 x 0,75	m

Aufgrund der geometrischen Zwangspunkte, siehe Abschnitt 1.3 wurde in diesem Projekt das im BS 8006 (BSI 1995) empfohlene minimale Überdeckungsverhältnis von  $H/(s-a) = 0,7$  gewählt. Mit dem gegebenen Rastermaß, siehe Tab. 3, ergab sich für den Regelquerschnitt somit eine Überdeckungshöhe  $H$  zwischen 1,15 m ... 1,30 m (ohne Berücksichtigung bituminös gebundener Schichten). Gemäß Marston's Formel (BS 8006) ergibt sich für die gegebene Geometrie und Teilsicherheitsbeiwerte des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (SLS) somit eine Pfahleffizienz  $E = (p'_c a) / (\sigma'_v s)$  von etwa 0,35, wobei die Variablen  $p'_c$ ,  $\sigma'_v$ ,  $a$  und  $s$  der Notation in BS 8006 entsprechen. Dem Bemessungskonzept des BS 8006 entsprechend müssen die übrigen Lasten über die s.g. Membranwirkung der Geokunststoffbewehrung in die vertikalen Tragglieder eingeleitet werden. Einschließlich der bei der geringen Dammhöhe verhältnismäßig kleinen horizontalen Spreizspannungen und unter Berücksichtigung produktabhängiger Abminderungsfaktoren ergaben sich maximal erforderliche Kurzzeitzugfestigkeiten von 700 kN/m in Querrichtung und 650 kN/m in Längsrichtung des Dammes. Hierin eingeschlossen war eine oben bereits erwähnte Beschränkung der Kriechdehnung über den vorgesehenen Nutzungszeitraum zum indirekten Nachweis der Gebrauchstauglichkeit: In Anlehnung an BS 8006 wurde festgelegt, dass die Gesamtdehnung der Bewehrung einen Wert von  $\epsilon = 6\%$  nicht überschreiten sollte. Für den gewählten Geokunststoff aus hochzugfestem PET bedeutet dies, dass Kriechdehnungen bei konstanter Belastung über einen Zeitraum von 100 Jahren von weniger als 1% erwartet werden.

### 3. ERFAHRUNGEN BEIM BAU

Mit dem Ziel einer unmittelbaren Aktivierung der Geokunststoffbewehrung wurde zunächst überlegt, die Bewehrung über einem definierten Hohlraum zwischen den vertikalen Traggliedern zu verlegen. Eine besonders langfristig schwer zu prognostizierende Gegenpressung des Weichbodens wäre somit eindeutig ausgeschlossen. Um dieses Vorhaben in die Praxis umsetzen zu können, wurden im Vorfeld der Ausführung detaillierte Arbeitsanweisungen ausgearbeitet. Zu Beginn der Verlegearbeiten wurde jedoch sofort offensichtlich, dass sich dieses ehrgeizige Ziel in großem Umfang nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand realisieren ließe. Als Alternative wurde dann entschieden, den Bereich zwischen den Pfahlkopfplatten locker mit dem im Baufeld ausreichend vorhandenen Torf zu füllen. Diese extrem locker gelagerte Schicht ermöglicht einerseits einen reibungslosen Einbau der Geokunststoffe, sie ist andererseits aber dennoch so verformbar, dass hierdurch keine nennenswerte Gegenpressung zu erwarten war.

