

# Tragfähigkeit von Schraubfundamenten unter statischer und zyklischer Last

**T 3344**

T 3344

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2016

ISBN 978-3-8167-9868-2

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften

Universität der Bundeswehr München · 85577 Neubiberg · Germany



Telefon +49 89 6004-3401  
Telefax +49 89 6004-4559  
E-Mail conrad.boleym@unibw.de  
URL www.unibw.de/geotechnik  
13. Juni 2016  
CB/RH - 654

DIBT Forschungsvorhaben-Nr.:  
P52-5- 11.79-1421/12 und  
P52-5- 11.79.1-1448/14

„Tragfähigkeit von Schraubfundamenten  
unter statischer und zyklischer Last“

### **Abschlussbericht**

Erstellt im Auftrag:

Deutsches Institut für Bautechnik  
Postfach 620229  
10792 Berlin

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>4</b>
1.1	Überblick Schraubfundamente	4
1.2	Aufgabe und Zielstellung des Forschungsvorhabens	6
<b>2</b>	<b>Zusammenfassung der Erkenntnisse zum Tragverhalten von Schraubfundamenten aus der Literatur</b>	<b>8</b>
2.1	Begriffe und Definitionen	8
2.2	Statische Druckbelastung	8
2.3	Statische Zugbelastung	10
2.4	Zyklisch belastete Schraubfundamente	12
<b>3</b>	<b>Untersuchung des Tragverhaltens mit Modellversuchen</b>	<b>14</b>
3.1	Einführung und Versuchskonzeption	14
3.2	Materialien und Versuchsdurchführung	16
3.2.1	Versuchskasten und Versuchsstand	16
3.2.2	Modellboden	17
3.2.3	Schraubfundamentmodelle	18
3.2.4	Versuchseinbau	19
3.3	Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche	21
3.3.1	Modellversuche mit Druckbelastung	21
3.3.2	Modellversuche mit Zugbelastung	25
3.3.3	Zusammenfassung der Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche	29
3.4	Ergebnisse der PIV-Versuche	30
3.4.1	PIV-Versuche mit Druckbelastung	30
3.4.2	PIV-Versuche mit Zugbelastung	35
3.5	Numerische Nachrechnung der Modellversuche	40
3.6	Vergleich Modellversuche mit bekannten analytischen Berechnungsverfahren	43
3.7	Zusammenfassung der Ergebnisse	44

---

<b>4</b>	<b>Großversuche</b>	<b>45</b>
4.1	Laborversuche in der Versuchsrube	45
4.1.1	Versuchsgrube, Fundamente und Versuchseinbau	45
4.1.2	Versuchsdurchführung	47
4.1.3	Ergebnisse der Versuche	48
4.2	Zusammenfassung bisheriger Felduntersuchungen	53
4.3	Statische Probelastungsverfahren für Schraubfundamente	56
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>59</b>

## 1 Einleitung

### 1.1 Überblick Schraubfundamente

Schraubfundamente sind vorgefertigte Gründungselemente, die drehend in den Boden eingebracht werden und vorwiegend zur Einleitung von Zug- und Druckkräften dienen. Da es keine einheitliche Normung zu diesen Bauteilen gibt, haben sich mit der Zeit verschiedene Bezeichnungen wie z. B. Schraubanker, Bodenanker oder Erdschraube herausgebildet. Im englischen Sprachraum sind die Begriffe screw piles oder helical pile gebräuchlich. Von den Herstellern wurden diverse Bauformen für unterschiedliche Einsatzzwecke entwickelt. Allen gemein ist, dass um einen Schaft herum ein oder mehrere spiralförmige Gewindegänge angeordnet sind, wodurch das Schraubfundament, ähnlich wie eine selbstbohrende Schraube, in den Boden gedreht werden kann.

Grundsätzlich lassen sich dabei zwei verschiedene Typen unterscheiden. Der erste Typ (siehe Abbildung 1a) hat in einem Teilbereich des Schaftes eine durchgängige Gewindespindel aufgeschweißt, wobei die Gewindeflanke nur einige Zentimeter über den Schaft hinaus steht. Zum besseren Eindringen in den Boden ist der Schaft am unteren Ende konisch zugespitzt. Beim zweiten Typ werden entlang des Schaftes in größeren Abständen ein oder mehrere einzelne schraubenförmige Platten, deren Durchmesser wesentlich größer als der Schaftdurchmesser sind, angeordnet, vgl. Abbildung 1b.

Bauformen mit durchgängigem Gewinde haben meist einen Durchmesser zwischen 5 cm und 15 cm und Baulängen zwischen 50 cm und 300 cm. Fundamente, mit teilweise recht kurzen Baulängen und kleinen Durchmessern, werden bevorzugt im Garten- und Landschaftsbau oder im privaten Bereich zur Gründung von Zäunen, leichten Bauwerken oder Spielgeräten verwendet. Weiterhin wird diese Bauart zur Einleitung von größeren Lasten in schwer bohrbaren Böden angewendet, in denen die Schraubfundamente des zweiten Typs nicht eingebracht werden können. Dazu zählen unter anderem sehr dicht gelagerte Sande und Kiese, feste bindige Böden sowie Fels. Im Gegensatz zum Garten- und Landschaftsbau kommen hier Schraubfundamente mit größerer Länge und Durchmesser sowie wesentlich dickeren Materialquerschnitten zum Einsatz. Um das Einbringen zu erleichtern kann vorgebohrt werden.

Bei Bauformen mit einzelnen Schraubplatten liegt der Schaftdurchmesser meist zwischen 25 mm und 150 mm und die Baulängen zwischen 1,5 m und 4,0 m. Viele Hersteller bieten Systeme an, die eine Verlängerung des Schaftes erlauben, sodass große Einbindetiefen erreicht werden können. Diese Systeme werden weltweit unter anderem zur Gründung von Häusern, Masten und Gewerbebauten verwendet. Weiterhin werden sie als Anker zur Abspannung von Seilkonstruktionen und zur Verankerung von Baugrubenwänden

genutzt. Typischerweise werden dort Schraubfundamente mit Traglasten von etwa 200 kN verwendet. Es wird auch von Projekten (Cerato (2009)) berichtet, bei denen mit bis zu 10 m langen, druckbelasteten Schraubfundamenten mit Schaftdurchmessern von 50 cm und Flügeldurchmessern von 100 cm Traglasten von über 2 MN erreicht wurden.

Im deutschsprachigen Raum und in den Niederlanden reichen die Erfahrungen mit Schraubankern zum Abtrag horizontaler Lasten bis in die 1970er Jahre zurück. Es wurden beispielsweise Erfahrungen bei verschiedenen Wasserbauprojekten und dem Bau der Landesgewerbeanstalt Bayern in Nürnberg gesammelt (Vogt (1999)). Die Verwendung von Schraubankern ist bis heute in Deutschland stark von lokalen Erfahrungen geprägt. Die Bruchlasten der verwendeten Schraubfundamente liegen meist weit unterhalb von 200 kN.



**Abb. 1:** a) Spindelschraubfundament

b) Plattenschraubfundament

Quelle: <http://www.terrafix.de/index.php/fundamente.html>

Die Einbringung der Schraubfundamente erfolgt drehend mithilfe eines Kleinbohrgerätes (Abbildung 2). Die Drehbewegung erzeugt durch die Steigung der Gewindespindel bzw. der schraubenförmigen Platte eine vertikale Kraft, wodurch das Schraubfundament in den Boden eindringt. Mit den meisten Geräten kann eine zusätzliche Vertikalkraft aufgebracht werden, die das Eindringen, insbesondere in oberflächennahen Bodenschichten, erleich-

tert. An der Geländeoberkante wird eine geringe Menge Boden gefördert. Mit zunehmender Tiefe wird der Boden dann seitlich verdrängt.

## 1.2 Aufgabe und Zielstellung des Forschungsvorhabens

Im Rahmen des Vorläufervorhabens wurden unter Auswertung der internationalen Literatur Ansätze aufgezeigt, wie die Abschätzung der Tragfähigkeit von Schraubfundamenten erfolgen kann. Die wichtigsten Methoden sind dabei die Berechnung der Tragfähigkeit mit bodenmechanischen Bruchkörpermodellen und die Ableitung von Tragfähigkeitswerten aus Sondierergebnissen. Die wichtigsten Methoden werden in diesem Bericht in Abschnitt 2 nochmals erläutert. Die erdstatische Berechnung basiert auf der Vorstellung, dass unterhalb des Schraubflügels ein grundbruchartiger Vorgang stattfindet. Ähnliche Verfahren wurden auch für die Berechnung des Pfahlfußwiderstands entwickelt. Diese erdstatischen Verfahren sind jedoch nach EA-Pfähle (2012) Abschnitt 5.1 in Deutschland nicht zugelassen. Es ergibt sich daraus die Frage, in wieweit die erdstatischen Berechnungen zur Bestimmung des Widerstands von Schraubfundamenten geeignet sind.

Zur Untersuchung des statischen Trag- und Verformungsverhaltens sowie der Anwendbarkeit der erdstatischen Methoden war im Rahmen des Forschungsprojektes die Durchführung von klein- und großmaßstäblichen Laborversuchen vorgesehen. Für die kleinmaßstäblichen Versuche wurde ein am Institut entwickelter Versuchskasten mit einer Plexiglasscheibe verwendet und zur Auswertung die u.a. die Particle-Image-Velocimetry-Methode (PIV-Methode) genutzt. Als Parameter wurden bei den Versuchen die Schraubfundamentgeometrie, die Bodenart und die Belastungsrichtung variiert. Die detaillierte Versuchsbeschreibung sowie die Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse ist in Abschnitt 3 des Berichts gegeben. Die gewonnenen Versuchsdaten wurden anschließend mit den Ergebnissen von analytischen und numerischen Berechnungsmethoden verglichen. Durch den Vergleich der analytischen Berechnungsmethoden mit den Versuchsergebnissen wurde die Zuverlässigkeit der Berechnungsmodelle geprüft. Die numerischen Berechnungen wurden anhand von 2-dimensionalen FE-Modellen mit nichtlinearen Stoffgesetzen durchgeführt.

Zur Durchführung der großmaßstäblichen Versuche wurden die Schraubfundamente in der Versuchsrube des Instituts eingebaut. Das Vorgehen und die Ergebnisse dieser Versuche sind im Abschnitt 4.1 zu finden. Außerdem begleitete das Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München in den Jahren 2011 bis 2015 zahlreiche weitere Feldversuche, deren Ergebnisse im Abschnitt 4.2 zusammengefasst sind.

Weiterhin sollten im Rahmen des Forschungsvorhabens auf Grundlage von Feldversuchen und der vorhandenen Erfahrungswerte Möglichkeiten erforscht werden, wie sich aus den hier gebräuchlichen Baugrunduntersuchungsmethoden Bemessungswerte für den Widerstand von Schraubfundamenten ableiten lassen. Bis zum Abschluss des Vorhabens ließ sich jedoch keine ausreichend große Datengrundlage schaffen, um allgemein gültige Werte abzuleiten.

Die Abtragung von Zugkräften durch Schraubanker ist in Abschnitt 8 des EC7-1 geregelt. Dabei wird ein Schraubanker ähnlich behandelt wie ein Verpressanker. Die Vergleichbarkeit zwischen diesen beiden Systemen ist jedoch kaum gegeben. Verpressanker tragen über Mantelreibung, die durch den Verpressvorgang stark erhöht wird. Schraubanker leiten im Gegensatz dazu die Kräfte über die Schraubflügel als Druckspannung in den Boden ein. Die im EC7-1 geforderten Prüfverfahren wurden speziell für Verpressanker entwickelt. Neben dem Herauszieh Widerstand sollen mit den Prüfverfahren die freie Stahllänge, der Kräfteinleitungspunkt und das Kriechmaß ermittelt werden. Bei der Prüfung und Bemessung von Schraubankern spielen die freie Stahllänge und der Kräfteinleitungspunkt keine Rolle, da diese Werte aus der Geometrie bekannt sind. Das Kriechverhalten hat einen geringeren Einfluss, da die Vorspannungen wesentlich geringer sind. Ein Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens war es deshalb, ein geeignetes Prüfverfahren zu entwickeln, mit dem speziell die Tragfähigkeit eines Schraubfundaments bestimmt und bewertet werden kann. Zur Herleitung des Prüfverfahrens wurde ausgehend von vorhandenen Prüfverfahren für beispielsweise Mikropfähle oder Anker ein neues Verfahren entwickelt, welches in Anhang 2 beschrieben ist. Ein Vergleich unterschiedlicher Belastungsverfahren auf die Ergebnisse von Feldversuchen ist in Abschnitt 4.3 gegeben.

Neben den o.g. Schwerpunkten sollte ursprünglich noch das Knickverhalten von Schraubfundamenten in weichen Böden untersucht werden. Dieses Phänomen ist auch aus Untersuchungen zum Tragverhalten von Mikropfählen bekannt. In tragfähigen Böden wird das Ausknicken von Pfählen durch die seitliche Stützung des Pfahls durch den umliegenden Boden verhindert. Bei ausreichender Tragfähigkeit und Steifigkeit ist bei üblichen Bohrpfählen nicht mit einem Knicken zu rechnen. Die Normung sieht Knicknachweise für Böden mit  $c_u < 15$  kN vor. Diese Regelung ist jedoch nicht auf Pfähle mit kleinem Durchmesser (Mikropfählen, Duktulpfähle) übertragbar, da die Schlankheit überproportional mit dem Durchmesser abnimmt. Am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München wurde ein Nachweiskonzept entwickelt (Vogt et al. (2005)), mit dem näherungsweise das Knickverhalten nachgewiesen werden kann. Dieses erfasst auch geometrische und stoffliche Nichtlinearitäten. Überträgt man das Berechnungsverfahren auf den Schaft eines Schraubfundamentes so zeigt sich, dass unter derzeitigen Einsatzbedingungen die äußere Tragfähigkeit deutlich unter der Klicklast liegt, weshalb auf weitergehende Untersuchungen, zu Gunsten der Durchführung von mehr Laborversuchen, verzichtet wurde.

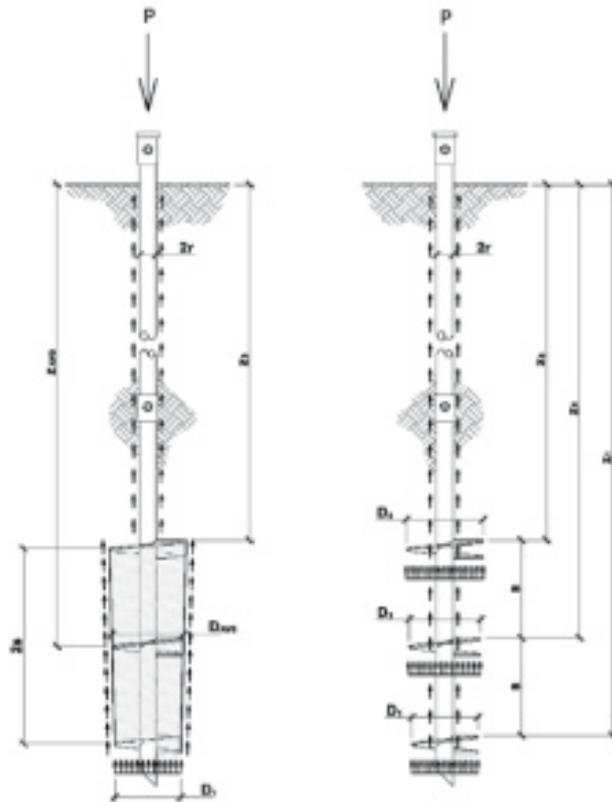
## 2 Zusammenfassung der Erkenntnisse zum Tragverhalten von Schraubfundamenten aus der Literatur

### 2.1 Begriffe und Definitionen

<b>Schraubfundament</b>	Vorgefertigtes Gründungselement bestehend aus einem biegesteifen Schaft und einem oder mehreren Gewindegänge, das vorwiegend vertikal drehend in den Boden eingebracht wird und zur Einleitung axialer Zug- und Druckkräften sowie lateraler Kräfte dient.
<b>Spindelschraubfundament</b>	Schraubfundament mit einer Gewindespindel mit mehreren durchgängigen Gewindegängen, und $D < 1,75 \cdot d$ , vgl. Abbildung 1a).
<b>Plattenschraubfundament</b>	Schraubfundament mit einer Gewindeplatte oder mehreren Gewindeplatten, die im größeren Abstand angeordnet sind und $D < 1,75 \cdot d$ , vgl. Abbildung 1b).
<b>Schaftdurchmesser d</b>	Aussendurchmesser des (Rohr-) Schafts
<b>Gewinde- bzw. Plattendurchmesser D</b>	Aussendurchmesser der Gewindespindel bzw. der Gewindeplatte

### 2.2 Statische Druckbelastung

Zur Berechnung der Tragfähigkeit von druckbelasteten Schraubfundamenten wird im einfachsten Fall die Grundbruchformel nach Prandtl (1920) angesetzt, die ursprünglich für Flachgründungen verwendet wird. Die Grundbruchformel wurde in der Vergangenheit mehrfach angepasst. So wurden beispielsweise von Meyerhof (1956) oder Brinch-Hansen (1961, 1970) unterschiedliche Verbesserungsvorschläge zur Anpassung der Bruchfigur vorgeschlagen und zusätzlich Form- und Tiefenbeiwerte hergeleitet. Da in die Grundbruchgleichung die Überlagerungsspannung linear eingeht, kommt es bei zunehmender Tiefe auch leicht zu einer Überschätzung der Tragfähigkeiten, weshalb Ansätze entwickelt wurden, mit denen die berücksichtigte Spannung auf ein Höchstmaß begrenzt wird. Für undrainierte Bodenparameter ( $\varphi = 0$ ) hat Skempton experimentell und theoretisch gezeigt, dass sich die Bruchspannung bei ausreichender Einbindung zu  $9 \cdot c_u$  ergibt. Dieser Wert wird auch für die Berechnung von Schraubfundamenten z.B. in Perko (2009) vorgeschlagen.



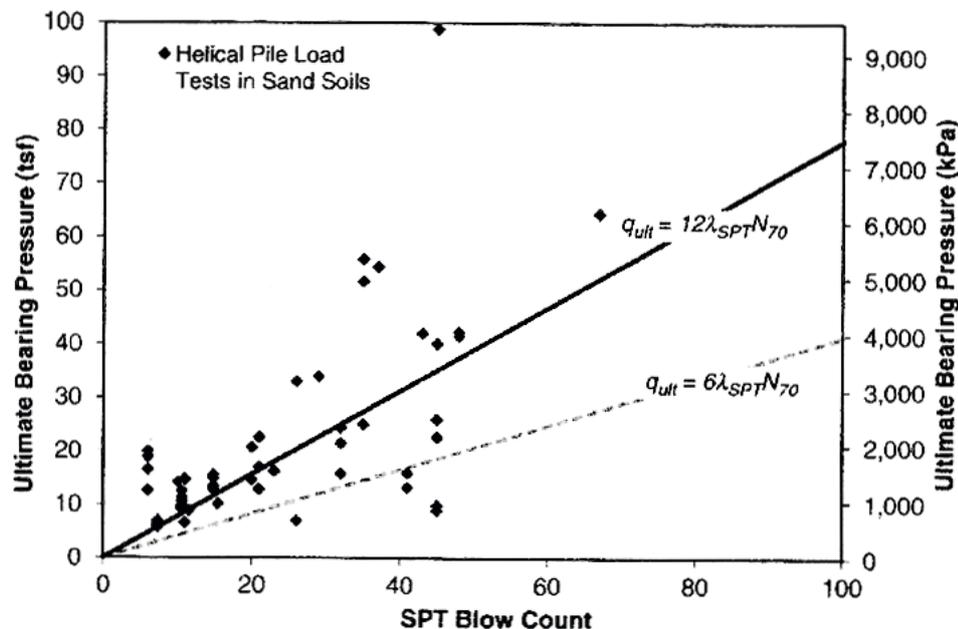
**Abb. 2:** Vorstellung zu möglichen Bruchmechanismen bei mehrteiligen Schraubfundamenten, aus *Perko (2009)*

Bei mehrteiligen Schraubfundamenten wird entweder davon ausgegangen, dass jede Schraubplatte einzeln trägt (Abbildung 2, rechts) oder es wird von einem Bodenblock zwischen den Platten ausgegangen, auf den Mantelreibung und zusätzlich am unteren Ende Spitzendruck wirkt (Abbildung 2 links). Bei der Annahme, dass jede Platte einzeln trägt, wird in der Tiefe der jeweiligen Platte die Bruchspannung bestimmt und zur Gesamttragfähigkeit summiert. Die Mantelreibung bei der Gruppenwirkung der Platten kann aus dem Erddruck und dem Reibungswinkel bzw. der Kohäsion berechnet werden. Je nach Autor wird von einer Gruppenwirkung ausgegangen, wenn der Abstand zwischen den Schraubplatten kleiner als dem Drei- bis Fünffachen des Plattendurchmessers ist.

Um eindeutige Aussagen zur Tragfähigkeit mehrteiliger Schraubfundamente zu erhalten, hat u.a. Perko (2009) die „Grenzzustandsanalyse“ angewendet empfohlen. Dabei werden sowohl die Einzeltragwirkung als auch die Gruppentragwirkung untersucht und der Kleinstwert als Bemessungswert verwendet. Weiterhin wird vorgeschlagen, diese Methode auch für zugbelastete Schraubfundamente zu verwenden, wenn die Einbindetiefe ausreichend groß ist.

Numerische Methoden werden häufig zur Nachrechnung von Probelastungsergebnissen angewendet. Weiterhin wird berichtet, dass bei Vorhaben mit komplizierter Geometrie FE-Berechnungen zur Optimierung der Gründungslösung eingesetzt werden, vgl. Liu et al. (2007).

Zur Ermittlung von Bemessungswerten der Tragfähigkeit aus Sondierergebnissen werden von unterschiedlichen Unternehmen Werte angegeben, die jedoch von lokaler Erfahrung geprägt sind. In Nordamerika wurden aus etwa 150 Probelastungen Bemessungsdiagramme für verschiedene Bodenarten abgeleitet. Allerdings zeigen sich auch darin teilweise erhebliche Streuungen der Ergebnisse. Ergänzend werden Korrelationen zwischen dem Eindrehmoment und dem Widerstand vorgeschlagen.

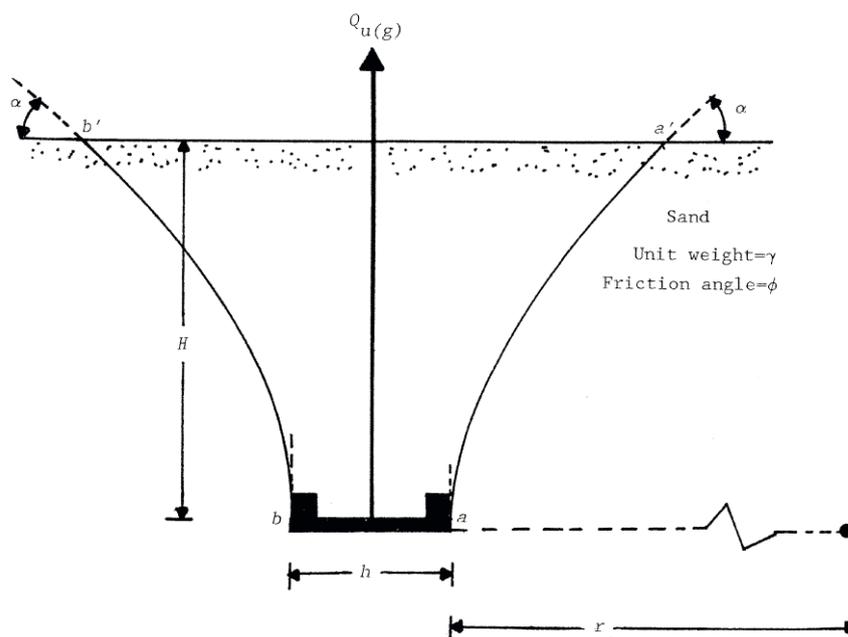


**Abb. 3:** Korrelationen zwischen Ergebnissen des Standard-Penetration-Tests und der zulässigen Spannung auf den Schraubflügeln eines Schraubfundaments, aus Perko (2009)

### 2.3 Statische Zugbelastung

Zur Berechnung der statischen Tragfähigkeit wurden verschiedene Ansätze entwickelt. Für die Berechnung der Zugtragfähigkeit von Schraubfundamenten mit nur einer Platte ist als einfachster Ansatz der sogenannte Aufbruchkegel denkbar. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich oberhalb der Schraubplatte ein Bodenblock abhebt, der sich nach oben hin unter einem bestimmten Winkel ausweitet. Als haltende Kraft wirkt das Eigengewicht

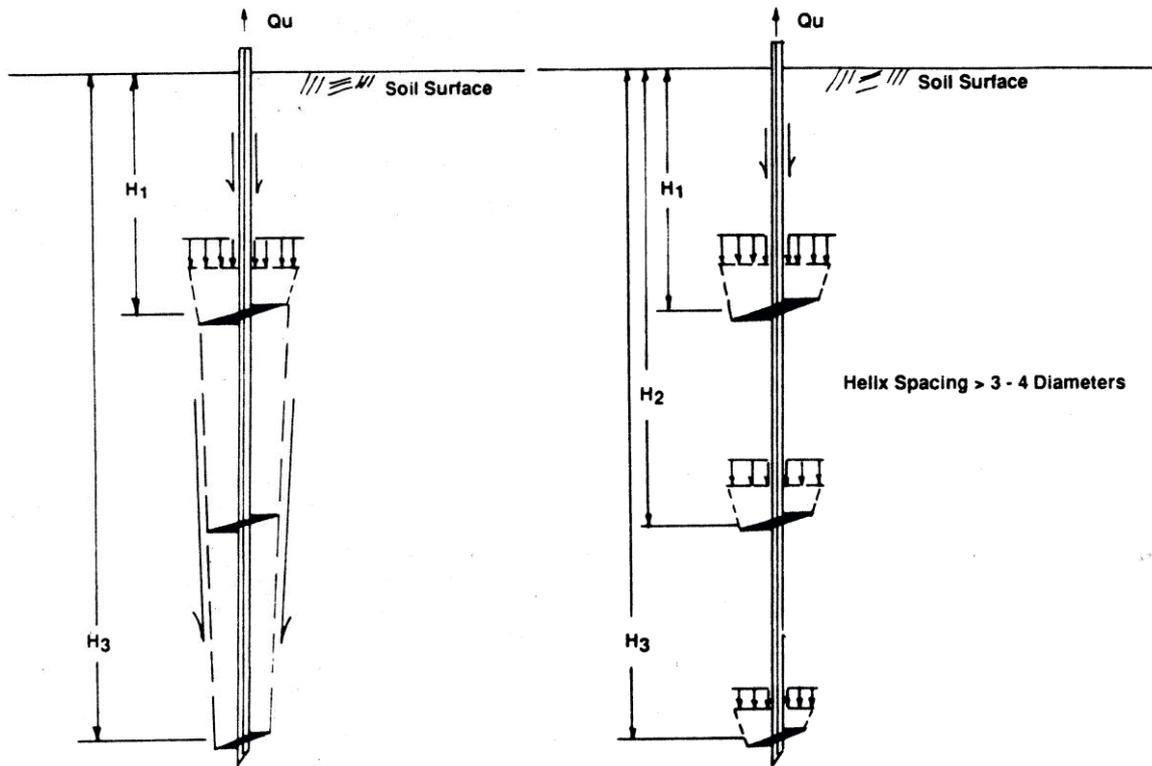
des Bodens. Im Laufe der Zeit haben verschiedene weitere Autoren ähnliche Ansätze hergeleitet, bei denen die Kante des Aufbruchkegels nicht mehr linear, sondern beispielsweise als logarithmische Spirale, wie in Abbildung 4 dargestellt, verläuft. Eine übersichtliche Zusammenfassung zu den einzelnen Ansätzen ist in Das (2007) gegeben. Da das Volumen des Aufbruchkegels mit zunehmender Tiefe schnell ansteigt und dadurch die Widerstände deutlich überschätzt werden, wurden weiterhin Verfahren entwickelt, mit denen die Höhe des Aufbruchkegels begrenzt wird.



**Abb. 4:** Aufbruchkegel mit spiralförmiger Geometrie nach Balla, aus Das (2007)

Ein weiterer einfacher Ansatz zur Berechnung der Zugkrafttragfähigkeit einflügeliger Schraubfundamente geht von einem zylindrischen Bodenblock oberhalb des Schraubflügels aus. Als haltende Kraft wird die Mantelreibung zwischen dem Bodenblock und dem anstehenden Boden angesetzt. Auch hier wurden verschiedene Anpassungsfaktoren zur Berücksichtigung der Einbindetiefe vorgeschlagen.

Zur Berechnung mehrflügeliger zugbelasteter Schraubfundamente existieren Ansätze, bei denen die beiden oben vorgestellten Methoden kombiniert (vgl. Abbildung 5) werden, sodass auf den obersten Schraubflügel ein Aufbruchkegel und darunter folgend ein Bodenblock mit Mantelreibung angesetzt wird.

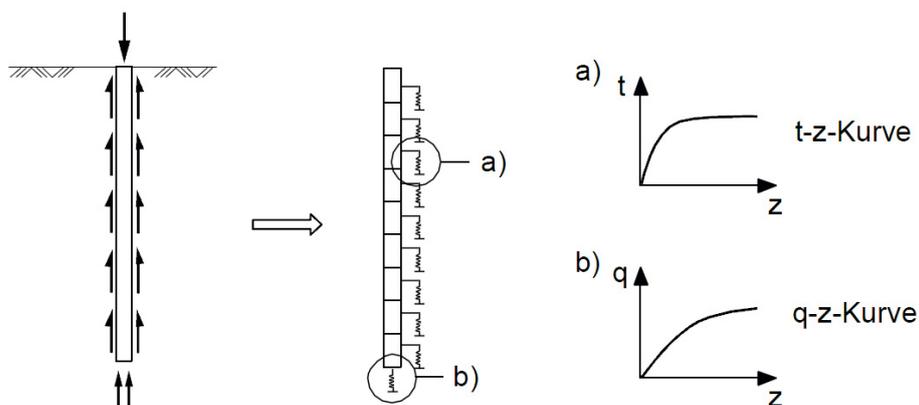


**Abb. 5:** Versagensmechanismen bei Schraubfundamenten mit mehreren Flügeln  
a) Mantelreibung am Bodenzylinder    b) Grundbruch über Schraubflügeln,  
aus Hoyt/Clemence (1989)

## 2.4 Zyklisch belastete Schraubfundamente

Das Tragverhalten von Schraubfundamenten unter zyklischen Lasten ist bis dato nur wenig erforscht. Einige Erkenntnisse liegen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen vor, die im weiteren Hilfsweise erläutert werden. In verschiedenen Veröffentlichungen wird davon ausgegangen, dass zyklische Lastenamplituden  $F_{\text{zykl}}$ , die kleiner als etwa 20 % bis 25 % des charakteristischen statischen Pfahlwiderstands  $R_{\text{ult}}$  sind, keinen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben, vgl. Baumbach (2012), Thomas (2011) und DIN EN 1997-1:2009-09. In den genannten Veröffentlichungen wurden Versuche mit 10.000 bis 100.000 Lastzyklen gefahren, sofern kein vorheriges Versagen auftrat. Als einfachster Lösungsansatz wurden Bemessungsdiagramme abgeleitet, aus denen anhand der Belastungsparameter und der statischen Traglast das zyklische Tragverhalten abgeschätzt werden kann.

Weiterhin wurde das Berechnungsmodell ZYKLAX vorgestellt, mit dem es möglich ist, das statische, zyklische und postzyklische Tragverhalten von Pfählen abzuschätzen. Dabei werden anhand eines axialsymmetrischen Modells die Spannungen und Verformungen des Pfahlmantels hergeleitet. Für die zyklische Belastung wird die Veränderung der Tragfähigkeit anhand von verschiedenen Parametern, die teils aus Probelastungen und teils empirisch hergeleitet sind, berechnet. Die Verformungen werden für jeden Lastzyklus berechnet und inkrementiert. Für inhomogene Bodenschichtungen wird jede Bodenschicht als nichtlineare Feder, wie in Abbildung 6 dargestellt, modelliert und die Steifigkeit aus den analytischen Ansätzen abgeleitet. Beiden Ansätzen ist gemeinsam, dass hauptsächlich die Veränderung der Mantelreibung als Ursache für das veränderte Pfahltragverhalten angesehen wird. Der Pfahlsitzenwiderstand bleibt weitgehend unberücksichtigt.



**Abb. 6:** Modellierung der zyklisch axialen Belastungen mit dem Berechnungsmodell ZYKLAX, aus *Thomas (2011)*

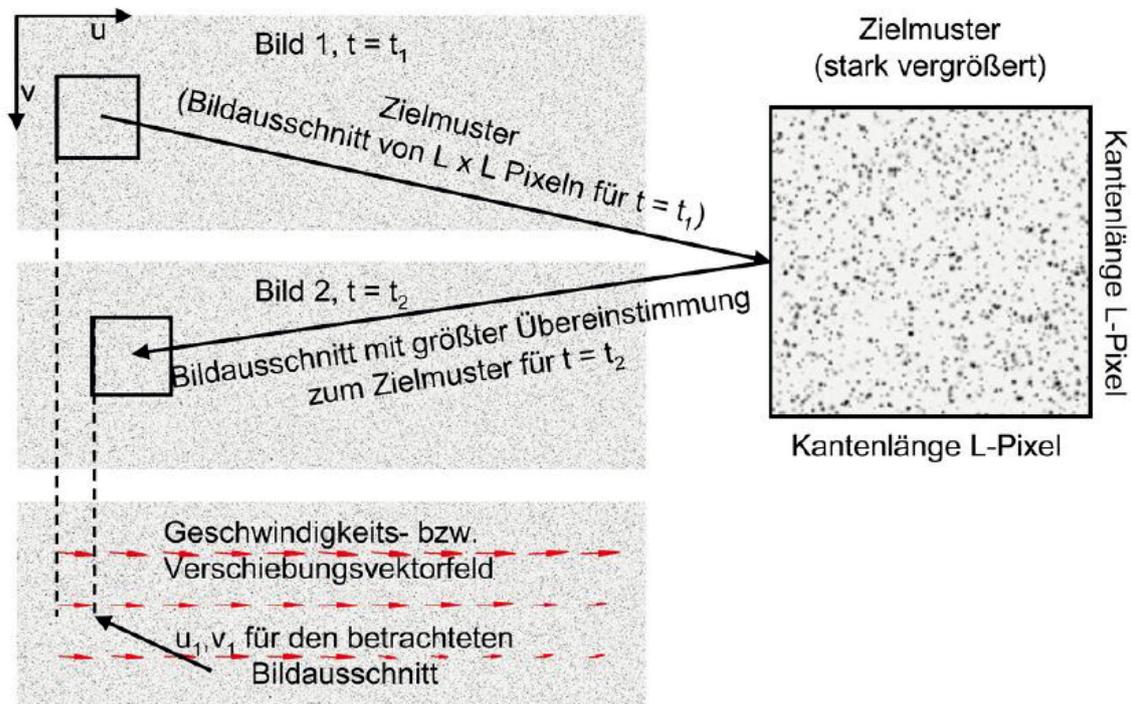
An Schraubfundamenten wurden bereits zyklische Probelastungen ausgeführt. Hier wird davon ausgegangen, dass Lasten, die 25 % des charakteristischen statischen Widerstands unterschreiten, keinen negativen Einfluss auf das Tragverhalten haben (vgl. *Perko, 2009*). In einigen Fällen wurde eine Zunahme der Tragfähigkeit nach zyklischer bzw. dynamischer Belastung festgestellt, siehe *Cerato und Victor (2009)*. Bei höheren zyklischen Lasten wird von einer Zunahme der Verschiebungen und einer Verringerung der postzyklischen Tragfähigkeit ausgegangen. Umfassende, systematische Untersuchungen zum zyklischen Tragverhalten von Schraubfundamenten liegen bis dato nicht vor, sodass eine abschließende Bewertung nicht möglich ist.

### 3 Untersuchung des Tragverhaltens mit Modellversuchen

#### 3.1 Einführung und Versuchskonzeption

Zur Bewertung der vorhandenen Erkenntnisse aus der Literaturrecherche zum Tragverhalten von Schraubfundamenten wurden am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München im ersten Schritt kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Ziel der Versuche war es, einerseits die maßgebenden Bruchmechanismen festzustellen und andererseits Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit auch quantitativ zu bewerten.

Zur Veranschaulichung der Bruchmechanismen wurden halbierte Modelle in einem Versuchskasten aus Plexiglas eingebaut und belastet. Unter Verwendung der Particle-Image-Velocimetry (PIV)-Methode kann bei dieser Versuchsart die Verformung im Modellboden ermittelt werden. Bei der PIV-Methode handelt es sich um ein optisches Verfahren zur Messung von Geschwindigkeits- und Verschiebungsfeldern, das ursprünglich für hydromechanische Fragestellungen entwickelt wurde. In den vergangenen Jahren hat sich dieses auch zur Beantwortung bodenmechanischer Fragestellungen etabliert, vgl. Thomas (2009). Zur Anwendung der PIV-Methode werden während der Versuchsdurchführung digitale Fotoaufnahmen des halbierten Modells hinter der Plexiglasscheibe zu unterschiedlichen Zeitpunkten  $t_0 \dots t_n$  aufgenommen und anschließend durch eine Software verarbeitet. Das Grundprinzip ist die Mustererkennung in den aufgenommenen Fotos. Das Foto vom Zeitpunkt  $t_i$  wird zunächst in ein Raster von Teilbildern aufgeteilt. Diese Teilbilder werden dann in einem definierten Suchbereich verschoben mit den Teilbildern des zum Zeitpunkt  $t_{i+1}$  aufgenommenen Fotos verglichen. Der Vorgang ist in Abbildung 7 dargestellt. Mathematisch wird mithilfe einer Fast-Fourier-Transformation (FFT) eine normalisierte Kreuzkorrelationsfunktion (NCCF) berechnet, welche ein statistisches Maß für die Übereinstimmung der beiden Teilbilder darstellt.



Hinweis: Frequenzspektren als Ergebnis der Kreuzkorrelation sind nicht dargestellt

**Abb. 7:** PIV-Auswertung am Beispiel einer laminaren Strömung

In einer weiteren Versuchsserie wurden verschiedene Einflussparameter auf die Tragfähigkeit von Schraubfundamenten untersucht. Dabei wurden der Plattendurchmesser  $D$ , die Einbaulänge  $L$ , die Anzahl der Platten und die Lagerungsdichte des Sandes variiert. Die Schraubfundamente wurden bei beiden Versuchsarten nicht drehend in den Boden eingebracht, sondern in den Versuchskasten eingestellt, bevor dieser mit Sand befüllt wurde. Bei den PIV-Versuchen ist das Eindrehen prinzipbedingt nicht möglich. Bei den maßstabgetreuen Modellversuchen hat sich in Vorversuchen herausgestellt, dass das manuelle Eindrehen einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben kann. Unterschiedliche Kräfte und Erschütterungen während des Eindrehens führen zu Lockerungen oder Verfestigungen im Boden, die zu einer großen Streubreite der Messwerte geführt haben. Insgesamt wurden 13 PIV-Versuche 20 Versuche in locker gelagertem Sand und 49 Versuche in dicht gelagertem Sand durchgeführt.

## 3.2 Materialien und Versuchsdurchführung

### 3.2.1 Versuchskasten und Versuchsstand

Zur Durchführung der Versuche wurde ein aus Plexiglas gefertigter Versuchskasten mit den Abmessungen 1,00 m x 1,00 m x 1,20 m angeschafft. Der Versuchskasten wurde auf einen verfahrbaren Stahlrost unter einem Belastungsrahmen aufgestellt, mit dessen Hilfe die Modellfundamente kraftgesteuert belastet werden können. Vorteil des verfahrbaren Stahlrostes war, dass so der Ein- und Ausbau des Modellbodens nicht unter den beengten Platzverhältnissen unterhalb des Belastungsrahmens erfolgte, sondern ungehindert erfolgen konnte. Dies führte zu einer erheblichen Verbesserung der Einbauqualität. Die Lastaufbringung geschah mit einem Pneumatikzylinder, dessen Kraft über einen pneumatischen Druckminderer eingestellt werden konnte.

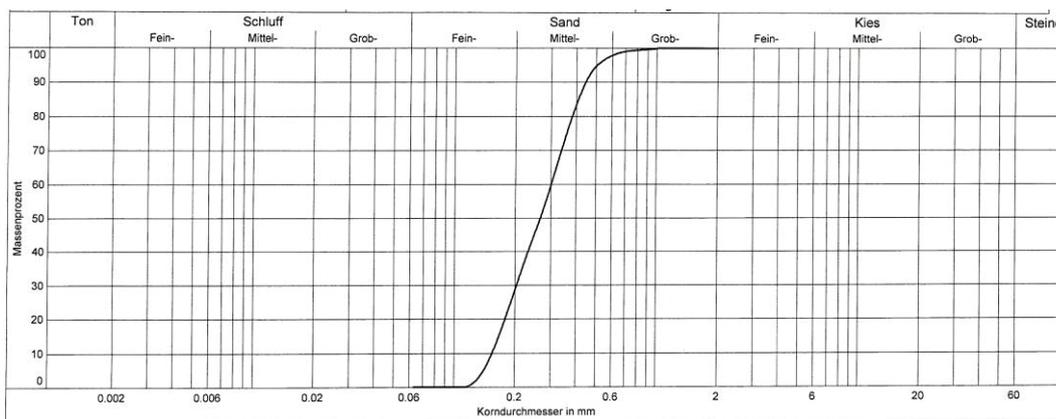


**Abb. 8:** Versuchstand mit eingebautem Modell für PIV-Versuch

Die Aufzeichnung der Kopfverformung und der Kraft während des Versuchs erfolgt mittels elektronischen Messverstärker Typen Ahlborn ALMEMO 2890-9. Die Verformung wurde mit einem potentiometrischen Wegaufnehmer vom Typ Ahlborn FWA 50 TEXTRL05 mit 50 mm Messbereich und einer Genauigkeit von 0,01 mm gemessen. Zur Kraftmessung kam ein Kraftaufnehmer vom Typ HBM U2 mit einer Nennlast von 5 kN zum Einsatz. Die Aufzeichnungsrate betrug 10 Hz. Mit der Belastungseinrichtung konnten bis 4 kN Drucklast und 3,0 kN Zuglast aufgebracht werden.

