

Marc Raithel
Sandra Werner
Volker Küster
Dimitar Alexiew

Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens einer Gruppe geokunststoffummantelter Säulen im Großversuch

Das Gründungssystem „Geokunststoffummantelte Säulen“ (auch GEC Geotextile Encased Columns genannt) für Erdbauwerke auf gering tragfähigen Böden ist in Deutschland nach seiner Einführung vor ca. 15 Jahren mittlerweile Stand der Technik. Die aktuellen Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO 2010) der DGGT enthalten sowohl die entsprechenden Berechnungs- und Bemessungsverfahren als auch konstruktive und technologische Hinweise. Die praktischen Erfahrungen zeigen jedoch zunehmend, dass gegenüber der Berechnung noch Tragreserven vorliegen. Mittels eines Großversuchs sollten die Grenzzustände und Systemgrenzen weiter untersucht werden. Es wird auf die ersten wichtigsten Ergebnisse und Auswertungen eingegangen sowie mögliche modifizierte Vorgehensweisen bei der Systemberechnung tendenziell aufgezeigt.

Analysis of bearing behaviour and deformations of geotextile encased columns in a large-scale test. *The foundation system Geotextile Encased Columns (GEC) for embankments on soft subsoil started in Germany about 15 years ago and has become state-of-the-art. The recent German Code for design of geosynthetic reinforced soil systems (EBGEO 2010) of the German Geotechnical Society comprises design and dimensioning procedures and provides useful recommendations regarding concepts and construction as well. Based on the permanently increasing practical experience, it seems that the system has higher bearing resources than formally calculated. A 1 : 1 field test was designed "on the edge" in order to provoke a limit state of the system and to identify its "upper limits". The most important first test results are shown, evaluated and commented and possible tendencies for modifications regarding some design and calculation aspects are explained.*

1 Einleitung

Bei dem Gründungssystem „Geokunststoffummantelte Säulen“ werden Säulen aus nichtbindigem Material zur Abtragung von statischen und veränderlichen Lasten durch wenig tragfähige Böden (Weichschichten) bis auf eine tragfähige Schicht abgeteuft. Diese Säulen sind mit einem Geokunststoff ummantelt, welcher die Säule im Verbund mit dem umgebenden weichen Boden radial stützt, wobei die Ummantelung durch Ringzugkräfte beansprucht wird. Durch den Einsatz von geokunststoffummantelten Säulen werden die Absolutsetzungen und Setzungsunterschiede reduziert, der Setzungsverlauf und der Abbau des Porenwasserüberdrucks beschleunigt und die Standsicherheit im Bau- und Endzustand erhöht. Ein spe-

zieller Anwendungsbereich und Vorteil gegenüber nicht ummantelten Säulen ergibt sich aufgrund der Stützwirkung der Geokunststoffummantelung in sehr weichen Böden, z. B. in Torf oder in breiigen Schluffen/Tonen wie Schlick und Klei.

Das Verfahren zur Bemessung von geokunststoffummantelten Säulen, welche seit 1995 als Gründungssystem für Erdbauwerke auf gering tragfähigen Böden eingesetzt werden, wurde im Jahr 1999 in der Bautechnik 76, Heft 12, veröffentlicht [1]. Seitdem wurden umfangreiche geotechnische Messungen vorgenommen und ausgewertet. Dabei konnte festgestellt werden, dass das seinerzeit vorgestellte analytische Bemessungsverfahren eine realitätsnahe Berechnung der Ringzugkräfte in der Geokunststoffummantelung und Prognose der Setzun-

gen ermöglicht. Im Zuge der Projektausführung konnte über den Abgleich der Prognosen mit den Messergebnissen aber auch festgestellt werden, dass die tatsächlich vorliegende globale Standsicherheit bei Anwendung der üblichen Berechnungsverfahren häufig unterschätzt wird. Im Rahmen der Weiterentwicklung der Bemessungsverfahren wurde im Frühjahr 2011 ein Großversuch ausgeführt, wobei unter messtechnischer Überwachung eine Säulengruppe aus zehn Säulen schrittweise belastet wurde.

2 Überblick und Stand der Technik

Nach der erstmaligen Anwendung des Gründungssystems zur Gründung eines Bahndammes auf etwa 6 m mächtigen organischen und organogenen Weichschichten aus Klei und Torf in Hamburg-Waltershof im Jahr 1996 wurde das System kontinuierlich weiterentwickelt. So stellte insbesondere die Entwicklung einer rundgewebten und damit nahtlosen Geotextilummantelung mit verschiedenen Durchmessern, Rohstoffen und Dehnsteifigkeiten als wesentlicher Bestandteil des Tragsystems einen wichtigen Schritt dar, da dadurch für jede Bauaufgabe die wirtschaftlich und technisch beste Lösung realisiert werden kann.

Im Jahr 2004 wurde mit einem Feldversuch im Rahmen des Neubaus der Autobahn BAB A26 zwischen Stade und Hamburg die Rezeptur und Funktionalität einer horizontalen Dichtung im Füllmaterial der Säulen zur Absperrung bzw. zum Schutz eines Aquifers als tragfähiger Absatzhorizont entwickelt und nachgewiesen. Hierbei wird ein Sand-Bentonit-Gemisch über eine Länge von min-

destens einem Meter vorwiegend am Fuß der Säule eingebaut. Die Dichtung kann bei zwischengeschalteten, wasserführenden Sandschichten auch in einer höheren Lage angeordnet werden. Bisher wurden bereits mehrere Straßenbauvorhaben in Norddeutschland mit abgedichteten Säulen erfolgreich ausgeführt. Die Anwendungsgrenzen im Hinblick auf die Weichschichtmächtigkeit wurden im Jahr 2010 nochmals deutlich erweitert, da für die Gründung eines Autobahndammes in Polen auf extrem geringscherfesten organischen Böden Säulen mit einer Länge von 30 m erfolgreich hergestellt werden konnten (Bild 1). Die Grundlagen des Systems sind nunmehr in der im Jahre 2010 erschienenen neuesten Auflage der „Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen“ (EBGEO 2010) [2] enthalten. Damit stellt das System den Stand der Technik dar und ist für alle Planer und Bauherren nachvollziehbar plan- und aus-

föhrbar. Daneben werden weiterhin neue Einsatzbereiche für das Säulensystem, z. B. zur Gründung von Bauwerken in Erdbebengebieten, erschlossen.

3 Konzeption des Großversuchs

Mit dem ausgeführten Großversuch wurde das Tragverhalten einer GEC-

Gründung unter realitätsnahen Bedingungen dokumentiert. Im Bereich des Probefeldes mit Abmessungen von ca. 10 m × 10 m stehen organische Böden aus Klei und Torf in Mächtigkeiten von ca. 6 m bis 7 m an. Die organischen Böden werden von mitteldicht gelagerten holozänen Sanden unterlagert, die den tragfähigen Horizont für die Säulengrün-



Bild 1. Einbau einer 30 m langen geokunststoffummantelten Säule
Fig. 1. Installation of a 30-meter-long geotextile-encased column