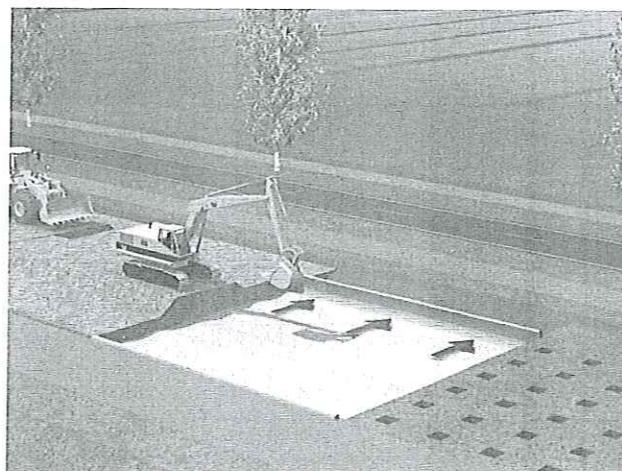
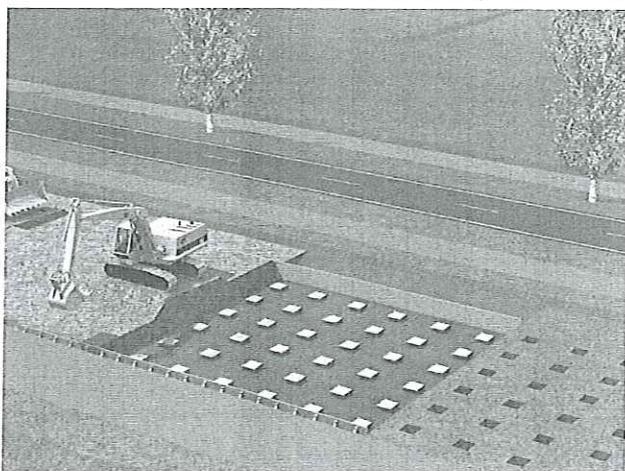


Abb.3: Vorbereitung der Pfahlzwischenräume    Abb. 4: Verlegung Stabilenka® (quer)

Mit Blick auf die zur Verfügung stehende Bauzeit von nur drei Jahren war es erforderlich, alle Bauabläufe im Vorfeld detailliert zu planen und zu dokumentieren. Bei einer derart ausgeprägten Linienbaustelle würden sich etwaige Lehrlaufzeiten über die 14 km lange Strecke schnell duplizieren und die Leistung der Einbautrupps spürbar reduzieren. Zu diesem Zwecke entschied sich der Auftragnehmer den kompletten Zyklus von der Pfahlherstellung bis zum Abriss der heutigen Straße mit Hilfe einer Computeranimation darzustellen. Abbildung 3 und 4 wurden aus dieser Animation herausgelöst und stellen dar, wie die oben beschriebene unmittelbare Aktivierung der Geokunststoffe im Feld umgesetzt werden sollte.

### 4. FELDVERSUCH UND GEOTECHNISCHE MESSUNGEN

#### 4.1. Allgemeines

Im Sommer 2007 wurden die Arbeiten an der N 210 mit der Errichtung eines ca. 50 m langen Testdammes begonnen. Vor Beginn einer Mobilisierung größerer Kapazitäten sollten alle Bauabläufe zunächst in einem überschaubaren Umfang erprobt und optimiert werden. Im Rahmen der Qualitätssicherung und Dokumentation für die vertraglich vereinbarte

Unterhaltungsdauer von 20 Jahren sollte dieser vorausseilende Bauabschnitt aber auch genutzt werden, um eine umfangreiche Messtechnik zu installieren. Unabhängig davon sind Ergebnisse aus Feldversuchen wertvoll, um bestehende Berechnungsmodelle zu verifizieren. Ferner sind Feldversuche, insbesondere wenn sie über einen längeren Beobachtungszeitraum angelegt werden, unabdingbar, um das generelle Verständnis und die Akzeptanz für das Tragverhalten solcher Konstruktionen zu verbessern. Mit diesem Bewusstsein wurde bei der Auswahl der Messsysteme besonderes Augenmerk auf eine angemessene Dauerhaftigkeit und Robustheit gelegt.

Tab. 3: Zusammenstellung der verwendeten geotechnischen Messgeber / -verfahren

Geotechnische Funktion		Geber Type	Anzahl
Neigung / horizontale Verformung des Pfahlkopfes		Einaxiale Inklinometer, ortsfest an der Außenseite der Pfähle, 0,2 m unterhalb des Pfahlkopfes, jeweils 2 Inklinometer rechtwinklig zueinander	12 Stk. (für 6 Pfähle)
Krafteinleitung in die Pfähle		Kraftmessdosen zwischen Pfahl und Pfahlkopfplatte	12 Stk.
Vertikale Belastung der Bewehrung / Aktivierung der Membranwirkung		Erddruckgeber, jeweils oberhalb und unterhalb der Bewehrung	8 Stk.
Porenwasserdruck		piézometrische Porenwasserdruckgeber	4 Stk.
Geokunststoffdehnungen		Induktive Wegaufnehmer	45 Stk.
Vertikale Verformungen	Auf Höhe der Bewehrung	Hydrostatische Setzungspegel	30 Stk.
		Horizontale Inklinometer	2 Stk.
		Setzungspegel	45 Stk.
	Auf Straßenoberkante	Geodätische Vermessung der Asphaltdeckschicht	