### 3.2.2 Modellboden

Als Modellboden wurde ein feinsandiger, schwach grobsandiger Mittelsand mit einem Größtkorn von  $d_{100} = 1 \text{ mm}$  und einem mittleren Korndurchmesser von  $d_{50} = 0,26 \text{ mm}$  verwendet. In Abbildung 9 ist die Kornverteilung gegeben. Mit einer Ungleichförmigkeitszahl von  $C_U = 1,9$  und einer Krümmungszahl von  $C_C = 0,8$  kann von einer eng gestuften Kornverteilung bzw. einer steil verlaufend Körnungslinie ausgegangen werden.



**Abb. 9:** Kornverteilung des Modellbodens

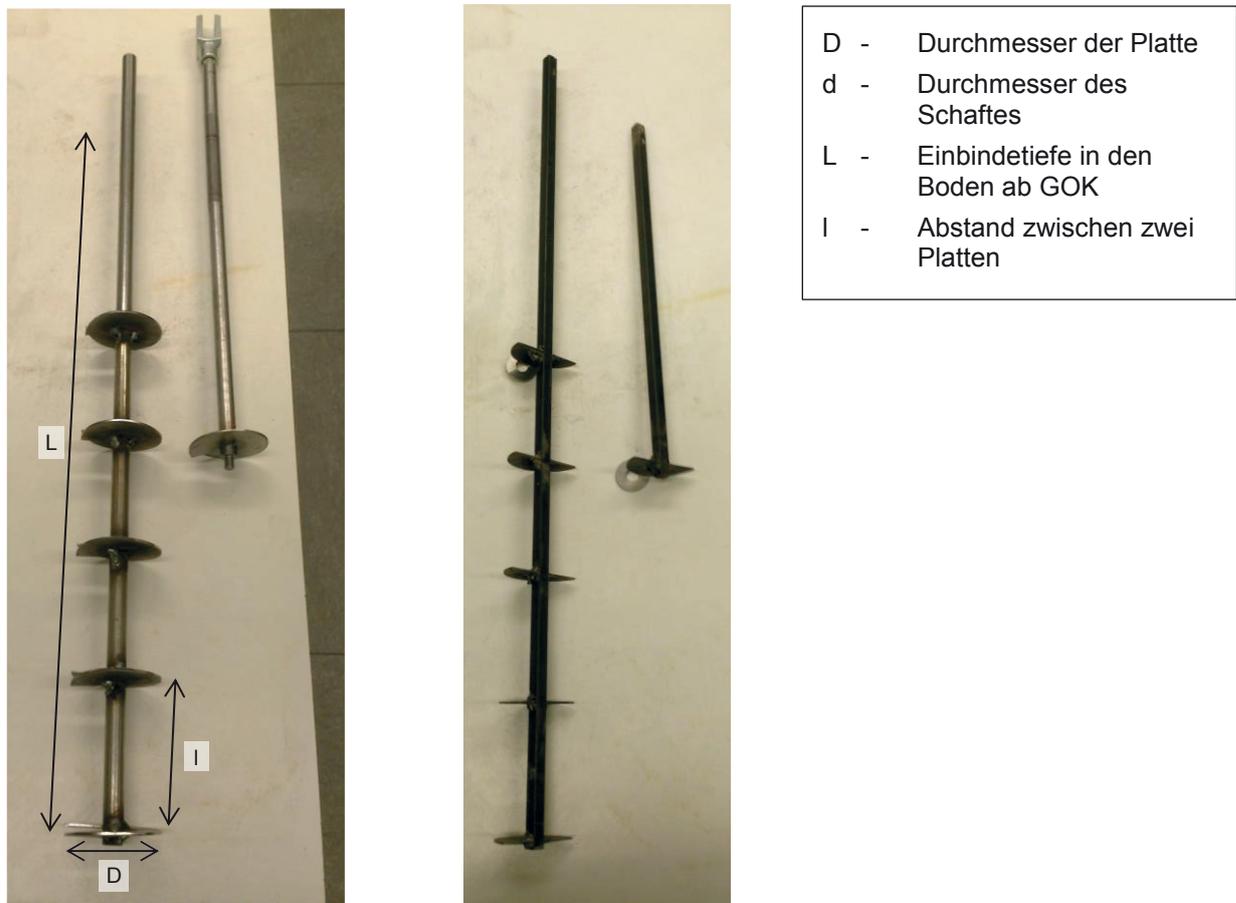
Die weiteren bodenmechanischen Eigenschaften wurden mit den üblichen Laborversuchen für unterschiedliche Lagerungsdichten bestimmt. Der Einbau des Sandes in die Versuchsgeräte erfolgte dabei, wie in den Modellversuchen, im trockenen Zustand. In Tabelle 1 sind die wichtigsten Ergebnisse zusammengestellt.

**Tab. 1:** Bodenmechanische Kennwerte des Modellbodens

Kenngröße	Lagerungsdichte	
	dicht	locker
Korndichte $\rho_s$ in g/cm <sup>3</sup>	2,727	
Porenanteil lockerste Lagerung $n_{max}$	0,502	
Porenanteil dichteste Lagerung $n_{min}$	0,376	
Trockendichte $\rho_d$ in g/cm <sup>3</sup>	≈ 1,55	≈ 1,45
Lagerungsdichte D	0,56	0,27
Reibungswinkel $\varphi'$ in ° (peak)	43,5	38,5
Restreibungswinkel $\varphi_r$ in °	34,5	33,0°
Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup> für den Spannungsbereich 100 kN/m <sup>2</sup> bis 200 kN/m <sup>2</sup>	35	25

### 3.2.3 Schraubfundamentmodelle

Zur Durchführung der Versuche wurden kleinmaßstäbliche und halbierte kleinmaßstäbliche Modelle gefertigt. Für die kleinmaßstäblichen Modelle wurde als Schaft Rundstahl mit  $d = 14$  mm, unabhängig vom Durchmesser der Platte D gewählt. Der Rundstahl wurde auf die erforderliche Länge zugeschnitten und daran die Platten, welche aus 3 mm Blech ausgeschnitten wurden, angeschweißt. Für die halbierten Modelle wurde als Schaft Vierkantmaterial mit 10 mm x 10 mm verwendet, sodass der Schaft flächig an der Plexiglasscheibe des Versuchskastens anliegen kann. Um zu verhindern, dass der Sand zwischen den Spalten durchrieselt, wurde das Modell zusätzlich vor dem Einbau dünn mit Silikonfett bestrichen.



**Abb. 10:** Kleinmaßstäbliche und halbierte Modelle

### 3.2.4 Versuchseinbau

Vor dem Beginn eines neuen Versuches wurde der Versuchskasten unter dem Versuchsrahmen hervorgezogen und vollständig entleert. Der Einbau des Sandes erfolgt in unterschiedlichen Lagerungsdichten.

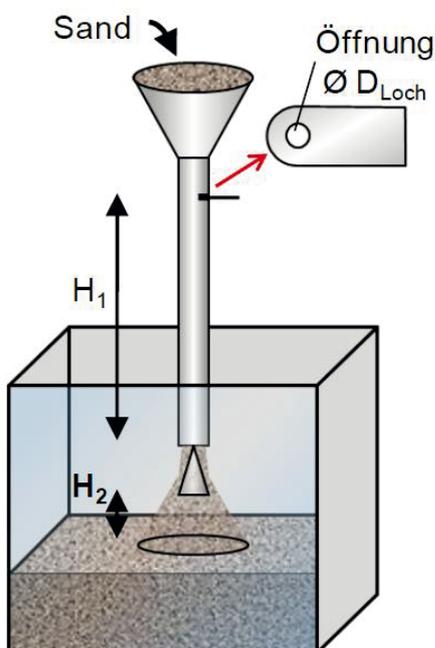
Um eine dichte Lagerung zu erreichen, wurde der Sand lagenweise in 10 cm starken Schichten in den Versuchskasten eingebracht und anschließend mit einem modifizierten Fallgewicht eines Proctorversuchgerätes verdichtet. Durch die gleichbleibende definierte Verdichtungsenergie wird eine gleichmäßige Lagerungsdichte erzielt. Zur Überprüfung der tatsächlich erzielten Lagerungsdichte wurde während des Ausbaus die Dichte mittels Ausstechzylinder bestimmt. Die gemessenen Dichten lagen zwischen  $1,53 \text{ g/cm}^3$  und  $1,56 \text{ g/cm}^3$ . Daraus resultierte eine Lagerungsdichte von  $0,50 \leq D \leq 0,60$ .

Der Einbau der Modelle erfolgte, wie bereits oben beschrieben, mit dem Einbau des Sandes. Der Sand wurde als Erstes vom Boden des Versuchskastens bis zur Unterkante

des Modells lagenweise eingebaut. Dann wurde das Modell in den Versuchskasten eingestellt und am Kopf horizontal befestigt. Anschließend erfolgte der weitere lagenweise Einbau bis zur gewünschten Überdeckungshöhe.

Zur Erreichung einer lockeren Lagerung wurde der Sand nach der Einrieselmethode mithilfe eines Trichters und angebautem Fallrohr in den Versuchskasten eingebracht (siehe Abbildung 11). Die erzielte Dichte ist separat in Vorversuchen bestimmt worden. Mit der Einrieselvorrichtung wurde eine Dichte zwischen  $1,44 \text{ g/cm}^3$  und  $1,46 \text{ g/cm}^3$  bei 10 cm Fallhöhe erreicht, was einer lockeren Lagerung entspricht. Die Modelle wurden ebenfalls in den Versuchskasten eingestellt, sobald die Solltiefe erreicht wurde.

Nachdem der Sand in den Modellkasten vollständig Einbau des Sands, wurde der Versuchskasten unter dem Belastungsrahmen positioniert. Der Pneumatikzylinder war verschieblich gelagert, sodass dieser nach dem Abstellen des Versuchskastens genau zentrisch über dem eingebauten Modell ausgerichtet werden konnte. Der Anschluss des Zylinders an das Modell erfolgte je nachdem, über ein Gewinde bzw. über eine kraftschlüssige Einspannung. Die Versuchsdurchführung erfolgte lastgesteuert, wobei die jeweiligen Laststufen solange gehalten wurden, bis die Verschiebungsgeschwindigkeit Werte  $< 0,01 \text{ mm/min}$  erreichte.



**Abb. 11:** Prinzipskizze Sandeinbau mittels Sandrieselverfahren

### 3.3 Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche

Zur Ermittlung des Einflusses der geometrischen Abmessungen und der Einbautiefe des Schraubfundaments auf die Tragfähigkeit wurden zunächst Schraubfundamente mit nur einer Platte mit unterschiedlichen Geometrien in dicht gelagertem Sand eingebaut. Es wurden die Plattendurchmesser  $D = 45 \text{ mm}$ ,  $D = 65 \text{ mm}$  und  $D = 90 \text{ mm}$  getestet. Die Einbautiefe wurde zwischen  $L/D = 0$  bis  $L/D = 10$  variiert, wobei mit zunehmendem Durchmesser nicht mehr alle Einbautiefen untersucht werden konnten. Weiterhin wurden Modelle mit einem Plattendurchmesser von  $D = 65 \text{ mm}$  in unterschiedlichen Tiefen in locker gelagertem Sand eingebaut.

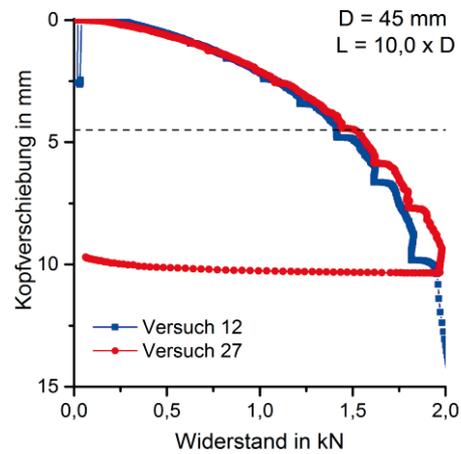
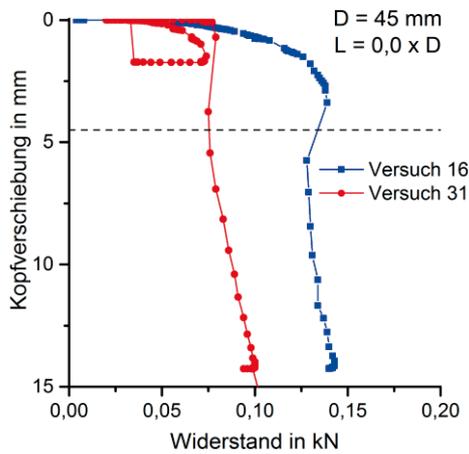
#### 3.3.1 Modellversuche mit Druckbelastung

In Abbildung 12 sind die Versuchsergebnisse von unterschiedlichen Versuchen in dichtem Sand gegenübergestellt. Bei den Versuchen mit größerer Einbindetiefe zeigt sich bei gleichen geometrischen Bedingungen eine sehr gute Übereinstimmung der Widerstands-Setzungs-Linien. Dies zeigt eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche mit der gewählten Einbaumethode. Bei den Versuchen mit geringer Einbindetiefe ist die relative Streuung der Ergebnisse größer, es lassen sich aber eindeutige Tendenzen erkennen.

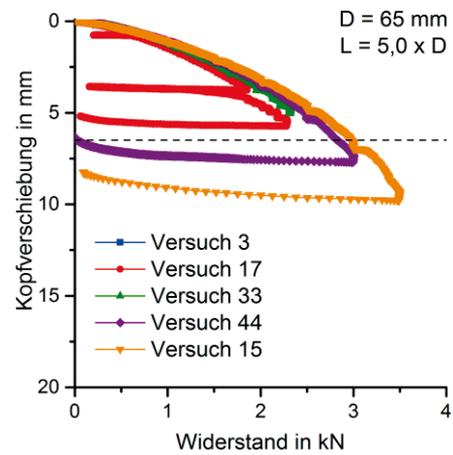
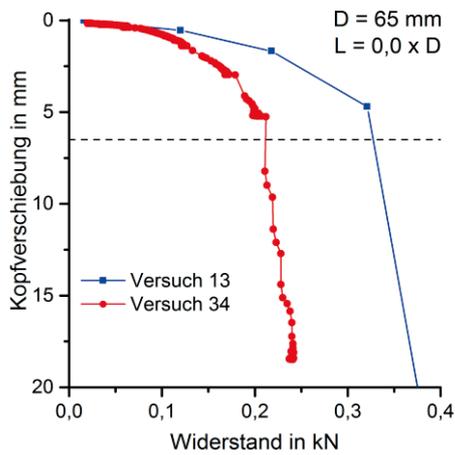
Auf der rechten Seite sind jeweils die Versuche mit einer Einbindetiefe von  $L = 0 \text{ mm}$  dargestellt. Die Einbindetiefe hat einen erheblichen Einfluss auf den erzielbaren Widerstand und auf die Charakteristik der Widerstands-Setzungs-Linie. Bei einer Einbindetiefe von  $0 \text{ mm}$ , d.h., der Teller wird nur auf die Sandoberfläche aufgesetzt, steigt zunächst der Widerstand bei geringer Setzung stark an. Wenn der maximale Widerstand erreicht ist, nimmt die Setzung stark zu. Der maximale Widerstand ist dabei stets bei einer Kopfverformung von  $s_{\text{ult}} \leq 0,10 \cdot D$  erreicht. Der maximale Widerstand nimmt annähernd linear mit der Fläche der Platte zu. Insgesamt entsprechen die Beobachtungen denen, die man auch bei Versuchen mit Einzelfundamenten erwartet.

Mit zunehmender Einbindetiefe ändert sich der das Tragverhalten der Schraubfundamente im Modellversuch. Auf der linken Seite der Abbildung 12 sind jeweils die Versuche mit der größten Einbindetiefe  $L$  dargestellt. Die Kurvenform nimmt einen hyperbolischen Verlauf an. Ein klarer Bruchzustand ist nur bei Versuch 12 erkennbar. Mit zunehmender Belastung nehmen die Verformungen etwas überproportional zu, sodass die Steifigkeit mit zunehmender Belastung abnimmt. Bei sehr großen Verformungen kann es dann zu einem Bruch im Bereich unterhalb der Platte kommen.

a) D = 45 mm



b) D = 65 mm



c) D = 90 mm

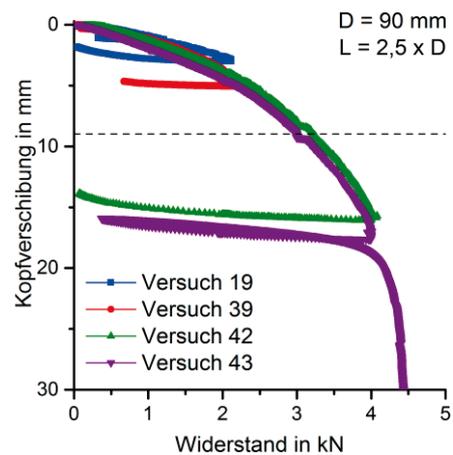
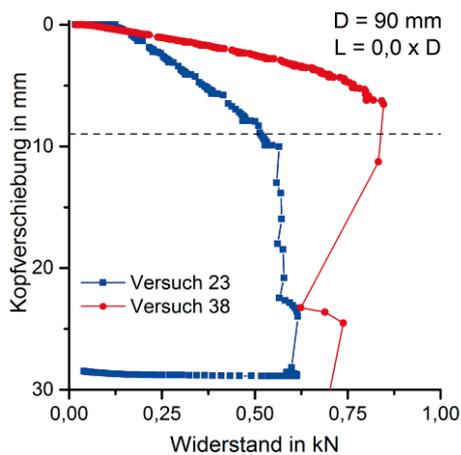
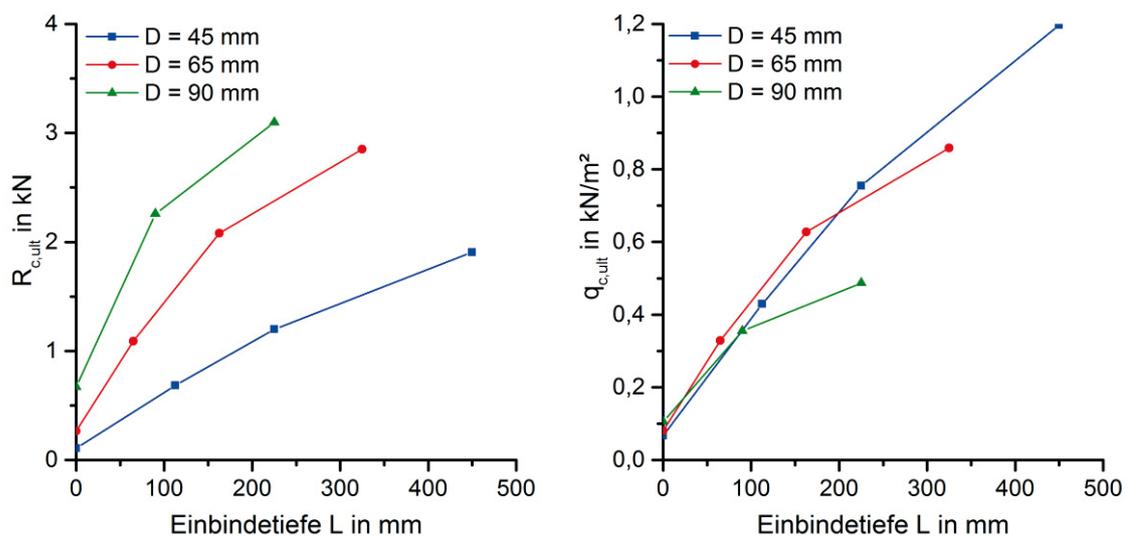


Abb. 12: Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen in dicht gelagertem Sand

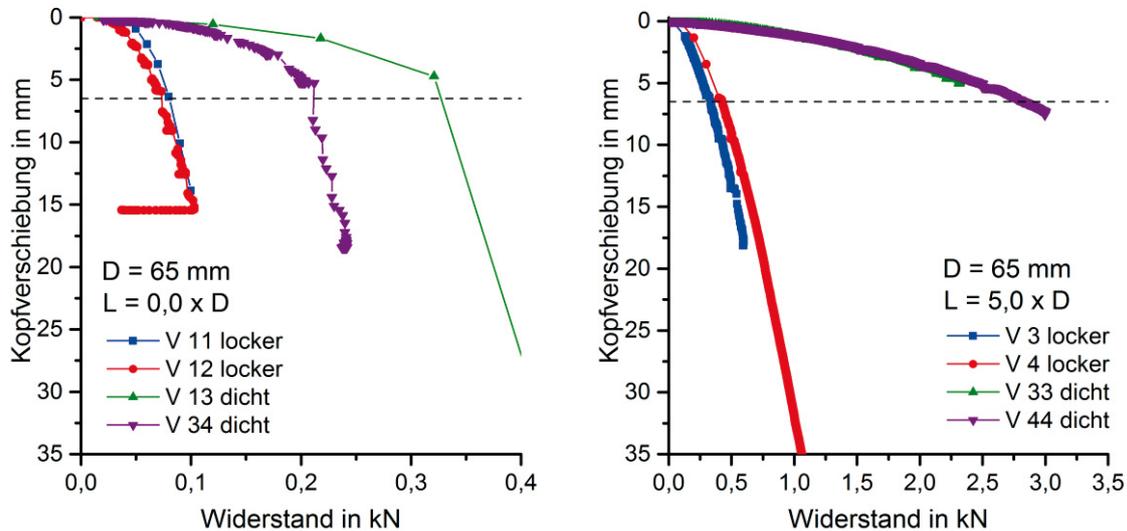
Anzumerken ist, dass bei den Versuchen 42 und 43 nach der Versuchsdurchführung die Platten stark verbogen waren, sodass die Messwerte oberhalb von 3,0 kN nur noch eine begrenzte Aussagekraft haben. Ein direkter Vergleich der Widerstände ist bei den Messwerten in Abbildung 12 rechts nicht möglich, da die absolute Einbindetiefe jeweils unterschiedlich ist.

Zur weiteren Auswertung wurde deshalb der im Versuch erreichte Widerstand über die Tiefe in Abbildung 13 links abgetragen. Als maximaler Widerstand wurde dabei, in Anlehnung an die Bemessung des Pfahlspitzenwiderstands, der Widerstand bei einer Kopfverformung von  $s_{ult} = 0,10 \cdot D$  definiert. Bei einigen Versuchen ist jedoch, wie oben erwähnt, mit größeren Verformungen auch ein größerer Widerstand möglich. Sofern mehrere Versuchsergebnisse vorlagen, wurde der arithmetische Mittelwert verwendet.



**Abb. 13:** Ergebnisse der druckbelasteten Modellversuche in Abhängigkeit der Einbindetiefe  $L$

Abbildung 13 links zeigt, dass der Durchmesser bzw. die Fläche der Platte des Schraubfundaments einen maßgebenden Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Zur besseren Veranschaulichung wurde in Abbildung 13 rechts die ermittelte Widerstandskraft auf die Fläche der Platte bezogen. Es zeigt sich, dass für geringe Einbindetiefen  $L$  der Widerstand proportional zur Fläche ist. Erst mit Zunahme der Einbindetiefe ändert sich dieses Verhältnis. Bei gleicher Einbindetiefe wird die auf die Fläche bezogene Tragfähigkeit mit zunehmendem Durchmesser geringer. In Abbildung 13 links ist weiterhin erkennbar, dass die Tragfähigkeit mit der Tiefe zunimmt.

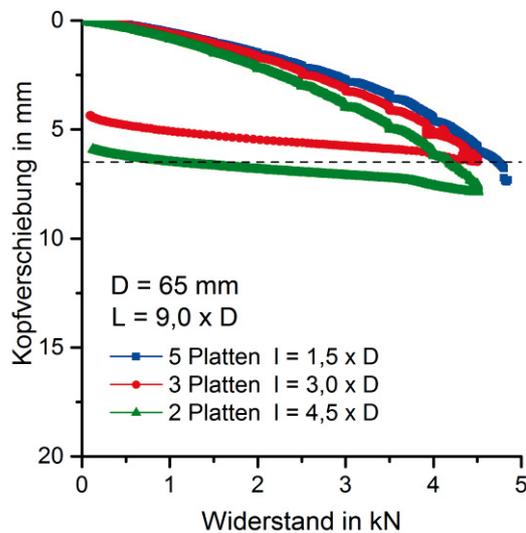


**Abb. 14:** Ergebnisse der druckbelasteten Modellversuche in Abhängigkeit der Lagerungsdichte

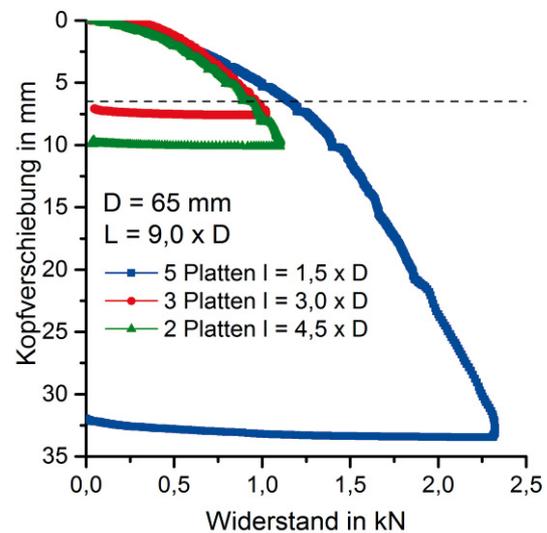
In Abbildung 14 sind Modellversuche mit einem Durchmesser von  $D = 65 \text{ mm}$  für unterschiedliche Lagerungsdichten dargestellt. Die Lagerungsdichte hat einen erheblichen Einfluss auf den Widerstand. Bei den Versuchen mit einer Einbindetiefe von  $L = 0 \text{ mm}$  reduziert sich die Tragfähigkeit von etwa  $0,3 \text{ kN}$  beim dichten Sand auf nur noch  $0,1 \text{ kN}$  im lockeren Sand, was etwa einem Drittel entspricht. Diese Tendenz ist bei größerer Einbindetiefe noch deutlicher. Weiterhin ist ein erheblicher Unterschied in dem qualitativen Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linien ersichtlich. Während in dicht gelagertem Sand ein deutliches Versagen erkennbar ist, kann im lockeren Sand kein definierter Versagenszustand beschrieben werden. Der Widerstand nimmt mit zunehmender Verformung immer weiter zu.

In Abbildung 15 sind die Ergebnisse für Versuche mit mehrteiligen Schraubfundamenten dargestellt. Es wurden 3 unterschiedliche Geometrien mit einer Gesamtlänge  $L = 585 \text{ mm}$  und einem Platendurchmesser von  $D = 65 \text{ mm}$  getestet. Der Plattenabstand  $l$  variierte zwischen  $97,5 \text{ mm}$  und  $292,5 \text{ mm}$ . Sowohl im dicht gelagerten Sand als auch im locker gelagerten Sand führt die Steigerung der Plattenanzahl von zwei auf fünf zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit. Bei einer Setzung von  $s_{ult} = 0,1 \times D$  beträgt der Zuwachs etwa  $15 \%$ . Die Widerstands-Setzungs-Linien der Schraubfundamente mit drei Platten liegen erwartungsgemäß dazwischen.

dicht gelagerter Sand



locker gelagerter Sand



**Abb. 15:** Ergebnisse der druckbelasteten Modellversuche in Abhängigkeit Anzahl der verwendeten Platten;  
 links: dicht gelagerter Sand;      rechts: locker gelagerter Sand

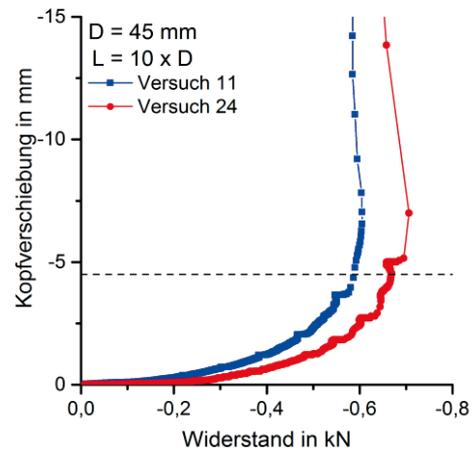
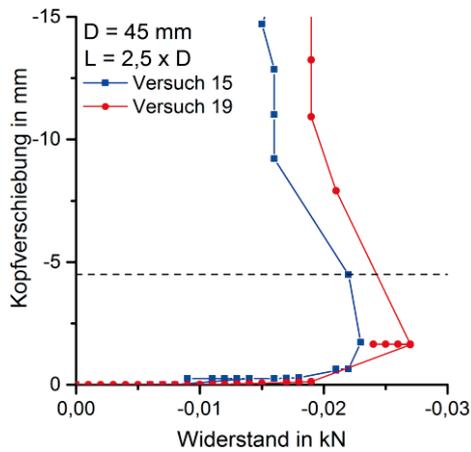
### 3.3.2 Modellversuche mit Zugbelastung

In Abbildung 16 sind exemplarisch Versuchsergebnisse von verschiedenen Versuchen mit Zugbelastung in dichtem Sand gegenübergestellt. Wiederholungsversuche mit gleichen Randbedingungen weisen eine gute Übereinstimmung zu den Referenzversuchen auf, sodass von einer guten Reproduzierbarkeit ausgegangen werden kann.

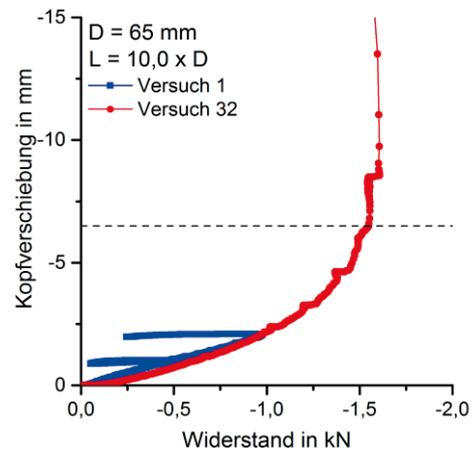
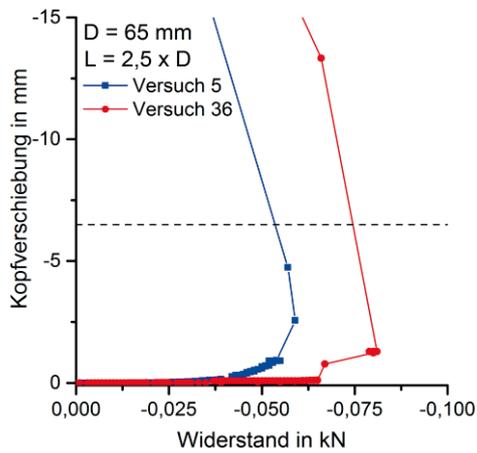
Im Vergleich zu den druckbelasteten Modellversuchen ergeben die Versuche mit Zugbelastung ein anderes Verformungsverhalten. Im dicht gelagerten Sand ist, unabhängig von der Einbindetiefe  $L$  und dem Plattendurchmesser  $D$ , ein klares Versagen erkennbar. Die dazu benötigten Verformungen liegen meist unterhalb von  $0,1 \times D$ . In der linken Spalte sind die Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche mit einer Einbindetiefe von  $L = 2,5 \times D$  dargestellt. Die Verformungen zu Versuchsbeginn sind relativ gering und liegen meist unter 1 mm. Erst kurz vor dem Versagen nehmen die abrupft zu.

Bei größeren Einbindetiefen ist der Übergang zum Versagenszustand weniger abrupft. Die Widerstands-Hebungs-Linie entspricht eher dem Verlauf einer Hyperbel. Bei gleichem Plattendurchmesser hat die Einbindetiefe einen erheblichen Einfluss auf den Widerstand, dieser nimmt überproportional zu.

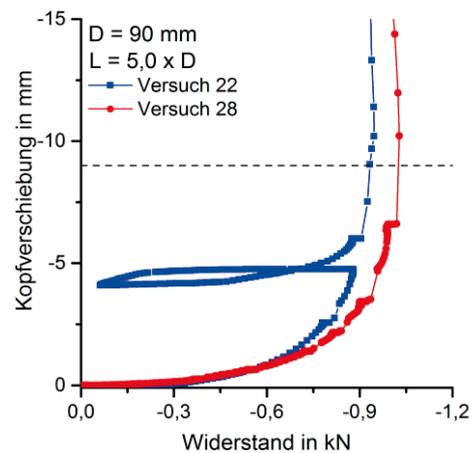
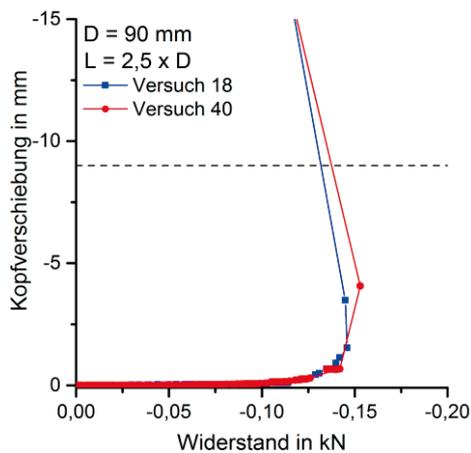
a) D = 45 mm



b) D = 65 mm

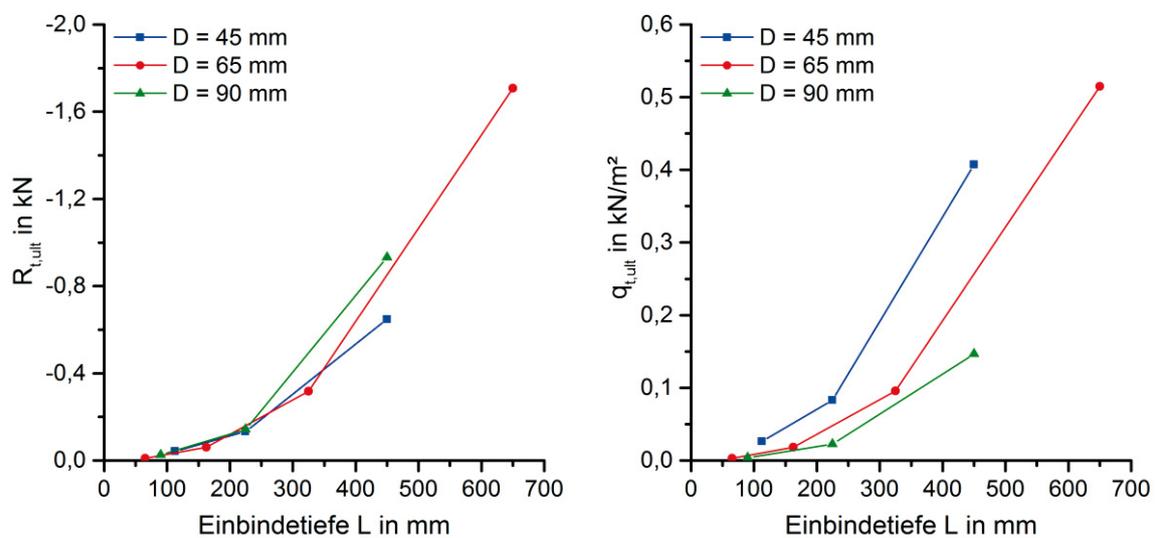


c) D = 90 mm



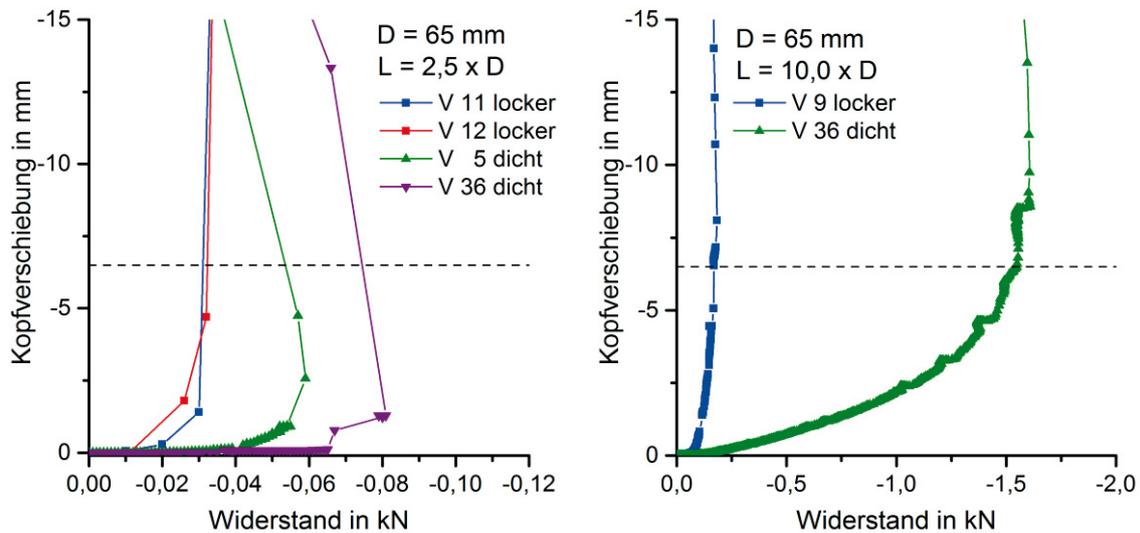
**Abb. 16:** Widerstands-Hebungs-Linien von Versuchen in dicht gelagertem Sand

Der direkte Vergleich der Versuchsergebnisse ist auch hier nicht möglich, da die absolute Einbindetiefe bei unterschiedlichen Durchmessern variiert. Zum besseren Vergleich ist Abbildung 17 der Widerstand bei  $s_{\text{ult}} = 0,1 \times D$  über die Einbindetiefe abgetragen. Im Gegensatz zur Druckbelastung ist bei den durchgeführten Zugversuchen keine eindeutige Abhängigkeit des Widerstands vom Durchmesser der Platte zu erkennen. Vielmehr ist für die gleiche Einbindetiefe der Widerstand annähernd gleich. Die Einbindetiefe selbst hat einen überproportionalen Einfluss auf den Widerstand.



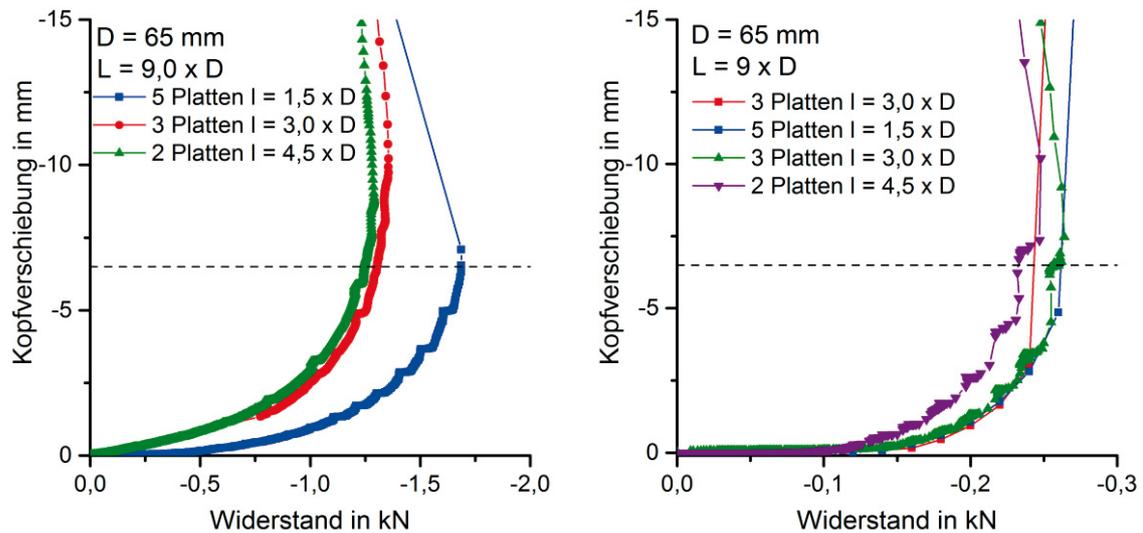
**Abb. 17:** Ergebnisse der zugbelasteten Modellversuche in Abhängigkeit der Einbindetiefe L

Die Lagerungsdichte hat, wie in Abbildung 18 zu sehen ist, auch bei Zugversuchen einen erheblichen Einfluss auf den erzielbaren Herausziehewiderstand. Bei geringer Einbindetiefe von 162,5 mm ist der Widerstand im dichten Sand mit ca. 0,06 kN etwa doppelt so groß, wie im lockeren Sand, wo dieser 0,03 kN beträgt. Mit einer Einbindetiefe von 650 mm ist der Einfluss der Lagerungsdichte noch größer, der Widerstand ist mit 1,55 kN im dichten Sand um das Zehnfache größer als im lockeren Sand.