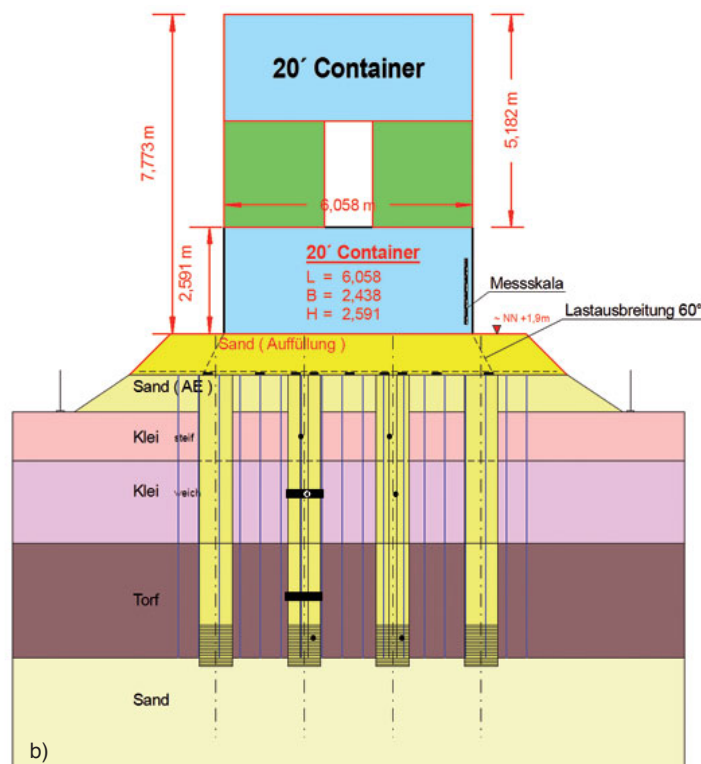
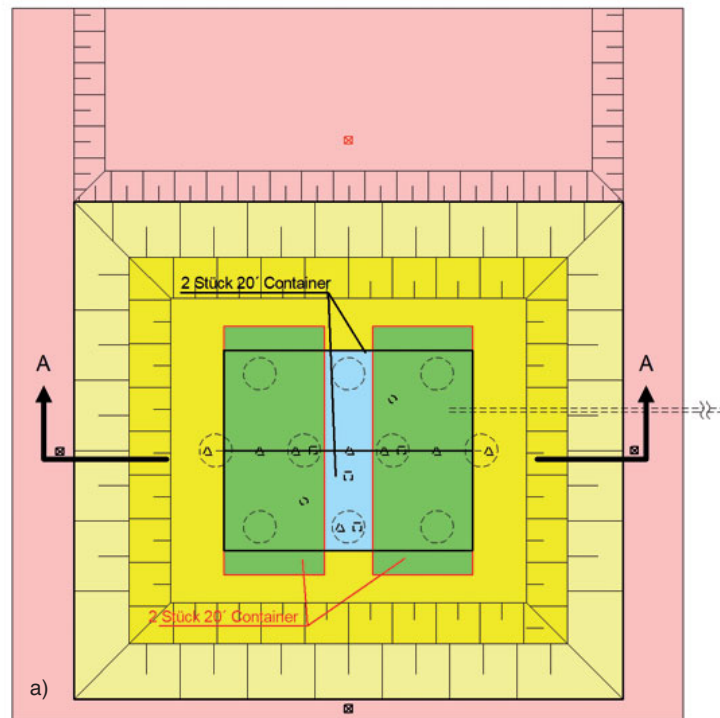


Bild 2. Lageplan (a) und Querschnitt (b) der Säulengruppe mit Belastung
Fig. 2. Location plan (a) and cross-section (b) of columns with surcharge

dung darstellen. Zur Festlegung des Baugrundmodells und zur Ermittlung aller wesentlichen Bodenkennwerte wurden Kernbohrungen, Kleinbohrungen, Druck- und Flügelsondierungen sowie begleitende Laborversuche durchgeführt.

Durch den vorlaufenden Einbau von Vertikaldränagen in einem quadratischen Raster von $a = 0,5 \text{ m}$ wurde die Versuchsdauer unter Einbeziehung der erforderlichen Konsolidierungszeiten verkürzt. Durch einen einseitigen Geländeabtrag um etwa 1 m wurde die haltende Auflast auf möglichen Bruchkörpern bewusst verringert, um einen Geländebruch wahrscheinlicher und bei seinem Eintreten kontrollierter gestalten zu können. Einen Überblick über den Versuchsaufbau gibt Bild 2. Im Probefeld wurden insgesamt zehn Säulen im Verdrängungsverfahren eingebaut:

- Flächenverhältnis = $12,5 \%$
- gleichseitiges Dreieck mit Seitenlänge = Achsabstand = $2,156 \text{ m}$
- Durchmesser = 800 mm
- Ummantelung: Ringtrac 100/100 (Polyester)
- Fußdichtung: 1 m Sand-Bentonit-Gemisch

Die Belastung der Säulengruppe erfolgte schrittweise bis über den rechnerischen Versagenszustand.

4 Messtechnik und Versuchsablauf

4.1 Messprogramm

Die wesentlichen Systemparameter wurden während des Versuches permanent erfasst.

- Spannungsverteilung auf den Säulenköpfen und in den Feldbereichen
- Setzungen
- Porenwasserdruck in verschiedenen Tiefen der Weichschichten
- Umfang (Ringzugkraft) einer Säule in zwei verschiedenen Ebenen.

Die Anordnung der einzelnen Messstellen ist im Bild 3 dargestellt. Neben den vollautomatisch erfassten Messwerten wurde die Lage des Belastungsturmes und der unmittelbar benachbarten Geländeoberkante mit Hilfe geodätischer Messungen arbeitstäglich erfasst. Weiterhin wurde das Testfeld dauerhaft durch eine Videokamera überwacht.