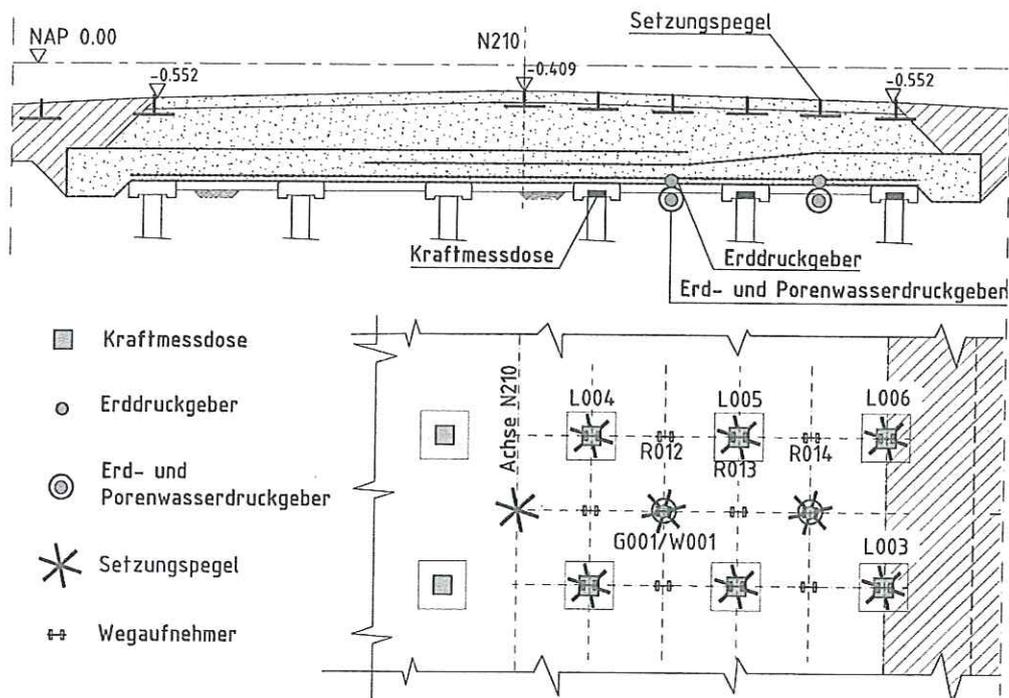


Abb. 5: Querschnitt und Draufsicht Messfeld 1 / MV1

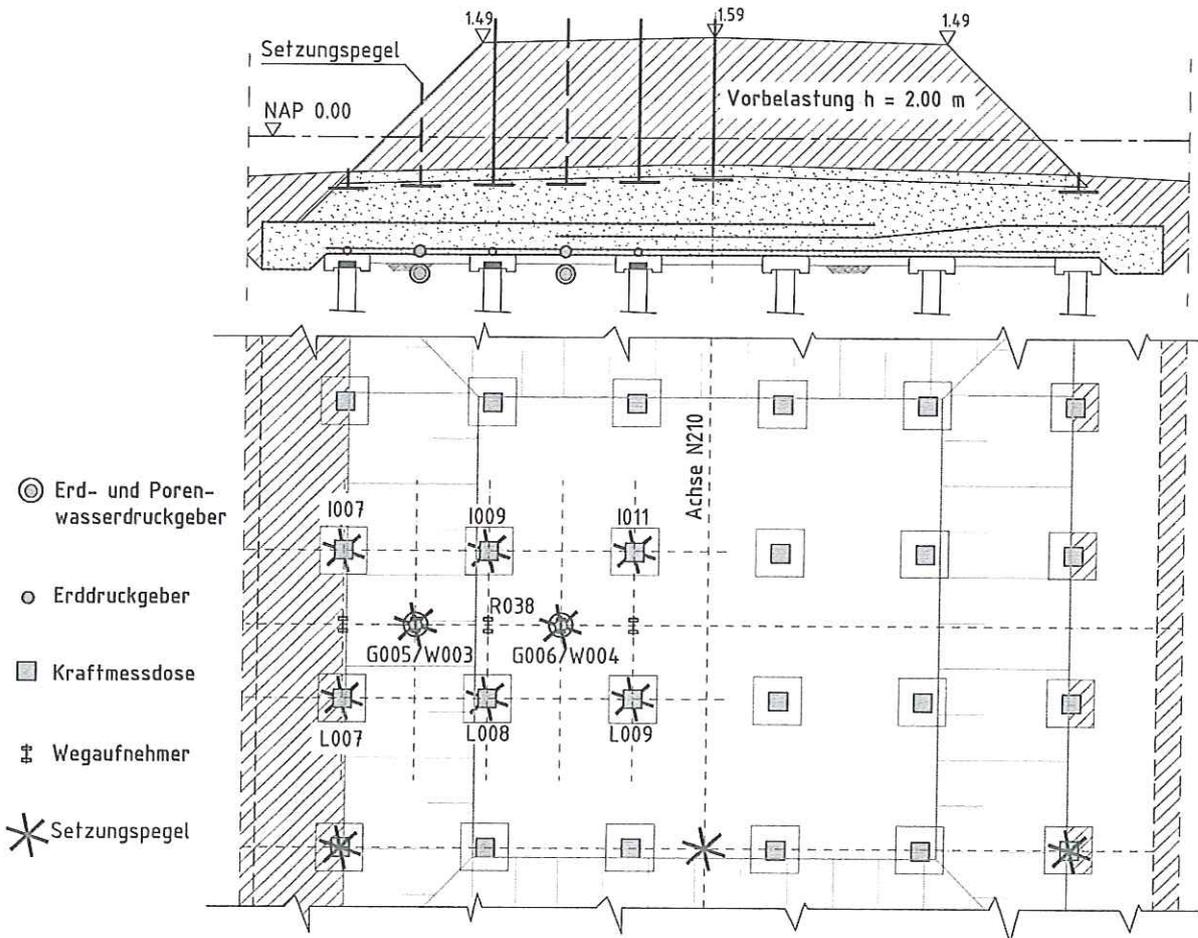


Abb. 6: Querschnitt und Draufsicht Messfeld 2 / MV2

Abbildungen 5 und 6 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.

Tab. 4. Relevante Einträge im Bautagebuch

Datum	Messfeld	Eintrag
06.08.07	MV1	Einbau 1. Schüttlage (300 mm)
09.08.07	MV1	Einbau 2. Schüttlage (200 mm)
13.08.07	MV2	Einbau 1. und 2. Schüttlage (total 500 mm)
20. - 21.08.07	MV1, MV2	Verdichtungskontrolle (Lastplatte, Troxler-sonde, etc.)
22. - 24.08.07	MV1, MV2	Einbau 3. Schüttlage (200 mm)
27. - 28.08.07	MV1, MV2	Verdichtungskontrolle (Lastplatte, Troxler-sonde, etc.)
30. - 31.08.07	MV1, MV2	Einbau der letzten Schüttlage (450 mm)
04. - 06.09.07	MV1, MV2	Verdichtungskontrolle (Lastplatte, Troxler-sonde, etc.)
24.09.07	MV1, MV2	Verdichtungskontrolle (Lastplatte, Troxler-sonde, etc.), Belastungstest mit Big-Bags
01.11.07	MV2	Einbau Vorbelastung (1 m gravel)
14.11.07	MV2	Einbau Vorbelastung (1 m gravel)
27.11. - 20.12.07	MV1	Befahrung mit LKW 50 t auf 5 Achsen
17.12.07	MV2	Abbau Vorbelastung
16.01.08	MV1	Statische Belastung mit LKW 40 t

## 4.2. Messergebnisse

Abbildungen 7 bis 14 zeigen erste Messwerte des Testfeldes in der Zeit zwischen Baubeginn im Spätsommer 2007 und Frühjahr 2008. Für eine eindeutige Zuordnung und Interpretation der Daten ist zusätzlich ein ausführliches Bautagebuch erforderlich. Tabelle 4 zeigt die für den betrachteten Zeitraum relevante Einträge in das Bautagebuch.