**Abb. 18:** Ergebnisse der zugbelasteten Modellversuche in Abhängigkeit der Lagerungsdichte

In Abbildung 19 sind die Ergebnisse der zugbelasteten Modellversuche mit mehreren Platten dargestellt. Auf den qualitativen Verlauf der Widerstands-Hebungs-Linien hat die Anordnung mehrerer Platten keinen Einfluss. Im dicht gelagerten Sand führt die Steigerung der Anzahl der Platten von zwei auf fünf zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um 35 %. Im locker gelagerten Sand fällt der Zuwachs mit etwa 10 % deutlich geringer aus. Im Vergleich zu dem Versuch 32 mit nur einer Platte und einer ähnlichen Einbindetiefe ist auffällig, dass die Verwendung von mehreren Platten zu keiner maßgeblichen Erhöhung der Tragfähigkeit führt.



**Abb. 19:** Ergebnisse der druckbelasteten Modellversuche in Abhängigkeit Anzahl der verwendeten Platten;  
 links: dicht gelagerter Sand;      rechts: locker gelagerter Sand

### 3.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche

Mithilfe der kleinmaßstäblichen Modellversuche konnten die wichtigen Einflussparameter auf die Tragfähigkeit von Schraubfundamenten aufgezeigt werden. Die Tragfähigkeit druckbelasteter Schraubfundamente hängt im Wesentlichen von dem Plattendurchmesser  $D$  und der Einbindetiefe  $L$  ab. Zwischen dem Widerstand und der Fläche der Platte besteht ein linearer Zusammenhang. Die Erhöhung der Einbindetiefe führt ebenfalls zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit, allerdings ist der Zusammenhang nichtlinear. Weiterhin führt die Vergrößerung der Einbindetiefe im dicht gelagerten Sand zu einer qualitativen Änderung des Kurvenverlaufs der Widerstands-Setzungs-Linien. In locker gelagerten Sand ist die Tragfähigkeit erwartungsgemäß geringer als im dicht gelagerten Sand.

Beim Abtrag von Zugkräften zeigt sich ein anderes Tragverhalten. Die Widerstands-Hebungs-Linien haben bei allen untersuchten Einbindetiefen einen eindeutigen Grenzwert. Der Durchmesser der Platte hat bei den untersuchten Einbindetiefen nur einen geringen Einfluss auf den Widerstand. Die Einbindetiefe selbst hat einen großen Einfluss auf den maximalen Herausziehewiderstand, dieser steigt überproportional an. Die Verwendung mehrerer Platten führt zu einer Erhöhung der erzielbaren Tragfähigkeit.

Um die gewonnenen Erkenntnisse zu vertiefen, wird im nächsten Abschnitt auf die durchgeführten PIV-Versuche eingegangen. Weiterhin werden im Abschnitt 3.5 die Versuchsergebnisse numerisch nachgerechnet.

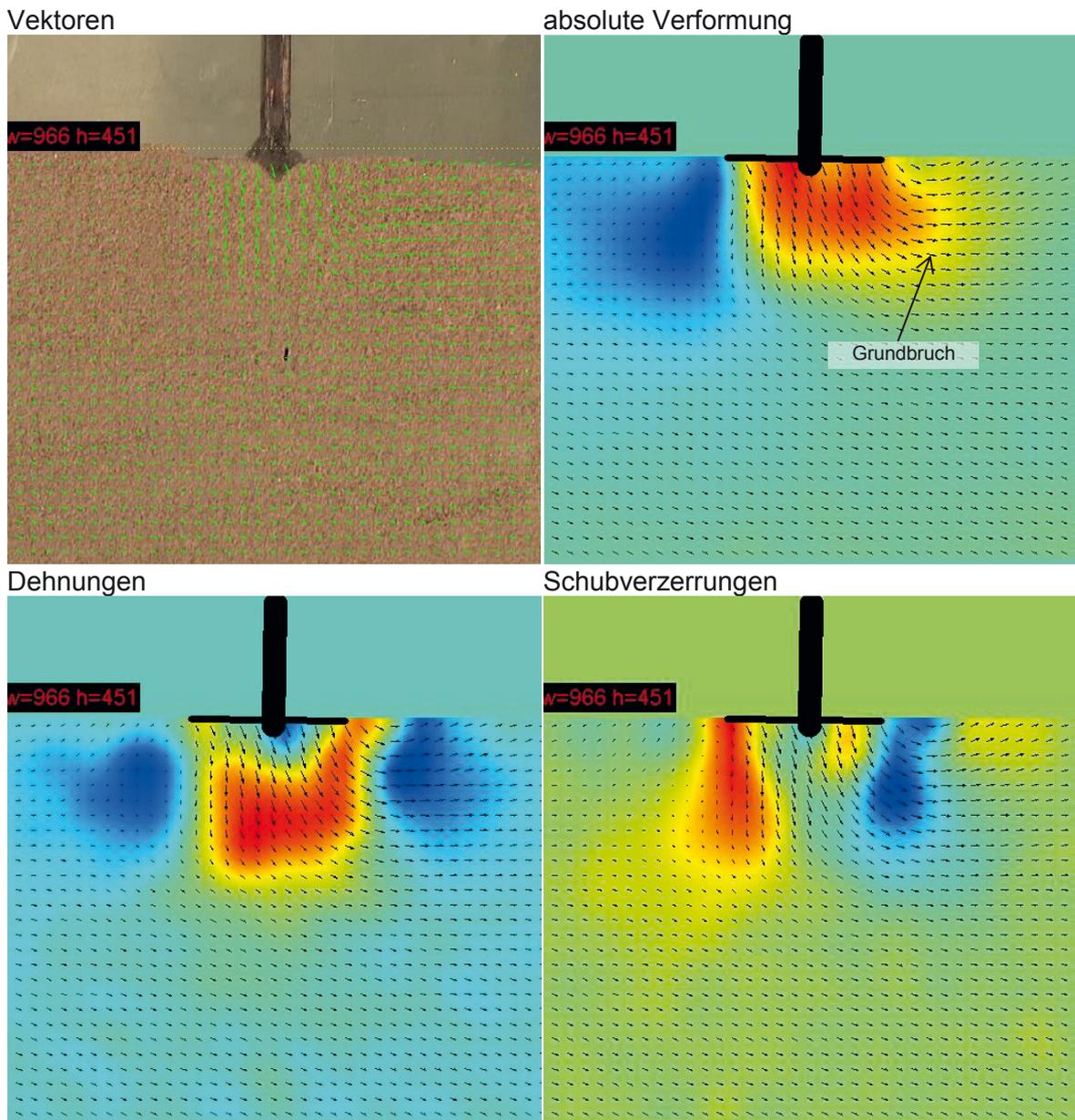
### 3.4 Ergebnisse der PIV-Versuche

Die kleinmaßstäblichen Modellversuche zeigen die wesentlichen geometrischen Einflussparameter auf. Allerdings lassen sich daraus keine direkten Rückschlüsse auf die Vorgänge im Boden ziehen. Die im Folgenden präsentierten Ergebnisse der PIV-Versuche helfen, diese Wissenslücke zu schließen. Zur Einschränkung des Aufwands wurde die PIV-Versuche nur ein Plattendurchmesser  $D = 65$  mm im dicht gelagerten Sand durchgeführt.

#### 3.4.1 PIV-Versuche mit Druckbelastung

In Abbildung 20 sind die Ergebnisse von einem PIV-Versuch mit einem Schraubfundament, das an der Geländeoberkante angeordnet ist, dargestellt. Diese Situation entspricht weitestgehend einer Flachgründung. Erwartungsgemäß bildet sich bei der Belastung des Fundamentes unterhalb der Platte ein Grundbruch aus. Dieser ist anhand der absoluten Verformungen und der Schubverzerrungen deutlich zu erkennen. Weiterhin zeigt die Auswertung bezüglich der Dehnungen, dass der Boden unterhalb der Platte verdichtet wurde. Dem gegenübergestellt sind in Abbildung 21 die Ergebnisse für einen Versuch bei dem die Einbindetiefe auf  $L = 2,5 \times D = 162,5$  mm erhöht wurde. Schon bei dieser relativ geringen Einbindung zeigt sich eine deutliche Veränderung des Verformungsverhaltens. Eine grundbruchähnliche Figur lässt sich nicht mehr ableiten. Die Platte wird nach unten gedrückt, direkt unterhalb wird der Boden verdichtet. Noch etwas tiefer wird der Boden seitlich verdrängt, ohne dass jedoch eine durchgängige Bruchfigur entsteht. Der Boden direkt oberhalb der Platte folgt deren Bewegung, sodass ein keilförmiger Ausbruch entsteht. Bei größeren Einbindetiefen lassen sich ähnliche Verformungsänderungen beobachten. Somit kommt es nicht zu großflächigen Verschiebungen, wie es bei einer Flächengründung zu beobachten ist und mittels Grundbruchgleichung nachgewiesen wird, sondern es handelt sich eher um ein relativ lokales Versagen, bei dem der Boden verdichtet und verdrängt wird.

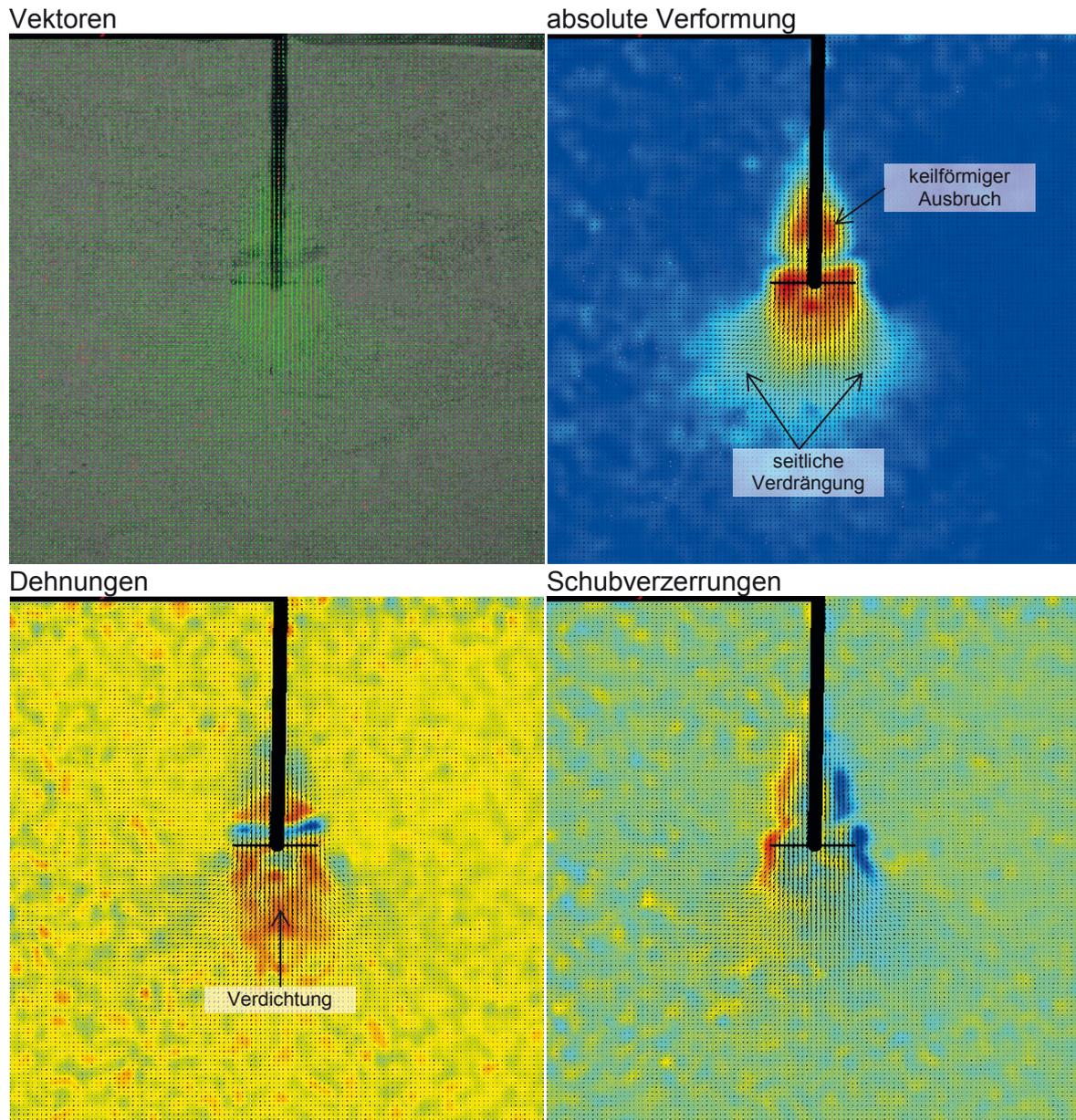
Dieses Versagen erklärt auch die in Abschnitt 3.3.1 beschriebene Veränderung der Widerstands-Setzungs-Linien bei zunehmender Einbindetiefe bzw. abnehmender Lagerungsdichte. Bei geringer Einbindung entsteht ein Grundbruch, wobei aufgrund des geringen Spannungsniveaus der Boden kaum komprimiert wird. In der Widerstands-Setzungs-Linie äußert sich dies in anfangs geringen Verformungen, denen ein Bruch folgt. Bei zunehmender Einbindetiefe wird dieser Grenzzustand nicht mehr erreicht (zumindest nicht bei Setzungen  $< 0,1 \times D$ ).



**Abb. 20:** Ergebnisse des druckbelasteten PIV-Versuchs mit einer Einbindetiefe von 0 mm und  $D = 65$  mm

Der Sand unter der Platte wird mit zunehmender Spannung verdichtet. Die Verdichtung führt zu einer Erhöhung der Steifigkeit und Scherfestigkeit des Sandes direkt unter der Platte. Bei weiterer Belastung wird der umliegende Sand dann seitlich verdrängt und verdichtet. Dadurch erhöht sich das Spannungsniveau, sodass auch die Tragfähigkeit weiter zunimmt. Im locker gelagerten Sand führt die Verdrängung weniger stark zu einer Erhöhung des Spannungsniveaus und der Sand lässt sich, auf Grund der größeren

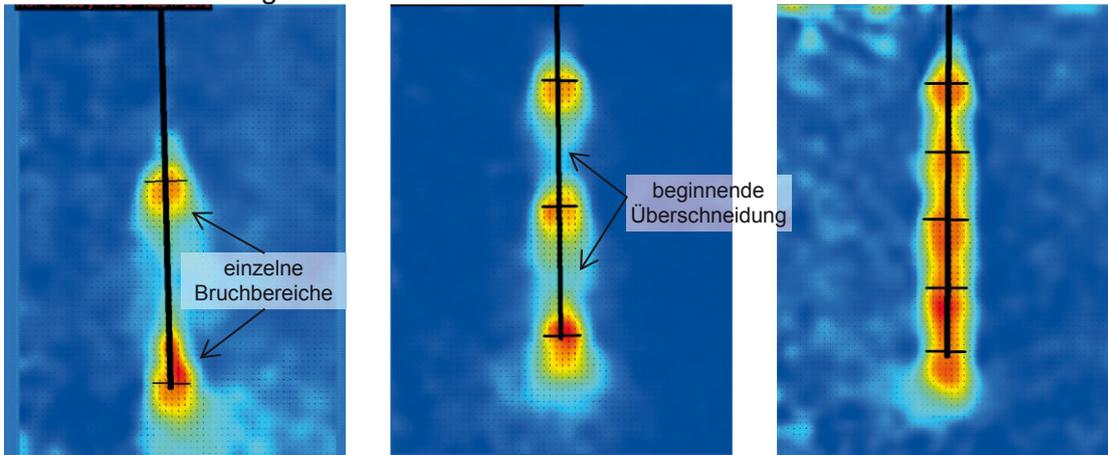
Anfangsporenzahl, insgesamt mehr verdichten, sodass die Tragfähigkeit deutlich geringer ist. Der geringere Reibungswinkel spielt eher eine untergeordnete Rolle.



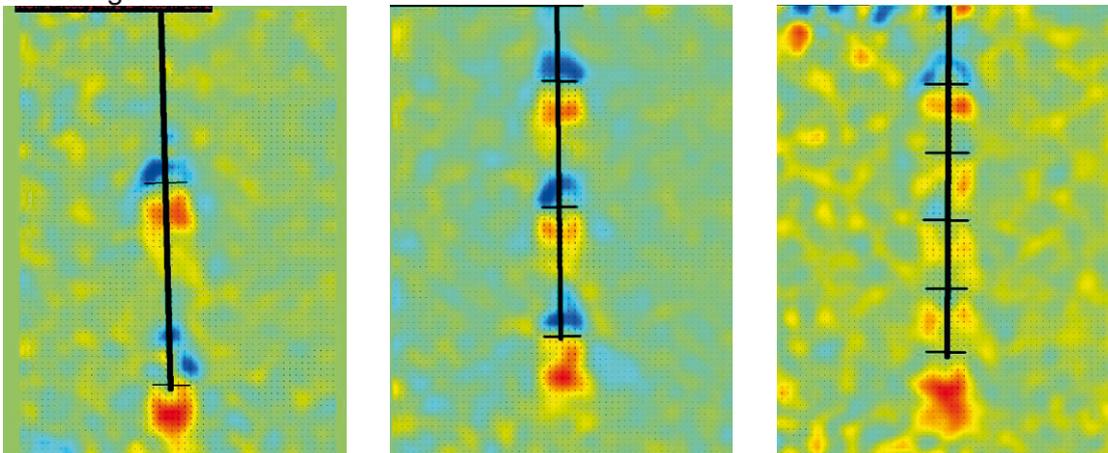
**Abb. 21:** Ergebnisse des druckbelasteten PIV-Versuchs mit einer Einbindetiefe von 162,5 mm und  $D = 65$  mm

In Abbildung 22 sind die Ergebnisse der Versuche, in denen Schraubfundamente mit mehreren Platten untersucht wurden, abgebildet. Bei der Verwendung von 2 Platten im Abstand von  $l = 4,5 \times D$  (Abbildung 22 links) sehen die Verformungen ähnlich aus, wie bei einzelnen Platten in der entsprechenden Tiefe. Auch hier wird der Boden unterhalb der Platten jeweils verdichtet und seitlich verdrängt. Wird der Plattenabstand auf  $l = 3,0 \times D$  verringert, wie dies in Abbildung 22 mitte der Fall ist, so beginnt sich das Tragverhalten zu ändern. Der Bodenbereich, der jeweils zwischen zwei Platten eingeschlossen ist, wird durch den geringen Abstand mehr beeinflusst. Die Verdichtungsgebiete unterhalb einer Platte überlagern sich mit zunehmender Verformung mit den Auflockerungsgebieten oberhalb der folgenden Platte. Dies führt zu einem geringeren Lastabtrag je Platte. Wird der Abstand zwischen den Platten noch weiter auf  $l = 1,5 \times D$  verkleinert (Abbildung 22 rechts) so wird der gesamte Bodenblock zwischen 2 Platten verschoben. Der Lastabtrag geschieht dann tendenziell wie die Mantelreibung entlang eines Pfahls. Mithilfe dieser Erkenntnis kann die Veränderung der Widerstands-Setzungs-Linien in Abbildung 15 erklärt werden.

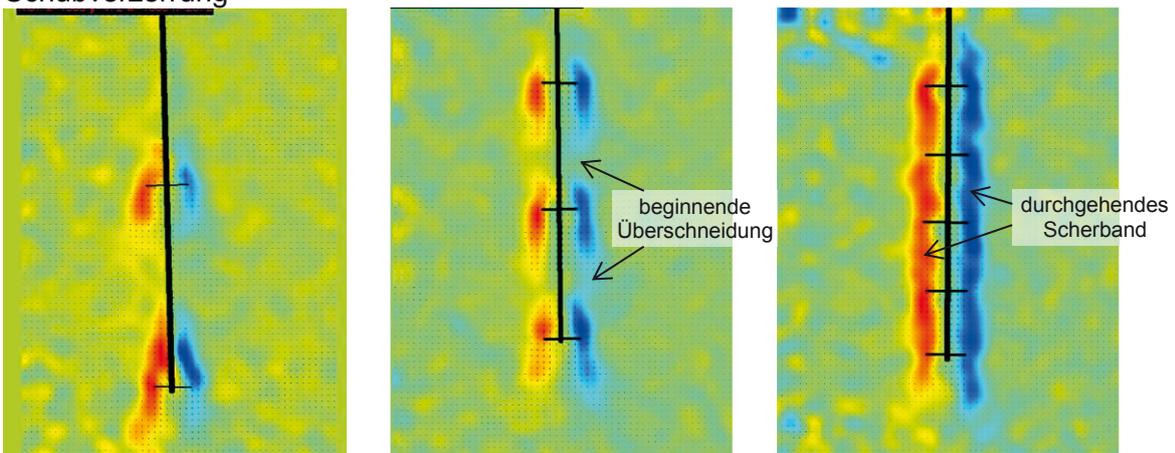
absolute Verformung



Dehnungen



Schubverzerrung

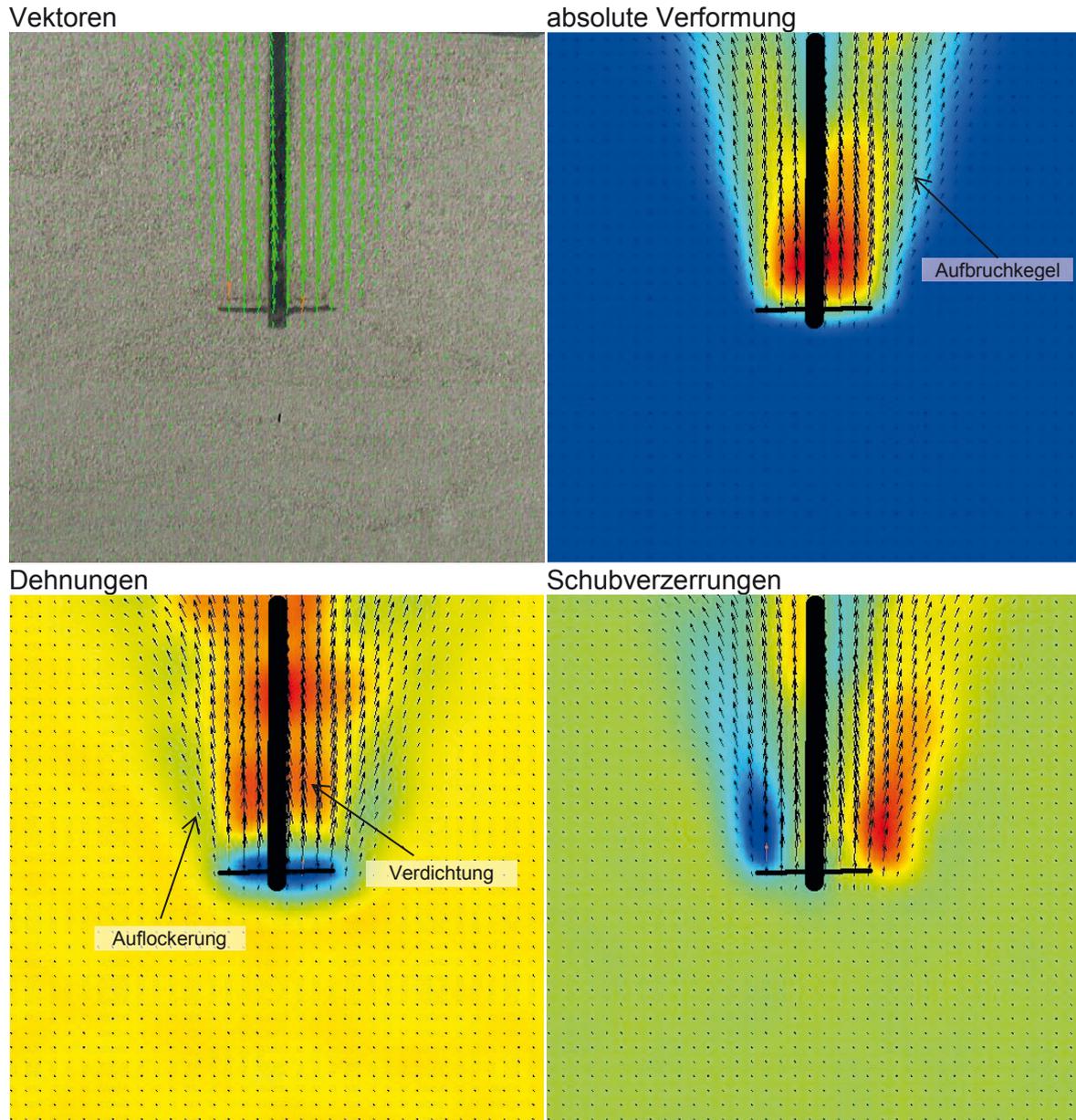


**Abb. 22:** Ergebnisse des druckbelasteten PIV-Versuchs mit einer Einbindetiefe von 585 mm,  $D = 65$  mm und zwei bis fünf Platten

### 3.4.2 PIV-Versuche mit Zugbelastung

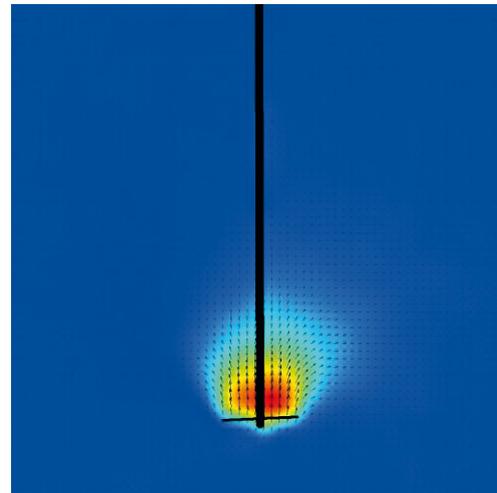
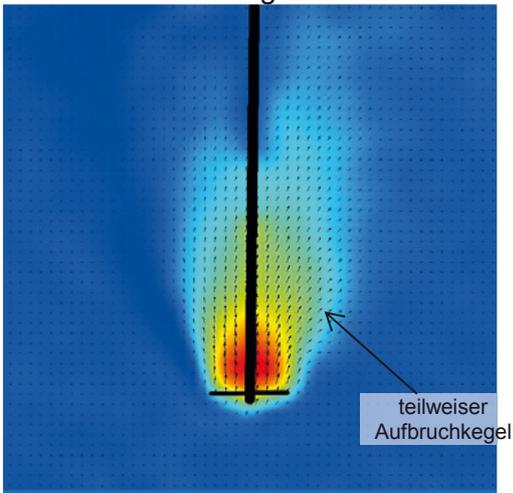
Zugbelastete Schraubfundamente mit geringer Einbindung weisen im Vergleich zu druckbelasteten Schraubfundamenten ein deutlich anderes Verformungsverhalten auf. In Abbildung 23 sind die Ergebnisse eines PIV-Versuchs mit einer Einbindetiefe von  $L = 2,5 \times D$  dargestellt. Schon die Vektorendarstellung lässt den sich ausbildenden Ausbruchkegel erkennen. Durch die Einfärbung wird dieser noch verdeutlicht. Die Darstellung der Dehnungen lässt Rückschlüsse auf die Spannungen zu. Direkt über der Platte sind rot eingefärbt deutlich die Verdichtungsbereiche zu erkennen, was auf eine Erhöhung der Normalspannungen schließen lässt. Seitlich neben der Platte bilden sich blau/grüne Auflockerungsbereiche ab, was auf eine Reduzierung des Spannungsniveaus schließen lässt. Die Auswertung der Aufnahmen nach den Scherdehnungen deutet darauf hin, dass an den Flanken des Aufbruchkegels auch Scherkräfte übertragen werden.

Mit zunehmender Einbindetiefe ändert sich auch hier das Trag- und Verformungsverhalten. Abbildung 24 zeigt die Auswertungen der PIV-Versuche mit einer Einbindetiefe von  $L = 5 \times D$  (links) und  $L = 10 \times D$  (rechts). Bei einer Einbindetiefe von  $5 \times D$  ist noch ein teilweiser Aufbruchkegel erkennbar. Allerdings setzt sich dieser nicht bis zur Geländeoberkante fort. Bei einer weiteren Erhöhung der Einbindetiefe bildet sich kein großflächiger Aufbruchkegel mehr aus. Der Boden oberhalb der Platte wird, ähnlich wie bei druckbelasteten Fundamenten, verdichtet und seitlich verdrängt. Vergleicht man die Scherbänder in Abbildung 24 unten links bzw. rechts, so fällt auf, dass diese mit zunehmender Einbindetiefe nicht mehr geneigt sind, sondern mehr vertikal verlaufen.

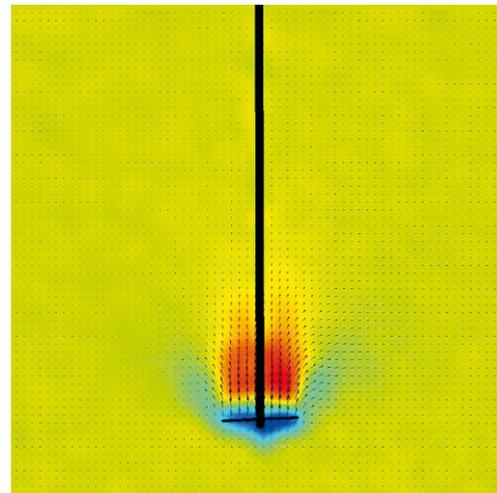
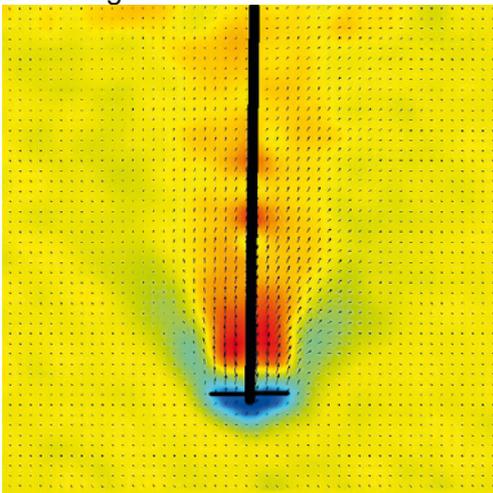


**Abb. 23:** Ergebnisse des zugbelasteten PIV-Versuchs mit einer Einbindetiefe von 162,5 mm und  $D = 65$  mm

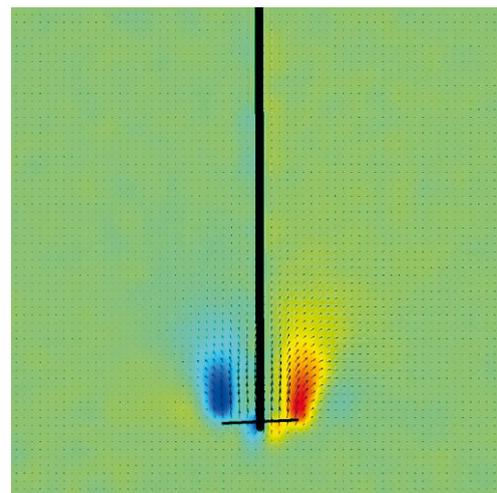
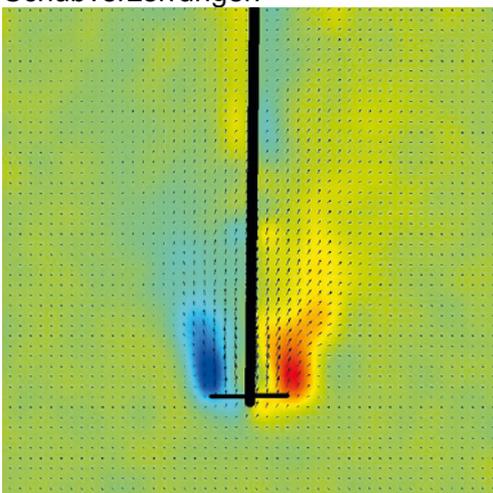
absolute Verformung



Dehnungen



Schubverzerrungen

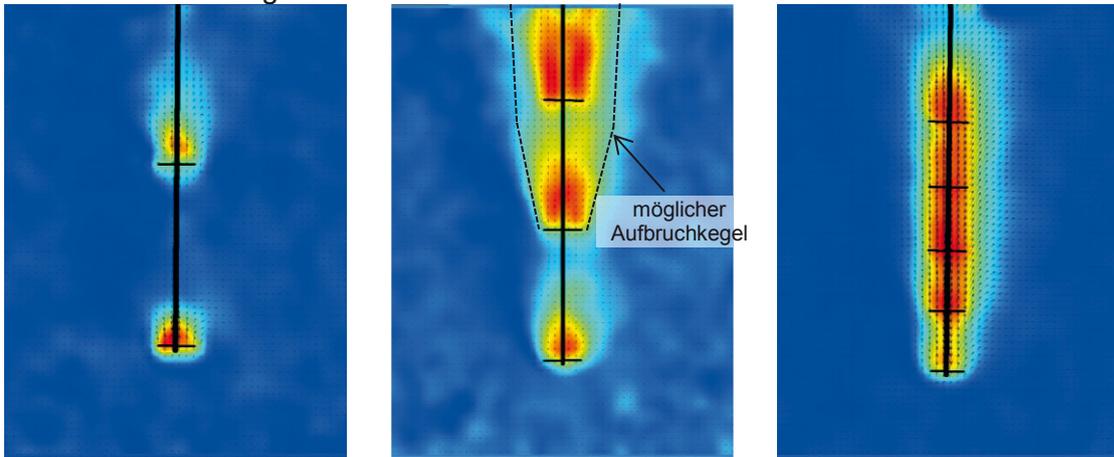


**Abb. 24:** Ergebnisse von zugbelasteten PIV-Versuchen mit  $D = 65$  mm  
links: Einbindetiefe 325 mm      rechts: Einbindetiefe 650 mm

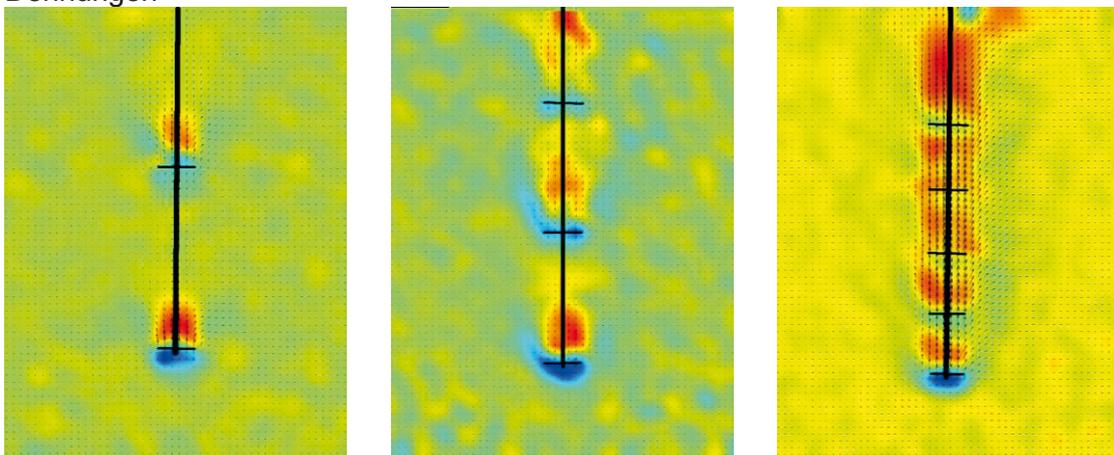
Auch unter Zugbelastung wurde die Wirkungsweise von Schraubfundamenten mit mehreren Platten untersucht. Bei dem untersuchten Modell mit 2 Platten im Abstand von  $l = 4,5 \times D$  sind die beobachteten Bruchfiguren den Bruchfiguren von einzelnen Platten in gleicher Tiefe ähnlich. Über der oberen Platte bildet sich ein teilweiser Aufbruchkegel analog zu Abbildung 24 links aus. Die untere Platte verursacht keinen Aufbruchkegel, sondern nur lokale Verformungen, wie in Abbildung 24 rechts.

Die Verringerung, des Plattenabstands und Erhöhung der Anzahl führt zu einer gegenseitigen Beeinflussung. Bei der Anordnung von 3 Platten kann eine teilweise Überschneidung der Einflussbereiche der jeweiligen Platten beobachtet werden. Die oberen beiden Platten bilden einen gemeinsamen Aufbruchkegel aus. Die Flanken des Kegels verlaufen jedoch nicht, wie oft angenommen, linear oder nach außen zunehmend, sondern knicken nach innen ab. Dies lässt sich auch an den Scherbändern erkennen. Eine weitere Erhöhung der Anzahl und Verdichtung der Platten führt dazu, dass der gesamte Boden zwischen den Platten eine etwa gleich große Verformung durch die Belastung erfährt. Dieser schert dann zylinderförmig ab, ohne dass sich Aufbruchkegel o.Ä. ausbilden. Es entstehen durchgehende Scherbänder, wobei diese sich etwas größer als es der Aussendurchmesser der Platten erwarten ließe, ausbilden.