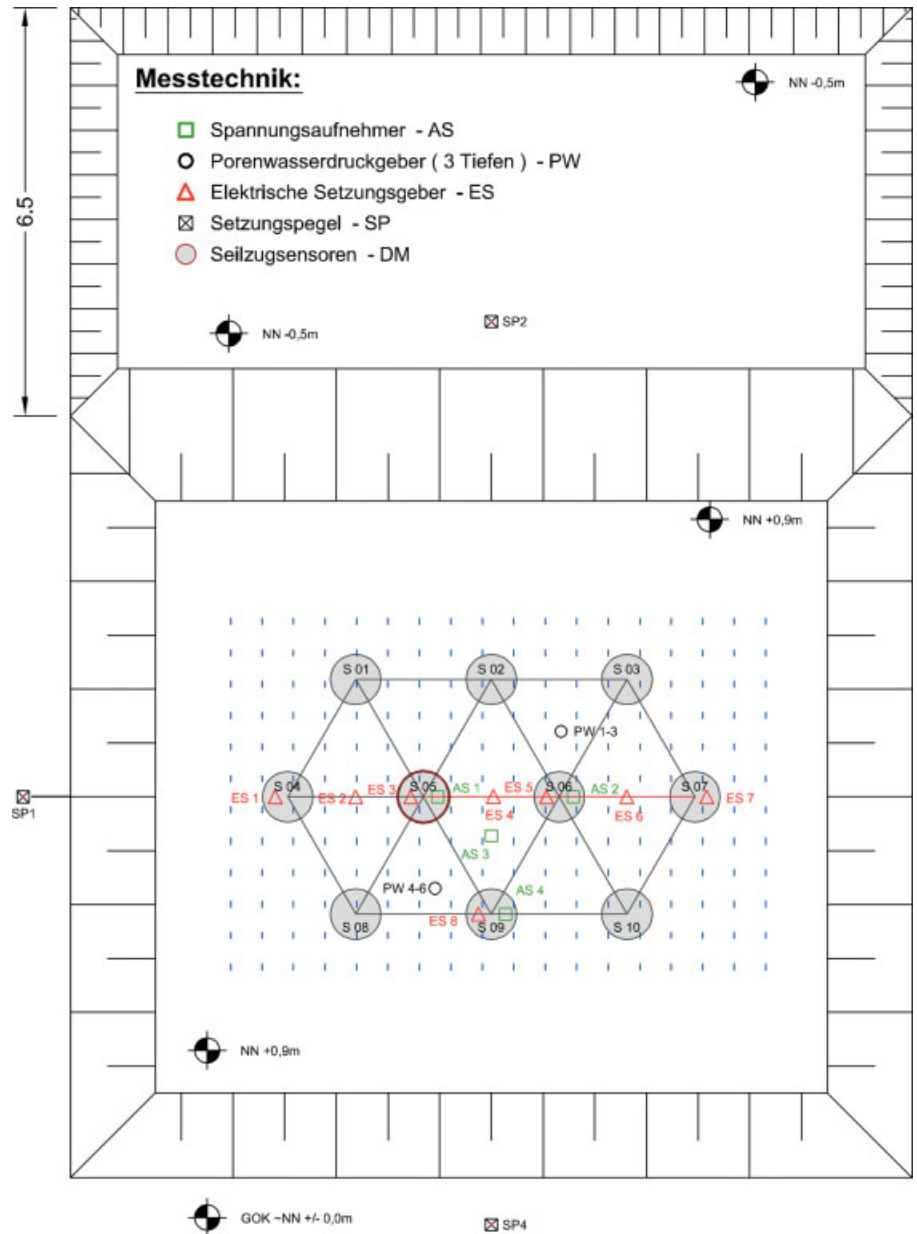


Bild 3. Messstellenplan
Fig. 3. Location plan of the measurement devices

4.2 Messtechnik

Maßgabe bei der Konfiguration der Messtechnik war eine kontinuierliche Erfassung der Parameter mit einer online-Zugriffsmöglichkeit und eine vollständig selbstständige und wartungsfreie Funktion, da ein Betreten des Probefeldes und der nahen Umgebung nicht gestattet war. Die Spannungen, die Setzungen und der Porenwasserdruck wurden daher mit elektrischen Druckgebern erfasst. Die Messung des Säulumfanges respektive des Umfanges der Ummantelung in zwei verschiedenen Messebenen erfolgte in einer der installierten Testsäulen über Seilzugensensoren.

4.3 Versuchsablauf

Die vorbereitenden Arbeiten bestanden aus der Aufbringung einer ca. $0,9 \text{ m}$ dicken Arbeitsebene und dem Einbau der Vertikaldränagen bis in den unterlagernden Sand.

Die Messtechnik wurde in zwei Phasen installiert. Vor dem Einbau der Säulen wurden bereits die Porenwasserdruckgeber in die organischen Böden bis auf die vorgegebenen Tiefen eingedrückt und an einen Messschrank angeschlossen. Auf diesem Weg konnte der zeitliche Verlauf des Porenwasserdruckes während des Einbaues der Säulen im Verdrängungsverfahren erfasst werden. Mit dem Einbau der Testsäulen am 19. 01. 2011

begann die Messung des Umfanges der mit Seilzugensensoren bestückten Ummantelung der Versuchssäule S 05.

Die Messtechnik für die Erfassung der Spannungs- und Setzungsverteilung in Säulenkopfebene wurde nach Installation der Säulen eingebaut. Im Anschluss wurde zur Lastverteilung ein horizontales Geotextil verlegt und mit einem 1,0 m dicken Sandpolster überschüttet. Die schrittweise weitere Belastung der Säulengruppe wurde aus Platzgründen mit drei Lagen aus 20'-Containern, die nach der Aufstellung mit Sand befüllt wurden, und einer Lage Bigbags realisiert. Eine weitere Belastung war aus technologischen Gründen nicht möglich. Die gesamte aufgebrachte Belastung erzeugte in Höhe der Weichschichtoberkante eine Spannung von etwa ca. 100 kN/m². Hierbei ist eine Lastausbreitung der räumlich begrenzten Containerlast im Sandpolster (60°) berücksichtigt. Der Aufbau des vollständigen Belastungsturmes ist auf Bild 4 ersichtlich. Die gesamte Belastung wurde innerhalb von 14 Tagen vom 07. bis 21. Februar 2011 aufgebracht. Nach einer Liegezeit von insgesamt 17 Tagen wurde am 10. März 2011 die Belastung zurückgebaut. Schon bei der Belastungsaufbringung wurde deutlich, dass ein Versagenszustand in der Realität trotz Überschreitung der rechnerischen Grenzwerte für das Ummantelungsmaterial, den organischen Boden und das Gesamtsystem nicht erzwungen werden konnte.



Bild 4. Vollständige Belastung der Säulengruppe
Fig. 4. Full loading of columns

5 Prognostizierte und gemessene Setzungen, Spannungen und Ringzugkräfte

5.1 Prognose

Die Prognose der im Großversuch zu erwartenden Setzungen, Spannungen und Ringzugkräfte wurde unter Verwendung des in [1] dargestellten analytischen Berechnungsverfahrens vorgenommen, welches auch in der EBGEO [2] enthalten ist. Das Trag- und Berechnungsmodell ist in Bild 5 dargestellt.

Die vertikale Belastung $\sigma_{v,B}$ über der Weichschicht wird infolge einer Gewölbewirkung in der Überschüttung vermindert und die Auflastspannung über der Säule $\sigma_{v,S}$ erhöht, wobei eine Setzungsgleichheit zwischen den Säulen und der Weichschichtoberfläche entsteht. In Abhängigkeit von der Größe der Auflastspannung über der Weichschicht $\sigma_{v,B}$ ergibt sich die Stützwirkung in der Weichschicht $\sigma_{h,B,ges}$, welche sich aus dem Erdruehdruck $\sigma_{h,B,0}$ im umgebenden Boden sowie einer verformungsabhängigen zusätzlichen Erdrückkomponente in der Weichschicht, d. h. einer Teilmobilisierung des passiven Erddruckes zusammensetzt. Da zum Gleichgewicht der horizontalen Spannungen die in der Weichschicht erforderliche Stützwirkung durch die Wirkung der Geokunststoffummantelung stark reduziert wird, stellt sich eine erheblich höhere Spannungskonzentration über der Säule bzw. Entlastung der Weich-

schicht, verbunden mit geringeren Setzungen gegenüber nicht ummantelten Säulen, ein. Die Geokunststoffummantelung zeichnet sich hierbei durch ein linear-elastisches Materialverhalten aus. Die Berechnungsgleichungen nach [1] können iterativ gelöst werden, wobei sich die Verteilung der Auflastspannungen bzw. die Spannungskonzentration, die Setzung und die Ringzugkraft F_R für den auskonsolidierten Zustand ergeben.

Die Entwicklung dieser Größen im Zuge des Konsolidationsprozesses wird nach der Konsolidationstheorie unter Ansatz der Vertikaldränung abgeleitet, wobei der berechnete Konsolidationsgrad U zunächst zur Ermittlung der auskonsolidierten, effektiven Spannungen verwendet wird. Anschließend wird dann die zu den jeweils anzusetzenden effektiven Spannungen zugehörige auskonsolidierte Setzung und Ringzugkraft berechnet.