### 4.2.1. Messfeld 1 / MV 1

Die Abbildungen 7 bis 10 zeigen die Signale ausgewählter Geber in Messquerschnitt MV1: Der Anstieg der Normalkraft im Pfahl mit zunehmender Überschüttungshöhe ist in Abb. 7 deutlich zu erkennen. Bei Erreichen der vollen Schütthöhe (Ende August 2007) zeigen die Kraftmessdosen Pfahlkräfte in einer Größenordnung von 60 kN an. Unter Voraussetzung einer vollständigen Lastableitung durch die vertikalen Tragglieder (BS 8006) würde man jedoch höhere Pfahlkräfte erwarten: theoretisch müssten die Pfahlkräfte proportional zu ihrer Einflussfläche, der Schütthöhe und der Bodenwichte um einen Faktor 2...3 größer sein. Abgesehen von einer zwischen vergleichbar angeordneten Sensoren erkennbaren Streuung ist dieser Trend bei allen Kraftmessdosen im gesamten Testfeld erkennbar. Ein Großteil der vertikalen Belastung müsste somit über den Weichboden in den Pfahlzwischenräumen abgetragen werden. Um dies zu verifizieren wurden die nächstgelegenen Erd- und Porenwasserdruckgeber ausgelesen. Abbildung 8 zeigt den Verlauf des Erddruckgebers G001 und W001, unterhalb der Bewehrung, 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. Wesentlich deutlicher noch als im MV1 ist dieses Verhalten im Messfeld MV2 bei Einbau der Vorbelastung zu erkennen, siehe Abschnitt 4.2.2 und Abb. 12. Der Porenwasserdruckgeber W001 reagiert äußerst träge und zeigt nur einen unwesentlichen Anstieg im Zuge der Bautätigkeiten. Zur weiteren Beurteilung des Tragverhaltens können auch die Daten der Wegaufnehmer nützlich sein, siehe Abb. 9: ein Anstieg der Dehnungen in der Bauphase ist deutlich zu erkennen. Ein weiterer Zuwachs der Dehnungen ist zu Beginn der dynamischen Belastung, Ende November, zu verzeichnen. Abgesehen von der relativen Änderung der einzelnen Sensoren ist zudem 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 nicht mehr als 5%.

Am 27. November wurde mit der Befahrung des Testdammes durch fünfsichtige LKW mit einem Gesamtgewicht von 50 t begonnen. Bis zu diesem Zeitpunkt erfolgten alle nicht unmittelbar mit dem Bodeneinbau und der Verdichtung verbundenen Bewegungen zunächst auf dem neu errichteten Wirtschaftsweg. Im Gegensatz zu den Kraftmessdosen und den Wegaufnehmern, siehe Abbildung 9, bewirkt dies bei den Inklinometern jedoch nur verhältnismäßig kleine Veränderungen. Stetige Verdrehungen der Pfahlköpfe bewegen sich in einer Bandbreite von weniger als 0,1°. Dieser über den gesamten Zeitraum anhaltende Trend wird überlagert von dynamischen Effekten. Während der Weihnachts- und Neujahrsfeiertage sind die Ausschläge der Inklinometer deutlich kleiner als im übrigen Beobachtungszeitraum. Verfeinerte Aussagen zu unterschiedlichem Verformungsverhalten

der im Randbereich bzw. in Dammachse angeordneter Pfähle sind aus den derzeit vorliegenden Daten nicht erkennbar.