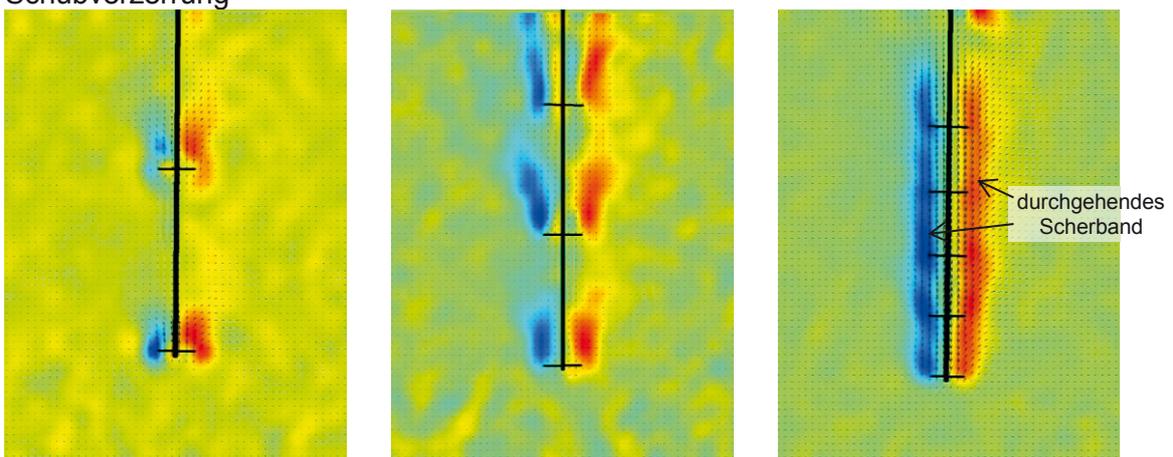
absolute Verformung



Dehnungen



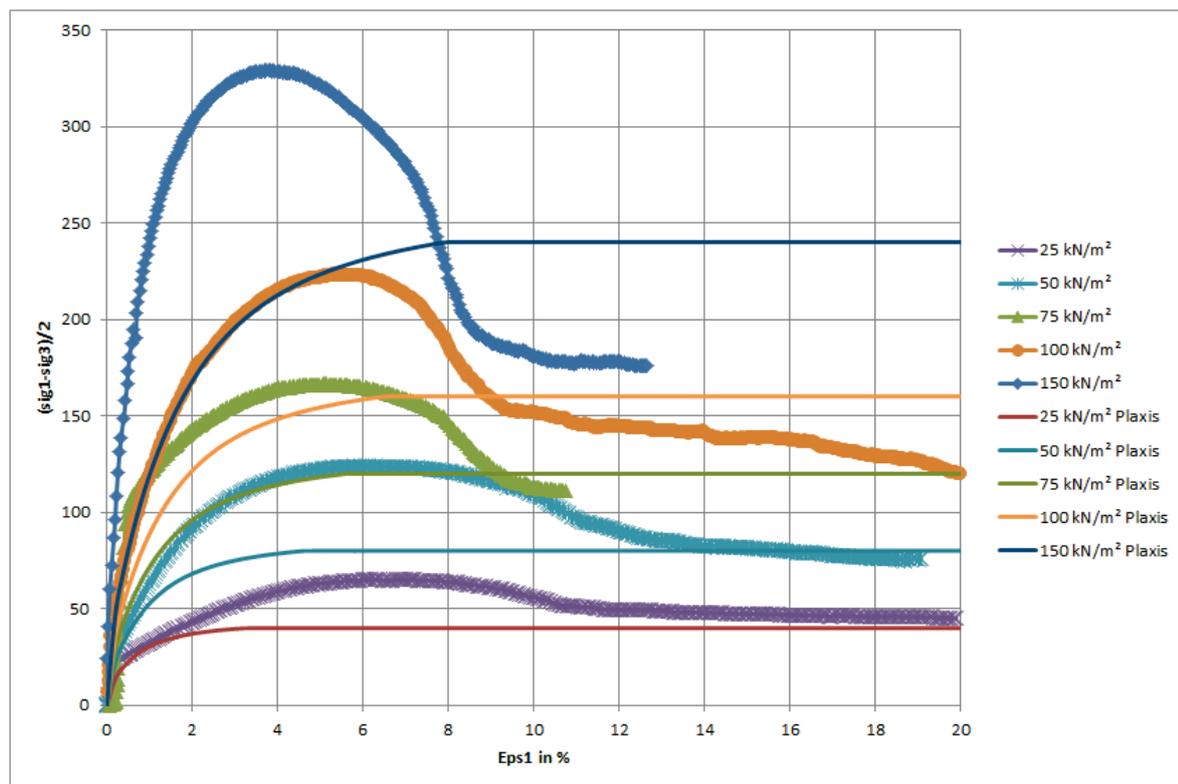
Schubverzerrung



**Abb. 25:** Ergebnisse des druckbelasteten PIV-Versuchs mit einer Einbindetiefe von 585 mm,  $D = 65$  mm und zwei bis fünf Platten

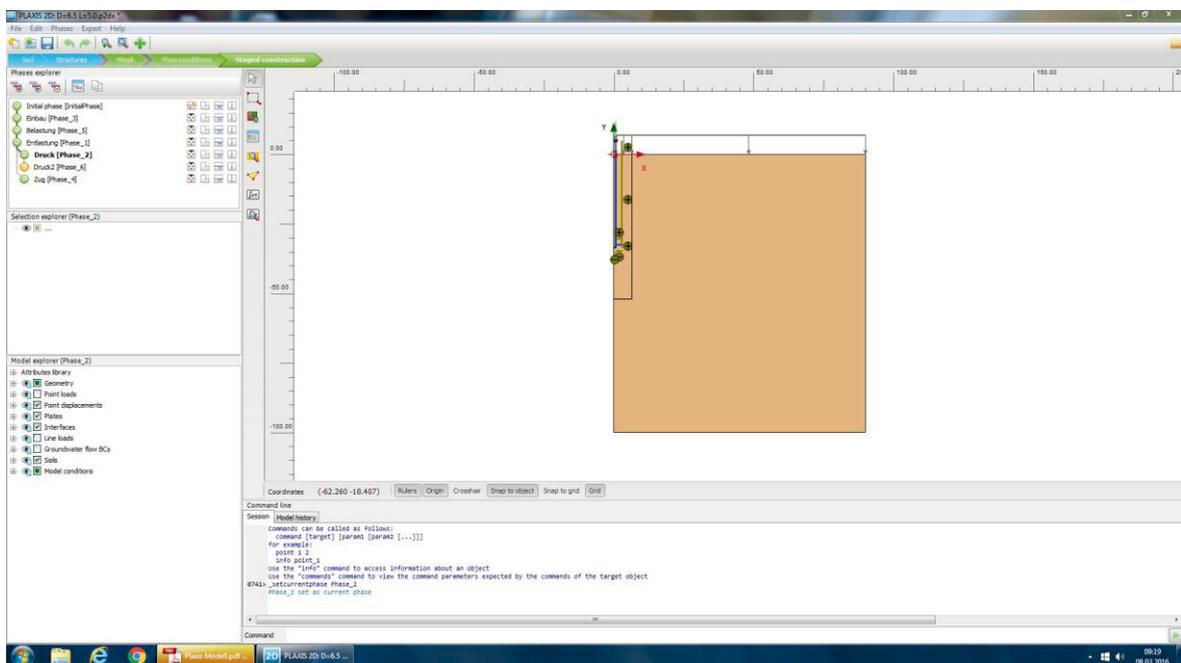
### 3.5 Numerische Nachrechnung der Modellversuche

Die Modellversuche im dicht gelagerten Sand wurden mit dem Programm Plaxis 2D axial-symmetrisch nachgerechnet. Dabei wurde der Sand mit dem Hardening-Soil-Small (HSS) Modell abgebildet, dessen Eingangsparameter anhand von Laborversuchen festgelegt und an den Modellversuchen kalibriert wurden. Der vollständige Parametersatz kann der Anhang 1 entnommen werden. Anzumerken ist, dass bei der numerischen Modellierung nicht der Peakwert des Reibungswinkels angesetzt werden konnte, da damit keine ausreichende Übereinstimmung zwischen den Modellversuchen und dem numerischen Modell erzielt werden konnte. Es wurde ein Reibungswinkel von  $38^\circ$  angesetzt. In Abbildung 26 sind Vergleichsrechnungen für die mit dem Modellsand durchgeführten Triaxialversuche dargestellt. Die im Versuch ermittelten Peakwerte lassen sich mit dem Hardening-Soil-Small (HSS) Modell nicht darstellen, was mit der Definition des Stoffgesetzes zu begründen ist. Für größere Dehnungen, wie sie etwa im Nahbereich der Lasteinleitung zu erwarten sind, ergibt sich eine gute Übereinstimmung.



**Abb. 26:** Vergleich von Triaxialversuchsergebnissen und deren numerischer Nachrechnung für unterschiedliche Zeldrücke

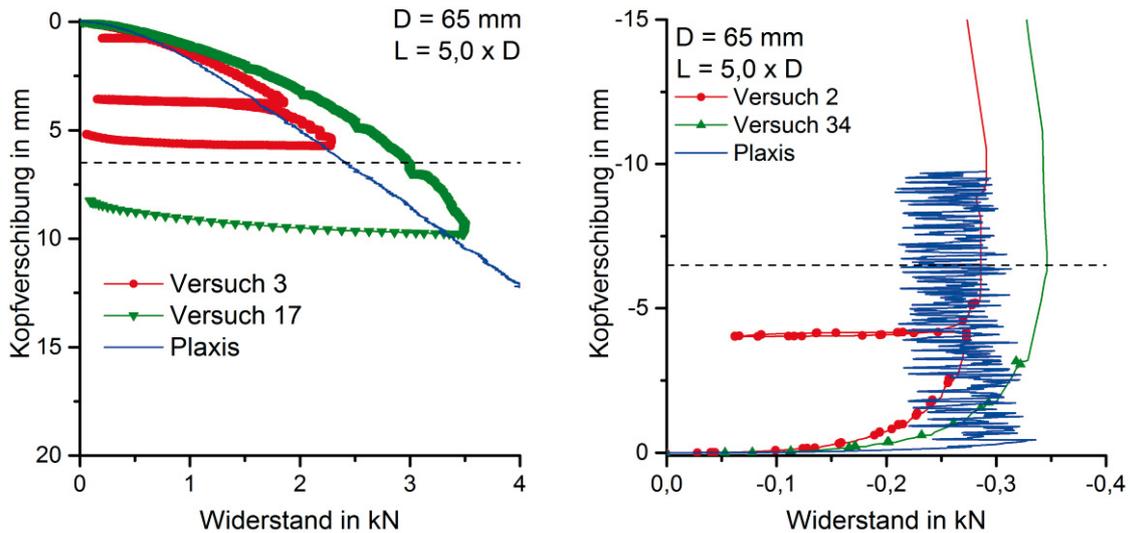
In Abbildung 27 ist das numerische Modell für  $D = 65 \text{ mm}$  und  $L = 325 \text{ mm}$  dargestellt. Das Schraubfundament wurde aus einzelnen Plattenelementen zusammengesetzt. Der Kontakt zwischen Schraubfundament und Boden wurde mit Interface-Elementen mit  $R_{\text{inter}} = 0,66$  abgebildet. Im Nahbereich um das Schraubfundament wurde das Netz der Bodenelemente verfeinert. Um den Verdichtungseffekt beim Einbau des dichten Sands zu berücksichtigen, wurde die Geländeoberkante mit einer Flächenlast von  $10 \text{ kN/m}^2$  belastet und anschließend entlastet. Dies führt zu einem etwas erhöhten Horizontalspannungszustand im oberen Bereich des Sandes.



**Abb. 27:** Numerisches Modell und Ablauf der Berechnung

Die Lastaufbringung erfolgte als eingeprägte Verschiebung am Kopf des Schraubfundamentes. Um einen guten Berechnungsdurchlauf auch nahe dem Bruchzustand zu gewährleisten, wurde das Newton-Raphson-Verfahren mit konstantem Lastinkrement als Lösungsverfahren eingestellt. Pro Berechnungsschritt wurden 10.000 Lastinkremente und max. 60 Iterationen berechnet.

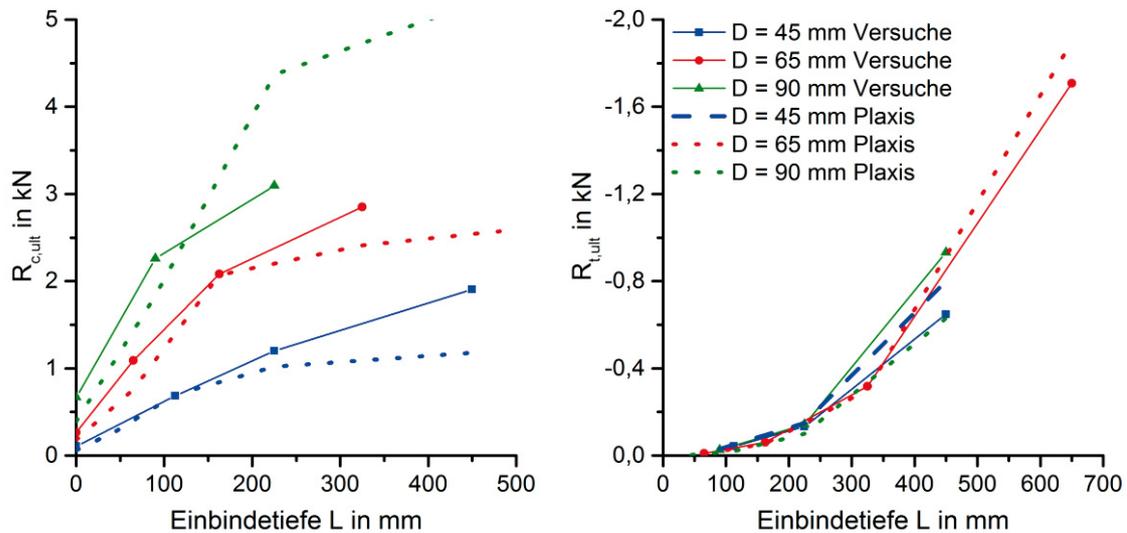
In Abbildung 28 sind beispielhaft für Versuche mit einer Einbindetiefe von 325 mm und einem Plattendurchmesser von 65 mm die berechneten Widerstands-Setzungs-Linien bzw. Widerstands-Hebungs-Linien den aus den Versuchen gegenübergestellt. Sowohl für die Druckbelastung als auch für die Zugbelastung zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Dies gilt auch für andere Durchmesser und Einbindetiefen.



**Abb. 28:** Vergleich von Versuchsergebnissen und Ergebnissen der numerischen Berechnung

In Abbildung 29 sind die erreichten Widerstände bei  $s_{ult} = 0,1 \times D$  für Druck- und Zugbelastung dargestellt und es zeigt sich eine recht gute Übereinstimmung zwischen Numerik und Versuchen. Die Berechnungen bestätigen die Beobachtung, dass bei den druckbelasteten Versuchen der Durchmesser bzw. die Fläche der Platte einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Der Einfluss der Einbindetiefe ist nicht konstant. Bei geringen Einbindetiefen führt die Vergrößerung der Einbindetiefe zu einem raschen Anstieg der Tragfähigkeit. Ab einer Einbindetiefe von ca. 200 mm knicken die Kurven, scheinbar unabhängig vom Durchmesser ab, was eine geringere Tragfähigkeitszunahme mit weiter zunehmender Tiefe bedeutet.

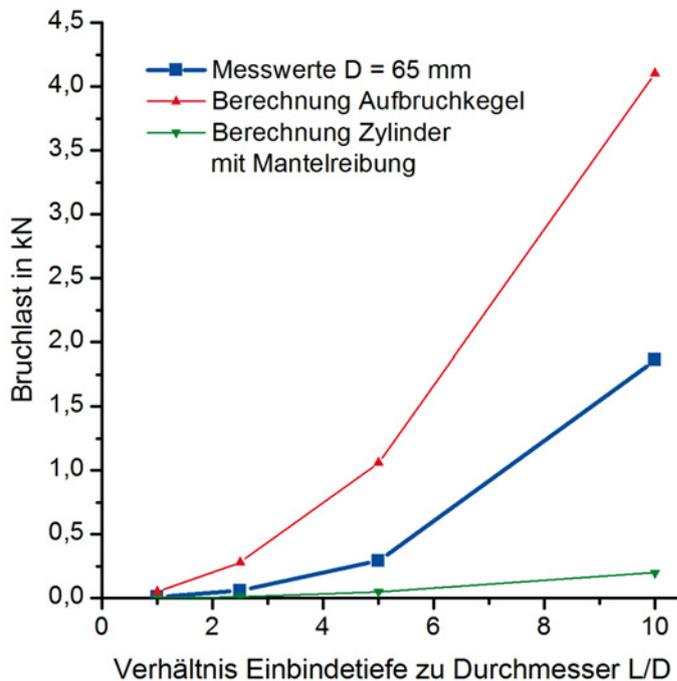
Bei den zugbelasteten Versuchen ist der Durchmesser der Platte für den erzielbaren Widerstand von untergeordneter Bedeutung. Den größten Einfluss hat die Einbindetiefe auf das Tragverhalten. Diese Beobachtung gilt für den untersuchten Bereich bis  $L = 10 \times D$ . Bei deutlich größeren Einbindetiefen ist es durchaus möglich, dass eine Erhöhung des Plattendurchmessers auch eine Erhöhung der Tragfähigkeit resultieren kann, dass sich bei sehr großen Einbindetiefen das Verformungsverhalten ändert (vgl. Abschnitt 3.4.2).



**Abb. 29:** Vergleich der ermittelten Widerstände bei  $s_{ult} = 0,1 \times D$  für  
 links: druckbelastete Versuche    rechts: zugbelastete Versuche

### 3.6 Vergleich Modellversuche mit bekannten analytischen Berechnungsverfahren

In Abbildung 30 sind die Messwerte für Modellversuche in dicht gelagertem Sand mit einem Flügeldurchmesser  $D = 65$  mm und unterschiedlichen Einbindetiefen dargestellt. Vergleichend wurden die mit den Bodenparametern berechneten Widerstände für 2 gängige unterschiedliche Berechnungsmodelle abgetragen. Zum einen wurde der Widerstand eines Aufbruchkegels mit  $\varphi = \psi = 42,5^\circ$  berechnet, zum anderen ein Zylinder mit Mantelreibung, die sich aus dem Erdruchdruck und dem Reibungswinkel ergibt. Wie zu erkennen ist, liefern die analytischen Berechnungsverfahren keine Übereinstimmung mit den Messwerten, sodass davon auszugehen ist, dass diese nicht geeignet sind, die Bruchlasten sicher zu prognostizieren. Der Ansatz des Aufbruchkegels ist nur bei sehr kleinen Einbindetiefen (ca.  $L < 3 \times D$ ) maßgebend. Der Zylinder mit Mantelreibung kommt prinzipiell als Bruchfigur für Schraubfundamente mit mehreren Platten infrage. Die Schwierigkeit bei dieser Berechnungsmethode besteht darin, den Spannungszustand entlang der Bruchfläche bzw. die daraus resultierende Mantelreibung korrekt abzuschätzen. Durch die Zugbelastung ändert sich der Spannungszustand im Boden, die Horizontalspannungen nehmen tendenziell zu, sodass nicht mehr der Erdruchdruck maßgebend ist. Auf eine Nachrechnung der druckbelasteten Versuche mithilfe der Grundbruchgleichung wurde verzichtet, da ein Grundbruch mit Ausnahme von  $L = 0$  mm nicht beobachtet wurde.



**Abb. 30:** Vergleich von gemessenen und berechneten Widerständen

### 3.7 Zusammenfassung der Ergebnisse

Mithilfe der Modellversuche wurde das Tragverhalten der Schraubfundamente im Boden untersucht. Die Kombination verschiedener Untersuchungsmethoden sowie die numerische Nachrechnung erschließen ein umfassendes Bild. Druckbelastete Schraubfundamente mit den in der Praxis üblichen Einbindetiefe von  $L > 3 \times D$  führen zu keinen grundbruchartigen Vorgängen im Boden sondern zu einem Verdichten und seitlichen Verdrängen des Bodens unterhalb der Platte. Das Tragverhalten lässt sich am ehesten mit dem eines Pfahlfußes vergleichen. Die von verschiedenen Autoren vorgeschlagenen Gleichungen auf Grundlage einer plastischen Grundbruchfigur führen mit zunehmender Tiefe zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Aus diesem Grund sind auch, zumindest in Deutschland, erdstatische Berechnungen zum Nachweis des Pfahlfußwiderstands nicht zulässig. Bei zugbelasteten Schraubfundamenten konnte bei geringer Einbindetiefe ein Aufbruchkegel beobachtet werden, allerdings ist die Neigung der Flanken deutlich flacher als in der Literatur angegeben. Für die Tragfähigkeit spielt die Schubkraftübertragung zwischen Aufbruchkegel und umliegenden Boden eine maßgebliche Rolle. Diese ist vor allen Dingen von der Einbindetiefe abhängig. Bei großen Einbindetiefen bildet sich kein Aufbruchkegel aus.

## 4 Großversuche

### 4.1 Laborversuche in der Versuchsgrube

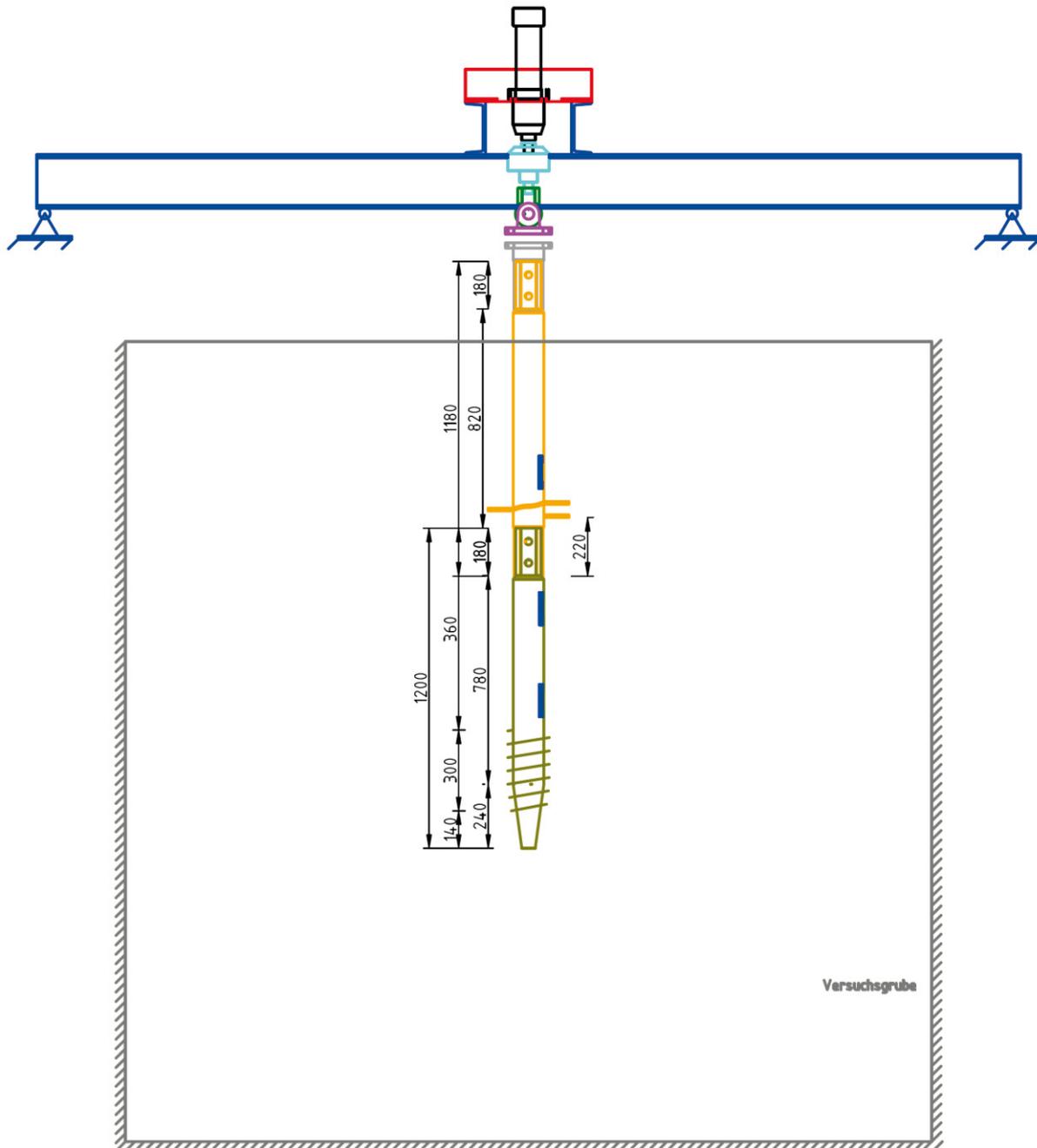
In der Versuchsgrube des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München wurden insgesamt 3 Großversuche in der Versuchsgrube durchgeführt. Bei den Versuchen wurden Schraubfundamente der Firma Krinner verwendet, da diese verfügbar waren. Diese unterscheiden sich etwas von den Schraubfundamenten, die in den Modellversuchen untersucht wurden. Bei dem Schraubfundament der Firma Krinner handelt es sich um ein neues, verlängerbares System, das die Geometrien der in Abbildung 1 dargestellten Typen verbindet. Zu Beginn wird immer ein Spindelfundament als Pilot eingesetzt. Sollte die Tragfähigkeit des ersten Teils nicht ausreichen, können Verlängerungen mit Platten aufgesetzt werden. Für die begrenzte Tiefe der Grube wurden Fundamente mit einer etwas kürzeren Baulänge als im Original verwendet.

#### 4.1.1 Versuchsgrube, Fundamente und Versuchseinbau

Die Versuchsgrube der Universität der Bundeswehr München hat Abmessungen von 3,0 x 3,0 m und ist 2,80 m tief. Als Versuchsboden wurde ein weit gestufter Sand mit einem Feinanteil < 7 % und einem Wassergehalt zwischen 5 % und 10 % verwendet. Der Einbau des Sands erfolgte lagenweise in 25 cm starken Lagen. Nach der Aufschüttung der Schicht wurde anschließend jede Lage mit einer elektrischen Rüttelplatte mit einem Gewicht von 75 kG und einer Leistung von 3 kW verdichtet. Durch dieses Vorgehen wurde eine mitteldichte Lagerung des Sandes erzielt. Nach beendetem Versuch wurden die benötigten fünfunddreißig Tonnen Sand komplett ausgebaut und wieder neu eingebaut.

Nach dem Einbau des Sandes erfolgte der Einbau der Schraubfundamente mit einem elektrischen Handeindrehgerät. Die Verwendung von einem größeren Gerät war aus Platzgründen nicht möglich. Das Handeindrehgerät hatte den Nachteil, dass damit keine nennenswerte Vertikalkraft auf das Schraubfundament aufgebracht werden konnte, sodass beim Eindrehen teilweise Boden gefördert wurde, was sich negativ auf die Tragfähigkeit auswirkt.

Bei den Fundamenten handelt es sich um Stahlrohre mit 114,3 mm Durchmesser. Der Anfänger ist konisch zugespitzt und besitzt eine aufgeschweißte Spindel. Die Verlängerung besteht ebenfalls aus Stahlrohr mit 114,3 mm Durchmesser und hat eine aufgeschweißte Gewindeplatte mit 300 mm Durchmesser.



**Abb. 31:** Versuchsgrube, Testfundamente und Belastungseinrichtung (schematisch, Maßangaben in mm)



**Abb. 32:** Versuchsgrube, Testfundamente und Belastungseinrichtung im eingebauten Zustand

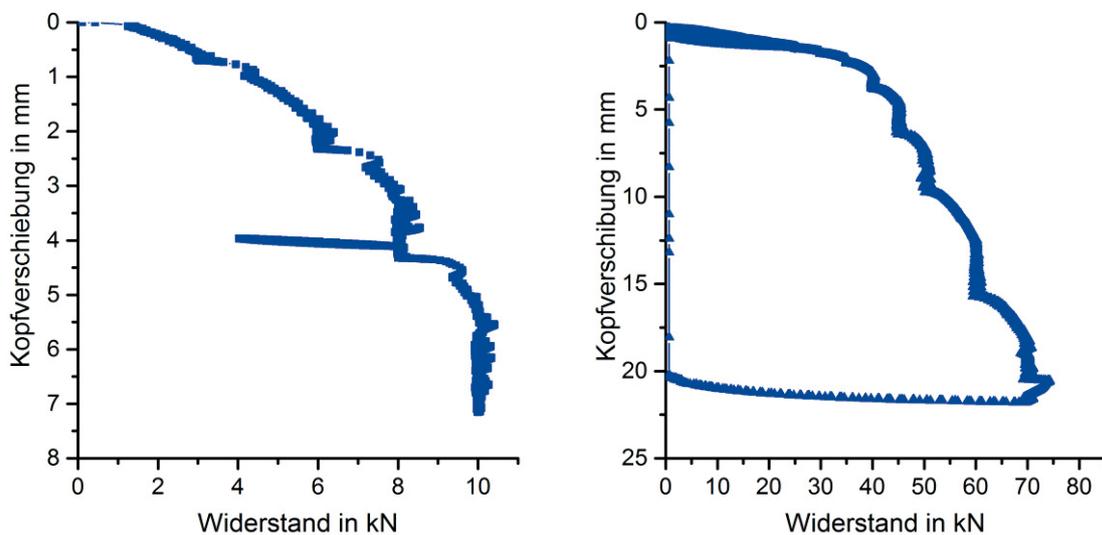
#### 4.1.2 Versuchsdurchführung

Es wurden ein statischer Druckversuch, ein statischer Zugversuch und ein zyklischer Versuch durchgeführt. Bei den statischen Versuchen wurde als Erstes der Anfänger in den Boden eingedreht und probebelastet. Anschließend wurde die Verlängerung aufgesetzt, eingedreht und eine zweite Probelastung durchgeführt. Die Belastung selbst erfolgte kraftgesteuert mit einem Hydraulikzylinder in mehreren Laststufen. Je Laststufe wurde die Belastung mindestens 15 Minuten konstant gehalten, und die Beobachtungszeit solange verlängert bis die Verformungsgeschwindigkeit kleiner als  $0,1 \text{ mm} / 5 \text{ min}$  war. Es wurden die Kopfverformung, die Kraft und die Verformungen an der Geländeoberkante im Umfeld des Schraubfundaments gemessen. Die 5 Wegaufnehmer an der Geländeoberkante befanden sich im Abstand von 10 cm, 20 cm, 35 cm, 50 cm und 70 cm zum Schraubfundament. Im dritten Versuch wurden zyklische Lasten aufgebracht.

#### 4.1.3 Ergebnisse der Versuche

In Abbildung 33 sind die beiden Widerstands-Setzungs-Linien, die im ersten Versuch ermittelt wurden, gegenübergestellt. Das Grundfundament mit der geringen Einbindetiefe von 1,00 m u. GOK erreicht in der statischen Probelastung nur relativ geringe Traglasten in dem mitteldicht gelagerten Sand. Bis zu einer Belastung von 6 kN, die jeweils in 2 kN Schritten aufgebracht wurde, steigt die Kopfverformung moderat bis auf 2,5 mm an. Nach dem Aufbringen der nächsten Laststufe von 8 kN nimmt die Kopfverformung um weitere 2 mm zu. Im Belastungspfad ist das einsetzende Kriechen deutlich zu erkennen. Beim Aufbringen der letzten Laststufe wird nach Abklingen der Verformung eine Kopfverschiebung von 7,5 mm angezeigt, was 6,5 % des Schaftdurchmessers entspricht. Somit war annähernd der Bruchzustand erreicht. Um einen negativen Einfluss beim weiteren Eindrehen mit der Verlängerung zu vermeiden, wurde der Versuch abgebrochen.

Nach dem Einbau der Verlängerung wurde die Widerstands-Setzungs-Linie in Abbildung 33 rechts gemessen. Die Belastung wurde bis 40 kN in 5 kN Schritten und anschließend in 10 kN Schritten aufgebracht. Bis zu einer Belastung von 35 kN steigt die Kopfverschiebung nur um 2 mm an. Bei der weiteren Belastung werden die Kopfverschiebungen zunehmend größer. Bei 70 kN Belastung und einer Kopfverschiebung von ca. 22 mm wurde der Versuch beendet.

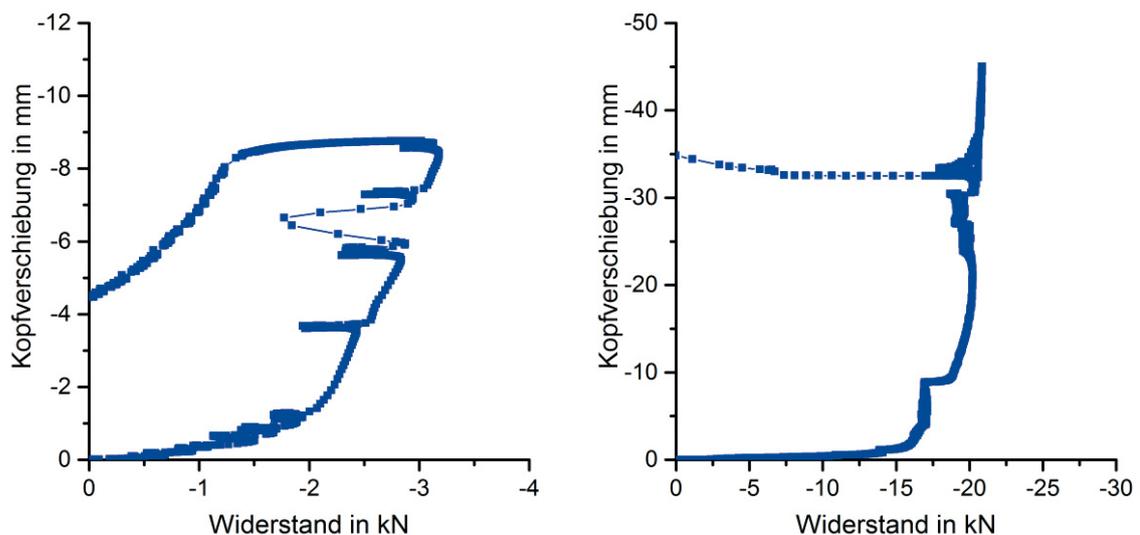


**Abb. 33:** Vergleich der ermittelten Widerstands-Setzungs-Linien im 1. Versuch  
links: Grundfundament                      rechts: Grundfundament und Verlängerung

Eine mögliche Erklärung für das beobachtete Verhalten bietet die unterschiedliche Mobilisierung von Scherkräften entlang des Schaftes und Normalkräften unterhalb der Platte. Bis zu einer Belastung von 35 kN werden vorwiegend Scherwiderstände entlang des Schaftes mobilisiert. Bei der Erhöhung der Belastung bis auf 70 kN werden die zusätzlichen Kräfte vorwiegend über Normalspannungen unterhalb der Platte in den Boden eingeleitet, die zur Mobilisierung deutlich größere Verformungen benötigen. Die unterschiedliche Mobilisierung von Scherkräften (Mantelreibung) und Normalkräften (Spitzenwiderstand) wird so auch für z.B. Bohrpfähle in der EA-Pfähle (2012) angenommen.

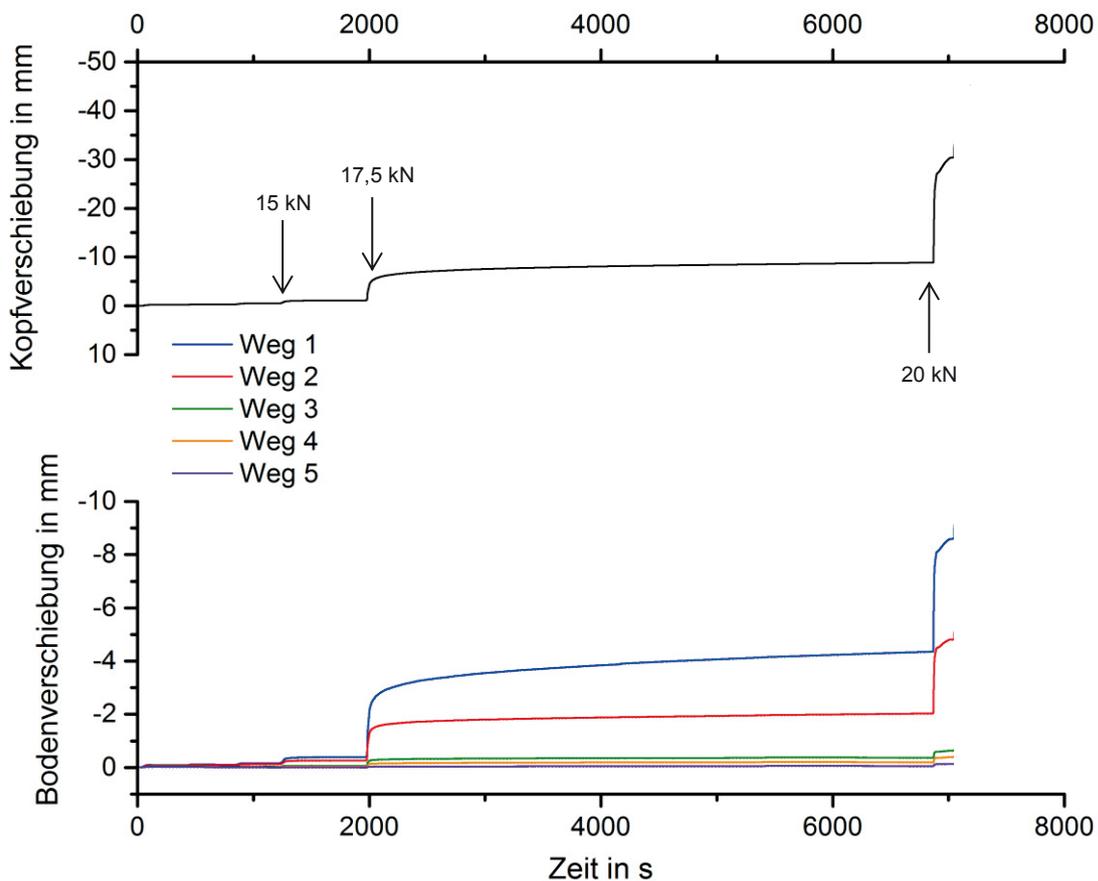
Insgesamt betrachtet, führt der Einsatz der Verlängerung zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um etwa das Siebenfache, im Vergleich zum Grundfundament. Mit den o.g. Annahmen setzt die Erhöhung sich dabei aus 2 Komponenten zusammen. Zum einen bindet das Grundfundament tiefer in den Boden ein, was zu einer höheren Mantelreibung führt. Weiterhin bietet die Schraubplatte zusätzliche Fläche zur Einleitung von Normalspannungen.

Analog sind in Abbildung 34 die Widerstands-Hebungs-Linien für den 2. Großversuch abgedruckt. Der Widerstand des zugbelasteten Grundfundamentes ist noch geringer als im Druckversuch. Bis zu einer Belastung von 2 kN steigt die Kopfverformung auf etwa 1,5 mm an. Beim Versuch die Belastung auf 3 kN zu steigern beginnt das Fundament zu versagen, sodass der Versuch beim Erreichen einer Kopfverformung von 9 mm abgebrochen wurde.



**Abb. 34:** Vergleich der ermittelten Widerstands-Hebungs-Linien im 2. Versuch  
links: Grundfundament                      rechts: Grundfundament und Verlängerung

Nach der Installation der Verlängerung konnte auch bei Zugbelastung eine deutliche Erhöhung des Widerstands beobachtet werden. Die Belastung, zur Ermittlung der Widerstands-Hebungs-Linie in Abbildung 34 rechts, wurde in 2,5 kN Schritten aufgebracht. Bis zu einer Belastung von 15 kN treten nur geringe Kopfverformungen auf. Nach der Erhöhung auf 17,5 kN sind eine starke Zunahme der Verformung und ein länger anhaltendes Kriechen aufgetreten. In der darauf folgenden Laststufe von 20 kN hat das Schraubfundament endgültig versagt. Qualitativ entspricht der Kurvenverlauf auch den Beobachtungen in den Modellversuchen mit einer geringen Einbindetiefe. Die Verwendung der Verlängerung führt auch bei der Zugbelastung etwa zu einer Versiebenfachung des Widerstands.



**Abb. 35:** Verformungen an der GOK beim 2. Großversuch (Hebungen negativ)

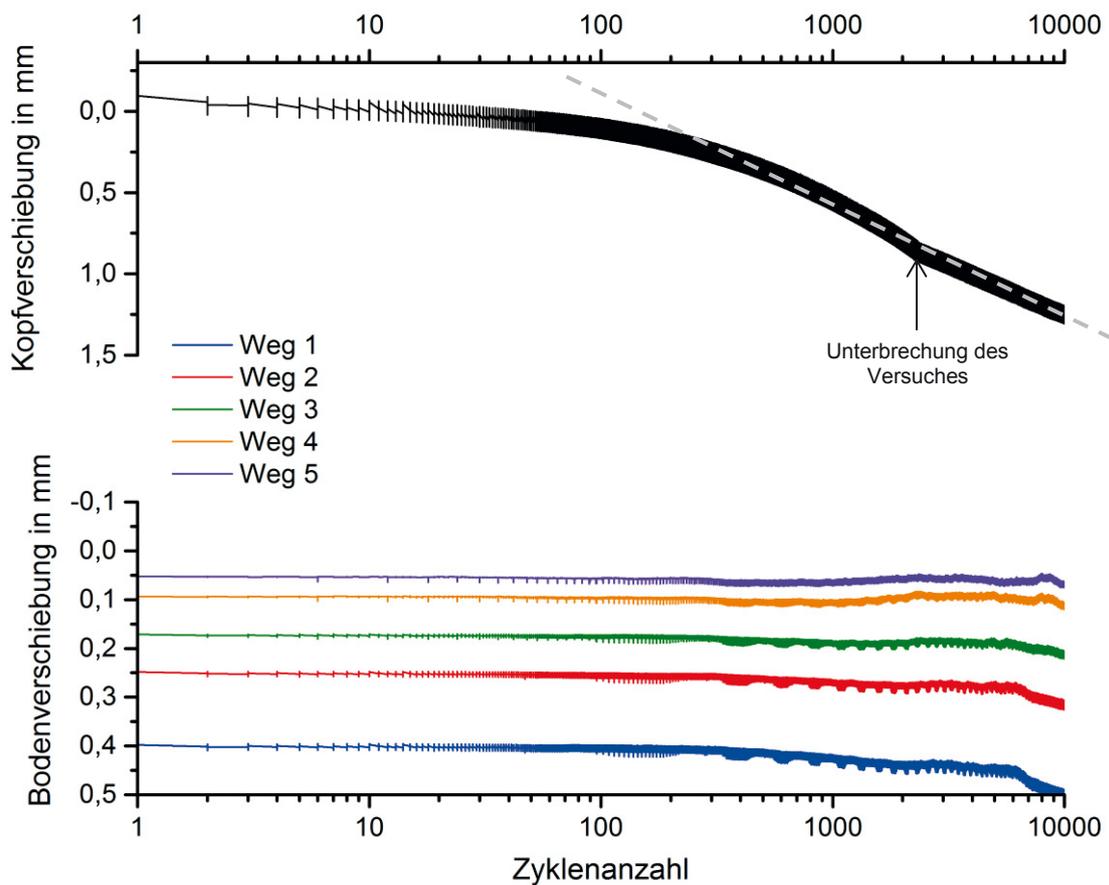
Zur Klärung der Frage, ob bei Zugbelastung ein Ausbruchkegel zu erwarten ist, sind in Abbildung 35 die Kopf- und Bodenverformungen dargestellt. Wegaufnehmer 1, der oberhalb des Außendurchmessers der Gewindeplatte sitzt, und Wegaufnehmer 2 in 20 cm Abstand zum Schaft zeigen eine deutliche Hebung vor dem bzw. beim Bruch des Schraubfundaments. Auch bei den Wegaufnehmer 3 und 4 sind noch Hebungen erkennbar, allerdings deutlich geringer. Die Messungen bestätigen also die Beobachtungen in den Modellversuchen, dass bei geringen Einbindetiefen (hier  $L = 2,5 \times D$ ) ein Aufbruchkegel auftritt. Der Neigungswinkel des Kegels gegen die Vertikale ist jedoch deutlich geringer als  $45^\circ$  einzuschätzen. Die deckt sich ebenfalls mit den Ergebnissen der PIV-Versuche.



**Abb. 36:** Großaufnahme nach Versagen des Zugversuches

Im dritten Großversuch wurden Grundfundament und Verlängerung zusammen eingebaut und anschließend mit einer zyklischen Druckschwelllast belastet. Die Lastaufbringung erfolgte mit einer Frequenz von 0,5 Hz. Die größte Drucklast betrug  $F_{\max} = 15$  kN, die kleinste Drucklast  $F_{\min} = 7,5$  kN. Somit ergeben sich bezogen auf den statischen Druckversuch ein mittleres Lastniveau von 32 % und ein zyklisches Lastniveau von 5 %. Das maximale Lastniveau, was der Summe des mittleren und des zyklischen Lastniveaus entspricht, liegt bei 37 %. In Abbildung 37 sind die Ergebnisse für die Kopfverschiebung und die Verformungen an der GOK über die Zyklanzahl abgetragen. Bei dem geringen Belastungsniveau sind über die insgesamt 10.000 Lastzyklen nur geringe plastische Verschiebungen von 1,2 mm aufgetreten. Der elastische Verschiebungsanteil zwischen  $F_{\max}$  und  $F_{\min}$  blieb über die gesamte Versuchsdauer bei 0,12 mm. In der Kurve für die Kopf-

verschiebung ist bei etwa 2500 Lastzyklen ein Knick zu sehen. Während der Versuchsdurchführung kam es zu einer 12-stündigen Unterbrechung aufgrund eines Ausfalls in der Steuerungskette. Diese zwischenzeitliche Entlastung hatte also einen Einfluss das Setzungsverhalten. In der halblogarithmischen Darstellung kann insgesamt von einer zyklischen Beruhigung ausgegangen werden.