5.2 Setzungen

Die gemessenen Setzungen sind in Bild 6 in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Setzungen erwartungsgemäß zeitabhängig, entsprechend dem Konsolidationsprozess einstellen. Die Endsetzungen bzw. auskonsolidierten Verhältnisse wurden in etwa drei Wochen nach Erreichen der Maximallast erzielt. Eine maßgebende Setzungsdifferenz zwischen den Säulenköpfen und der Weichschicht-

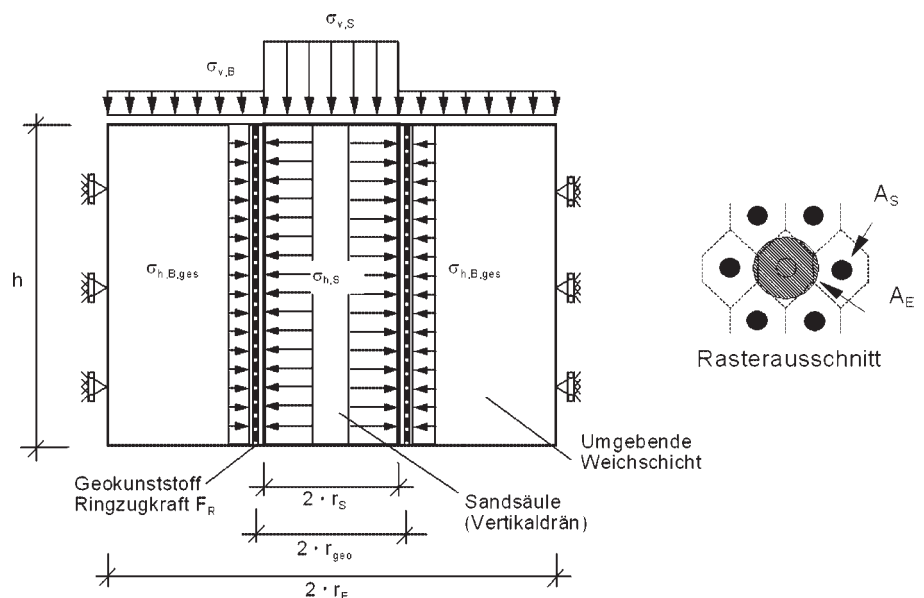


Bild 5. Trag- und Berechnungsmodell
Fig. 5. Bearing and calculation model

oberfläche ist nicht festzustellen, insofern werden die Randbedingungen des analytischen Berechnungsmodells bestätigt. Des Weiteren ist festzustellen, dass sich im Zuge des Belastungsvorganges und der Konsolidierung des Baugrundes eine Verkantung bzw. Schrägstellung der Belastungscontainer ergab, was auf die einseitige Lage der Baustraße und die damit verbundene Vorkonsolidierung zurückgeführt werden kann. In Bild 6 ist auch die analytisch prognostizierte Endsetzung dargestellt. Es ist festzustellen, dass der Mittelwert der gemessenen Setzungen ausreichend genau mit der Prognose übereinstimmt.

5.3 Säulendurchmesser und Ringzugkräfte

Anhand der Messungen des Säulenumfangs konnte zunächst festgestellt werden, dass sich unmittelbar nach der Herstellung der Säulendurchmesser zunächst verringert bzw. die Säule eine geringfügige Einschnürung erfährt (Bild 7). Dieser Effekt ist auch aus der Literatur [3] bekannt und resultiert aus horizontalen Spannungen, die beim vollverdrängenden Einbringen der mit Klappen geschlossenen Stahlverrohrung (Verdrängungsverfahren) in die Weichschichten eingebracht werden. Diese Einschnürung des Durchmessers der Säule im Verhältnis zum Durchmesser der gewählten Geokunststoffummantelung ist bei der Bemessung zu berücksichtigen, was in der Regel durch den Ansatz einer einheitlichen Durchmesserdifferenz (ggf. auch oberer und unterer Grenzwerte) unter Zugrundelegung von numerischen Berechnungen oder Erfahrungswerten bei vergleichbaren Herstellungsrandbedingungen und Bodenarten erfolgt. Im vorliegenden Fall betrug diese Einschnürung allerdings nur max. ca. 3 mm bezogen auf den Säulendurchmesser. Dies deutet darauf hin, dass mit den bislang berücksichtigten Werten in der Größenordnung von ca. 10 bis 20 mm der beschriebene Effekt überschätzt wird.

Aus den gemessenen Umfangs- bzw. Durchmesserergrößerungen der Säulen wurden die Dehnungen der Geokunststoffummantelung und über die Dehnsteifigkeit dann die Ringzugkräfte ermittelt. Die so ermittelten Ringzugkräfte sind über den zeitlichen Versuchsablauf in Bild 8 darge-

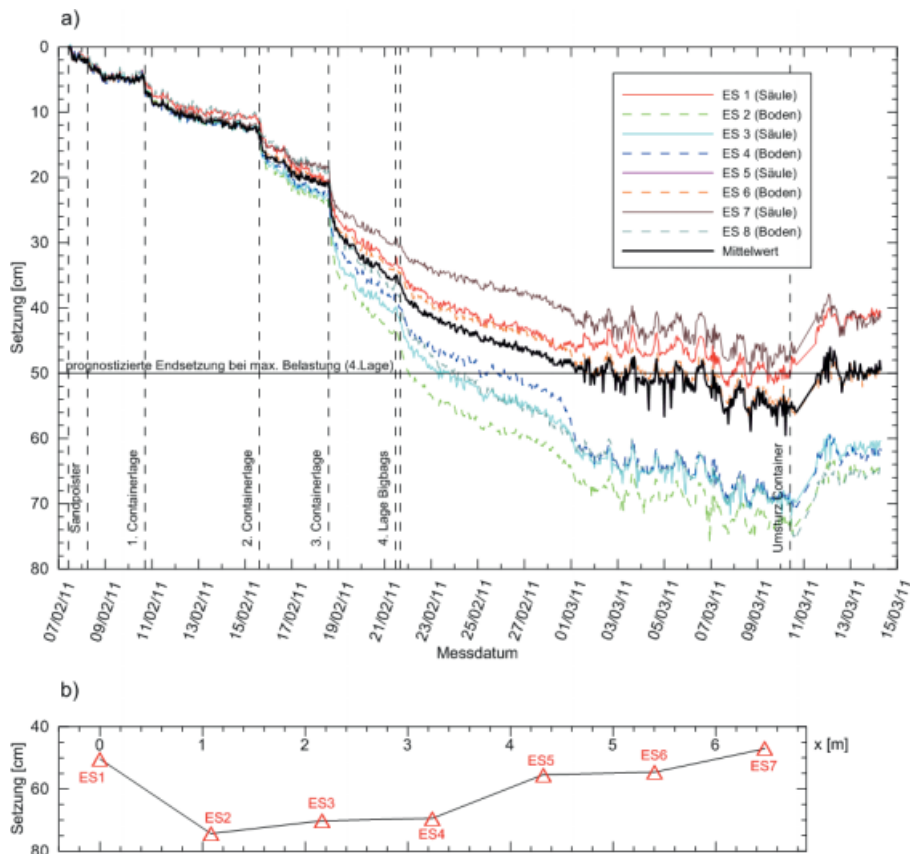


Bild 6. Setzungen; a) Zeitsetzungsverlauf, b) Setzungen im Querschnitt
 Fig. 6. Settlements; a) settlements depending on time, b) settlements in cross-section