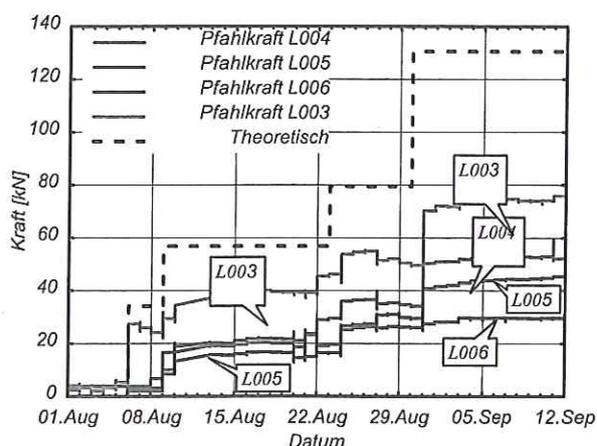


Abb. 7: MV 1: Einbauphase, Pfahlkräfte

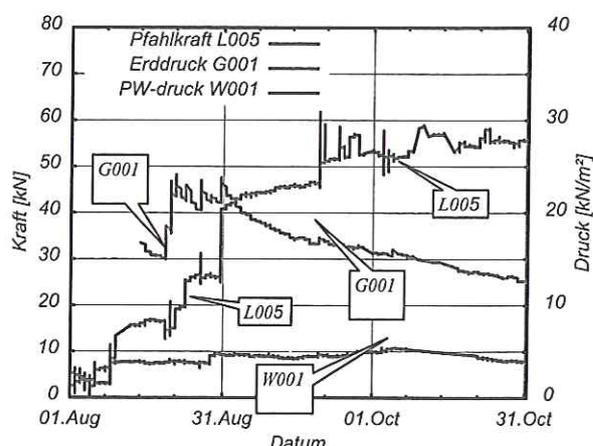


Abb. 8: MV1: Pfahlkraft, Erd-, PWD

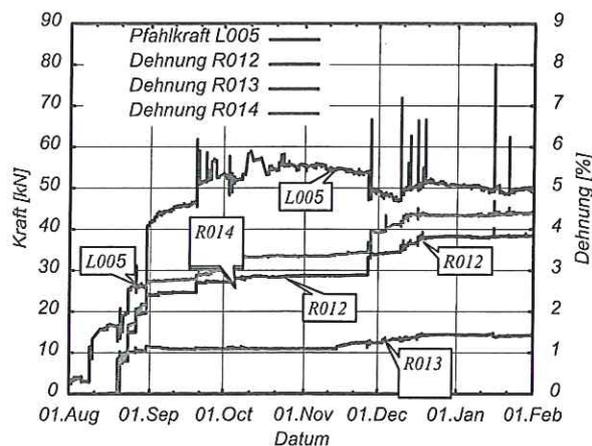


Abb. 9: MV1: Dehnung Stabilenka® (untere Lage, Feldm. & Pfahlkopf), Pfahlkraft

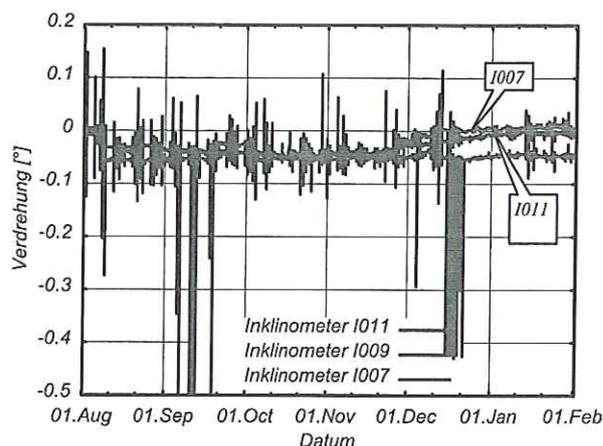


Abb. 10: MV1: Inklinometer, Verdrehung quer zur Dammachse

#### 4.2.2. Messfeld 2 / MV 2

Die Abbildungen 11 bis 14 zeigen die Messdaten in Messfeld MV2 für einen Zeitraum zwischen Baubeginn und Frühjahr 2008. Von besonderem Interesse ist für das Messfeld MV2 jedoch der Zeitraum Anfang November 2008 und Mitte Dezember.

Die drei benachbarten Kraftmessdosen L007, L008 und L009 zeigen einen deutlichen Anstieg der Pfahlkräfte mit fortschreitender Überschüttungshöhe. Gut erkennbar ist ferner, wie sich die Pfahlkräfte mit zunehmendem Abstand von der maximalen Überschüttungshöhe reduzieren: der Randpfahl L007 wird deutlich weniger belastet als die anderen Pfähle.