**Abb. 37:** Ergebnisse des zyklischen Druckschwelllastversuches mit  $F_{c,max} = 15 \text{ kN}$  und  $F_{c,min} = 7,5 \text{ kN}$

Die Verformungen an Geländeoberkannte korrelieren mit den Verformungen des Schraubfundamentes. Je dichter ein Wegaufnahme am Schraubfundament war, umso größer waren auch die gemessenen Setzungen an der Geländeoberkannte. Die zyklische Druckbelastung führt dementsprechend zu einer Verdichtung im Nahbereich des Schraubfundamentes. Ursprünglich sollte der zyklische Versuch mit einem erhöhten Lastniveau

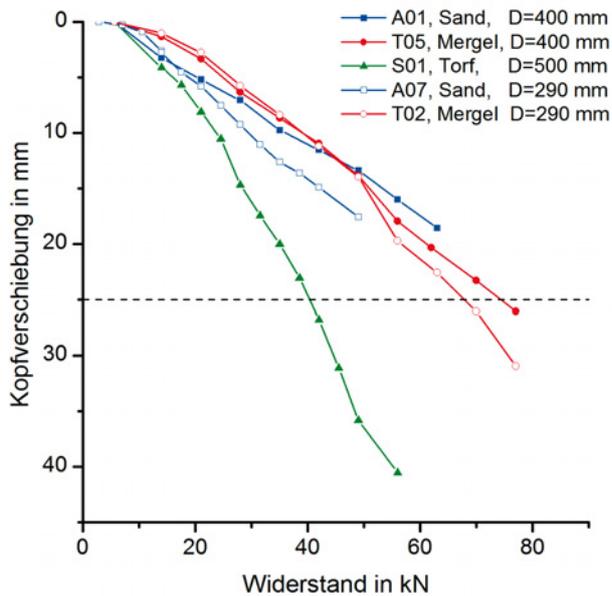
fortgesetzt werden. Aufgrund eines Problems mit der Belastungseinrichtung konnte dies jedoch nicht realisiert werden.

#### **4.2 Zusammenfassung bisheriger Felduntersuchungen**

Durch das Institut für Bodenmechanik und Grundbau wurden zahlreiche Feldversuche in Form von statischen Probelastungen, zur Beurteilung des axialen Tragverhaltens von Schraubfundamenten in der praktischen Anwendung, durchgeführt. In ersten Untersuchungsprüfungen wurden zahlreiche Schraubfundamente in unterschiedlichen Böden bis zur Bruchgrenze belastet, sofern dies möglich war. Die Untersuchungsberichte sind in den Anhang 3 und 4 beigefügt.

Das Tragverhalten wurde in locker bis mitteldicht gelagertem Sand, steifen Mergel weichem Klei und Torf untersucht. Je nach Bodenverhältnissen kamen Schraubfundamente mit Schaftdurchmesser von 77,4 mm oder 88,9 mm und einer Baulänge von 1,60 mit einer Platte oder 2,20 m und 2 Platten zum Einsatz. Der Plattendurchmesser wurde zwischen 290 mm und 600 mm variiert. Detaillierte Angaben zu den Geometrien und Bodenverhältnissen können ebenfalls den Anhängen 3 und 4 entnommen werden.

Druckbelastete Schraubfundamente konnten im Feld bisher nicht soweit belastet werden, dass sich ein progressiver Bruch entwickelte. Vielmehr wurden typische Widerstands-Setzungs-Linien aufgezeichnet, bei denen der Widerstand annähernd proportional zur Verformung ist, vgl. Abbildung 38.



**Abb. 38:** Typische WSL für Schraubfundamente in unterschiedlichen Böden

Die Widerstands-Hebungs-Linien der durchgeführten Zugversuche stimmen qualitativ mit den Beobachtungen im Modellversuch überein, d. h., mit zunehmender Belastung nehmen die Verformungen überproportional zu. Allerdings sind im Feldversuch teilweise sehr große Verformungen erforderlich um den maximalen Widerstand zu mobilisieren. Bei Kopfverformungen von bis zu 15 cm kann an der Geländeoberfläche noch keine maßgebliche Verformung des Bodens festgestellt werden (Abbildung 33 links). Vielmehr wird die Platte des Schraubfundaments durch das Erdreich gezogen und diese verdrängt den Boden seitlich. Bei sehr großen Verformungen entstehen dann die zylindrischen Bruchkörper oberhalb der Schraubflügel, wie sie in Abbildung 39 rechts zu sehen sind.



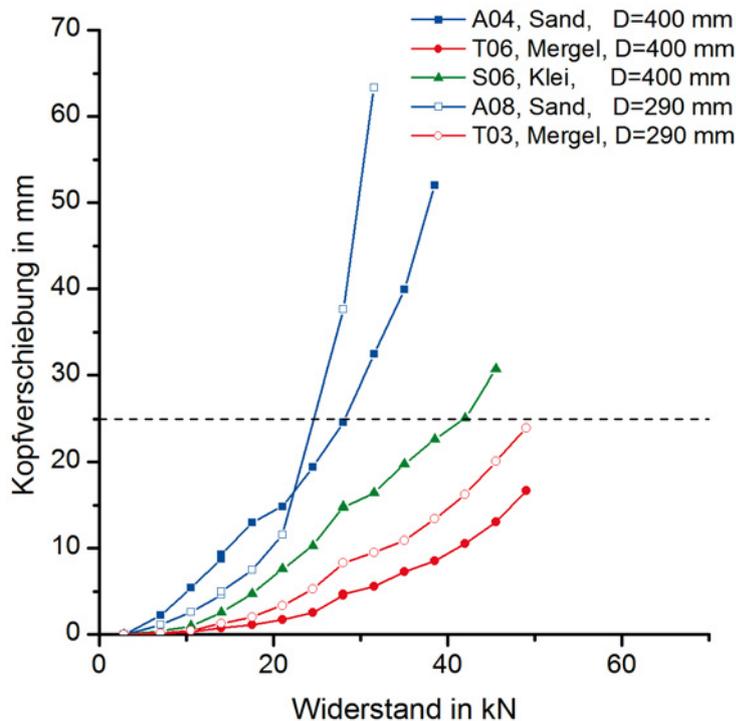
**Abb. 39:** Auszugsversuch zur Ermittlung der Bruchkörper

Die Auswertungen der Probelastungsdaten zeigen, dass die Tragfähigkeit und das Tragverhalten der Schraubfundamente stark von den Bodeneigenschaften abhängt (vgl. Abbildung 40). Besonders in bindigen Böden weisen die Schraubfundamente ein sehr duktileres Tragverhalten auf. Dies zeigt sich in den großen Verformungen (mehrere Zentimeter), die aufgebracht werden müssen, bevor es überhaupt zu einem Bruch kommt. Nach einem kurzzeitigen Überschreiten der Tragkraft konnte eine hohe Resttragfähigkeit festgestellt werden.

Für die bautechnische Anwendung der Schraubfundamente in bindigen Böden mit breiiger bis steifer Konsistenz ist somit hauptsächlich die Verformung ein entscheidendes Kriterium. In locker gelagerten nichtbindigen Böden sind ebenfalls große Verformungen erforderlich, um den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erreichen. Durch die Belastung wird der Boden bei der Gewindeplatte komprimiert, was bis zu einer gewissen Grenze zu einer Steigerung der Tragfähigkeit führt. Mit steigender Lagerungsdichte nimmt die Tragfähigkeit der Schraubfundamente bei sonst gleichbleibenden Randbedingungen deutlich zu. Ursachen dafür sind einerseits die besseren Bodenparameter dicht gelagerter Böden und andererseits die Spannungserhöhung durch den Verdrängungseffekt während des Einbaus.

Bei Untersuchungen an einer Klein-Windenergieanlage in Flensburg auf dem dortigen Gelände der Fachhochschule wurde das Langzeittragverhalten unter zyklischen Zug-schwelllasten beobachtet. Die Messungen zeigen, dass dort zyklische Schwelllasten kei-

nen negativen Einfluss auf das Tragverhalten haben. Die Auswertung der Messergebnisse ist in Anhang 5 beigefügt.



**Abb. 40:** Ergebnisse von Probelastungen an geneigten, zugbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m Länge in unterschiedlichen Bodenarten

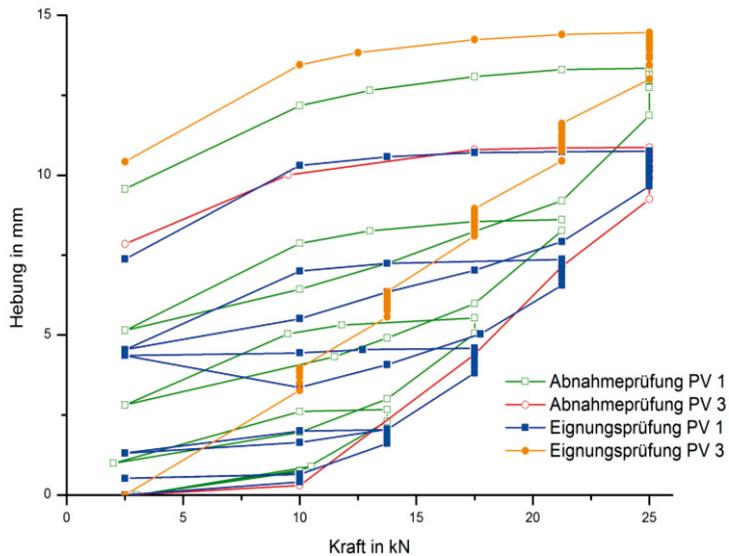
### 4.3 Statische Probelastungsverfahren für Schraubfundamente

Bei der Planung und Auswertung von statischen Probelastungen für Schraubfundamente stellt sich die grundsätzliche Frage, nach welchen Methoden diese durchzuführen sind. Einerseits stellt sich bei druckbelasteten Schraubfundamenten ein pfahlähnliches Trag- und Verformungsverhalten ein. Andererseits wurden mit der Einführung des Eurocodes 7-1 in Verbindung mit der DIN 1054:2010 erstmals Schraubanker (zugbelastete Schraubfundamente) in Deutschland normativ erwähnt. Dort wird für die Prüfung von Schraubankern auf die Regelungen der DIN EN 1537:2001 zurückgegriffen. Demnach wäre entsprechend in Deutschland das Prüfverfahren 1 anzuwenden.

Die Eignungs- und Abnahmeprüfungen der DIN EN 1537 sind speziell auf die Bedürfnisse der Verpressanker ausgerichtet. Neben der Ermittlung der maximalen Traglast und des Kriechverhaltens steht hier der Nachweis der freien Stahllänge im Vordergrund (Nachweis

der tiefen Gleitfuge). Ein solcher Nachweis ist für Schraubfundamente üblicherweise nicht notwendig, da hier vorwiegend vertikale Belastungen in den Boden eingeleitet werden. Weiterhin ist durch die Geometrie der Bauteile die Lage der Lasteinleitungspunkte bekannt. Ggf. kann der Nachweis der freien Stahllänge z. B. bei Schraubankern zur Verankerung von Baugrubenwänden, erforderlich sein. Allerdings ist fraglich, ob hier ausreichend große elastische Verformungen im Schaft des Schraubfundaments mobilisiert werden können, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten. Während das Stahlzugglied eines Verpressankers auf die maximale Zugbelastung dimensioniert und auch ausgenutzt wird, ist bei der Verwendung von Schraubankern meist das maximale Torsionsmoment des Schaftes die maßgebende Größe. Ohne einen ausreichend steifen Querschnitt ist das Eindrehen in den Boden nicht möglich. Bei der folgenden Zugbelastung wird der Querschnitt nur zu einem geringen Prozentsatz ausgenutzt, sodass nur geringe Verformungen im Stahl entstehen. Diese sind dann kaum mehr von den elastischen Verformungen des Bodens zu unterscheiden.

Insgesamt betrachtet erscheint es zweckmäßig druck- und zugbelastete Schraubfundamente ähnlich zu prüfen wie Pfähle. Dies gilt insbesondere bei einem vertikalen Lastabtrag. Zur Unterstützung dieser These wurden Feldversuche durchgeführt, bei denen mehrere gleiche Schraubfundamente vom Hersteller terrafix mit einem Schaftdurchmesser von 88,9 mm, einer Baulänge von 2,20 m und 2 Gewindeplatten mit 400 mm im Abstand von 1,0 m mit unterschiedlichen Belastungsverfahren an einem Standort mit möglichst homogenen Bodenbedingungen untersucht wurden. Die Bodenerkundung am Versuchsstandort in Altheim ergab dass Feinsand und Grobschluff bis zu einer Tiefe von 3,50 m in mitteldichter Lagerung anstanden. In den Ergebnissen kann festgestellt werden, dass sich bei Schraubfundamenten keine eindeutig ableitbaren Einflüsse aus dem Belastungsschema auf die Versuchsergebnisse ergeben. Den größeren Einfluss haben die im Feldversuch variierenden Bodeneinflüsse und Einflüsse aus dem Eindrehvorgang.



**Abb. 41:** Unterschiedliche Belastungsverfahren im Feldversuch

Auf Grundlage der unterschiedlichen Probelastungsmethoden für (Mikro-)Pfähle, Verpressanker und Bodennägel wurde ein Probelastungsverfahren für Schraubfundamente von unserem Institut entwickelt, das den besonderen Anforderungen der Schraubfundamente Rechnung trägt. Dieses ist in Anhang 2 beigefügt. Es wird ähnlich, wie bei Verpressankern zwischen Eignungsprüfungen und Abnahmeprüfungen unterschieden. Im Vergleich zu Pfählen oder Verpressankern sind die in den Boden eingeleiteten Lasten von Schraubfundamenten gering. Während z. B. bei Verpressankern Prüflasten von über 1000 kN keine Seltenheit sind, werden mit Schraubfundamenten nur Lasten im, wenn überhaupt, niedrigen dreistelligen kN-Bereich eingeleitet. Der geringen Belastung wurde insofern Rechnung getragen, dass die Zeiten zur Versuchsdurchführung etwas abgemindert wurden und sich an denen von Kurzzeitankern orientieren. Das Belastungsschema sieht zwei Lastzyklen und 6 Laststufen vor und orientiert sich vom Ablauf her an dem Probelastungsverfahren A für Mikropfähle.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden umfangreiche Untersuchungen an Schraubfundamenten im Modell- und im Großversuch vorgenommen. Zwischenergebnisse und Schlussfolgerungen sind in Tabelle 2 zusammengestellt und werden im folgenden erläutert.

Die kleinmaßstäblichen Modellversuche und die PIV-Versuche zeigen, dass derzeit in der Literatur zu findende analytische Berechnungsmethoden nur unzureichend genau die Tragfähigkeit von Schraubfundamenten prognostizieren können. Nach Möglichkeit sollte zukünftig an einer Verbesserung der Modelle gearbeitet werden. Dabei muss dem elastisch-plastischen Bodenverhalten Rechnung getragen werden.

**Tab. 2:** Übersicht der Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Aufgabenstellung	Ergebnis	Weiterer Forschungsbedarf
Untersuchung der Anwendbarkeit erdstatischer Methoden.	Bisherige Ansätze sind nicht genau genug, um die Tragfähigkeit ausreichend genau zu prognostizieren.  Die Bemessung sollte auf Grundlage von Probelastungen oder bei ausreichender Datengrundlage mit Korrelationen erfolgen.	Entwicklung eines Berechnungsverfahrens, das das elastisch-plastische Bodenverhalten berücksichtigt.
Ableitung von Erfahrungswerten auf Grundlage von Feldversuchen zur Bemessung.	Keine ausreichende Datenbasis vorhanden, um aussagekräftige Korrelationen aufzustellen.	Erweiterung der Datengrundlage.
Herleitung eines Verfahrens zur Durchführung von Probelastungen an Schraubfundamenten.	Ein Vorschlag für ein Probelastungsverfahren ist in Anhang 2 beigefügt.	

*wird fortgesetzt*

Aufgabenstellung	Ergebnis	Weiterer Forschungsbedarf
Untersuchungen zum Knickverhalten.	Es wurden keine Untersuchungen durchgeführt.  Es sollte als erste Näherung das Berechnungsverfahren von Vogt et al. (2005) angewendet werden.	Weitere Untersuchungen sind notwendig, wenn lange Schraubfundamente in weichen Böden eingesetzt werden.
Zyklisches Tragverhalten von Schraubfundamenten	Die Literaturlauswertung und erste Großversuche sowie Messungen haben gezeigt, dass Schwelllasten gut aufgenommen werden können.	Es sind weitere systematische Untersuchungen zum zyklischen Tragverhalten erforderlich.

Die durchgeführten großmaßstäblichen Versuche haben die Erkenntnisse aus den Modellversuchen unterstrichen. Das Tragverhalten in Natur lässt sich kaum aus erdstatistischen Berechnungen mit analytischen Modellen prognostizieren. Einflüsse, wie das Verdrängen und Auflockern des Bodens, z. B. während des Eindrehens, können mit diesen Modellen nicht berücksichtigt werden. Weiterhin ist das Einschraubverhalten in der Praxis im Wesentlichen auch von der konkreten Geometrie der Schraubfundamente und dem verwendeten Gerät abhängig. Insgesamt stellt sich die Situation ähnlich dar, wie auch bei Pfählen oder Ankern. Die derzeit beste Möglichkeit zur Ermittlung der Tragfähigkeit stellen Probelastungen dar. Um einheitliche und vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, wurde ein mögliches Probelastungsverfahren entwickelt, das den praktischen Anforderungen Rechnung trägt. Weiterhin scheint die Bemessung auf Grundlage von Erfahrungswerten, ähnlich wie bei Pfählen, und Korrelationen zwischen Drehmoment und Tragfähigkeit vielversprechend. Allerdings ist bei den Erfahrungswerten und Korrelationen ein starker Einfluss der Geometrie zu erwarten, sodass hier jeweils der konkrete Hersteller einen entsprechenden Wissensaufbau leisten muss.

Bezüglich des zyklischen Tragverhaltens konnten nur erste grundlegende Erkenntnisse gewonnen werden. Druck- und Zugschwelllasten können von den Schraubfundamenten gut abgetragen werden, wie die Ergebnisse des Großversuches zeigen. Auch bei den Messungen an der Windenergieanlage in Flensburg waren keine negativen Langzeiteinflüsse feststellbar. Es besteht jedoch noch ein weiterer erheblicher Forschungsbedarf in dieser Hinsicht. Insbesondere gibt es bis jetzt keine dokumentierten Erfahrungen mit Wechsellasten.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Dipl.-Ing. Robert Höppner

## **Anhangverzeichnis**

- Anhang 1:** Materialparameter der numerischen Nachrechnung der Modellversuche
- Anhang 2:** ENTWURF: Probelastungsverfahren zur Prüfung Schraubfundamenten
- Anhang 3:** Bericht zu den Ergebnissen der Feldversuche aus der 47. KW 2011
- Anhang 4:** Bericht zu den Ergebnissen der Feldversuche in der 11. und 12. KW 2012
- Anhang 5:** Bericht zur Messung der Kräfte und Verformungen an Schraubfundamenten an der Versuchsanlage auf dem Campusgelände in Flensburg

## Literaturverzeichnis

Bian, Yueying; Hutchinson, Tara C.; Wilson, Dan; Laefer, Debra; Brandenburg, Scott (2008): Experimental Investigation of Grouted Helical Piers for Use in Foundation Rehabilitation. In: *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.* 134 (9), S. 1280.

Cerato, Amy B.; Victor, Rory (2009): Effects of Long-Term Dynamic Loading and Fluctuating Water Table on Helical Anchor Performance for Small Wind Tower Foundations. In: *J. Perf. Constr. Fac.* 23 (4), S. 251.

Clemence, S.P.; Smithling, A.P (1983): DYNAMIC UPLIFT CAPACITY OF HELICAL ANCHORS IN SAND. In: *Civil engineering for practicing and design engineers* (2), S. 345–367.

Cox, Dennis W. (1955): Pilot model tests of surface earth anchors. Princeton, NJ, Univ., Diss., 1955.

Crandell, Jay H.; William Zoeller, R. A.; Nowak, Mark; Blanford, Mike (2011): Performance of Helical Disk Ground Anchors for Anchorage of Manufactured Housing. In: *Soils and Foundations* 17 (4), S. 125.

Das, Braja M. (1978): MODEL TESTS FOR UPLIFT CAPACITY OF FOUNDATIONS IN CLAY. In: *Soils and Foundations* 18 (2).

Das, Braja M. (1980): A PROCEDURE FOR ESTIMATION OF ULTIMATE UPLIFT CAPACITY OF FOUNDATIONS IN CLAY. In: *Soils and Foundations* 20 (1), S. 77–82.

Das, Braja M. (2007): Earth anchors. Fort Lauderdale: J Ross Publishing Series.

Das, Braja M. (2009): Shallow foundations. Bearing capacity and settlement. 2. Aufl. Boca Raton: CRC Press.

Dilley, Lorie M.; Hulse, Laurie (2007): Foundation Design of Wind Turbines in Southwestern Alaska, a Case Study.

Ghaly, Ashraf M. (1997): PLATE ANCHOR GROUPS PULLED VERTICALLY IN SAND. In: *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, S. 1176–1177.

Ghaly, Ashraf; Hanna, Adel (1991): Experimental and theoretical studies on installation torque of screw anchors. In: *Can. Geotech. J.* 28, S. 353–364.

Ghaly, Ashraf; Hanna, Adel (1994): Model investigation of the performance of single anchors and groups of anchors. In: *Can. Geotech. J.* 31, S. 273–284.

Ghaly, Ashraf; Hanna, Adel (1994): Ultimate pullout resistance of single vertical anchors. In: *Can. Geotech. J.* 31, S. 661–672.

Ghaly, Ashraf; Hanna, Adel (1995): Ultimate pullout resistance of single vertical anchors: Reply. In: *Can. Geotech. J.* 32, S. 1093.

Ghaly, Ashraf M.; Hanna, Adel M. (1996): CYCLIC AXIAL LOADING OF DRILLED SHAFTS IN COHESIVE SOIL. In: *Journal of Geotechnical Engineering*, S. 255–257.

Hanna, Adel; Ghaly, Ashraf (1994): Ultimate pullout resistance of groups of vertical anchors. In: *Can. Geotech. J.* 31, S. 673–682.

*Hoyt, A.B; Clemence, S.P (1989): Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil. ;: Proceedings of the twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 13-18 August 1989. Rotterdam;Balkema.*

*Hoyt, R.M; Clemence, S.P (1989): Uplift capacity of helical anchors in soil. ;: PROCEEDINGS OF THE TWELFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1989, Bd. 2, S. 1019–1022.*

*Kumar, Jyant (1995): Ultimate pullout resistance of single vertical anchors: Discussion. In: Can. Geotech. J. 32, S. 1093.*

*Kumar, Jyant (1997): UPPER BOUND SOLUTION FOR PULLOUT CAPACITY. In: IJNAMG 21, S. 477–484.*

*Kumar, Jyant (2006): UPLIFT RESPONSE OF STRIP ANCHORS IN SAND USING FEM. In: Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B: Engineering 30 (B4).*

*Liu, He; Zubeck, Hannele K.; Schubert, Daniel H. (2007): Finite-Element Analysis of Helical Piers in Frozen Ground. In: J. Cold Reg. Engrg. 21 (3), S. 92–106.*

*Memminger, Michael (2010): Zusammenhang von Eindrehwiderstand und Herausziehwi-  
derstand bei Schraubfundamenten. Bachelorarbeit. Technische Universität München,  
München. Zentrum Geotechnik.*

*Merifield, R. S. (2011): Ultimate Uplift Capacity of Multiplate Helical Type Anchors in Clay. In: J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. 137 (7), S. 704.*

*Merifield, R. S.; Lyamin, A. V.; Sloan, S. W.; Yu, H. S. (2003): Three-Dimensional Lower  
Bound Solutions for Stability of Plate Anchors in Clay. In: J. Geotech. and Geoenvir. En-  
grg. 129 (3), S. 243–253.*

*Narasimha Rao, S; Prasad, Y (1993): ESTIMATION OF UPLIFT CAPACITY OF HELICAL  
Anchors in Clays. In: Journal of Geotechnical Engineering 119 (2), S. 352–357.*

*Narasimha Rao, S; Prasad, Y; Dinakara Shetty, N (1991): THE BEHAVIOUR OF MODEL  
SCREW PILES IN COHESIVE SOILS. In: Soils and Foundations 31 (2), S. 35–50.*

*Pande, G. N.; Pietruszczak, S.; Schweiger, Helmut F. (Hg.) (1999): Numerical models in  
geomechanics. NUMOG VII : proceedings of the Seventh International Symposium on  
Numerical Models in Geomechanics--NUMOG VII : Graz, Austria, 1-3 September, 1999.  
Rotterdam ;, Brookfield: A.A. Balkema.*

*Paradad, Y.V.S.N; Rao, S. Narasimha (1994): Pullout behaviour of model pile and helical  
pile anchors subjected to lateral cyclic loading. In: Can. Geotech. J. 31, S. 110–119.*

*Perko, Howard A. (2009): Helical piles. A practical guide to design and installation. Hobo-  
ken: John Wiley & Sons.*

*Prandtl, L. (1920): Über Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Fes-  
tigkeit von Schneiden. In: Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik (1), S. 15–  
20.*

*Raisch, D.; Vogt, C. (1997): Gründungssanierung der Außenwände des Museums in  
Tübingen. In: Deutsches Architektenblatt 29 (9/97), S. 927 f.*

*Rao, Kanakapura S. Subba; Kumar, Jyant (1994): VERTICAL UPLIFT CAPACITY OF  
HORIZONTAL ANCHORS. In: Journal of Geotechnical Engineering 120 (7), S. 1134–  
1147.*

Rowe, R. K.; Davis, E. H. (1982): The behavior of anchor plates in sand. In: *Géotechnique* 32 (1), S. 103–119.

Sakr, Mohammed (2010): HIGH CAPACITY HELICAL PILES – A NEW DIMENSION FOR BRIDGE FOUNDATIONS . ;F. Michael Bartlett (Hg.): 8th International Conference on Short and Medium Span Bridges 2010. (SMSB 2010); Niagara Falls, Ontario, Canada, 3 - 6 August 2010. Red Hook, NY;Curran, S. 142-1 - 142-11.

Sakr, Mohammed (2010): Lateral Resistance of High Capacity Helical Piles – Case Study. *GeoCalgary*.

Sakr, Mohammed (2011): Installation and Performance Characteristics of High Capacity Helical Piles in Cohesionless Soils. In: *DIF Journal* 5 (1), S. 39–57, zuletzt geprüft am 10.04.2012.

Thomas, Sebastian (2011): Zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung. Kassel: Kassel Univ. Press.

Vermeer, P. A.; Vogt, C. (1998): Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Boden. ;: 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. 16. und 17. Dezember 1997 in Ostfildern ; Kolloquium Nr. 22983A. Ostfildern.

Victor, R. T.; Cerato, Amy B. (2008): HELICAL ANCHORS AS WIND TOWER GUYED CABLE FOUNDATIONS. ;M. J. Brown (Hg.): Foundations. Proceedings of the second British Geotechnical Association international conference on foundations, ICOF 2008 : 24-27 June 2008, University of Dundee, Scotland, UK. London;IHS/BRE Press.

Vogt, C. (1997): Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigem Boden. In: *Bauen in Boden und Fels* (2).

Vogt, C.; Salden, D. (1995): Schraubanker zum Rückverankern von Spundwänden. In: *Bautechnik* 72 (12), S. 800–802.

Vogt, C.; Vermeer, P. A. (1999): Analyses and large scale testing of plate anchors. ;G. N. Pande, S. Pietruszczak und Helmut F. Schweiger (Hg.): Numerical models in geomechanics. NUMOG VII : proceedings of the Seventh International Symposium on Numerical Models in Geomechanics--NUMOG VII : Graz, Austria, 1-3 September, 1999. Rotterdam ;, Brookfield;A.A. Balkema.

Vogt-Breyer, Carola (1999): Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker. Stuttgart: Inst. für Geotechnik (Institut für Geotechnik Stuttgart: Mitteilung, 47).

Vogt, Norbert; Vogt, Stefan; Kellner, Christian (2005): Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden. In: *Bautechnik* 82 (12), S. 889–901.

Walz, Bernhard (2006): Möglichkeiten und Grenzen bodenmechanischer 1g-Modellversuche. ;Frank Rackwitz und Stavros A. Savidis (Hg.): Entwicklungen in der Bodenmechanik. Berlin;Springer.

Wilde, Bob; Treu, Hans; Fulton, Tom (2001): Field Testing of Suction Embedded Plate Anchors. ;Jin S. Chung (Hg.): The proceedings of the eleventh (2001) international offshore and polar engineering conference. Cupertino;ISOPE, S. 544-511.



# Anhang 1

Materialparameter der numerischen Nachrechnung der Modellversuche



Project description : D=6.5 L=5.0

**Output Version 2015.2.19890.13737**

User name : Universitaet der Bundeswehr Munchen

Project filename : D=6.5 L=5.0

Date : 07.03.2016

Output : Materials

Page : 1

<b>Material set</b>		
Identification number		4
Identification		Sand dicht 5
Material model		HS small
Drainage type		Drained
Colour		RGB 230, 181, 132
Comments		
<b>General properties</b>		
$Y_{unsat}$	N/cm <sup>3</sup>	0,01500
$Y_{sat}$	N/cm <sup>3</sup>	0,01500
<b>Advanced</b>		
<b>Void ratio</b>		
Dilatancy cut-off		No
$e_{init}$		0,7500
$e_{min}$		0,000
$e_{max}$		999,0
<b>Damping</b>		
Rayleigh $\alpha$		0,000
Rayleigh $\beta$		0,000
<b>Stiffness</b>		
$E_{50}^{ref}$	N/cm <sup>2</sup>	6000
$E_{oed}^{ref}$	N/cm <sup>2</sup>	3500
$E_{ur}^{ref}$	N/cm <sup>2</sup>	16,00E3
power (m)		0,5000
<b>Alternatives</b>		
Use alternatives		No
$C_c$		0,01150
$C_s$		2,264E-3
$e_{init}$		0,7500
<b>Strength</b>		
$C_{ref}$	N/cm <sup>2</sup>	0,01000E-3
$\phi$ (phi)	°	38,00
$\psi$ (psi)	°	1,000
<b>Small strain</b>		
$Y_{0.7}$		0,05000E-3
$G_0^{ref}$	N/cm <sup>2</sup>	50,00E3

Project description : D=6.5 L=5.0

**Output Version 2015.2.19890.13737**

User name : Universitaet der Bundeswehr Munchen

Project filename : D=6.5 L=5.0

Date : 07.03.2016

Output : Materials

Page : 2

Identification		Sand dicht 5
<b>Advanced</b>		
Set to default values		Yes
<b>Stiffness</b>		
$v_{ur}$		0,2000
$p_{ref}$	N/cm <sup>2</sup>	10,00
$K_0^{nc}$		0,3843
<b>Strength</b>		
$c_{inc}$	N/cm <sup>2</sup> /cm	0,000
$\gamma_{ref}$	cm	0,000
$R_f$		0,9000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength		N/cm <sup>2</sup> 0,000
<b>Undrained behaviour</b>		
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0,9866
$v_u$		0,4950
$K_{w,ref} / n$	N/cm <sup>2</sup>	655,6E3
<b>Failure criterion</b>		
Failure criterion		Mohr-Coulomb
<b>Strength</b>		
Strength		Manual
$R_{inter}$		0,6600
Consider gap closure		Yes
<b>Real interface thickness</b>		
$\delta_{inter}$		0,000
<b>Heat transfer</b>		
R	cm <sup>2</sup> K/kW	0,000
<b>K0 settings</b>		
$K_0$ determination		Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes
$K_{0,x}$		0,3843
$K_{0,z}$		0,3843
<b>Overconsolidation</b>		
OCR		1,000
POP	N/cm <sup>2</sup>	0,000

Project description : D=6.5 L=5.0

**Output Version 2015.2.19890.13737**

User name : Universitaet der Bundeswehr Munchen

Project filename : D=6.5 L=5.0

Date : 07.03.2016

Output : Materials

Page : 3

Identification		Sand dicht 5
<b>Model</b>		
Data set		Standard
<b>Soil</b>		
Type		Coarse
< 2 µm	%	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00
<b>Flow parameters</b>		
Set to default values		No
$k_x$	cm/day	0,000
$k_y$	cm/day	0,000
$-\psi_{\text{unsat}}$	cm	1,000E6
$e_{\text{init}}$		0,7500
$S_s$	1/cm	0,000
<b>Change of permeability</b>		
$c_k$		1,000E15
<b>Parameters</b>		
$c_s$	kJ/kg/K	0,000
$\lambda_s$	kW/cm/K	0,000
$\rho_s$	kg/cm <sup>3</sup>	0,000
Solid thermal expansion		Linear
$a_x$	1/K	0,000
$a_y$	1/K	0,000
$a_z$	1/K	0,000
$D_v$	cm <sup>2</sup> /day	0,000
$f_{T_v}$		0,000
Unfrozen water content		No



## Anhang 2

ENTWURF: Probelastungsverfahren zur Prüfung Schraubfundamenten



Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften

Universität der Bundeswehr München · 85577 Neubiberg · Germany



Telefon	+49 89 6004-4805
Telefax	+49 89 6004-4559
E-Mail	conrad.bole@unibw.de
URL	www.unibw.de/geotechnik
	07.03.2016
	CB/RH

**ENTWURF**

**Probebelastungsverfahren zur Prüfung  
Schraubfundamenten**

## 1 Vorrichtungen und Prüfgeräte

Zur Durchführung der statischen Zug- bzw. Druckversuche ist ein Belastungsrahmen erforderlich, über den die Last zentrisch und axial in das Schraubfundament eingeleitet werden kann. Die Geometrie des Belastungsrahmens ist im Grundriss so zu wählen, dass eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die Auflagerung des Belastungsrahmens ausgeschlossen werden kann. Dazu ist ein Mindestabstand des Schraubfundaments bis zur Auflagerung von mindestens 1,50 m erforderlich.

Der Belastungsrahmen ist gegen horizontale Verschiebungen zu sichern, sodass während der gesamten Prüfung eine axiale und zentrische Einleitung gewährleistet bleibt. Die aufgebrachten Lasten sind mit einem kalibrierten Kraftaufnehmer zu ermitteln. Die Lastaufbringung erfolgt mit einem Hydraulikzylinder. Zwischen Hydraulikzylinder und der Traverse des Belastungsrahmens ist eine Kugelkalotte anzuordnen.

Die Verschiebungen sind von einem Fixpunkt aus zu registrieren. Dieser kann durch Einschlagen von Pflöcken in den Boden und einer Traverse hergestellt werden. Dabei sind die oben genannten Mindestabstände ebenfalls zu berücksichtigen. Die Messuhr bzw. der Wegaufnehmer muss über einen ausreichend großen Messbereich verfügen, sodass die Messuhr während der Versuchsdurchführung nicht umgesetzt werden muss. Ein Messbereich von 50 mm ist dazu ausreichend.

## 2 Messgrößen, Messgenauigkeit

Bei den Prüfungen sind die Verschiebung des Schraubfundamentkopfes in axialer Richtung sowie die aufgebrachte Last  $P$  zu messen. Die Verschiebungs- und Kraftmessungen sind mit folgender Genauigkeit aufzuführen:

- Die Messunsicherheit der Verschiebungsmessung darf höchstens 0,5 mm betragen,
- während der Prüfzeiten zur Bestimmung des Kriechmaßes ist eine Messunsicherheit kleiner 0,05 mm erforderlich,
- die Geräte zur Verschiebungsmessung müssen eine Ablesegenauigkeit (Auflösung) von 0,01 mm aufweisen,
- die Messunsicherheit der Geräte zur Kraftmessung darf 2 % der maximalen Prüfkraft nicht übersteigen.

Die Messwerte der Verschiebungsmessung werden nach dem Aufbringen der Versuchslast mindestens zu den nachfolgend angegebenen Ablesezeitpunkten aufgezeichnet:

$$0 \rightarrow 1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 5 \rightarrow 7 \rightarrow 10 \rightarrow 15 \rightarrow t_{n-1} + 5 \rightarrow t_n$$

Die Messwerte sind in einem Protokoll gemäß folgender Abbildung und soweit vorhanden kontinuierlich mit einer Messrate  $\geq 1$  Hz digital aufzuzeichnen. Es wird empfohlen immer ein handschriftliches Protokoll zu führen, um Datenverlust auszuschließen.

### 3 Versuchsdurchführung

#### 3.1 Eignungsprüfungen

Eignungsprüfungen werden üblicherweise vor Baubeginn ausgeführt, wenn für den anstehenden Baugrund keine ausreichende Erfahrung vorhanden ist. Die Prüflast wird ausgehend von einer Vorlast in 2 Belastungszyklen und in 6 Laststufen aufgebracht. Die Haltedauer der einzelnen Belastungsstufen richtet sich nach der Bodenart und kann der folgenden Tabelle entnommen werden. Die Einordnung der Baugrunds in die Kategorien bindig/nichtbindig richtet sich nach DIN 1054:2010 Abschnitt A 3.1.

**Tab. 1:** Laststufen und Beobachtungszeiten bei Eignungsprüfungen

Laststufe in % der Prüflast $P_p$	Haltedauer in min	
	nichtbindig	bindig
Vorlast (10 %)	-	-
25	5	10
40	5	10
55	10	20
10	3	5
55	3	5
70	10	20
85	10	20
100	30	60
10	3	5
<b>Gesamtdauer</b>	<b>ca. 1,5 h</b>	<b>ca. 3,0 h</b>

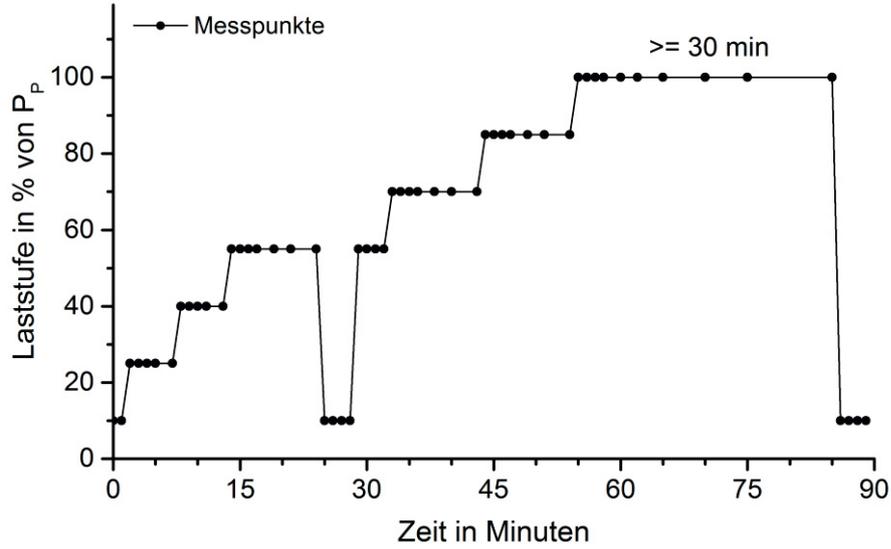


Abb. 1: Eignungsprüfung in nichtbindigem Boden

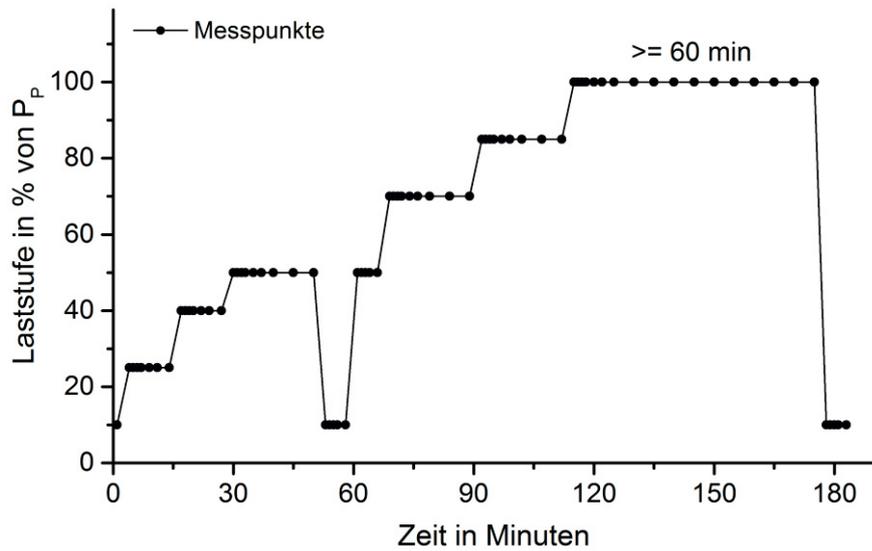


Abb. 2: Eignungsprüfung in bindigem Boden

### 3.2 Abnahmeprüfungen

Abnahmeprüfungen werden in der Regel zur Qualitätskontrolle von Hergestellten Schraubfundamenten verwendet. Sie können auch ausgeführt werden, um eine Bemessung auf Grundlage von Erfahrungswerten abzusichern. Die Abnahmeprüfung wird in zwei Lastzyklus und 5 Laststufen durchgeführt. Die Haltedauer der einzelnen Belastungsstufen richtet sich nach der Bodenart und kann der folgenden Tabelle entnommen werden.