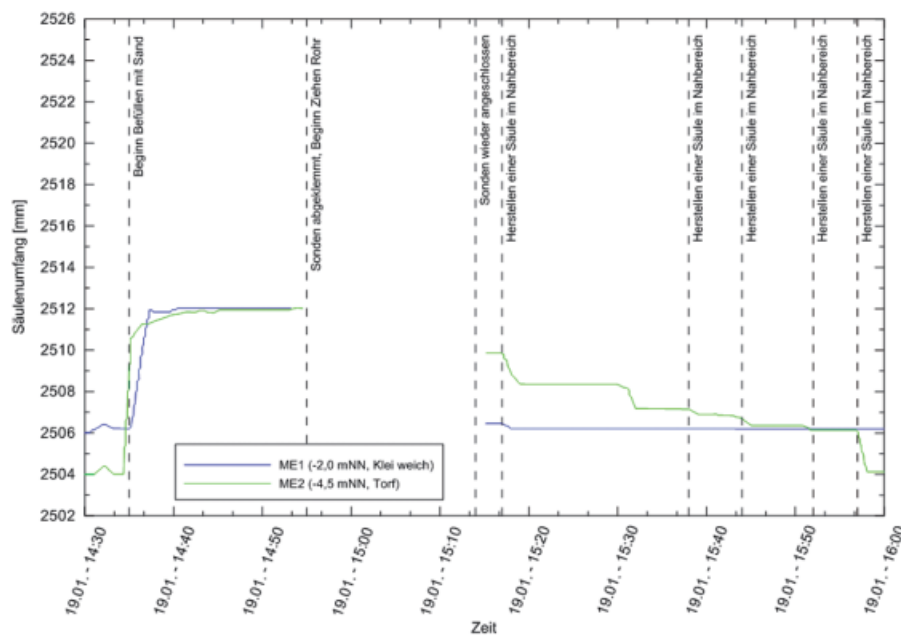


Bild 7. Säulenumfang während der Herstellung der Säulen (Umfang bei \varnothing 800 mm = 2513 mm)
 Fig. 7. Column perimeter during installation of columns (perimeter for \varnothing 800 mm = 2513 mm)

stellt. Analog zu den Setzungsmessungen ist die zeitliche Entwicklung entsprechend dem Konsolidierungsvorgang zu ersehen. Des Weiteren zeigt der Vergleich mit der prognostizierten Ringzugkraft, dass die bemes-

sungsrelevante maximale Ringzugkraft nach der Auskonsolidierung mit dem analytischen Berechnungsmodell gut übereinstimmt. Der zeitliche Verlauf der Ringzugkräfte zeigt dagegen teilweise größere Abweichungen, was

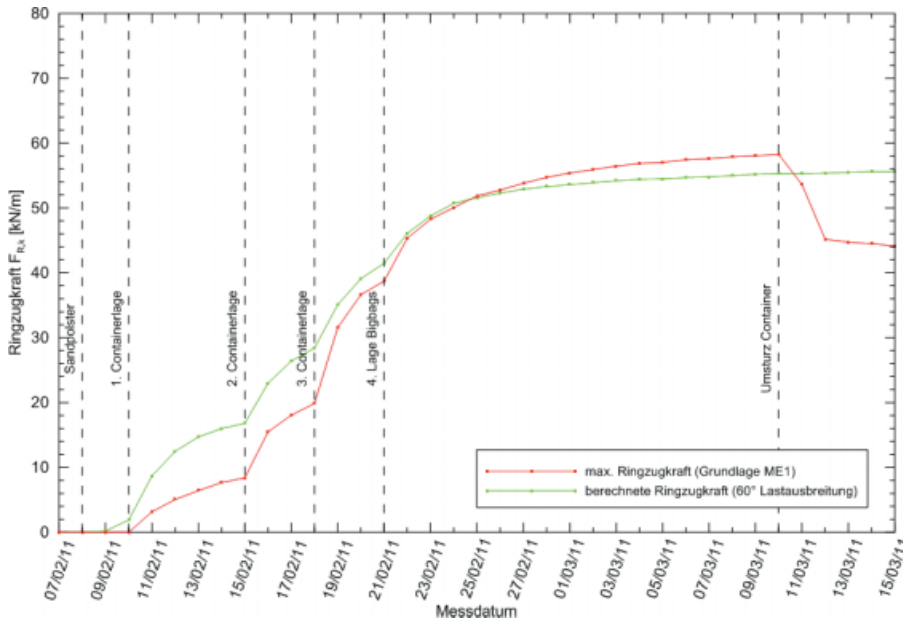


Bild 8. Zeit- und lastabhängige Entwicklung der Ringzugkräfte
 Fig. 8. Time- and surcharge-dependent development of ring tensile forces

allerdings auch in den üblichen Ungenauigkeiten bei der labortechnischen Bestimmung der Durchlässigkeits- bzw. Konsolidierungsbeiwerte bedingt sein kann.

5.4 Spannungsverteilung

Die gemessene Spannungskonzentration auf den Säulen kann aus Bild 9 ersehen werden. Der prognostizierte bzw. berechnete Lastumlagerungsfaktor E nach Gln. (1) bis (3), der stellvertretend für die Spannungskonzentration das Verhältnis der von der

Säule abgetragenen Last Q_S zur Gesamlast im Einflussbereich der Säule Q_E darstellt, stimmt in Höhe der Oberkante der Weichschichten für auskonsolidierte Verhältnisse näherungsweise mit den aus den Messungen abgeleiteten Werten überein, vgl. Bild 10.

$$E = Q_S/Q_E \tag{1}$$

$$\sigma_{v,s} = E \cdot \sigma_0 \cdot 1/a_s \tag{2}$$

$$\sigma_{v,B} = (\sigma_0 - E \cdot \sigma_0)/(1 - a_s) \tag{3}$$

mit $a_s = A_s/A_E$ nach Bild 5

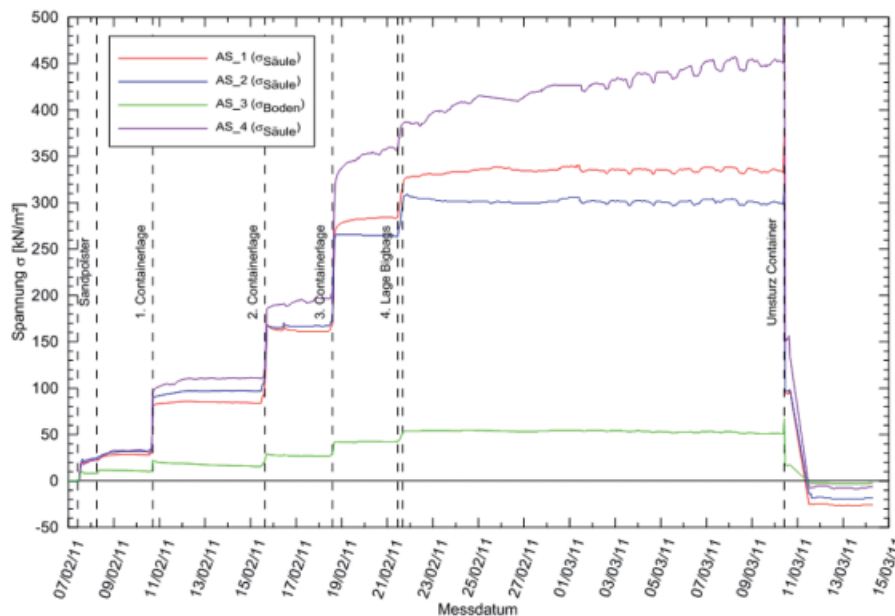


Bild 9. Vertikale Spannungen
 Fig. 9. Vertical stresses

Hinsichtlich des theoretischen Verlaufes der Spannungsumlagerungen im Zuge des Konsolidationsprozesses, d. h. vor der Auskonsolidierung, finden sich in der Literatur verschiedene Angaben und Überlegungen im Zusammenhang mit der Analyse des Tragverhaltens von Schottersäulen (nicht ummantelte Säulen). So wird einerseits ausgeführt, dass kurz nach einer Lasterhöhung die anstehende Weichschicht relativ weich ist und daher der maximale Anteil der Last von den Säulen getragen wird und anschließend mit Eintreten von Zeitsetzungen und einhergehender Konsolidation durch die Zunahme der Tragfähigkeit und Steifigkeit der Weichböden ein zeitabhängiger Abbau der Spannungskonzentration gegeben sein sollte (vgl. [4]). Zum Anderen zeigen Messungen nach Konsolidationspausen auch eine Zunahme der Spannungen in den Säulen, und es wird (z. B. in [5], [6], [7]) davon ausgegangen, dass insbesondere im Zusammenhang mit der globalen Standsicherheitsberechnung, unmittelbar nach Lastaufbringung zunächst nur eine minimale Spannungskonzentration ($E \approx a_s$) ansetzbar ist und diese erst im Zuge der Konsolidation auf den berechneten Wert für den auskonsolidierten Zustand ansteigt.