Abbildung 12 zeigt den Verlauf der Kraftmessdose L009 zusammen mit dem nächstgelegenen Erddruckgeber G006. Noch eindrucksvoller als im MV1 ist hier die Entwicklung der s.g. Gewölbetragswirkung zu erkennen. Weder der Einbau der letzten Schüttlage, Ende August 2007, noch Vorbelastungsschüttung bewirken einen Anstieg der Spannungen auf die Weichschicht. Ein ähnliches Bild zeigen die Erd- und Porenwasserdruckgeber in der Weichschicht MV2, siehe Abbildung 13.

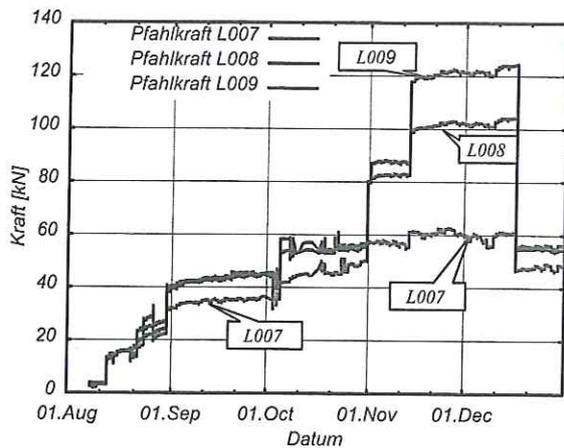


Abb. 11: MV2: Pfahlkräfte

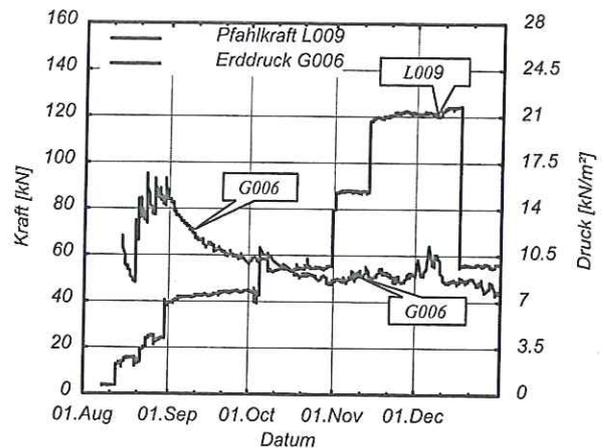


Abb. 12: MV2: Pfahlkraft und Erddruck in der Weichschicht

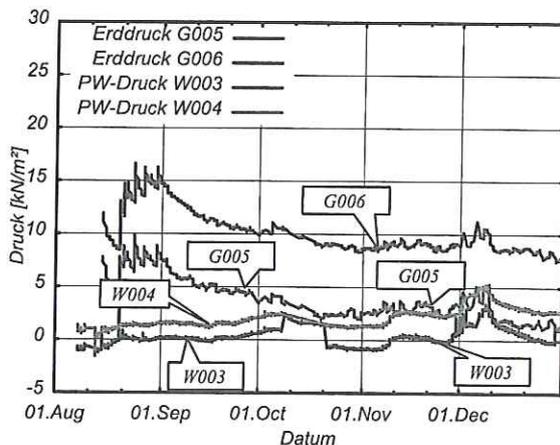


Abb. 13: MV2: Erd- und Porenwasserdruck in der Weichschicht

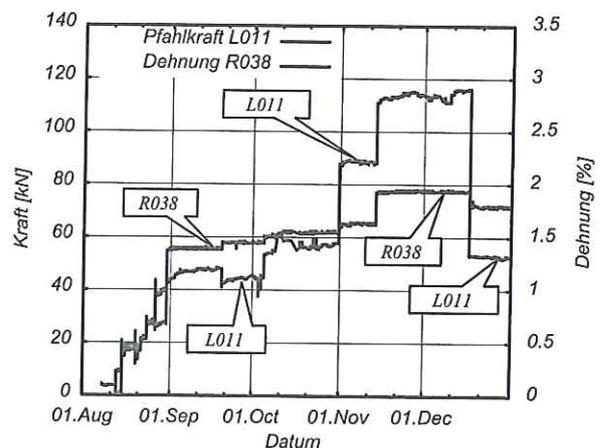


Abb. 14: Dehnung Fortrac® (Längsrichtung, Feldmitte), Pfahlkraft

Abbildung 14 zeigt den Verlauf der Dehnung der Längsbewehrung in Feldmitte. Im Vergleich zu den hier nicht dargestellten Dehnungen der darunterliegenden Querbewehrung ergeben sich dabei etwas geringere Dehnungen. Die Maximalwerte liegen für den Beobachtungszeitraum zwischen Baubeginn und Frühjahr 2008 bei maximal ca. 3 %, für den dargestellten Wegaufnehmer R038 bei maximal 2%. Qualitativ sind sowohl die Aktivierung in der Bauphase als auch die Schüttstufen beim Aufbringen der Vorbelastung deutlich erkennbar. Gleichwohl sind die Absolutwerte und Differenzen infolge der Vorbelastung der Dehnung in der Längsbewehrung vergleichsweise klein. In Zusammenhang mit den Messdaten der Erd- und Porenwasserdruckgeber wird auch hier eine ausgeprägte Gewölbewirkung deutlich.

#### 4.2.3. Setzungsmessungen

Eine Veröffentlichung von Setzungsmessungen soll erst nach erfolgtem Endausbau und einem längeren Beobachtungszeitraum unter vollem Betrieb erfolgen. Auf eine Darstellung der Anfangssetzungen wurde zugunsten anderer Darstellung im Rahmen dieser Veröffentlichung verzichtet.