**Tab. 2:** Laststufen und Beobachtungszeiten Abnahmeprüfungen

Laststufe in % der Prüflast $P_p$	Haltedauer in min	
	nichtbindig	bindig
Vorlast (10 %)	-	-
30	1	2
50	3	7
10	1	1
70	2	5
85	2	5
100	10	20
10	1	1
<b>Gesamtdauer</b>	<b>ca. 30 min</b>	<b>ca. 60 min</b>

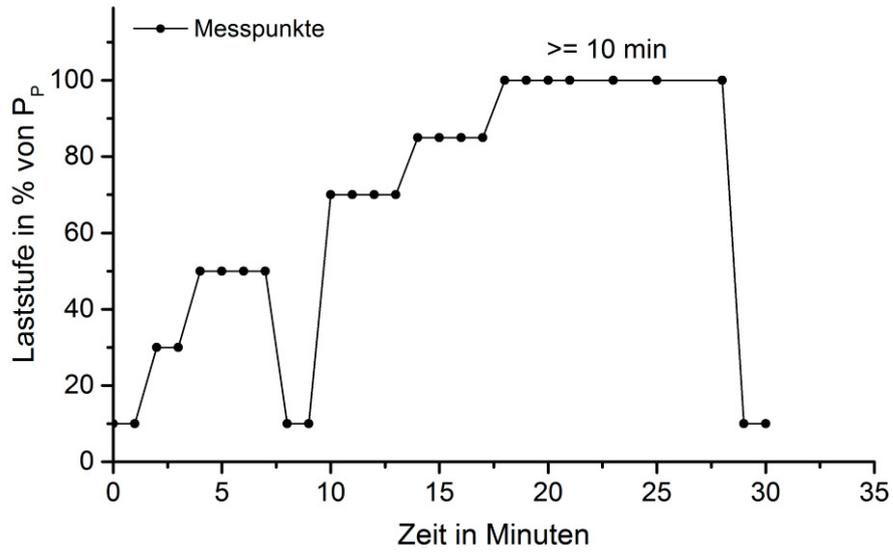


Abb. 3: Abnahmeprüfung in nichtbindigem Boden

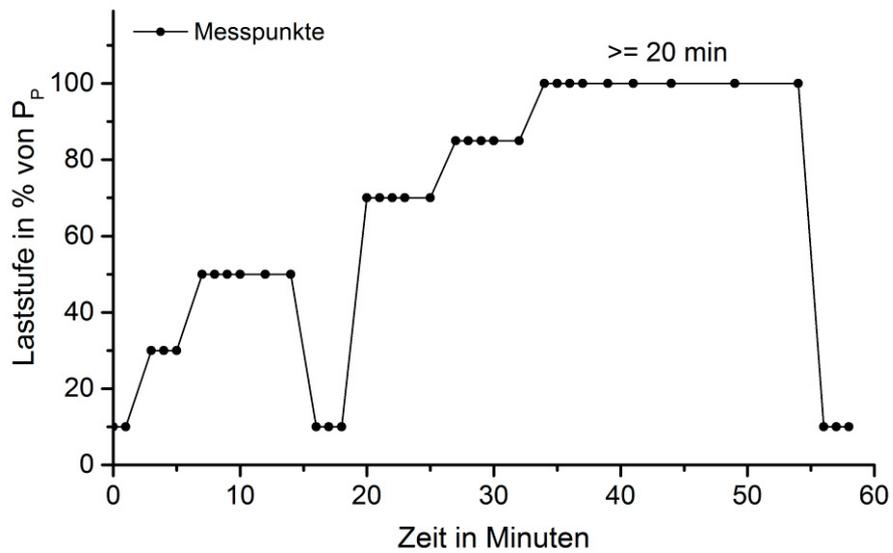


Abb. 4: Abnahmeprüfung in bindigem Boden

## 4 Abnahmekriterien und Verlängerung der Beobachtungszeit

### 4.1 Eignungsprüfungen

Die in Tabelle 1 angegebenen Beobachtungszeiten sind zu verlängern, wenn die in Tabelle 3 Zeile 1 genannten Verformungsdifferenzen nicht eingehalten werden können. Bei einer Verlängerung der Beobachtungszeit ist das Kriechmaß aus der halblogarithmischen Darstellung aus dem linearen Abschnitt zu ermitteln. Die Beobachtungszeit ist solange zu verlängern, bis das Kriechmaß sicher bestimmt werden kann, mindestens jedoch auf die in Zeile zwei genannten Zeiten.

Die Eignungsprüfung gilt als bestanden, wenn die in Tabelle 3 gegebenen eingehalten werden und die gemessene Kopfverschiebung kleiner  $0,1 \cdot D$  ist.

**Tab. 3:** Beobachtungszeiten und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei der Prüfkraft  $P_p$  von Eignungsprüfungen

Bodenart		nichtbindiger Boden	bindiger Boden
Beobachtungszeit:	$t_a$ in min	10	20
	$t_b$ in min	30	60
Verschiebung:	$s_b - s_a$ in mm	$\leq 0,75$	$\leq 0,95$
verlängerte Beobachtungszeit			
	$t_b$ in min	$> 60$	$> 120$
zul. Kriechmaß	$k_s$ in mm	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$

## 4.2 Abnahmeprüfungen

Die in Tabelle 2 angegebenen Beobachtungszeiten sind zu verlängern, wenn die in Tabelle 4 Zeile 1 genannten Verformungsdifferenzen nicht eingehalten werden können. Bei einer Verlängerung der Beobachtungszeit ist das Kriechmaß aus der halblogarithmischen Darstellung aus dem linearen Abschnitt zu ermitteln. Die Beobachtungszeit ist solange zu verlängern, bis das Kriechmaß sicher bestimmt werden kann mindestens jedoch auf die in Zeile zwei genannten Zeiten.

Die Abnahmeprüfung gilt als bestanden, wenn die in Tabelle 4 gegebenen eingehalten werden und die Kopfverschiebung kleiner  $0,1 \cdot D$  ist.

**Tab. 4:** Beobachtungszeiten und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei der Prüfkraft  $P_p$  von Abnahmeprüfungen

Bodenart		nichtbindiger Boden	bindiger Boden
Beobachtungszeit:	$t_a$ in min	3	5
	$t_b$ in min	10	20
Verschiebung:	$s_b - s_a$ in mm	$\leq 0,75$	$\leq 1,20$
verlängerte Beobachtungszeit			
	$t_b$ in min	$> 30$	$> 60$
zul. Kriechmaß	$k_s$ in mm	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$

## Anhang 3

Bericht zu den Ergebnissen der Feldversuche aus der 47. KW 2011



Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Universität der Bundeswehr München · 85577 Neubiberg · Germany



Telefon	+49 89 6004-3401
Telefax	+49 89 6004-4559
E-Mail	conrad.bole@unibw.de
URL	www.unibw.de/geotechnik
	29.02.2012
	Bo/Hö - 11049

Klein-Windenergieanlagen des Typs  
„EasyWind“ mit Schraubfundamenten der  
Firma terrafix Anlagenbau GmbH

**Bericht zu den Ergebnissen der Feld-  
versuche aus der 47. KW 2011**

Erstellt im Auftrag:

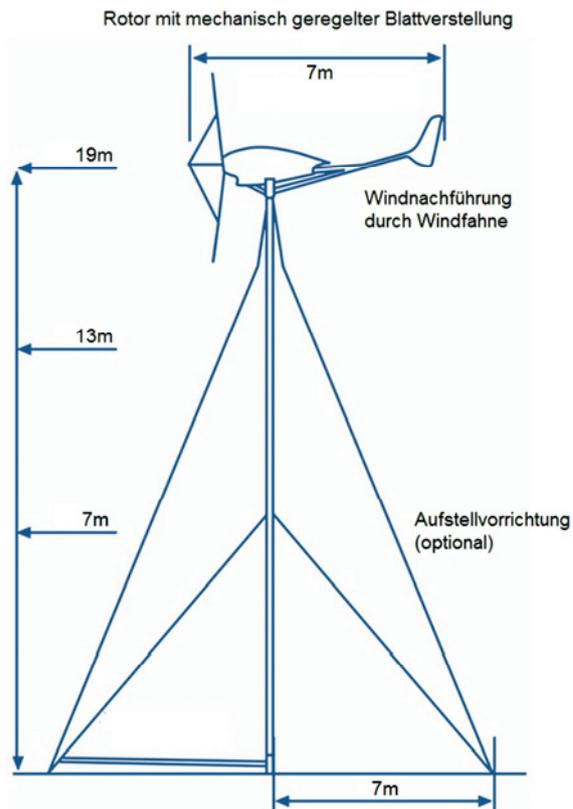
EasyWind GmbH  
Lecker Straße 7 Gebäude 2c  
25917 Enge - Sande

---

<b>1</b>	<b>Veranlassung</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Unterlagen</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Beschreibung der Schraubfundamente</b>	<b>5</b>
3.1	Konstruktive Angaben	5
3.2	Installation der Schraubfundamente in den Boden	6
<b>4</b>	<b>Ausführung der Probelastungen</b>	<b>7</b>
4.1	Versuchseinrichtung, Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung	7
4.2	Prüfstandorte	9
4.2.1	Standort Rosendahl	9
4.2.2	Standort Joldelund	10
4.2.3	Standort Niebüll	11
4.2.4	Standort Campushalle	12
<b>5</b>	<b>Ergebnisse der Probelastungen</b>	<b>12</b>
5.1	Standort Rosendahl	12
5.2	Standort Joldelund	14
5.3	Standort Niebüll	15
5.3.1	Senkrechtes Schraubfundament	15
5.3.2	Geneigtes Schraubfundament	17
5.4	Standort Campushalle in Flensburg	18
5.5	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	19
<b>6</b>	<b>Bewertung der Probelastungen</b>	<b>23</b>

## 1 Veranlassung

Die EasyWind GmbH stellt Klein-Windkraftanlagen (KWKA) mit 6 m Rotordurchmesser und einer Nabenhöhe von bis zu 19 m her. Die Gondel der Anlage wird auf einen, je nach Nabenhöhe, bis zu dreiteiligen Stahlrohrmast montiert. Der Mast wird zum Abtrag der Horizontallasten über eine Seilkonstruktion abgespannt (siehe Abbildung 1).



**Abb. 1:** Schematische Darstellung der Kleinwindkraftanlage "EasyWind 6";  
Quelle: <http://www.easywind.org/produkt/aufbauskitze>

Zur Gründung des druckbelasteten Rohrturms sowie zur Abtragung der Seilkräfte werden Schraubfundamente der Firma Terrafix verwendet. Diese bieten auf Grund der schnellen und einfachen Installation wirtschaftliche und baubetriebliche Vorteile im Vergleich zu konventionellen Betonfundament-Flachgründungen. Auch im Hinblick auf den Ressourcen- und Flächenverbrauch wirkt sich die Verwendung von Schraubfundamenten positiv aus.

In der vorliegenden Stellungnahme wird die Eignung der Schraubfundamente zur Gründung der Klein-Windenergieanlage geprüft und bewertet.

## 2 Unterlagen

Diese sowie alle anderen Unterlagen, die zur Erstellung des vorliegenden Berichts herangezogen wurden, sind im Folgenden aufgeführt.

- [U1]        Verzinkte Stähle im Erdboden - Korrosionsverhalten verzinkter Stähle im Erdboden unter einer Lebensdauererwartung von mindestens 25 Jahren  
Erstellt von:    Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung  
Erstellt im:     November 2011
- [U2]        Protokoll zur Besprechung "Vorläufige Verfahrensweise bei der Prüfung von Klein-WEA hier i.W. EasyWind" am 31.03.2011, im Innenministerium des Landes Schleswig-Holstein, Kiel

### 3 Beschreibung der Schraubfundamente

#### 3.1 Konstruktive Angaben

Die Schraubfundamente der Firma Terrafix werden zur Gründung von leichten Bauwerken verwendet. Grundsätzlich werden zwei Fundamenttypen unterschieden:

1. Spindelanker (Abbildung Abb. 2:a): Sie bestehen aus einem Rohr, das im unteren Bereich mehrere Gewindegänge besitzt und sich konisch zuspitzt. Die Gewindegänge stehen nur einige Millimeter bis Zentimeter über dem Rohrschaft hervor. Diese Bauform ist besonders für harte und steinige Böden der Bodenklassen 5 bis 7 geeignet.
2. Flügelanker: Flügelanker bestehen ebenfalls aus einem Rohr, das sich am unteren Ende konisch zuspitzt. Im Gegensatz zu den Spindelankern haben sie nur einen Gewindegang, dessen Durchmesser jedoch wesentlich größer als der Durchmesser des Rohrschafts ist. Diese Bauform eignet sich für Böden der Bodenklassen 3 bis 5. Für weiche Böden wurden Doppelflügelanker entwickelt, bei denen oberhalb der Mitte ein zweiter Gewindeflügel angeordnet ist, über den zusätzliche Widerstandskräfte mobilisiert werden können.



**Abb. 2:** a) Spindelanker

b) Flügelanker

Quelle: <http://www.terrafix.de/index.php/fundamente.html>

Die Böden im norddeutschen Raum, wo die EasyWind GmbH vorwiegend ihre KWKAs aufstellt, sind im Bereich bis 3 m unter die Geländeoberkante überwiegend den Boden-

klassen 1 bis 5 zuzuordnen, weshalb als Gründung nur Flügel- bzw. Doppelflügelanker eingesetzt werden. Aus diesem Grund wird im vorliegenden Bericht auch nur diese Bauform betrachtet.

Die Baulänge der untersuchten Doppelflügelanker beträgt einheitlich 2,2 m. Der Rohrschaft hat einen Durchmesser von 76,1 mm bzw. 88,9 mm. Die Wandungsstärke des Schaftes beträgt 3,6 mm oder 4,0 mm. Der untere Flügel ist 2 m unterhalb des oberen Flansches und der obere 1 m unterhalb des Flansches angeordnet. Unterhalb des unteren Flügels beginnt die konische Verjüngung des Schaftrohrs. Die Durchmesser der Flügel variieren zwischen 290 mm und 600 mm.

Durch eine nach DIN EN ISO 1461 aufgebrachte Feuerverzinkung wird der Korrosionsschutz der Schraubfundamente im Boden gewährleistet. Angaben über die Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes werden in [U1] gegeben.

### **3.2 Installation der Schraubfundamente in den Boden**

Die Schraubfundamente werden drehend mithilfe eines Hydraulikbaggers oder Kleinbohrgerätes (Abbildung 3) in den Boden eingebracht. Die Drehbewegung erzeugt durch die Windung der Flügel eine vertikale Kraft, wodurch das Schraubfundament in den Boden eindringt. Das Niederbringen wird zusätzlich durch die vertikale Anpresskraft des Bohrgerätes unterstützt. An der Geländeoberkante wird dabei eine geringe Menge Boden gefördert. Mit zunehmender Tiefe wird der Boden dann seitlich verdrängt. Trifft die Spitze des Schraubfundaments beim Eindrehen auf größere Steine, kann es zu kurzfristigem Durchdrehen ohne weiteres Eindringen kommen. In diesem Fall wird durch die Windung Boden nach oben gefördert, was sich negativ auf das Tragverhalten auswirken kann.



**Abb. 3:** Einbringen eines Schraubfundaments mit Kleinbohrgerät

## 4 Ausführung der Probelastungen

### 4.1 Versuchseinrichtung, Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung

Zur Durchführung der statischen Zugversuche sind eine Belastungseinrichtung und die Messung von Zugkraft und der Verschiebung notwendig. Die Durchführung der Versuche erfolgt unmittelbar nach dem Eindrehen der Schraubfundamente.

Die Belastungseinrichtung besteht aus einem im Grundriss rechteckigen Belastungsrahmen und einem mechanischen Kettenzug zur Lastaufbringung. Um eine Beeinflussung des Ausziehversuches durch die Auflager Spannungen des Belastungsrahmens zu vermeiden, wird dieser nur, im ausreichenden Abstand vom zu erwartenden Ausbruchkegel, an den Eckpunkten auf den Boden aufgelagert. Durch den Kettenzug ist eine Lastaufbringung in Schritten von ca. 0,1 kN möglich.



**Abb. 4:** Belastungs- und Messeinrichtungen

Die Zugkraftmessung erfolgt mit einer elektronischen Lastzelle, die zwischen dem Kettenzug und dem Kopf des Schraubfundaments angeordnet ist. Der Messbereich des Kraftaufnehmers reicht bis 50 kN bei einer Messauflösung von 0,1 kN. Die Kopfverschiebung wird durch eine Messuhr mit einer Ablesegenauigkeit von 0,01 mm bestimmt, welche an einem während der Versuchsdurchführung unverschieblichen Widerlager zu befestigen ist.

Die Prüflast wird stufenweise in zwei Belastungszyklen aufgebracht. Im ersten Belastungszyklus wird ausgehend von der Vorbelastung in 2 Stufen die charakteristische Gebrauchslast aufgebracht. Darauf folgt eine Entlastung auf das Vorbelastungsniveau. Im zweiten Lastzyklus wird in 4 Stufen die Prüflast aufgebracht. Das Belastungsschema ist in Abbildung 5 dargestellt.

In den Laststufen unterhalb der Prüflast wird die Last gehalten, bis eine Verschiebungsgeschwindigkeit  $< 0,05$  mm/min über einen Zeitraum von mindestens 2 Minuten erreicht ist. Die Prüflast wird entsprechend der Forderung aus [U2] 15 Minuten gehalten. An einigen Standorten werden weitere Belastungszyklen aufgebracht.

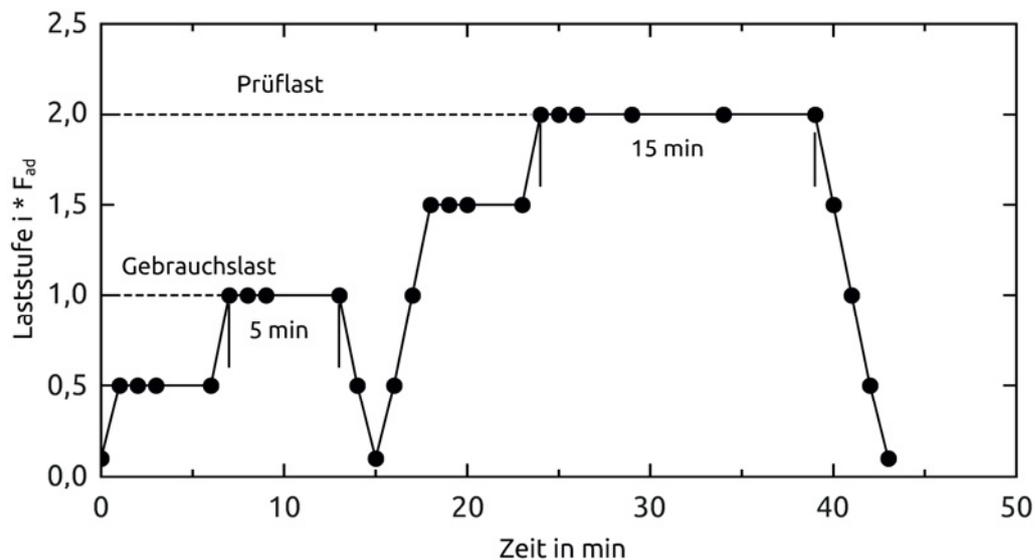


Abb. 5: Belastungsschema der ausgeführten Probelastungen

## 4.2 Prüfstandorte

### 4.2.1 Standort Rosendahl

Im Rahmen der Baugrunderkundung wurden Kleinbohrungen bis 5,0 m bzw. 4,0 m unter Geländeoberkante hergestellt.

Entsprechend dem geotechnischen Bericht steht unter der 30 cm mächtigen Oberbodenschicht bei der Sondierung BS 1 eine locker gelagerte, sandige, mit einzelnen Ziegelstücken durchsetzte Auffüllung an. Ab 3,9 m Tiefe bis zur Endteufe von 5,0 m folgt Geschiebelehm in steifplastischer Konsistenz. Am Ansatzpunkt der Sondierung 2 wird der Oberboden von gewachsenen Sanden unterlagert. Ab 1,3 m Tiefe bis zur Endteufe steht Geschiebelehm an, der von einer steifen in eine weiche Konsistenz übergeht.

Im Rahmen der Erkundungsarbeiten wurde kein Wasser angetroffen.

Die Bodenparameter wurden im Gutachten anhand der durchgeführten Bodenansprache und aufgrund von Erfahrungswerten, die von vergleichbaren Böden vorliegen, bestimmt und sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

**Tab. 1:** Bodenmechanische Kennwerte am Standort Rosendahl (charakteristische Werte entsprechend EC7-1)

Bodenart	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	Reibungswinkel $\phi$ in °	Kohäsion $c'$ in kN/m <sup>2</sup>	Wichte $\gamma/\gamma'$ in kN/m <sup>3</sup>
Oberboden	< 5,0	20,0	-	18,0 / 10,0
Auffüllung, sandig, locker	25,0	30,0	-	18,0 / 10,0
Sand, locker bis mitteldicht	35,0	32,5	-	19,0 / 11,0
Geschiebelehm, weich	5,0	25,0	5,0	20,0 / 10,0
Geschiebelehm, steif	20,0	27,0	10,0	21,0 / 11,0

Entsprechend den Berechnungsergebnissen wurden Doppelflügelanker mit einer Tellergröße von 390 mm eingebaut. Die Probelastung wurde an dem senkrechten, mittleren Schraubfundament durchgeführt.

#### 4.2.2 Standort Joldelund

Der Baugrund ist mit zwei Kleinbohrungen bis 4,0 m unter Geländeoberkante und einer leichten Rammsondierung untersucht wurden.

Unter der maximal 15 cm dicken Oberbodenschicht folgen durchgehend bis zur Endteufe Sandschichten. Entsprechend der Rammsondierung weisen die Sande bis 0,7 m Tiefe eine lockere und darunter eine mitteldichte Lagerung auf. Ab einer Tiefe von rund 1,0 m ist der Sand dicht gelagert.

Nach Beendigung der Sondierarbeiten lag der Grundwasserstand bei ca. 2,3 m unter Gelände. Entsprechend dem geotechnischen Bericht kann der Grundwasserstand niederschlagsabhängig sein.

Die Bodenparameter wurden anhand der durchgeführten Bodenansprache und aufgrund von Erfahrungswerten bestimmt und sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

**Tab. 2:** Bodenmechanische Kennwerte am Standort Joldelund (charakteristische Werte entsprechend EC7-1)

Bodenart	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	Reibungswinkel $\varphi$ in °	Kohäsion $c'$ in kN/m <sup>2</sup>	Wichte $\gamma/\gamma'$ in kN/m <sup>3</sup>
Oberboden	< 5,0	20,0	-	18,0 / 10,0
Sand, locker	30	30,0	-	18,0 / 10,0
Sand, mitteldicht	50	35,0	-	19,0 / 11,0
Sand, dicht	60	37,0	-	19,0 / 11,0

Am Standort wurden Doppelflügelanker mit einer Tellergröße von 290 mm eingedreht. Der Zugversuch wurde am zentrischen Schraubfundament durchgeführt.

#### 4.2.3 Standort Niebüll

Im Rahmen der Baugrunderkundung wurden zwei Kleinbohrungen bis 4 m unter Geländeoberkante und eine Sondierung mit der leichten Rammsonde bis 2,5 m Tiefe ausgeführt.

Entsprechend dem Baugrundgutachten stehen zunächst unterhalb der 30 cm bis 45 cm mächtigen Oberbodenschicht organische Weichschichten aus Klei und Torf an. Ab Tiefen zwischen 1,15 m und 1,50 m folgen bis zur Endteufe Sande, welche mitteldicht und mit zunehmender Tiefe auch dicht gelagert sind.

Der Wasserstand wurde während der Erkundungsarbeiten zwischen 60 cm und 80 cm unter Gelände festgestellt.

Die bodenmechanischen Kennwerte wurden anhand der Bodenansprache aus Erfahrungswerten festgelegt (Tabelle 3).

**Tab. 3:** Bodenmechanische Kennwerte am Standort Niebüll (charakteristische Werte entsprechend EC7-1)

Bodenart	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	Reibungswinkel $\varphi$ in °	Kohäsion $c'$ in kN/m <sup>2</sup>	Wichte $\gamma/\gamma'$ in kN/m <sup>3</sup>
Oberboden	< 5,0	20,0	-	18,0 / 10,0
Klei, steif	2,0	17,5	7,0	17,0 / 7,0
Torf	1,0	12,5	2,0	11,0 / 1,0
Sand, mind. mitteldicht	50,0	35,0	-	19,0 / 11,0

Am Standort wurden Doppelflügelanker mit einer Tellergröße von 600 mm eingedreht. Es wurden das zentrische und das westlich gelegene Schraubfundament probebelastet.

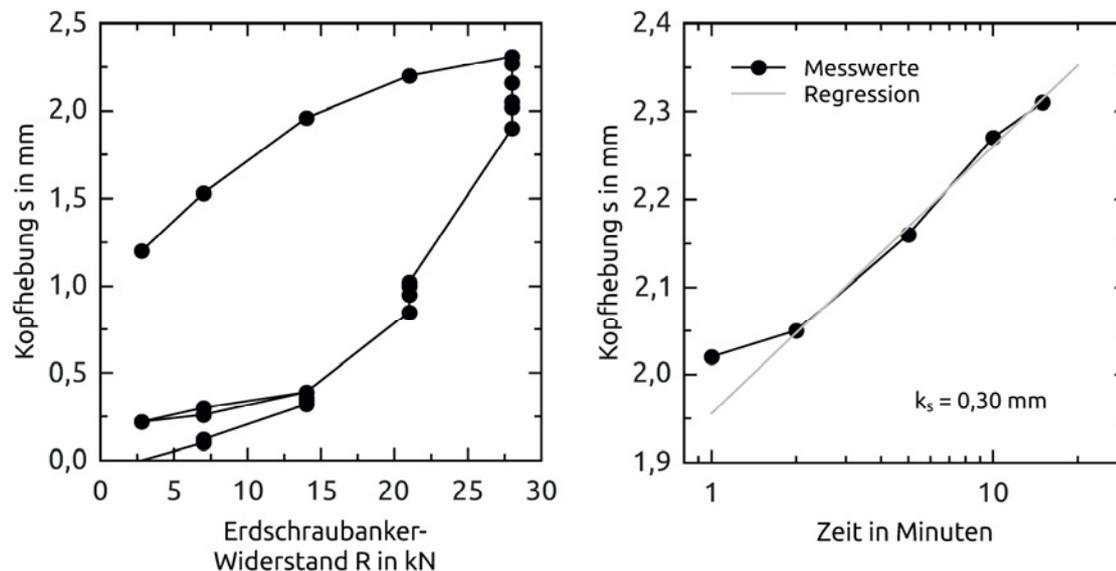
#### 4.2.4 Standort Campushalle

Für diesen Standort liegt keine Baugrunderkundung vor. Nach mündlichen Angaben vor Ort handelt es sich bei dem Boden um sandige, teilweise schluffige Auffüllungen.

## 5 Ergebnisse der Probelastungen

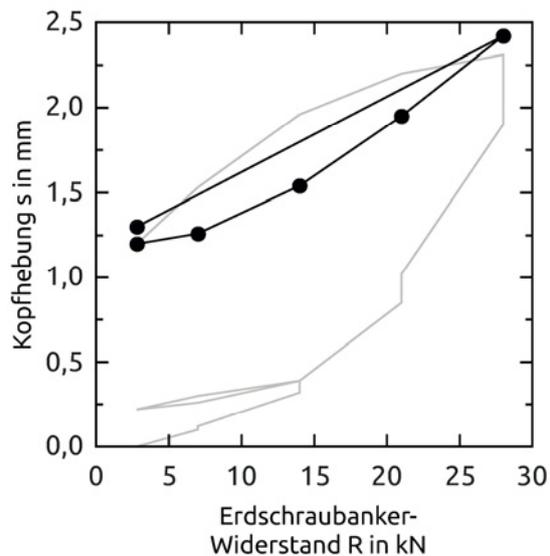
### 5.1 Standort Rosendahl

In Abbildung 6 sind die Ergebnisse der Probelastung am Standort Rosendahl dargestellt. Der etwa 1 m in den steifen Geschiebelehm einbindende Anker weist bei der Gebrauchslast von 14 kN eine Kopfverschiebung von 0,32 mm nach Lastaufbringung auf. In der Beobachtungszeit von 5 min nimmt die Hebung um weitere 0,05 mm zu. Die Kriechverformung unter Gebrauchslast kann dementsprechend als gering bezeichnet werden. Am Ende des ersten Entlastungszyklus bleibt am Kopf des Schraubfundamentes eine plastische Verformung von 0,22 mm zurück. Nach der Wiederbelastung mit der Gebrauchslast ist annähernd die gleiche Verformung wie nach der Erstbelastung erreicht.



**Abb. 6:** Ergebnisse des Zugversuches am Standort Rosendahl

In den folgenden zwei Laststufen ist eine deutliche Zunahme der Kopfverschiebung und der Kriechverformung erkennbar. Beim Erreichen der Prüflast beträgt die Kopfverschiebung 1,90 mm und nimmt während der Beobachtungszeit von 15 min um weitere 0,41 mm zu. Das mittels logarithmischer Regression zur Basis Zehn zwischen 2 min und 15 min bestimmte Kriechmaß beträgt 0,30 mm. Nach Entlastung ergibt sich eine plastische Verformung von 1,20 mm.



**Abb. 7:** Wiederbelastung nach Abschluss des Prüfzyklus

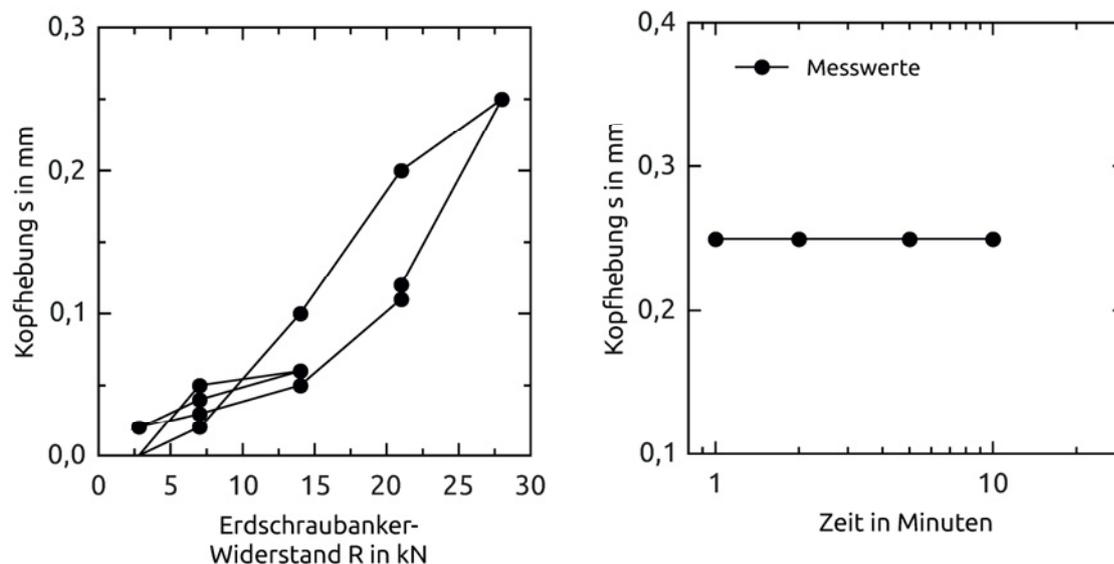
Nach Abschluss des Prüfzyklus wurde eine weitere stufenweise Wiederbelastung bis zur Prüflast aufgebracht. Die Messwerte sind in Abbildung 7 dargestellt. Die Kopfverschiebung unter Prüflast beträgt 2,42 mm und ist somit nur geringfügig größer als nach der Erstbelastung. Nach der Entlastung folgte ein Zuwachs der plastischen Verformung um weitere 0,1 mm. Die plastischen Verformungen nehmen bei der Wiederbelastung deutlich ab, während die elastischen Verformungen annähernd konstant bleiben.

## 5.2 Standort Joldelund

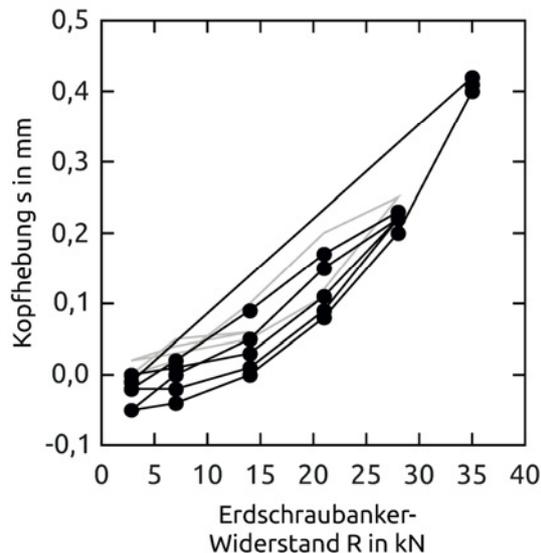
In Abbildung 8 sind die Ergebnisse des Zugversuchs am senkrechten Schraubfundament in Joldelund dargestellt.

Die Verformungen sind insgesamt sehr klein. Weiterhin deuten die Messwerte darauf hin, dass sich die Messbrücke mit der Messuhr während des Belastungsversuchs gesetzt hat. Daraus resultiert die Messung von "negativen Hebungen", besonders während der Wiederbelastungen. Die Setzungen der Messeinrichtung resultiert aus der Setzungsmulde, welche die direkt auf dem weichen Oberboden aufgestellte Belastungseinrichtung erzeugt.

Nach Erreichen der Gebrauchslast wird eine Kopfverschiebung von 0,06 mm gemessen, wovon nach der Entlastung 0,02 mm als bleibende Verformung zurückbleiben. Nach Aufbringen der Prüflast wird eine Verschiebung von 0,25 mm gemessen. Ein Kriechen konnte während der Beobachtungsdauer von 10 min nicht gemessen werden. Die Messung der Verschiebung nach der Entlastung ergibt einen Wert von 0,00 mm, was auf die oben erwähnte Messungenauigkeit hindeutet.



**Abb. 8:** Ergebnisse des Zugversuches am Standort Joldelund



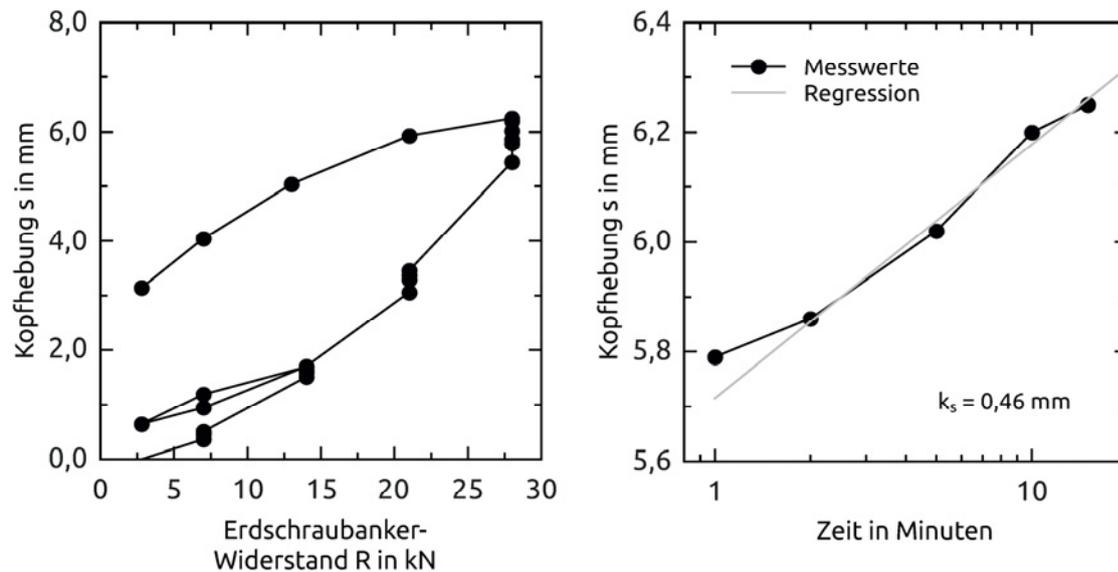
**Abb. 9:** Wiederbelastung nach Abschluss des Prüfzyklus

Anschließend an den regulären Prüfzyklus wurden zwei weitere Zyklen bis zur Prüflast und ein dritter Zyklus bis zu einer Last von 35 kN, was der 2,5-fachen Gebrauchslast entspricht, gefahren. Abbildung 9 zeigt die Ergebnisse. Bei einer Last von 35 kN wurde eine Kopfverschiebung von 0,42 mm gemessen. Die Verformung erfolgt nahezu ausschließlich im elastischen Bereich und das Kriechverhalten ist minimal. Daraus kann gefolgert werden, dass das Schraubfundament von Bruchzustand weit entfernt ist und noch erhebliche Tragreserven aufweist.

### 5.3 Standort Niebüll

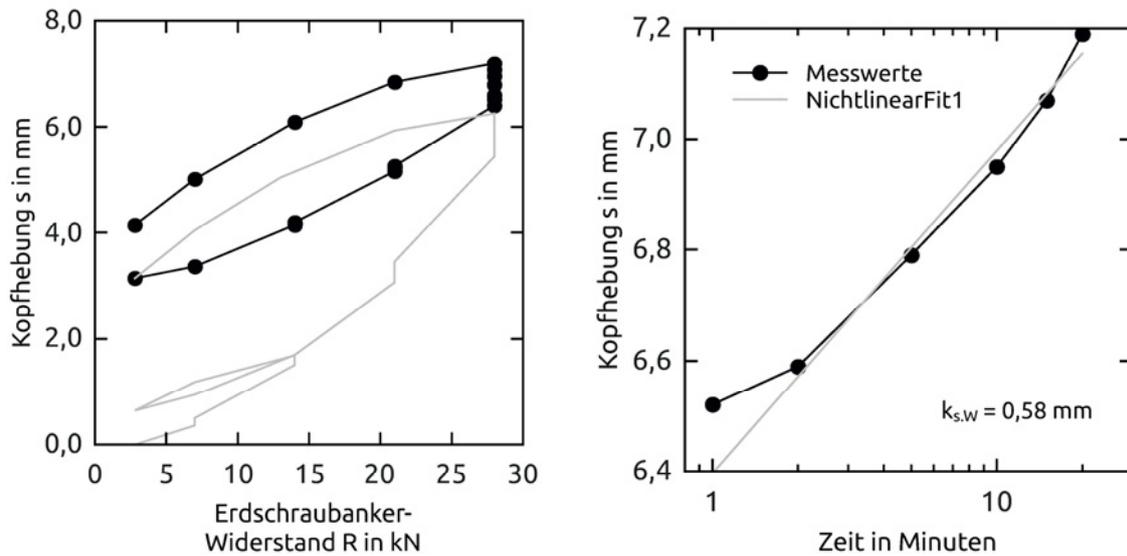
#### 5.3.1 Senkrechtes Schraubfundament

Am Standort Niebüll wurden ein senkrecht und ein unter 30° Neigung eingedrehtes Schraubfundament getestet. Die Kraft-Hebungs-Linie und das Kriechverhalten unter der Prüflast des senkrechten Schraubfundaments sind in Abbildung 10 dargestellt. Direkt nach Aufbringung der Gebrauchslast wird eine Kopfverschiebung von 1,51 mm erreicht. In den 5 min Beobachtungszeit nimmt diese um weitere 0,18 mm zu. Nach der Entlastung bleibt eine Verformung von 0,64 mm zurück. Die Verschiebung unter Gebrauchslast nach der Wiederbelastung ist etwa gleich groß wie bei der Erstbelastung. Im weiteren Verlauf ist eine Zunahme der Verformungen und des Kriechens zu beobachten. Unter der Prüflast wird eine anfängliche Kopfverformung von 5,44 mm erreicht. In der Beobachtungszeit von 15 min nimmt die Verschiebung um weitere 0,81 mm zu. Das Kriechmaß zwischen 2 min und 15 min beträgt 0,46 mm. Nach der Entlastung stellt sich eine bleibende Verformung von 3,14 mm ein.