Bei den vorliegenden Messungen zeigt sich nun, dass keiner dieser theoretischen Ansätze vollständig übertragbar ist. Es fällt vielmehr auf, dass sich die Spannungskonzentration schon zu einem großen Anteil unmittelbar bei der Lastaufbringung einstellt, diese im Zuge des weitergehenden Konsolidationsprozesses aber nicht abfällt, sondern näherungsweise konstant bleibt bzw. noch weiter zunimmt.

Aus theoretischer Sicht hängt die Spannungskonzentration bei Lastaufbringung über den Säulenköpfen von dem Verhältnis zwischen der Steifigkeit der Säule und der umgebenden Weichschicht sowie vom Gleichgewicht der horizontalen Spannungen am Säulenrand nach Bild 11 ab. Die zum Gleichgewicht der horizontalen Spannungen erforderliche Differenzkraft $\Delta\sigma_{h,Diff}$ sowie die Setzung der Weichschicht in Abhängigkeit von einer Zunahme der Auflast $\Delta\sigma_{v,B}$ wird dabei in [1] unter Zugrundelegung der Berechnungsformel für die Verformung eines radial und axial belasteten Hohlzylinders nach [8] berechnet.

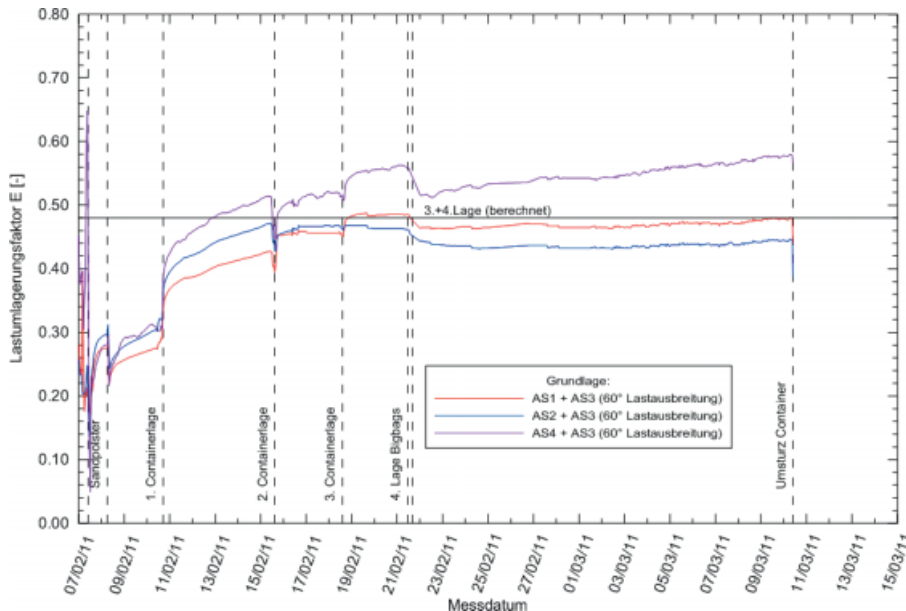


Bild 10. Aus den Messungen abgeleiteter Lastumlagerungsfaktor E
 Fig. 10. Measured Load Factor E

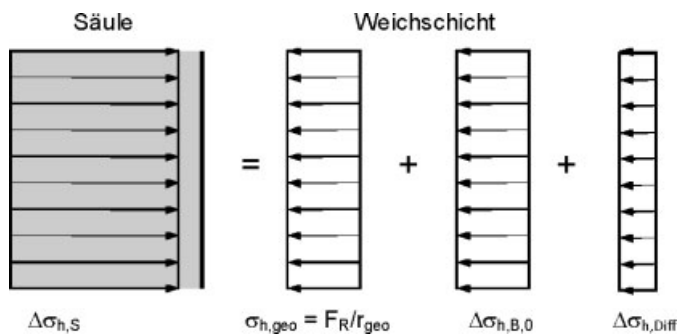


Bild 11. Schematische Darstellung der auftretenden Horizontalspannungen
 Fig. 11. Schema of the horizontal stresses

$$\Delta\sigma_{h,Diff} = \frac{\Delta r_s}{r_s} \cdot \frac{E^*}{\left(\frac{1}{a_s} - 1\right)} \quad (4)$$

$$s_B = \left(\frac{\Delta\sigma_{v,B}}{E_{S,B}} - 2 \cdot \frac{1}{E^*} \times \frac{v_B}{1 - v_B} \cdot \Delta\sigma_{h,Diff} \right) \cdot h \quad (5)$$

mit

$$E^* = \left(\frac{1}{1 - v_B} + \frac{1}{1 + v_B} \cdot \frac{1}{a_s} \right) \cdot E_B$$

und allgemein

$$E_B = \frac{(1 + v_B) \cdot (1 - 2v_B)}{(1 - v_B)} \cdot E_{S,B}$$

Die Größe der Differenzspannung hängt damit von der radialen Ausdehnung der Säule Δr_s ab, die wiederum

zu einem entsprechenden Anstieg der Ringzugkräfte führt. Gleichzeitig ergibt sich aus der radialen Ausdehnung unter Zugrundelegung einer näherungsweise Volumenkonstanz auch die Setzung und damit Steifigkeit der Säule. Als maßgebende Eingangsparameter in Gln. (4) und (5) stellen sich die Querdehnzahl v_B und die anzusetzenden Steifemoduln $E_{S,B}$ bzw. E-Moduln E_B der umgebenden Weichschichten dar. Für die Berechnung der Spannungsverteilung im Endzustand sind die Parameter für auskonsolidierte Zustände zu verwenden. Im Zustand unmittelbar nach Lastaufbringung können diese Parameter aber nicht verwendet werden, da dies rechnerisch entsprechend hohe Radialverformungen der Säule, Ringzugkräfte und Setzungen ergeben würde. Um die tatsächlich unmittelbar bei bzw. nach der Lastaufbringung auftretenden geringen Setzungen und Ringzugkräfte

zu berücksichtigen, liegt es nahe, statt des Steifemoduls den E-Modul und die Querdehnzahl für undrained Zustände zu verwenden. Die Querdehnzahl ist hierbei theoretisch bei voller Wassersättigung zu $v_B = 0,5$ zu setzen (aus praktischen Gründen empfiehlt sich allerdings der Ansatz eines geringfügig kleineren Wertes). Der E-Modul für den undrained Zustand ist dagegen schwerer zu bestimmen, z. B. aus Triaxialversuchen bei kleinen Dehnungen und unkonsolidierten Verhältnissen. Im Allgemeinen kann dieser aber auch unter Zugrundelegung des Wertes der undrained Scherfestigkeit c_u aus der Korrelation

$$E_u = (300 \text{ bis } 1000) \cdot c_u \quad (6)$$

bestimmt werden. Bei Ansatz eines Wertes von $E_u = 500 \cdot c_u$ in das analytische Berechnungsmodell nach [1] ergibt sich zum Zeitpunkt unmittelbar nach Lastaufbringung ein theoretischer Lastumlagerungsfaktor von ca. $E = 0,30$ bis $0,35$. Dies würde mit den Messergebnissen korrelieren und entspricht der Modellvorstellung, dass bei zunächst kleinerem Steifigkeitsunterschied zwischen Boden und Säule eine geringere Lastumlagerung entsteht, die mit dem „Ausweichen“ des Bodens im Zuge der Konsolidation zunimmt. Insofern wird für die weiteren Analysen der Ansatz verfolgt, zunächst einen Anfangswert der Lastumlagerung unter Ansatz der undrained Parameter zu definieren und die Differenz bis zum Lastumlagerungsfaktor bei vollständiger Auskonsolidierung anschließend entsprechend der Zunahme des Konsolidationsbeiwertes zu erfassen. Es wird allerdings darauf hingewiesen, dass die Übertragbarkeit dieses Ansatzes auf Schottersäulen oder andere nicht ummantelte Systeme nicht gewährleistet ist, da im vorliegenden Fall immer die Ummantelung zur Sicherstellung des Gleichgewichts der Horizontalkräfte einbezogen wird.