## 5. ZUSAMMENFASSUNG

Der Bau der Nationalstraße N210 zwischen Krimpen a/d IJssel und Bergambacht in den Niederlanden ist eine interessante Herausforderung. Der vorliegende Aufsatz zeigt, dass neuartige Bauvertragsformen, wie s.g. DCM-Verträge die Verwirklichung innovativer Bauweisen auch in Großprojekten ermöglichen. Die Durchführung eines Feldversuches mit eingehender messtechnischer Begleitung im späteren Baufeld war wichtig, um Bauprozesse zu optimieren und die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion in der Praxis zu verifizieren. Ferner bieten bereits die zum jetzigen Zeitpunkt vorliegenden Messergebnisse eine weitere Basis für die aktuellen Diskussionen über optimierte Berechnungsmodelle für derartige Systeme. Die Auswertung der zum jetzigen Zeitpunkt vorliegenden Messergebnisse bestätigt 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

- Alexiew, D. (2004): *Geogitterbewehrte Dämme auf pfahlähnlichen Elementen*. Die Bautechnik 81, Heft 9, S. 710 - 716
- British Standard, BS 8006 : 1995. (1995): *Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills*. BSI, section 8.
- 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.
- Eekelen, S.J.M. van & Bezuijen, A. (2008): *Design of piled embankments, considering the basic starting points of the British Standard*. Proceedings of EuroGeo4 in Edinburgh UK, September 2008.
- Haring, W., Profittlich M. & Hangen, H. (2008): *Reconstruction of the National Road N210 Bergambacht to Krompern a.d. IJssel, NL: design approach, construction experience and measurement results*. Proceedings of EuroGeo4 in Edinburgh UK, September 2008.
- Heitz, C. (2006): *Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern*. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 19, November 2006
- Love, J. & Milligan, G. (2005): *Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground*. Ground Engineering, March 2003.
- Zaeske, D. (2001): *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*. Schriftenreihe Geotechnik, Uni Kassel, Heft 10, Februar 2001.
- 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.



D. ALEXIEV

ca. 100 Teil-  
nehmer

Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein

Österreichisches Nationalkomitee (im ÖIAV) der International Society  
for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ASSMGE)

# 7

## 7. Österreichische Geotechniktagung

mit „Vienna - Terzaghi Lecture“

TAGUNGSBEITRÄGE

21. und 22. Jänner 2009

**ÖIAV**  
GEGRÜNDET 1848