**Abb. 10:** Ergebnisse des Zugversuches am Standort Niebüll (senkrecht Schraubfundament)

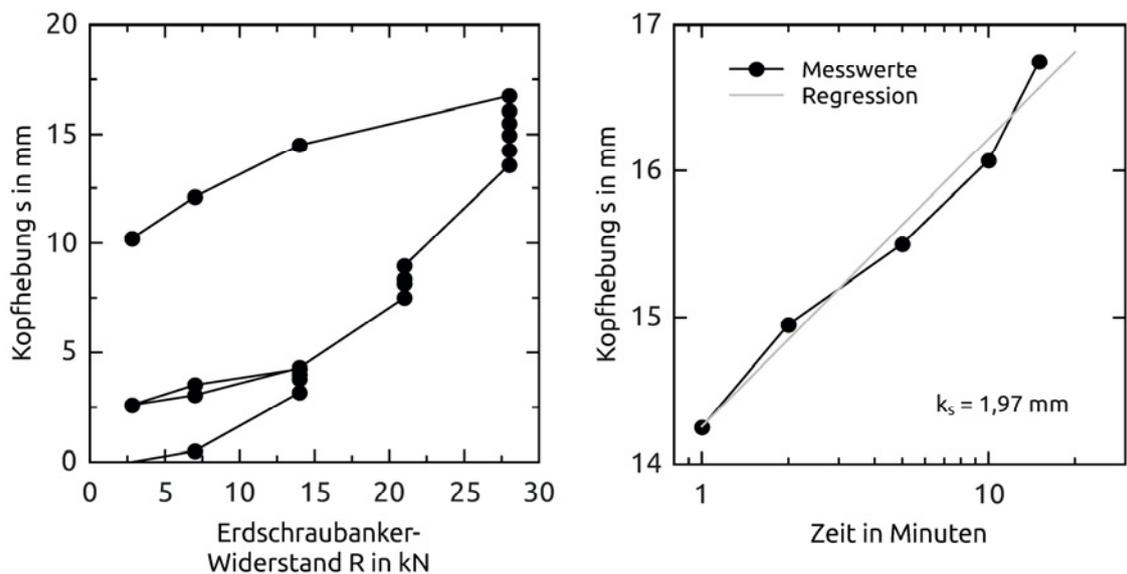
Im Anschluss an den ersten Prüfzyklus wurde ein zweiter Belastungszyklus bis zur Prüflast von 28 kN aufgebracht. Die Prüflast wurde für 20 weitere Minuten gehalten. In Abbildung 11 sind die entsprechenden Messwerte aufgetragen. Beim Erreichen der Prüflast wird in etwa die gleiche Kopfverschiebung wie bei der Erstbelastung erreicht. Während die Kraft gehalten wird, kriecht das Schraubfundament um 0,79 mm. Das Kriechmaß wurde im Zeitraum zwischen 2 min und 20 min zu 0,58 mm ermittelt. Beim Auswerten der Kriechkurve fällt weiterhin auf, dass diese in der halblogarithmischen Darstellung nicht linear verläuft, sondern ansteigt. Im Vergleich zur Erstbelastung ist das Kriechmaß größer.



**Abb. 11:** Wiederbelastung nach Abschluss des Prüfzyklus

### 5.3.2 Geneigtes Schraubfundament

Das Verformungsverhalten des unter 30° Neigung eingedrehten Schraubfundaments ist in Abbildung 12 abgebildet. Da dieser Anker fast ausschließlich in den Torf einbindet, ist das Systemverhalten insgesamt sehr weich. Die Verformung unter Gebrauchslast beträgt 3,17 mm und nimmt während der 5 min konstant gehaltenen Belastung um weitere 1,08 mm zu. Nach der ersten Entlastung bleibt eine Verformung von 2,6 mm.

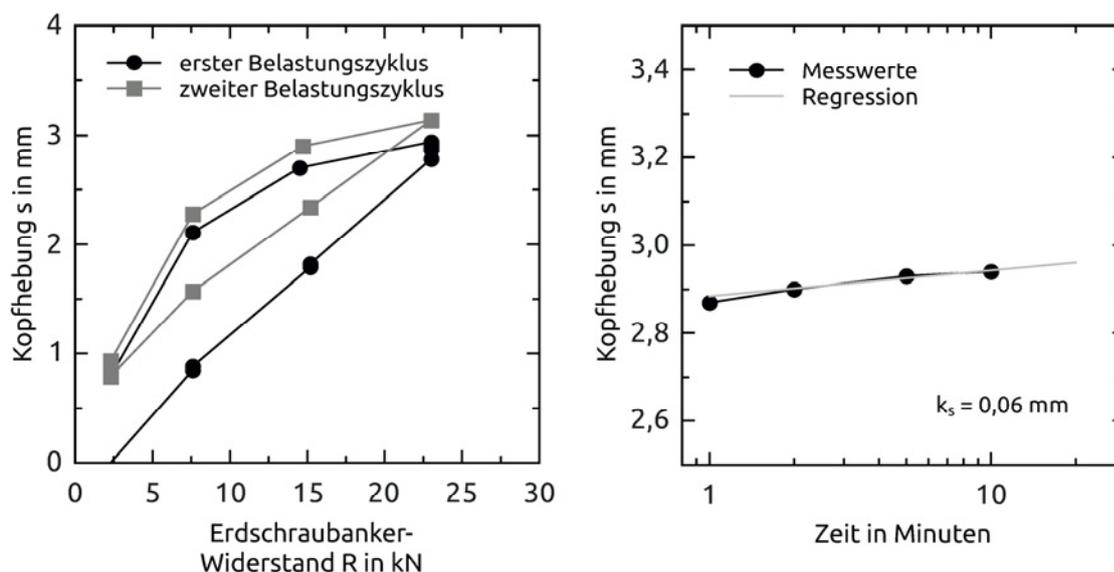


**Abb. 12:** Ergebnisse des Zugversuches am Standort Niebüll (unter 30° geneigtes Schraubfundament)

Beim Aufbringen der Prüflast steigt die Kopfverschiebung auf 7,5 mm. In der anschließenden Beobachtungszeit kriecht das Fundament um weitere 9,25 mm. Daraus ergibt sich ein Kriechmaß von 1,97 mm. Bei der Bewertung des Kriechmaßes sind die unterschiedlichen Anforderungen und Sicherheitskonzepte der jeweiligen Normen zu berücksichtigen. Nach Ablassen der Last stellt sich eine bleibende Verformung von 10,25 mm ein.

#### 5.4 Standort Campushalle in Flensburg

Der an der Campushalle geprüfte Anker wurde bereits im Juli 2010 eingebaut und wird seitdem durch die Klein-WEA belastet. Zum Zeitpunkt der Installation wurde seitens der Aufsichtsbehörden nur eine Prüflast von 23 kN gefordert, weshalb der Belastungszyklus angepasst wird. Auf eine Zwischenentlastung wird verzichtet. Beim Auswerten der Messwerte, welche in Abbildung 13 dargestellt sind, zeigt sich ein im Vergleich zu den vorher ausgewerteten Versuchen verändertes Verformungsverhalten während der Lastaufbringung. Die Kurve weist einen annähernd linearen Verlauf auf. Unter der Last von 23 kN ergibt sich eine Kopfverschiebung von 2,78 mm. In der Beobachtungszeit von 10 min wurde ein Kriechen von 0,16 mm gemessen. Das Kriechmaß ist mit 0,06 mm vergleichsweise gering. Die Entlastungskurve hat einen gekrümmten Verlauf. Nach der Entlastung ergibt sich eine bleibende Verformung von 0,79 mm. Im anschließenden, zweiten Lastzyklus ist die Belastungskurve ebenfalls annähernd linear. Die Kopfverschiebung ist 0,2 mm größer als am Ende des ersten Belastungszyklus. Nach der Entlastung ergibt sich ein Zuwachs der bleibenden Verformungen um weitere 0,14 mm.



**Abb. 13:** Ergebnisse des Zugversuches am Standort Campushalle (unter 30° geneigtes Schraubfundament an bestehender Anlage)

## 5.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

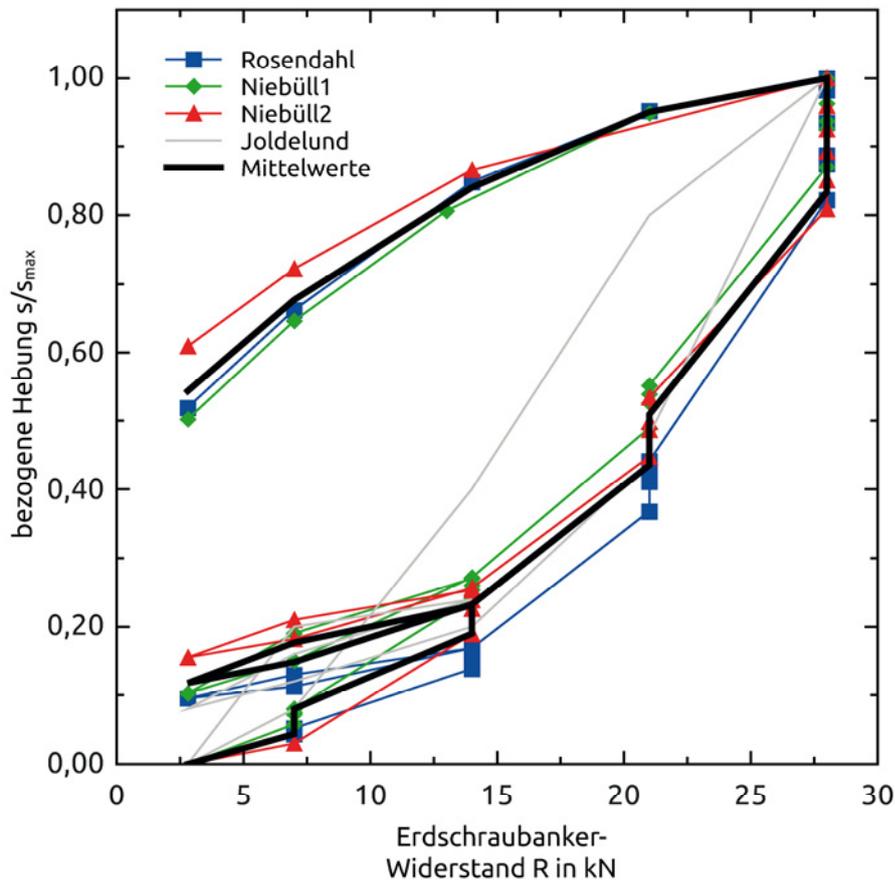
In Tabelle 4 sind die wichtigsten Ergebnisse der Versuche zusammengefasst. Wie auf Grundlage der Baugrundgutachten zu erwarten, sind am Standort Joldelund die Verformungen am geringsten und am Standort Niebüll am größten. Der Einsatz der wesentlich größeren Flügeldurchmesser in Niebüll gleicht die ungünstigen Bodenverhältnisse nur bedingt aus.

Bei der Gebrauchslast von 14 kN ergeben sich nach 5 min Beobachtungsdauer Verformungen am Kopf der Schraubfundamente zwischen 0,06 mm und 4,25 mm. Etwa die Hälfte der Verformungen geht bei der ersten Entlastung zurück. Beim Aufbringen der Prüflast werden Verformungen zwischen 0,25 und 16,75 mm erreicht. Das Kriechmaß liegt zwischen ca. 0 mm und 2 mm. Nach der zweiten Entlastung teilen sich die Verformungen ebenfalls etwa zur Hälfte in plastische und elastische Verformungen auf.

**Tab. 4:** Zusammenfassung der Versuchsdaten

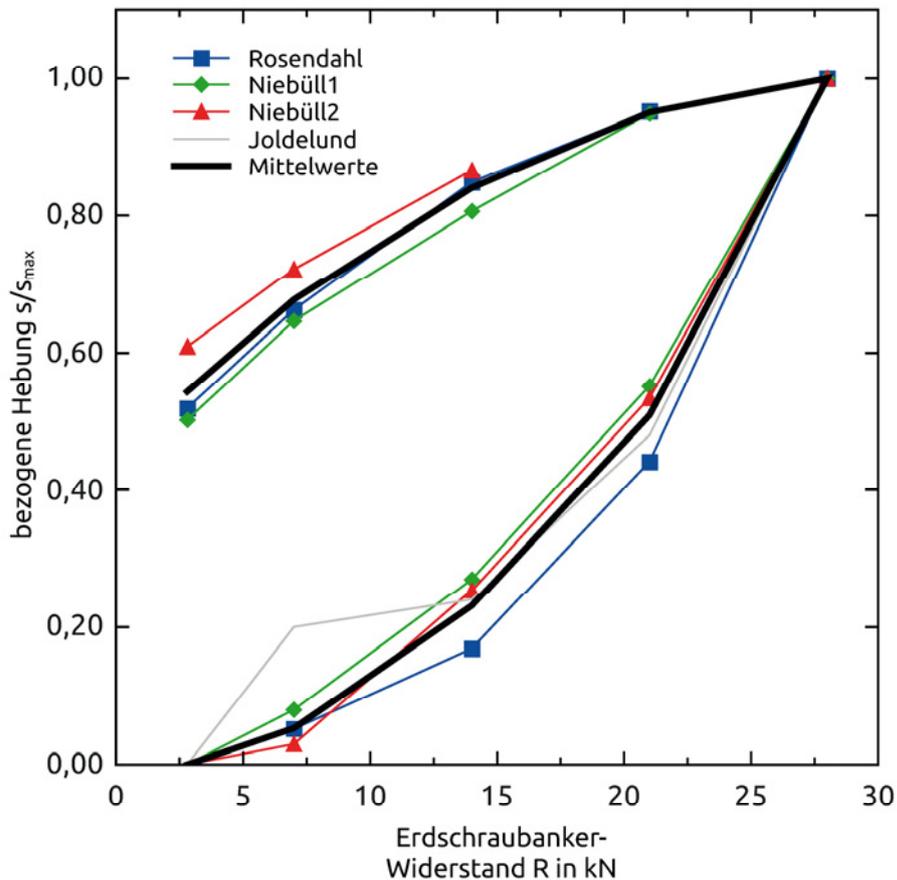
Verformung am Kopf des Schraubfundaments	bei Gebrauchslast (5 min)	nach 1. Entlastung	elastischer Anteil	bei Erreichen der Prüflast (0 min)	nach Beobachtungszeit (15 min)	Kriechen	Kriechmaß	nach 2. Entlastung	elastischer Anteil
Rosendahl	0,39	0,22	0,17	1,90	2,31	0,41	0,30	1,20	1,11
Joldelund	0,06	0,02	0,04	0,25	0,25	0	0,00	0,00	0,25
Niebüll, senkrecht	1,69	0,64	1,05	5,44	6,25	0,81	0,46	3,14	3,11
Niebüll, geneigt	4,25	2,60	1,65	13,55	16,75	3,2	1,97	10,20	6,55
Campushalle	-	-	-	2,78	2,94	0,16	0,06	0,79	2,15

Zum Vergleich und besseren Verständnis sind die Messwerte in Abbildung 14 mit normierter y-Achse aufgetragen. Dazu wird die Hebung  $s$  durch die Hebung  $s_{\max}$  des jeweiligen Versuchs unter Prüflast nach 15 min Beobachtungszeit geteilt.



**Abb. 14:** Vergleich der bezogenen Hebung für unterschiedliche Versuche

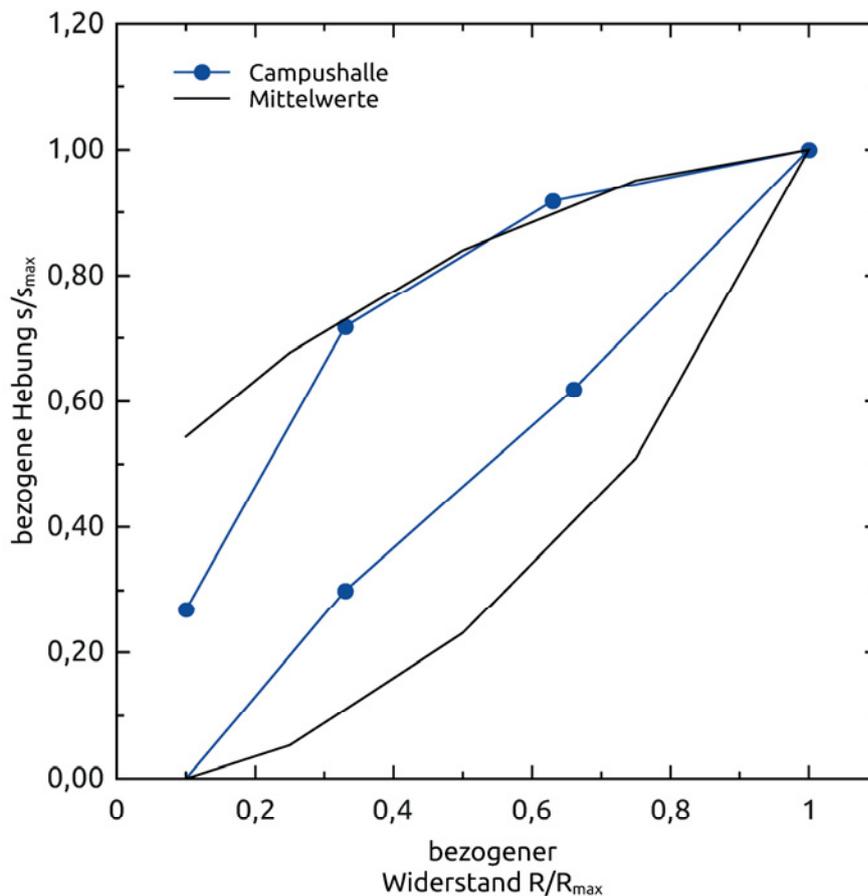
Trotz der großen Unterschiede bei den absoluten Verformungen ergibt sich bei der Darstellung mit normierter y-Achse ein ähnlicher, charakteristischer Verlauf bei den Versuchen in Rosendahl und Niebüll. Aufgrund der geringen Verformung und der Messfehler liegt der Versuch in Joldelund nicht mit im Bereich der Kurvenschar. Bildet man die Mittelwerte aus den Einzelversuchen, so ergibt sich bezogen auf die Kopfverschiebung folgendes Bild: Bis zum Erreichen der Gebrauchslast werden 23 % der Setzung erreicht. Nach der ersten Entlastung bleiben davon 12 % als plastische Verformungen zurück. Im zweiten Belastungszyklus werden am Ende der der Laststufe von 21 kN (1,5-fache Gebrauchslast) 50 % der Setzungen erreicht. Beim Aufbringen der Prüflast steigt die Verschiebung auf 83 % an. Weitere 17 % der Verschiebungen werden durch das Kriechen unter der Prüflast verursacht. Nach der Entlastung bleiben 54 % der Verformungen als bleibende Verformung erhalten.



**Abb. 15:** Vergleich der bezogenen Hebung für unterschiedliche Versuche ohne Darstellung der Zwischenentlastung und Kriechverformung

Zur Veranschaulichung des Verformungsverhaltens sind in Abbildung 15 die Messwerte jeweils am Ende einer Laststufe nach dem Abklingen der Kriechverformung dargestellt. Weiterhin wird auf die Darstellung der Zwischenentlastung verzichtet. In der ersten Laststufe werden 5 % der Verformungen erreicht. Im Weiteren zeigt sich ein annähernd quadratisches Verhalten, d.h. aus einer Verdoppelung der Last folgt eine Vervielfachung der Verformung. Unter Gebrauchslast werden folglich etwa 25 % der Verformungen erreicht, unter 1,5-facher Gebrauchslast 50 % und unter der Prüflast als 2-fache Gebrauchslast 100 %.

In Abbildung 16 ist zur Bewertung des Langzeittragverhaltens der Mittelwert der bezogenen Setzungen sowie die umgerechneten Messwerte des Versuches an der Campushalle dargestellt.



**Abb. 16:** Vergleich des Verformungsverhaltens einer Erstbelastung mit den Messergebnissen des Versuches an einem bestehenden Anker.

Im Vergleich zeigt sich eine deutliche Linearisierung der Kopfverschiebung bei der Belastung. Die Anfangssteifigkeit des Systems ist wesentlich geringer, bleibt aber den Verlauf bis zum Erreichen der Prüflast konstant. Bei der Entlastung folgt die Kurve anfangs der mittleren Entlastungskurve nach der Erstbelastung. Am Ende der Entlastung bilden sich die Verformungen jedoch stärker wieder zurück, sodass die bleibenden Verformungen geringer sind. Weiterhin hat sich das Kriechverhalten unter der Prüflast verändert. Während bei der Erstbelastung das Kriechen unter Prüflast etwa 16 % Verformung ausmacht, sind es bei dem Versuch an der Campushalle nur etwa 5 % der Gesamtverformung.

## 6 Bewertung der Probelastungen

Die Probelastungen zeigen wie zu erwarten eine starke Abhängigkeit der Setzungen der Schraubfundamente von der Bodenart. An den Standorten Rosendahl und Joldelund, an denen relativ günstige Bodenverhältnisse vorliegen, sind die Verformungen verträglich. Die weichen Bodenschichten am Standort Niebüll führen zu großen Setzungen. Besonders bei dem geneigten Schraubfundament, das lediglich in den Torf einbindet, ist die Verträglichkeit der Setzungen zu prüfen. Bei dieser Betrachtung ist zu berücksichtigen, dass die errechnete Gebrauchslast im Normalbetrieb etwa um den Faktor fünf geringer ist als die mit Sicherheitsbeiwerten beaufschlagte Einwirkung zum Nachweis der Tragfähigkeit (Bemessungswert).

Der Vergleich der einzelnen Probelastungen nach Übertragung der Messwerte in ein Diagramm mit normierter y-Achse zeigt einen ähnlichen Verlauf der Widerstands-Hebungs-Linien der Schraubfundamente, wobei während der Erstbelastung annähernd von einem polynomischen Verlauf ausgegangen werden kann.

Rückschlüsse auf die Gesamttragfähigkeit können aufgrund der Versuchsergebnisse noch nicht getroffen werden, da die Belastungen keinen Bruchzustand herbeiführten. Lediglich beim geneigten Schraubfundament am Standort Niebüll wurde mit einem Kriechmaß von 1,97 mm annähernd ein Zustand erreicht, der im Fall von Verpressankern nach DIN EN 1537:2001 als Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert ist. Zur Beurteilung von Tragfähigkeit, Duktilität und Kriechverhalten sind weitere Untersuchungen mit Probelastungen bis zum Herausziehen der Schraubfundamente notwendig.



# Anhang 4

Bericht zu den Ergebnissen der Feldversuche in der 11. und 12. KW 2012



Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Universität der Bundeswehr München · 85577 Neubiberg · Germany



Telefon +49 89 6004-3401  
Telefax +49 89 6004-4559  
E-Mail conrad.bole@unibw.de  
URL [www.unibw.de/geotechnik](http://www.unibw.de/geotechnik)  
26.07.2012  
CB/RH - 11049

Klein-Windenergieanlagen des Typs  
„EasyWind“ mit Schraubfundamenten der  
Firma terrafix Anlagenbau GmbH

**Bericht zu den Ergebnissen der Feld-  
versuche in der 11. und 12. KW 2012**

Erstellt im Auftrag:  
EasyWind GmbH  
Lecker Straße 7 Gebäude 2c  
25917 Enge - Sande

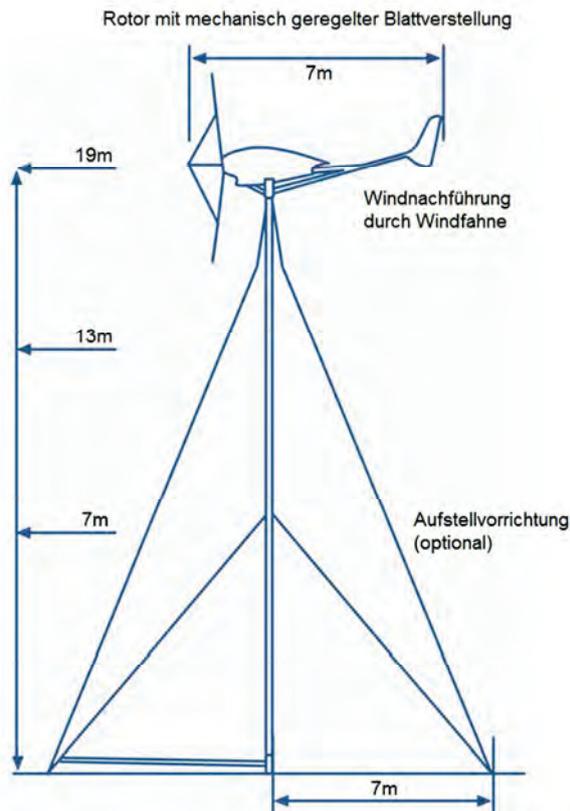
<b>1</b>	<b>Veranlassung</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Unterlagen</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Beschreibung der Schraubfundamente</b>	<b>6</b>
3.1	Konstruktive Angaben	6
3.2	Installation der Schraubfundamente in den Boden	7
<b>4</b>	<b>Ausführung der Probelastungen</b>	<b>8</b>
4.1	Versuchseinrichtung	8
4.2	Messgrößen, Messgenauigkeit	9
4.3	Versuchsdurchführung	10
4.4	Prüfstandorte und Versuchsprogramm	11
4.4.1	Standort Ahrenshöft	12
4.4.1.1	Baugrundeigenschaften	12
4.4.1.2	Versuchsprogramm	13
4.4.2	Standort Tüttendorf	14
4.4.2.1	Baugrundeigenschaften	14
4.4.2.2	Versuchsprogramm	16
4.4.3	Standort Schlichting	16
4.4.3.1	Baugrundeigenschaften	16
4.4.3.2	Versuchsprogramm	17
<b>5</b>	<b>Auswertung und Ergebnisse der Probelastungen</b>	<b>18</b>
5.1	Vorgehensweise bei der Auswertung der Probelastungen	18
5.2	Ergebnisse der Probelastungen	22
5.2.1	Standort Ahrenshöft	22
5.2.1.1	Ergebnisse der Druckversuche	22
5.2.1.2	Ergebnisse der senkrechten Zugversuche	23
5.2.1.3	Ergebnisse der geneigten Zugversuche	25
5.2.2	Standort Tüttendorf	26
5.2.2.1	Ergebnisse der Druckversuche	26
5.2.2.2	Ergebnisse der senkrechten Zugversuche	27
5.2.2.3	Ergebnisse der geneigten Zugversuche	28
5.2.3	Standort Tüttendorf	29
5.2.3.1	Ergebnisse der Druckversuche	29
5.2.3.2	Ergebnisse der senkrechten Zugversuche	30
5.2.3.3	Ergebnisse der geneigten Zugversuche	31

---

<b>6</b>	<b>Bewertung der Probelastungsergebnisse</b>	<b>34</b>
6.1	Druckbelastete Schraubfundamente	34
6.1.1	Einfluss der Bodenart und des Flügeldurchmessers	34
6.2	Zugbelastete Schraubfundamente	36
6.2.1	Einfluss der Bodenart	36
6.2.2	Einfluss der Neigung	37
6.2.3	Einfluss der Länge	39
6.2.4	Einfluss des Flügeldurchmessers	40
6.3	Bewertung der Tragreserven und des Bruchmechanismus	41
6.3.1	Bestimmung der Grenzlast durch Approximation der Messwertkurven	41
6.3.2	Bruchmechanismus im Versagenszustand	43
6.3.3	Beurteilung des Kriechmaßes zur Ermittlung der Traglast	44
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung der Versuchsergebnisse</b>	<b>45</b>
	<b>Anlagen</b>	<b>46</b>

## 1 Veranlassung

Die EasyWind GmbH stellt Klein-Windkraftanlagen (KWKA) mit 6 m Rotordurchmesser und einer Nabenhöhe von bis zu 19 m her. Die Gondel der Anlage wird auf einen, je nach Nabenhöhe, bis zu dreiteiligen Stahlrohrmast montiert. Der Mast wird zum Abtrag der Horizontallasten über eine Seilkonstruktion abgespannt (siehe Abbildung 1).



**Abb. 1:** Schematische Darstellung der Kleinwindkraftanlage "EasyWind 6";  
Quelle: <http://www.easywind.org/produkt/aufbauskitze>

Zur Gründung des druckbelasteten Rohrturms sowie zur Abtragung der Seilkräfte werden Schraubfundamente der Firma Terrafix verwendet. Diese bieten auf Grund der schnellen und einfachen Installation wirtschaftliche und baubetriebliche Vorteile im Vergleich zu konventionellen Betonfundament-Flachgründungen. Auch im Hinblick auf den Ressourcen- und Flächenverbrauch wirkt sich die Verwendung von Schraubfundamenten positiv aus.

In dem vorliegenden Bericht werden die Ergebnisse von Probelastungen an Schraubfundamenten vorgestellt und bewertet.

## 2 Unterlagen

Die zur Erstellung des vorliegenden Berichts herangezogenen Unterlagen sind im Folgenden aufgeführt.

- [U1]        Verzinkte Stähle im Erdboden - Korrosionsverhalten verzinkter Stähle im Erdboden unter einer Lebensdauererwartung von mindestens 25 Jahren  
Erstellt von:    Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung  
Erstellt im:     November 2011
- [U2]        Protokoll zur Besprechung "Vorläufige Verfahrensweise bei der Prüfung von Klein-WEA hier i.W. EasyWind" am 31.03.2011, im Innenministerium des Landes Schleswig-Holstein, Kiel
- [U3]        Schraubfundamente zur Gründung von Klei-Windenergieanlagen - Versuchsplanung Frühjahr 2012  
Erstellt von:    Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr München  
Erstellt im:     Januar 2012
- [U4]        Brinch-Hansen, J.  
"The Ultimate Resistance of Rigid Piles against Transversal Forces"  
Quelle:            Danish Geotechnical Institute Bulletin No. 12  
Jahr:              1961
- [U5]        Perko, H.A.  
"Helical Piles - A Practical Guide to Design and Installation"  
Verlag:            John Wiley & Sons, Inc.  
Jahr:              2009

### 3 Beschreibung der Schraubfundamente

#### 3.1 Konstruktive Angaben

Die Schraubfundamente der Firma Terrafix werden zur Gründung von leichten Bauwerken verwendet. Grundsätzlich werden zwei Fundamenttypen unterschieden:

1. Spindelanker (Abbildung Abb. 2:a): Sie bestehen aus einem Rohr, das im unteren Bereich mehrere Gewindegänge besitzt und sich konisch zuspitzt. Die Gewindegänge stehen nur einige Millimeter bis Zentimeter über dem Rohrschaft hervor. Diese Bauform ist besonders für harte und steinige Böden der Bodenklassen 5 bis 7 geeignet.
2. Flügelanker: Flügelanker bestehen ebenfalls aus einem Rohr, das sich am unteren Ende konisch zuspitzt. Im Gegensatz zu den Spindelankern haben sie nur einen Gewindegang, dessen Durchmesser jedoch wesentlich größer als der Durchmesser des Rohrschafts ist. Diese Bauform eignet sich für Böden der Bodenklassen 3 bis 5. Für weiche Böden wurden Doppelflügelanker entwickelt, bei denen oberhalb der Mitte ein zweiter Gewindeflügel angeordnet ist, über den zusätzliche Widerstandskräfte mobilisiert werden können.



**Abb. 2:** a) Spindelanker

b) Flügelanker

Quelle: <http://www.terrafix.de/index.php/fundamente.html>

Die untersuchten Böden im norddeutschen Raum, wo die EasyWind GmbH vorwiegend ihre Klein-WEA aufstellt, sind im Bereich bis 3 m unter die Geländeoberkante

überwiegend den Bodenklassen 1 bis 5 zuzuordnen, weshalb als Gründung nur Flügel- bzw. Doppelflügelanker eingesetzt werden. Aus diesem Grund wurde bei der Versuchsplanung [U3] auch nur diese Bauform berücksichtigt.

Die Baulänge der untersuchten Doppelflügelanker liegt zwischen 1,6 m und 2,2 m. Der Rohrschaft hat einen Durchmesser von 76,1 mm bzw. 88,9 mm. Die Wandungsstärke des Schaftes beträgt 3,6 mm oder 4,0 mm. Der untere Flügel ist 2 m unterhalb des oberen Flansches und der obere 1 m unterhalb des Flansches angeordnet. Unterhalb des unteren Flügels beginnt die konische Verjüngung des Schaftrohrs. Die Durchmesser der Flügel variieren zwischen 160 mm und 500 mm.

Durch eine nach DIN EN ISO 1461 aufgebrachte Feuerverzinkung wird der Korrosionsschutz der Schraubfundamente im Boden gewährleistet. Angaben über die Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes werden in [U1] gegeben.

### **3.2 Installation der Schraubfundamente in den Boden**

Die Schraubfundamente wurden drehend mithilfe eines Kleinbohrgerätes (Abbildung 3) in den Boden eingebracht. Die Drehbewegung erzeugt durch die Windung der Flügel eine vertikale Kraft, wodurch das Schraubfundament in den Boden eindringt. Das Niederbringen wird zusätzlich durch die vertikale Anpresskraft des Bohrgerätes unterstützt. An der Geländeoberkante wird dabei eine geringe Menge Boden gefördert. Mit zunehmender Tiefe wird der Boden dann seitlich verdrängt. Trifft die Spitze des Schraubfundaments beim Eindrehen auf größere Steine, kann es zu kurzfristigem Durchdrehen ohne weiteres Eindringen kommen. In diesem Fall wird durch die Windung Boden nach oben gefördert, was sich negativ auf das Tragverhalten auswirken kann.

Während des Eindrehvorgangs kann der Hydraulikdruck des Drehkopfes gemessen werden. Dieser erlaubt Rückschlüsse auf das Eindrehmoment.



**Abb. 3:** Einbringen des Schraubfundaments mit Kleinbohrgerät

## 4 Ausführung der Probelastungen

### 4.1 Versuchseinrichtung

Zur Durchführung der statischen Zug- und Druckversuche sind eine Belastungseinrichtung und die Messung von Zugkraft und der Verschiebung notwendig. Die Durchführung der Versuche erfolgt zeitnah (maximal 2 Tage) nach dem Eindrehen der Schraubfundamente.

Die Belastungseinrichtung für die geeigneten Zugversuche besteht aus einem im Grundriss rechteckigen Belastungsrahmen und einer Vorrichtung zur Lastaufbringung. Um eine Beeinflussung des Ausziehversuches durch die Auflager Spannungen des Belastungsrahmens zu vermeiden, wird dieser nur, im ausreichenden Abstand vom zu erwartenden Ausbruchkegel, an den Eckpunkten auf den Boden aufgelagert.

Der Belastungsrahmen zur Durchführung der Druckversuche hat einen quadratischen Grundriss mit einer Kantenlänge von 1,60 m. Die Lastaufbringung erfolgt mittels einer

hydraulischen Presse. Zur Ableitung der Zugkräfte in den Boden wird der Rahmen an den vier Eckpunkten mit Schraubfundamenten rückverankert.



**Abb. 4:** Belastungs- und Messeinrichtungen; links: geneigte Zugversuche, rechts: Druckversuche

Die Kraftmessung erfolgt mit elektronischen Lastzellen, die zwischen der Belastungseinrichtung und dem Kopf des Schraubfundaments angeordnet sind. Der Messbereich des Kraftaufnehmers reicht bis 50 kN bei einer Messauflösung von 0,1 kN. Die Kopfverschiebung wird durch eine Messuhr mit einer Ablesegenauigkeit von 0,01 mm bestimmt, welche an einem während der Versuchsdurchführung unverschieblichen Widerlager befestigt ist.

#### 4.2 Messgrößen, Messgenauigkeit

Bei den Versuchen werden die Verschiebung des Schraubfundamentkopfes in axialer Richtung sowie die aufgebrachte Last  $P$  gemessen. Die Verschiebungsmessung erfolgt von einem Fixpunkt aus. Die Verschiebungs- und Kraftmessungen sind mit folgender Genauigkeit aufgeführt wurden:

- Die Messunsicherheit der Verschiebungsmessung betrug 0,5 mm,
- während der Prüfzeiten zur Bestimmung des Kriechmaßes war eine Messunsicherheit kleiner 0,05 mm gewährleistet,
- die Messuhr zur Verschiebungsmessung wies eine Ablesegenauigkeit von 0,01 mm auf,
- die Messunsicherheit der Geräte zur Kraftmessung betrug 0,1 kN.

Die Messwerte der Verschiebungsmessung wurden nach dem Aufbringen der Versuchslast mindestens zu den nachfolgend angegebenen Ablesezeitpunkten aufgezeichnet (Angabe in Minuten):

1 → 2 → 5 → 10 → 15 → 20 → 30 → 45 → 60 → 75 → 90 → 105 → 120

#### 4.3 Versuchsdurchführung

Die Prüflast wurde stufenweise in zwei Belastungszyklen aufgebracht. Im ersten Belastungszyklus wurde ausgehend von der Vorbelastung in drei Stufen die halbe Prüflast aufgebracht. Darauf folgt eine Entlastung auf das Vorbelastungsniveau. Im zweiten Lastzyklus wurde in vier weiteren Stufen die Prüflast aufgebracht. Das Belastungsschema ist in Abbildung 5 dargestellt. Die Prüflast beträgt bei allen Zugversuchen 28 kN und bei den Druckversuchen vorwiegend 56 kN. In Tabelle 1 sind die Laststufen und die planmäßigen Beobachtungszeiten für bindige und nichtbindige zusammengefasst.

Im Anschluss an die Prüflaststufe folgt eine zweite Entlastung. Wurde unter der Prüflast der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erreicht, so wurde anschließend ein dritter Belastungszyklus bis zum Versagen oder bis zum Erreichen der maximal messbaren Kraft von 50 kN aufgebracht. Dazu wurde die Last stufenweise um 3,5 kN erhöht und 15 Minuten beobachtet.

Zu einigen Versuchen wurden Wiederholungsversuche durchgeführt. Bei diesen wurden die Beobachtungszeiten auf 5 Minuten in den Zwischenstufen und 15 bzw. 30 Minuten unter Prüflast verkürzt.

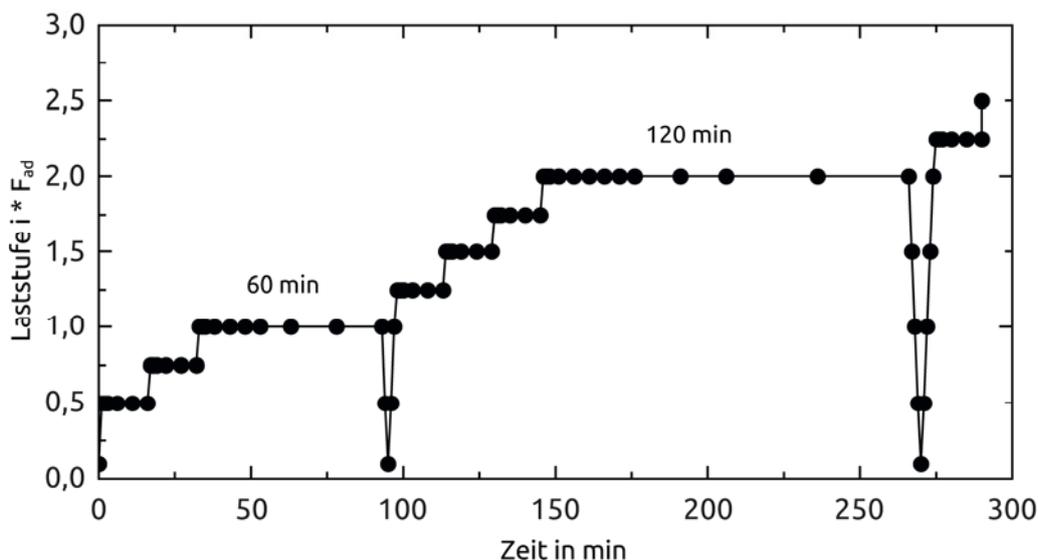


Abb. 5: Belastungsschema der ausgeführten Probelastungen in bindigen Böden

**Tab. 1:** Laststufen und Beobachtungszeiten für Schraubfundamente

Belastung $l \cdot F_k$	Beobachtungszeit in Minuten	
	nichtbindig	bindig
0,1	-	-
0,5	15	15
0,75	15	15
1,0	30	60
0,75	-	-
0,5	-	-
0,1	-	-
0,5	-	-
0,75	-	-
1,0	-	-
1,25	15	15
1,5	15	15
1,75	15	15
2,0	60	120
1,75	-	-
1,5	-	-
0,1	-	-
Dauer	165 = 2,75 h	255 = 4,25 h

#### 4.4 Prüfstandorte und Versuchsprogramm

Für die Probelastungen der Schraubfundamente wurden Standorte ausgewählt, an denen bereits eine Windkraftanlage errichtet wurde. Dementsprechend liegt für jeden Standort ein Baugrundgutachten vor. Bei der Auswahl der Standorte wurden folgende Kriterien berücksichtigt:

- Bodenarten repräsentieren den norddeutschen Raum
- Eigenschaften des anstehenden Bodens wirken sich ungünstig auf das Tragverhalten aus
- möglichst homogene Schichtung

Aus etwa 30 möglichen Standorten wurden die Standorte Ahrenshöft, Tüttendorf und Schlichting ausgewählt. In Ahrenshöft steht locker bis mitteldicht gelagerter, nichtbindiger Sandboden an. Der Baugrund am Standort Tüttendorf ist ein weich bis steifer

Geschiebemergel und in Schlichting liegt ein breiiger bis weicher Klei vor. Eine detaillierte Beschreibung der Baugrundeigenschaften findet sich im Weiteren.

An den Prüfstandorten wurden eine Vielzahl von Schraubfundamenten getestet und dabei die folgenden Parameter variiert:

- Wirkrichtung der Kraft (Zug/Druck)
- Tellerdurchmesser der Schraubfundamente
- Länge der Schraubfundamente
- Einbauwinkel der Schraubfundamente

Die detaillierten Angaben zu dem Versuchsprogramm am jeweiligen Standort sind in den Abschnitten 4.4.1 bis 4.4.3 enthalten.