6 Globale Standsicherheit gegen Geländebruch

6.1 Erfassung der Spannungs-konzentration

Die Scherfestigkeitserhöhung durch die Spannungs-konzentration über den Säulen kann im ebenen Berechnungsmodell entweder über die Berechnung

eines gemittelten Scherwiderstandes des Untergrundes (vgl. z. B. [4], [6], [9]) oder über die direkte Abbildung der Säulen über flächengleiche Wandscheiben (vgl. z. B. [7]) erfolgen. Bei beiden Methoden stellt die Einbeziehung der Spannungskonzentration, d. h. die Erhöhung der Spannungen im hochscherfesten Säulenmaterial, die entscheidende Größe für die Erfassung der Erhöhung des Gesamtscherwiderstandes dar. Diese kann entweder direkt im Berechnungsmodell eingegeben [7] oder über den Lastumlagerungsfaktor bei der Ermittlung der Ersatzscherparameter des homogenen Baugrundes berücksichtigt werden. Des Weiteren wurde in [10] für ummantelte Säulen auch ein Ersatzscherparameter abgeleitet, welcher die erhöhte Spannungskonzentration bei ummantelten Säulen über die Ringzugkraft erfasst.

Grundsätzlich wurde bislang in der Regel aufgrund der Angaben in den o. g. Veröffentlichungen bei unkonsolidierten Zuständen bzw. unmittelbar nach Lastaufbringung die Spannungskonzentration vernachlässigt. Die Ergebnisse im Probefeld bestätigen diesen Ansatz nicht, stattdessen könnte durchaus der Anfangswert der Lastumlagerung angesetzt werden, da eine entsprechende Spannungskonzentration im Anfangszustand auch messtechnisch belegt wird. Geländebruchberechnungen zeigen, dass dann deutlich geringere Ausnutzungsgrade (z. B. 0,92 statt 1,26 beim Aufbringen der 2. Containerlage) bzw. höhere Standsicherheiten berechnet werden. Des Weiteren zeigen die Vergleichsberechnungen, dass die direkte Abbildung der Säulen (Wandscheiben) und der Spannungskonzentration günstigere Standsicherheiten im Vergleich zu den anderen Berechnungsverfahren ergibt, sofern die Lamellenanzahl zur Erfassung der Wandscheiben ausreicht (mindestens 500). Allerdings ist der Eingabe- und Berechnungsaufwand deutlich höher.

6.2 Analyse der im Berechnungsmodell nicht erfassten Standsicherheitsreserven

Selbst bei direkter Erfassung der tatsächlich gemessenen Spannungskonzentration und unter Berücksichtigung zusätzlicher räumlicher Effekte wurden beim Erreichen der vierten Last-

stufe rechnerisch Bruchzustände ermittelt (Ausnutzungsgrade über 1,0 bei Teilsicherheitsbeiwerten von $\gamma = 1,0$), obwohl diese in situ nicht auftraten. Diese Beobachtung korreliert mit den Erfahrungen im Zuge der Projektausführung, dass das tatsächlich vorhandene Standsicherheitsniveau offenbar bei Anwendung der üblichen Berechnungsverfahren häufig unterschätzt wird.

In neueren Forschungen wurde festgestellt, dass durch vertikal eingebaute Geokunststoffe die Standsicherheit grundsätzlich erhöht werden kann. Übertragen auf den vorliegenden Fall, könnte somit die Längszugfestigkeit der Säulenummantelung angesetzt werden. Gemäß der üblichen Modellvorstellung z. B. nach DIN 4084 ist bei vertikal eingesetzten Zugelementen nur eine sehr begrenzte Wirksamkeit gegeben, da diese aufgrund des Winkels zwischen der Einbaurichtung und der Gleitfläche nicht „selbstspannend“ wirken. In einem ersten Ansatz kann aber davon ausgegangen werden, dass aufgrund der möglichen großen Verformungen bei Dammschüttungen auf weichen Böden, entlang der Scherfuge eine Verschiebung der Säule stattfinden kann und damit die Zugkräfte im Geokunststoff als Umlenkkräfte parallel oder nur mit geringer Neigung zur Scherfuge aktiviert

werden. Die maximal ansetzbaren Kräfte werden dann entweder durch das Erreichen der Zugfestigkeit oder durch den max. Reibungswiderstand des Geokunststoffes oberhalb bzw. unterhalb der Gleitfuge begrenzt. Eine Aktivierung des vollständigen Herauszieh Widerstandes, d. h. der Reibungskräfte an der Kontaktfläche zum Säulenmaterial und zur Weichschicht, kann aufgrund von Modellvorstellungen, Beobachtungen und Modellversuchen allerdings nicht angesetzt werden. Bild 13 zeigt, dass bei entsprechender Nachrechnung der gemäß Bild 12 durchgeführten Modellversuche lediglich Reibungskräfte zwischen Geokunststoff und Weichschicht mit einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0,6$ nachvollzogen werden können. Dies kann damit begründet werden, dass die Säule als Gesamtelement wirkt bzw. der Geokunststoff bei den auftretenden Verformungen nicht „aus der Säule herausgezogen wird“, sondern dass nur an der Außenseite entsprechende Differenzverformungen und damit Reibungskräfte zwischen Geokunststoff und Boden auftreten.

Das sich unter Zugrundelegung der ansetzbaren Zugkräfte ergebende Moment kann als zusätzliche haltende Größe in die Nachweisgleichung für den Geländebruch eingeführt werden, vgl. Bild 14.

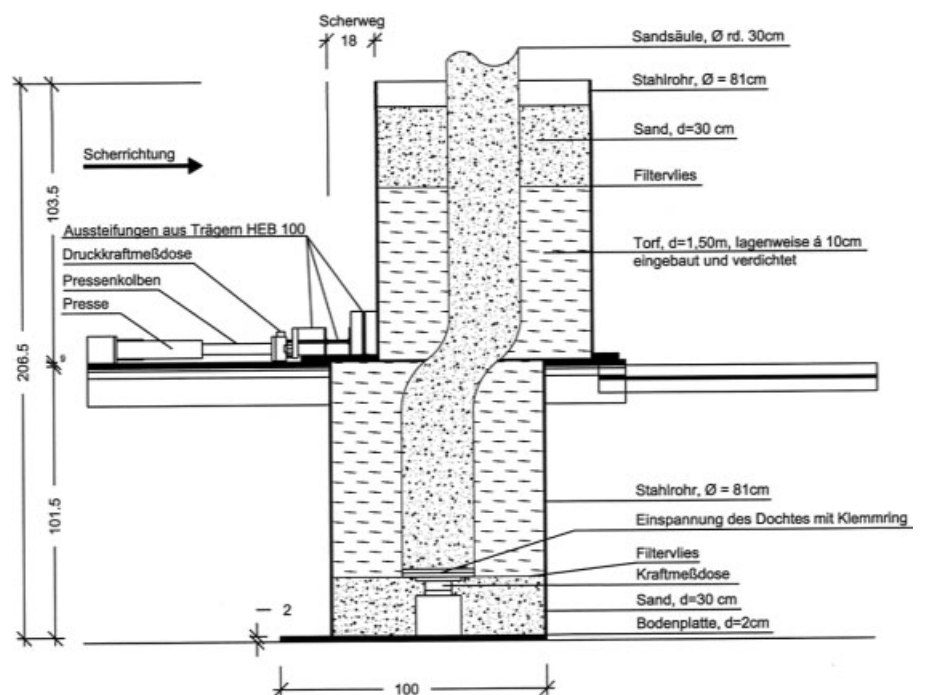


Bild 12. Modellscherversuche an einer ummantelten Säule
Fig. 12. Model shear tests on a geotextile encased column

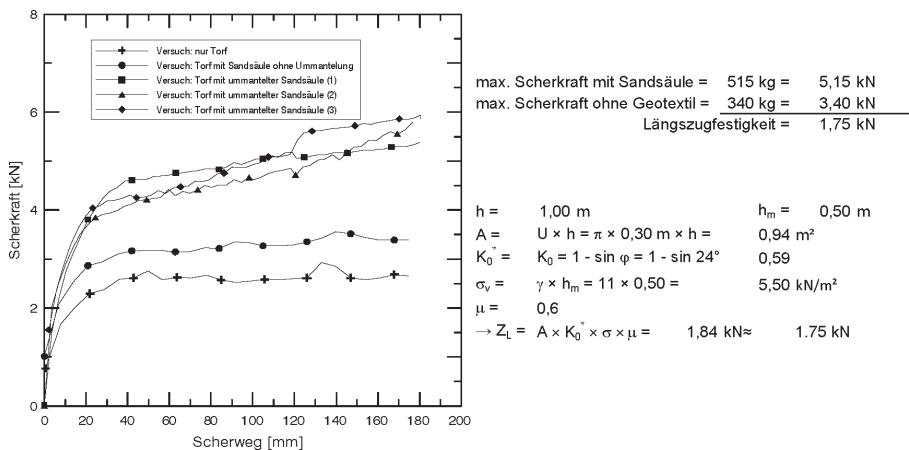
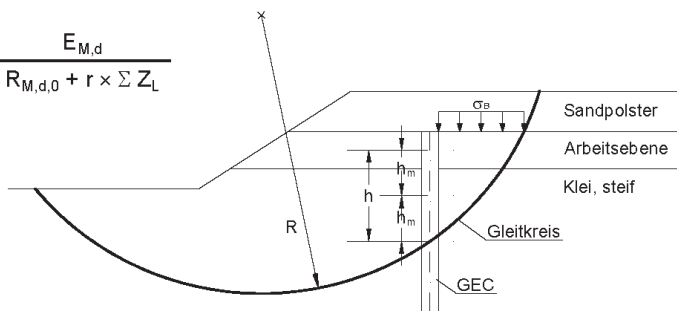


Bild 13. Ergebnisse der Scher-Modellversuche und Vergleichsberechnung
 Fig. 13. Results of the model shear test and comparative calculation

Nachweis:

$$\mu = \frac{E_{M,d}}{R_{M,d,0} + r \times \Sigma Z_L}$$



Lamelle 1:

$$A = U \times h = \pi \times D \times h$$

$$\sigma_v = \sigma_B + \gamma \times h_m$$

$$\mu = 0,6$$

$$\rightarrow Z_{L1} = A \times K_0 \times \sigma_v \times \mu$$

Bild 14. Berechnungsmodell der globalen Sicherheit unter Einbeziehung der „vertikalen“ Bemessungsfestigkeit der geotextilen Ummantelung
 Fig. 14. Calculation model for the global stability under consideration of the “vertical” design strength of the geotextile encasement

7 Schlussbemerkung

Beim beschriebenen Großversuch sollten eigentlich die Systemgrenzen gezielt überschritten und ein Versagen der Gründung erzielt werden. Dieses konnte jedoch nicht erreicht werden, was im Hinblick auf die Definition der tatsächlichen Grenzlast zwar zu bedauern ist, im Hinblick auf die weitere Anwendung des Systems unter Berücksichtigung der zu folgendernden Standsicherheitsreserven aber positiv zu bewerten ist.

Grundsätzlich zeigt sich, dass das Setzungsverhalten und insbesondere die Ringzugkraft in der Ummantelung mit den vorliegenden Berechnungsverfahren abgesichert prognostiziert werden kann. Die dargestellten Überlegungen zur Erfassung der glo-

balen Standsicherheitsreserven des Gesamtsystems und die Erfassung im Geländebruchnachweis sollen durch weitere detailliertere Auswertungen, Überlegungen und auch numerische Simulationen weiter abgesichert werden. Die Verfasser hoffen damit, einen weiteren Schritt zur Optimierung der Bemessung des Gründungssystems zu ermöglichen.

Literatur

[1] Raithel, M., Kempfert, H.-G.: Bemessung von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Bautechnik 76 (1999), H. 12, S. 983–991.
 [2] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geo-

kunststoffen. EB GEO 2010. Ernst & Sohn.

[3] Raithel, M., Kempfert, H.-G., Kirchner, A.: Berechnungsverfahren und Bemessung von Ummantelten Säulen – Entwicklung und aktueller Stand. 9. Informations- und Vortragstagung der Fachsektion „Kunststoffe in der Geotechnik“ KGEO. Vortragsband. Ebenfalls veröffentlicht in der Geotechnik 2005, Heft 1.
 [4] Weber, T. M.: Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen. Dissertation Nr. 17321, ETH Zürich, 2007.
 [5] Lubkin, P.: Building on Soft Soils. Design and Construction of Earth Structures Both on and into Highly Compressible Subsoils of Low Bearing Capacity. CUR Centre for Civil Engineering: Taylor & Francis. 1996.
 [6] Soyez, B.: Bemessung von Stopfverdichtungen; Ingénieur des TPE Section des ouvrages en terre, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris; ins Deutsche übertragen von H. Priebe, Baumaschine + Bautechnik BMT, 1987.
 [7] Bergado, D. T., Chai, J. C., Alfaro, M. C., Balasubramaniam, A. S.: Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment; A. A. Balkema. 1994.
 [8] Ghionna, V., Jamiolkowski, M.: Colonne di ghiaia, X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni; Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n°507, nov. 1981.
 [9] Priebe, H.: Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen. Bautechnik 72 (1995), H. 3, S. 183–191.
 [10] Raithel, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen; Heft 6, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Gesamthochschule Kassel. 1999.
 [11] Hörtkorn, F.: Wirksamkeit von flexiblen stabförmigen Elementen bei Böschungsstabilisierungen. Dissertation, Fachgebiet Geotechnik, Universität Kassel. 2010.

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Marc Raithel
 Dipl.-Ing. Sandra Werner
 Kempfert Geotechnik GmbH,
 Goerdelerstraße 4, 97084 Würzburg
 Dipl.-Ing. Volker Küster
 Josef Möbius Bau AG,
 Brandstücken 18, 22549 Hamburg
 Dr.-Ing. Dimiter Alexiew
 Huesker Synthetic GmbH,
 Fabrikstraße 13–15, 48712 Gescher