Die Schraubfundamente wurden an den Prüfstandorten auf einer Fläche mit möglichst ebener Geländeoberkante in einem Raster von 3,5 m x 3,5 m eingebracht. Die Anordnung schließt eine gegenseitige Beeinflussung der Schraubfundamente nahezu aus, macht aber einen Vergleich der unterschiedlichen Versuche möglich, da bei dem Abstand nur geringe Unterschiede in der Bodenschichtung zu erwarten sind. Zur Prüfung der Baugrundverhältnisse wurden im jeweiligen Versuchsfeld verschiedene Aufschlüsse angeordnet.

#### 4.4.1 Standort Ahrenshöft

##### 4.4.1.1 Baugrundeigenschaften

Der Baugrund am Standort Ahrenshöft wurde im Rahmen der Baugrunderkundung durch die Dipl.-Ing. Peter Neumann GmbH & Co. KG mit zwei Kleinbohrungen und einer Rammsondierungen (DPL-5) erkundet. Ergänzend wurden im Versuchsfeld eine Kleinbohrung und drei Rammsondierungen ausgeführt. Weiterhin wurden zwei Bodenproben gewonnen, die im Labor unseres Instituts untersucht wurden.

Die Aufschlüsse ergaben, dass unter der 0,50 m bis 0,80 m dicken Oberbodenschicht eine etwa 20 cm dicke Torfschicht folgt. Ab einer Tiefe von etwa 0,90 m bis 1,10 m unter Geländeoberkante wurden bis zur jeweiligen Endteufe Fein- und Mittelsande erkundet.

Nach den Ergebnissen der Laboruntersuchungen hat der Oberboden einen Wassergehalt von rund 70 %. Der Sandanteil beträgt 55 % und der Glühverlust 20 %. Somit kann der Boden der Bodengruppe OH nach DIN 18196 zugeordnet werden. Bei der darunterliegenden Sandschicht handelt es sich um einen enggestuften, stark feinsandigen, schwach schluffigen Mittelsand. Aufgrund des Feinkornanteils von 7,4 % ist der Boden der Bodengruppe SU zuzuordnen, wobei bindige Eigenschaften des Bodens nicht zum Tragen kommen. Anhand der Rammsondierungen ergibt sich eine mitteldichte Lagerung des Sandes.

Der Wasserstand wurde am 14.03.2012 bei 1,05 m unter Geländeoberkante festgestellt.

In Anlage 2.1 werden die folgenden Bodenparameter, die anhand von Erfahrungswerten abgeleitet wurden, angegeben:

**Tab. 2:** Bodenmechanische Kennwerte am Standort Ahrenshöft (charakteristische Werte entsprechend EC7-1)

Bodenart	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	Reibungswinkel $\varphi$ in °	Kohäsion $c'$ in kN/m <sup>2</sup>	Wichte $\gamma/\gamma'$ in kN/m <sup>3</sup>
Mutterboden	< 5,0	20,0	-	18,0 / 10,0
Torf, weich	1,0	12,5	2,0	11,0 / 1,0
Sand, mitteldicht	40,0	35,0	-	19,0 / 11,0

#### 4.4.1.2 Versuchsprogramm

Am Standort wurden insgesamt 11 Schraubfundamente mit Tellerdurchmessern von 290 mm und 400 mm und Baulängen von 1,60 m und 2,20 m getestet. Es wurden drei Druckversuche, fünf geneigte und drei senkrechte Zugversuche ausgeführt. Die einzelnen Versuchsparameter sind in Tabelle 3 aufgeführt.

**Tab. 3:** Ausgeführte Versuche am Standort Ahrenshöft

Nr.	Schraubanker			Neigung in °	Belastungsart	Eindrehdruck	Bemerkung
	L in m	N	D in mm				
A01	2,20	2	400	0	Druck	110	
A03	2,20	2	400	0	Druck	110	W
A04	2,20	2	400	30	Zug	105	
A05	2,20	2	400	30	Zug	110	W
A06	2,20	2	400	0	Zug	110	
A07	2,20	2	290	0	Druck	140	
A08	2,20	2	290	30	Zug	110	
A09	2,20	2	290	30	Zug	100	W
A10	2,20	2	290	0	Zug	120	
A13	1,60	1	290	0	Zug	85 II	
A14	1,60	1	290	30	Zug	80 II	

W – Wiederholungsversuch mit verkürzter Beobachtungszeit

#### 4.4.2 Standort Tüttendorf

##### 4.4.2.1 Baugrundeigenschaften

Der Baugrund in Tüttendorf wurde im Rahmen der Baugrunderkundung mit zwei Kleinbohrungen und während der Versuchsdurchführung mit einer weiteren Kleinbohrung und zwei Rammsondierungen untersucht.

Die Untersuchungen ergaben den folgenden Schichtaufbau: Unter der bis zu 0,3 m mächtigen Oberbodenschicht lagert bis in etwa 1 m Tiefe Schichten aus steifen Geschiebelehm und Geschiebemergel. Darunter steht bis zur jeweiligen Endteufe weicher Geschiebemergel an.

Die Untersuchungen im Baugrundlabor ergaben einen Wassergehalt der Bodenproben von 20 % bzw. 16 %. Entsprechend der Bestimmung der Zustandsgrenzen und der Kornverteilung wird der Geschiebelehm in die Bodengruppe ausgeprägt plastische Tone (TA) und der Geschiebemergel in die Bodengruppe leicht plastische Tone (TL) eingeteilt. Der Sandanteil der Bodenproben liegt bei 40 % bis 50 %. Der Kalkgehalt des Geschiebelehms beträgt 3 %, der des Geschiebemergels 18 %.

In Anlage 2.2 werden die folgenden Bodenparameter, die anhand von Erfahrungswerten abgeleitet wurden, angegeben:

**Tab. 4:** Bodenmechanische Kennwerte am Standort Tüttendorf (charakteristische Werte entsprechend EC7-1)

Bodenart	Steifemodul $E_s$ in MN/m <sup>2</sup>	Reibungswinkel $\phi$ in °	Kohäsion $c'$ in kN/m <sup>2</sup>	Wichte $\gamma/\gamma'$ in kN/m <sup>3</sup>
Mutterboden	< 5,0	20,0	-	18,0 / 10,0
Geschiebelehm, steif	20,0	27,0	10,0	21,0 / 11,0
Geschiebemergel, steif	40,0	27,5	12,5	22,0 / 12,0
Geschiebemergel, weich bis steif	10,0	26,5	10,0	21,0 / 11,0

#### 4.4.2.2 Versuchsprogramm

Am Standort Tüttendorf wurden Probelastungen an 11 Schraubfundamenten durchgeführt. Es wurden ein- und zweiflüglige Schraubfundamente mit Baulängen von 1,6 m bis 2,2 m und Tellerdurchmessern von 160 mm bis 400 mm getestet. Eine Auslistung der durchgeführten Versuche enthält Tabelle 5.

**Tab. 5:** Ausgeführte Versuche am Standort Tüttendorf

Nr.	Schraubanker			Neigung in °	Belastungsart	Eindrehdruck	Bemerkung
	L in m	N	D in mm				
T01	2,2	2	290	0	Zug	110	
T02	2,2	2	290	0	Druck	100	
T03	2,2	2	290	30	Zug	95	
T04	2,2	2	290	30	Zug	95	W
T05	2,2	2	400	0	Druck	120	
T06	2,2	2	400	30	Zug	120	
T07	2,2	2	400	30	Zug	125	W
T08	1,6	1	160	30	Zug	50	
T09	1,6	1	290	30	Zug	70	
T10	1,6	1	290	30	Zug	65	
T11	1,6	1	160	30	Zug	55	

W – Wiederholungsversuch mit verkürzter Beobachtungszeit

#### 4.4.3 Standort Schlichting

##### 4.4.3.1 Baugrundeigenschaften

Entsprechend des Bodengutachtens und weiterer Untersuchungen stehen unterhalb des Oberbodens Kleiböden in weicher bis breiiger Konsistenz an. Darunter lagert im Versuchsfeld im nordwestlichen (Bohrung bei RS2) Teil ab einer Tiefe von 2,10 m Torf. Dieser wurde allerdings in der Bohrung bei RS1, die ca. 3 m westlich liegt, nicht erkundet.

Die Wassergehalte des Kleibodens liegen zwischen 32 % und 37 %. Anhand der Kornverteilung und der Bestimmung der Zustandsgrenzen wird der Kleiboden aus der Bohrung bei RS 01 als mittel- bzw. ausgeprägt plastischer Ton und in der Bohrung bei RS 02 als Schluff eingestuft. Der Glühverlust, der zwischen 3,5 % und 5,2 % liegt, deutet auf

entsprechend hohe organische Anteile im Boden hin. Der angetroffene Torf hat einen Wassergehalt von 247 % und einen Glühverlust von 45 %.

#### 4.4.3.2 Versuchsprogramm

Am Standort Schlichting wurden ein Druck- und fünf Zugversuche durchgeführt. Es wurden Doppelflügelanker mit einer Baulänge von 2,2 m verwendet. Als Parameter wurden der Flügeldurchmesser und die Neigung variiert.

**Tab. 6:** Ausgeführte Versuche am Standort Schlichting

Nr.	Schraubanker			Neigung in °	Belastungsart	Eindrehdruck	Bemerkung
	L in m	N	D in mm				
S01	2,2	2	500	0	Druck	160	
S02	2,2	2	500	0	Zug	115	
S03	2,2	2	500	30	Zug	100	
S04	2,2	2	500	30	Zug	110	
S05	2,2	2	400	0	Zug	80	
S06	2,2	2	400	30	Zug	105	

## 5 Auswertung und Ergebnisse der Probelastungen

### 5.1 Vorgehensweise bei der Auswertung der Probelastungen

Zur Bewertung der Ergebnisse der Probelastungen werden die Kopfverschiebungen  $u$  in Abhängigkeit der aufgetragenen Last  $p$  in ein Diagramm abgetragen und für jede Laststufe das Kriechmaß nach DIN EN 1537:2001 bestimmt. Weiterhin werden zur Bestimmung der Trag- bzw. Grenzlasterlast die Messwerte mit verschiedenen Auswertungsmethoden interpretiert. Die Traglast wird an einem an Pfahlprobelastungen angelehnten Kriterium bestimmt. Die Kopfverschiebung bei Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit wird nach EA-Pfähle auf 10 % des Pfahldurchmessers festgelegt.

Bei den Schraubfundamenten soll für den Pfahldurchmesser der Durchmesser der Schraubflügel angesetzt werden. Die verwendeten Durchmesser von bis zu 500 mm ergeben mit diesem Kriterium allerdings eine Kopfverformung von bis zu 50 mm. Beim Abtrag der Seilzuglasten aus der Windenergieanlage führen Verformungen in dieser Größenordnung zum vollständigen Verlust der Seilspannungen. Untersuchungen haben gezeigt, dass bis zu einer Verschiebung von 25 mm der Rückgang der Seilvorspannung in einem akzeptablen Bereich bleibt, sodass dieses Kriterium als zulässige Kopfverformung für den vorgesehenen Anwendungsfall als maßgebendes Kriterium festgelegt wurde. Als Traglast ( $p_{25}$ ) wird im folgenden die Last bezeichnet, die im Versuch bei einer Kopfverschiebung von  $u = 25$  mm gemessen werden konnte. Wurde eine Kopfverschiebung von 25 mm im Versuch nicht erreicht, so wird die Traglast aus dem approximierten Kurvenverlauf nach Chin-Kondner rückgerechnet.

Nach DIN EN 1537:2001 gilt als Bruchlast eines Verpressankers die Last, bei der ein Kriechmaß von 2 mm erreicht wird. Dieses Kriterium wird im Weiteren auf seine Verwendbarkeit geprüft.

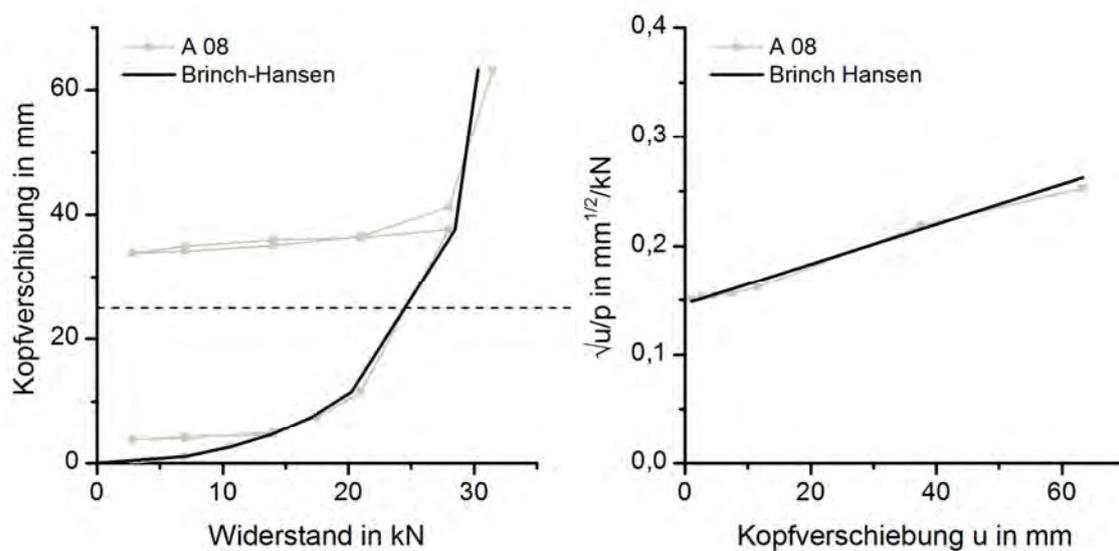
Das Hansen 80 %-Kriterium von J. Brinch-Hansen [U4] definiert als Grenzlasterlast die Last, bei der die Kopfverschiebung vier mal größer ist als die Kopfverschiebung, die bei 80 % der Last gemessen wurde. Mathematisch wird dazu die Widerstands-Setzungs-Linie mit der folgenden Funktion angenähert.

$$P = \frac{\sqrt{u}}{C_1 \cdot u + C_2}$$

mit:

- $P$  - aufgebrachte Last
- $u$  - Kopfverschiebung
- $C_1$  - Anstieg der Regressionsgeraden (Abbildung 6)
- $C_2$  - Schnittpunkt mit der y-Achse der Regressionsgeraden (Abbildung 6)

Zur Bestimmung der Parameter wird die Wurzel der Verschiebung geteilt durch die Last über der Verschiebung in einem weiteren Diagramm abgetragen. Es ergibt sich mit zunehmender Verschiebung ein linearer Verlauf der Kurve, an den eine Regressionsgerade angelegt werden kann. Der Anstieg und der Schnittpunkt mit der y-Achse ergeben dann die gesuchten Parameter  $C_1$  und  $C_2$ . Das Verfahren ist in Abbildung 6 für den Versuch A 08 dargestellt.



**Abb. 6:** Approximation der Probelastung A08 nach Brinch-Hansen

Aus den mathematischen Beziehungen ergibt sich durch Bildung der ersten und zweiten Ableitung die Grenzlast  $p_{ult,BH}$  zu:

$$p_{ult,BH} = \frac{1}{2\sqrt{C_1 \cdot C_2}}$$

und die zugehörige Kopfverschiebung  $u_{ult,BH}$  zu:

$$u_{ult,BH} = \frac{C_2}{C_1}$$

Durch die Ansatzfunktion ist immer ein Peak-Wert der Funktion gegeben, sodass sich dieser Ansatz besonders für nichtbindige, mittel bis sehr dicht gelagerte Böden eignet.

Weiterhin wurden die Probelastungen mit den Verfahren nach Chin-Kondner [U5] und nach Decourt [U5] ausgewertet. Die Verfahrensweise ist dabei ähnlich wie bei dem Verfahren nach Brinch-Hansen. Die Ansatzfunktion nach Chin-Kondner lautet:

$$p = \frac{u}{C_1 \cdot u + C_2}$$

Der asymptotische Wert der Traglast kann durch die Grenzwertbildung mit  $u \rightarrow \infty$  bestimmt werden und ergibt sich zu:

$$p_{ult,CK} = \frac{1}{C_1}$$

Zur Bestimmung der Parameter  $C_1$  und  $C_2$  wird die Verschiebung geteilt durch die Last über die Verschiebung aufgetragen und ebenfalls eine Regressionsgerade an den linearen Kurvenverlauf angelegt. Da eine unendliche Verschiebung nur mathematisch Sinn ergibt, wird für die praktische Anwendung die Grenzlast berechnet, indem der asymptotische Wert um den Faktor  $\beta$  abgemindert wird.

$$p_{max,CK} = \beta \cdot p_{ult,CK}$$

Dabei werden für  $\beta$  üblicherweise Werte zwischen 0,85 und 0,95 angesetzt. Im Weiteren wird im vorliegenden Bericht der Faktor  $\beta = 0,9$  verwendet.

Die Ansatzfunktion für das Verfahren nach Decourt lautet:

$$p = \frac{C_2 \cdot u}{1 - C_1 \cdot u}$$

Auch hier ergibt sich die asymptotische Last aus der Grenzwertbetrachtung mit  $u \rightarrow \infty$  zu:

$$p_{ult,De} = -\frac{C_2}{C_1}$$

Zur Ermittlung der Parameter wird die Last geteilt durch die Verschiebung aufgetragen und eine Ausgleichsgerade an den linearen Teil der Messkurve angelegt.

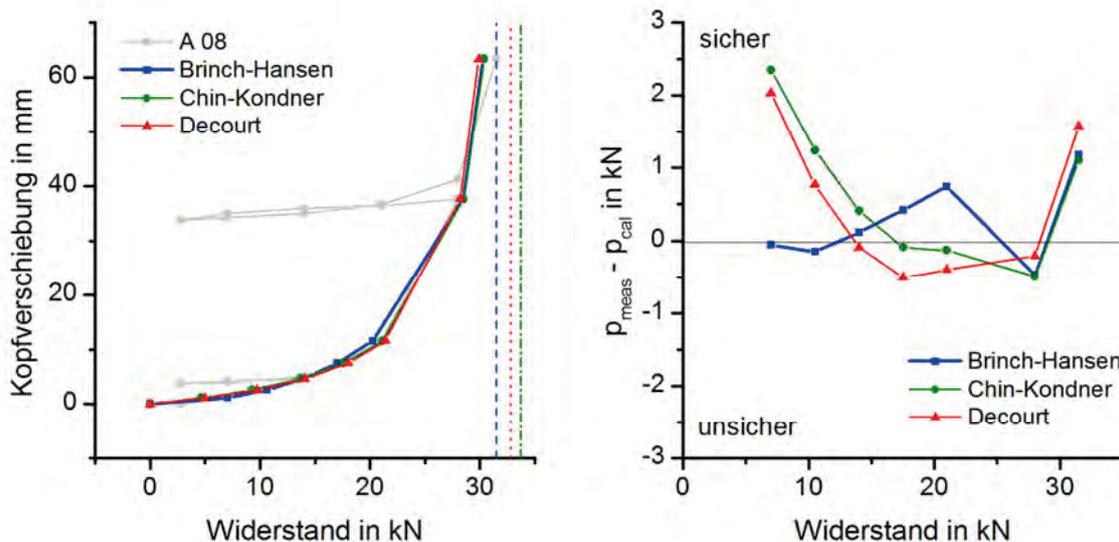
Die Grenzlast wird ebenfalls durch Abminderung des asymptotischen Werts um den Faktor  $\beta = 0,9$  bestimmt.

In Abbildung 7 sind die drei nach den vorgestellten Ansätzen berechneten Kurven und die Messwerte für die Probelastung A08 dargestellt. Bei der Betrachtung der absoluten Werte sind nur geringfügige Abweichungen der Kurven untereinander feststellbar. Die

Approximationen nach Chin-Kondner und Decourt sind fast identisch. Dies ist mit der Ähnlichkeit der Funktionsansätze zu begründen. Die berechnete Grenzlast nach Brinch-Hansen beträgt  $p_{ult,BH} = 30,5 \text{ kN}$ . Die Asymptoten nach Chin-Kondner bzw. Decourt liegen bei 33,7 kN und 32,8 kN.

Betrachtet man den Fehler der Approximationen, der sich aus der Differenz zwischen den gemessenen und berechneten Werten ergibt, so zeigt sich, dass im vorliegenden Fall die Ermittlung nach Brinch-Hansen eine sehr gute Übereinstimmung ergibt. Der Fehler liegt hier bei etwa 1 kN. Die Ausgleichskurven nach Chin-Kondner und Decourt unterschätzen die Tragfähigkeit in den unteren Laststufen etwas.

Zur Berechnung der Ausgleichskurven wurde die Methode der kleinsten Fehlerquadrate verwendet. Die Laststufen mit langen Beobachtungszeiten wurden dabei besonders gewichtet, um den entsprechenden zeitlichen Einfluss zu berücksichtigen. Aus der Wichtung erklärt sich auch der größer werdende Fehler in der Laststufe von 31,5 kN. Hier wurde nach der Laststufe von 28 kN, die 60 Minuten gehalten wurde, die Last für nur 15 Minuten aufgebracht, was zu einer scheinbaren Versteifung des Systems führt.



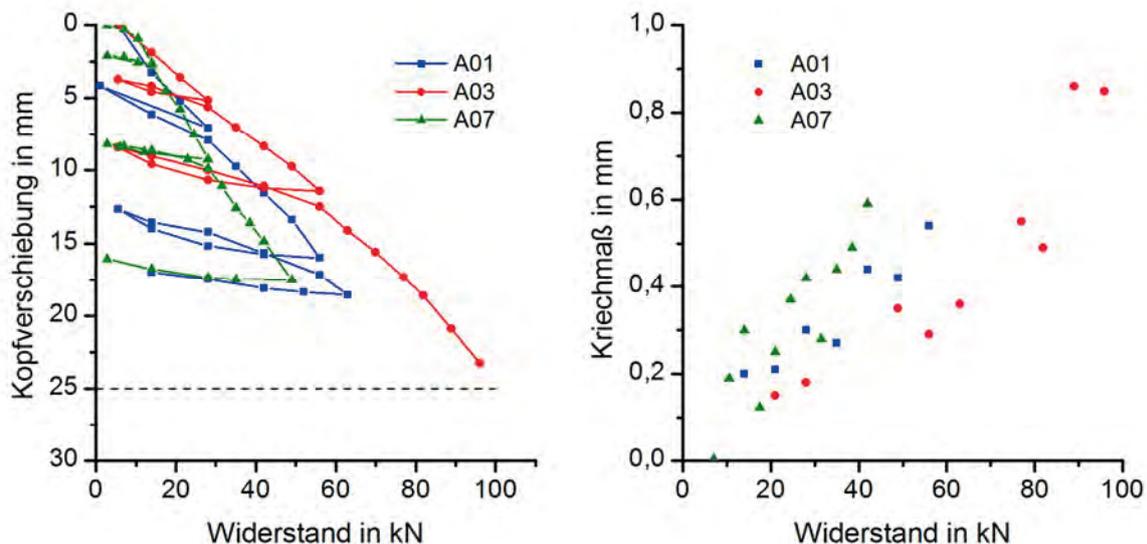
**Abb. 7:** Vergleich der verschiedenen Ansatzfunktionen links: absolute Werte; rechts: Abweichung der berechneten von den gemessenen Werten

## 5.2 Ergebnisse der Probelastungen

### 5.2.1 Standort Ahrenshöft

#### 5.2.1.1 Ergebnisse der Druckversuche

In Abb. 8 sind die Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche A01, A03 und A07 dargestellt. Bei den Versuchen A01 und A03 wurden Schraubfundamente mit zwei 400 mm großen Tellern getestet. Bei der Prüflast von 56 kN beträgt die Kopfverschiebung beim Versuch A01 16,1 mm und beim Versuch A03 11,4 mm und ist somit um ca. das 1,5-fache kleiner. Der Unterschied ist vor allen Dingen mit verkürzten Beobachtungszeiten beim Versuch A03 zu erklären. Im Versuch A07, der an einem Schraubfundament mit zwei Tellern mit 290 mm Durchmesser durchgeführt wurde, beträgt die Kopfverschiebung bei einer Prüflast von 28 kN 9,23 mm. Dieses Schraubfundament zeigt somit ein weiches Tragverhalten. Bei keinem der Versuche wurde die definierte Verschiebung von 25 mm erreicht. Aus den Approximationen nach Abschnitt 5.1 wurden die aufnehmbaren Traglasten bei einer Verschiebung von 25 mm rückgerechnet und sind in Tabelle 7 zusammengefasst. Weiterhin wurde in jeder Laststufe das Kriechmaß des jeweiligen Versuchs bestimmt. Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit der Last abgetragen. Hierbei zeigt sich erwartungsgemäß ein Anstieg des Kriechens mit der aufgebrachten Last. Alle ermittelten Kriechmaße liegen deutlich unter der Grenze von 2 mm.



**Abb. 8:** Widerstands-Setzungs-Linien und Kriechmaß der Druckversuche am Standort Ahrenshöft

In Tabelle 7 sind die wichtigsten Versuchsergebnisse zusammengefasst. Für Schraubfundamente mit einem Tellerdurchmesser von 400 mm liegt die aufnehmbare Traglast bei einer Kopfverschiebung von 25 mm dementsprechend bei ca. 79 kN. Das

kleinere Schraubfundament mit 290 mm Tellerdurchmesser erreicht einen Widerstand von etwa 50 kN bei 25 mm Kopfverschiebung. Das Kriechmaß unter Prüflast ist mit 0,29 mm bis 0,54 mm gering. Die berechneten Grenzlaster der Versuche A01 und A03 liegen zwischen 252 kN und 270 kN, sodass von einer erheblichen Tragreserve bei entsprechend großen Verformungen ausgegangen werden kann. Für den Versuch A07 liegt die berechnete Grenzlaster bei etwa 75 kN und somit auch deutlich über der Prüflast.

**Tab. 7:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der Druckversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
A01	56	16,0	79 <sup>1</sup>	0,54	62 <sup>2</sup>	252	267
A03	56	11,4	99 <sup>1</sup>	0,29	76 <sup>2</sup>	247	270
A07	28	9,2	50 <sup>1</sup>	0,42	53 <sup>2</sup>	79	71

<sup>1</sup> aus Approximation nach Chin-Kondner rückgerechnet

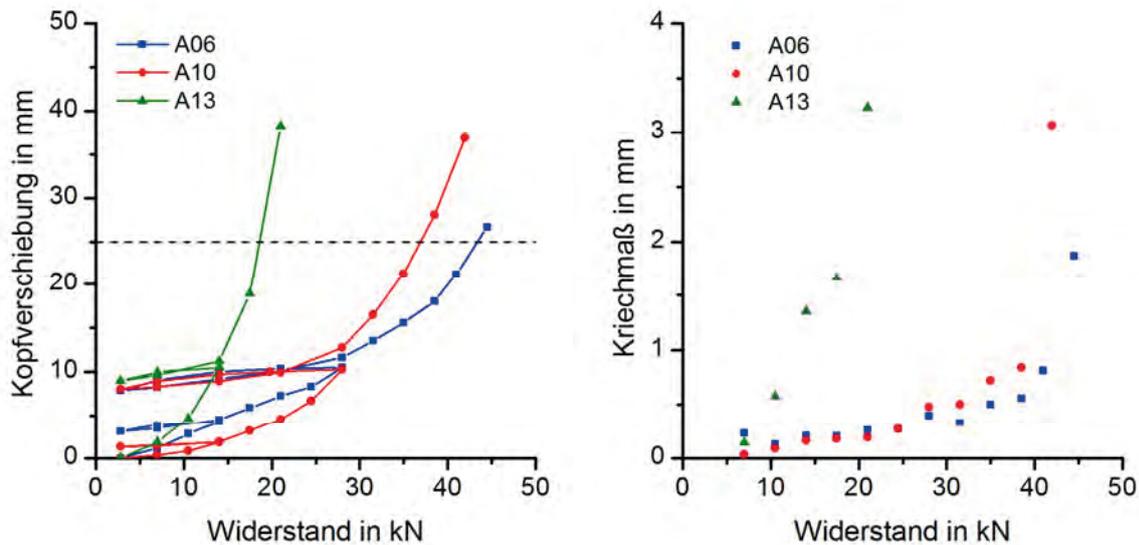
<sup>2</sup> Kurvenverlauf und Approximation zeigen schlechte Übereinstimmung

### 5.2.1.2 Ergebnisse der senkrechten Zugversuche

In Abbildung 9 sind die Ergebnisse der senkrechten Zugversuche im mitteldicht gelagerten Sand des Standorts Ahrenshöft dargestellt. Das Schraubfundament A06 ( $L = 2,2$  m;  $D = 400$  mm;  $n = 2$ ) erreicht hier beim Verschiebungskriterium von 25 mm eine Traglast von etwa 43 kN. Im Versuch A10 ( $L = 2,2$  m;  $D = 290$  mm;  $n = 2$ ) wird eine Traglast von 37 kN erreicht und ist somit um etwa 15 % geringer. Beide Versuchsergebnisse liegen somit deutlich über der Prüflast von 28 kN.

Im Versuch A13, mit einem nur 1,6 m langen einflügeligen Schraubfundament mit einem Tellerdurchmesser von 290 mm, wird bei 25 mm Kopfverschiebung nur eine Traglast von 18 kN erreicht. In der Laststufe von 21 kN stiegen die Verschiebungen auf 33 mm an und beim Aufbringen der folgenden Laststufe von 24,5 kN wurde das Schraubfundament aus dem Boden gezogen.

Weiterhin ist in Abbildung 9 das Kriechmaß der einzelnen Versuche dargestellt. Beim Versuch A13 ist bereits ab der ersten Laststufe ein starker Zuwachs des Kriechmaßes zu verzeichnen. Bei einer Last von 21 kN, kurz vor dem Versagen, beträgt das Kriechmaß 3,2 mm. Bei den Versuchen A06 und A10 ist bis zu einer Belastung von 41 kN bzw. 38,5 kN nur ein geringer Anstieg des Kriechmaßes bis auf ca. 1 mm zu beobachten. In der darauf folgenden Laststufe ist jedoch ein starker Anstieg des Kriechens zu verzeichnen.



**Abb. 9:** Widerstands-Hebungs-Linien und Kriechmaß der senkrechten Zugversuche am Standort Ahrenshöft

Entsprechend der Tabelle 8 ist das Tragverhalten der Schraubfundamente in den Versuchen A06 und A10 bis zur Prüflast von 28 kN ähnlich. Die Kopfverschiebungen und das Kriechmaß liegen in der gleichen Größenordnung. Erst mit zunehmender Belastung machten sich die unterschiedlichen Tellerdurchmesser bemerkbar. Als Grenzlaster unter entsprechend großer Verformung ergeben sich für den Versuch A06 ca. 70 kN und für den Versuch A10 ca. 40 kN. Das Schraubfundament A06 kann dementsprechend etwa 60 % mehr Last aufnehmen. Das Schraubfundament A13 mit einem 290er Teller und einer Baulänge von 1,6 m ist nicht in der Lage, die Prüfkraft aufzunehmen. Die berechneten Grenzlaster liegen bei 22 kN. Diese Werte stimmen gut mit den Beobachtungen im Feldversuch überein.

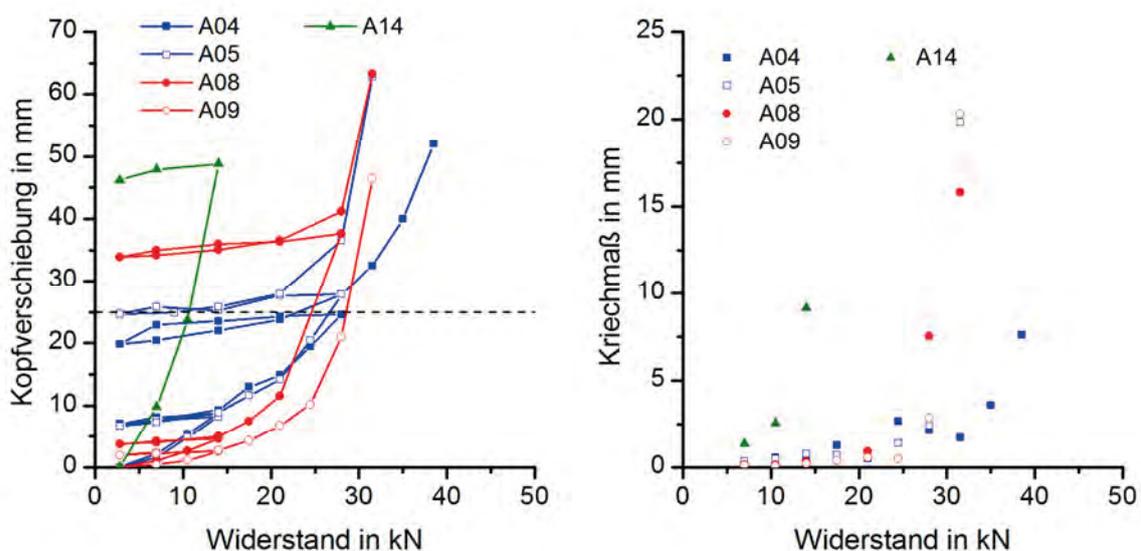
**Tab. 8:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der senkrechten Zugversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
A06	28	11,6	43	0,40	48 <sup>1</sup>	68	69
A10	28	10,5	37	0,48	42	42	37
A13	28	-	18	-	22	22	22

<sup>1</sup> Kurvenverlauf und Approximation zeigen schlechte Übereinstimmung

### 5.2.1.3 Ergebnisse der geneigten Zugversuche

Die Versuche A04 und A05 wurden mit Schraubfundamenten mit 2,2 m Länge und zwei Tellern mit einem Durchmesser von 400 mm durchgeführt. Der Versuch A05 ist ein Wiederholungsversuch mit verkürzter Beobachtungszeit. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm werden in den Versuchen Widerstände von etwa 28 kN erreicht. Die Probelastungen A08 und A09 wurden ebenfalls mit 2,2 m langen Schraubfundamenten mit zwei Flügeln ausgeführt. Der Flügeldurchmesser beträgt hier 290 mm. Der kleinere Durchmesser spiegelt sich in geringeren Traglasten wieder. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm werden hier nur Widerstände von ca. 25 kN erreicht. Im Versuch A14 wurde mit ein 1,6 m langes Schraubfundament mit einem 290 mm Teller probelastet. Bei einer Belastung von 10,5 kN wurde eine Kopfverschiebung von ca. 25 mm erreicht. In der nächsten Laststufe mit 14 kN stiegen die Verschiebungen auf 50 mm an, sodass die Probelastung beendet wurde.



**Abb. 10:** Widerstands-Hebungs-Linien und Kriechmaß der geneigten Zugversuche am Standort Ahrenshöft

Die Versuchsergebnisse in Tabelle 9 zeigen nochmals die geringeren Traglasten der Schraubfundamente mit kleinerem Tellerdurchmesser. Während die berechneten Grenzlaster bei den Versuchen mit 400 mm Teller im Mittel um 40 kN liegen, betragen sie bei den Schraubfundamenten mit 290 mm Teller nur etwa 30 kN. Die Grenzlaster für den Versuch A14 wurde im Mittel zu 18 kN berechnet. Allerdings sind zum Erreichen dieser Last ca. 120 mm Verformung erforderlich.

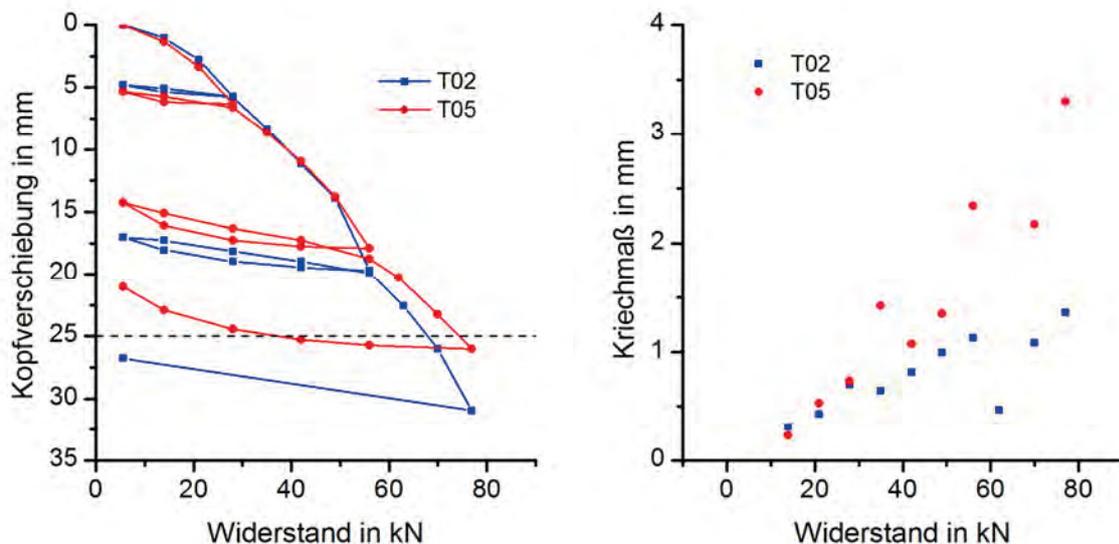
**Tab. 9:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der geeigneten Zugversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
A04	28	24,6	28,2	2,15	40	52	53
A05	28	27,9	26,5	2,43	37	34	36
A08	28	37,6	24,5	7,55	31	30	30
A09	28	21,0	28,5	2,86	31	31	29
A14	28	-	10,9	-	19	17	18

## 5.2.2 Standort Tüttendorf

### 5.2.2.1 Ergebnisse der Druckversuche

In Abbildung 11 sind die Widerstands-Setzungs-Linien der Druckversuche dargestellt. Zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen Tellerdurchmessern (290 mm bzw. 400 mm) ist in dem bindigen Boden nur ein geringer Unterschied erkennbar. Bei 25 mm Kopfverschiebung werden 68 kN bzw. 75 kN Traglast erreicht.



**Abb. 11:** Widerstands-Setzungs-Linien und Kriechmaß der Druckversuche am Standort Tüttendorf

Durch die Approximation der Messwerte nach Chin-Kondner kann die Grenzlast des Versuchs T02 zu 99 kN und des Versuchs T05 zu 120 kN bestimmt werden. Der kleinere Flügeldurchmesser führt weiterhin zu einem höheren Kriechen. Im Versuch T02 ist das Kriechmaß mit 2,34 mm unter Prüflast etwa doppelt so groß wie beim Versuch T05.

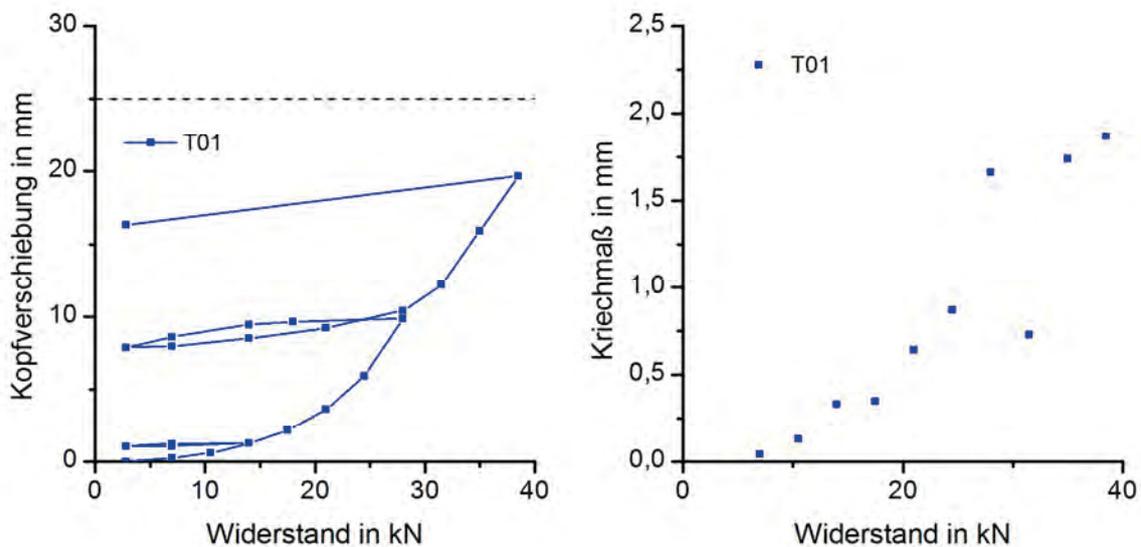
**Tab. 10:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der Druckversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
T02	56	19,7	68	2,34	64 <sup>1</sup>	99	96
T05	56	17,9	75	1,13	64 <sup>1</sup>	120	125

<sup>1</sup> Kurvenverlauf und Approximation zeigen schlechte Übereinstimmung

### 5.2.2.2 Ergebnisse der senkrechten Zugversuche

Am Standort Tüttendorf wurde nur ein senkrechter Zugversuch an einem Schraubfundament mit 290 mm Flügeldurchmesser durchgeführt. Die gemessenen Verformungen sind gering. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm ergibt sich eine berechnete Traglast von 34 kN und die Grenzlast beträgt 37 kN.



**Abb. 12:** Widerstands-Hebungs-Linien und Kriechmaß der senkrechten Zugversuche am Standort Tüttendorf

Entsprechend Tabelle 11 beträgt das Kriechmaß unter Prüflast von 28 kN 1,66 mm. In Abbildung 12 ist ein annähernd linearer Anstieg des Kriechmaßes mit der Belastung zu verzeichnen.

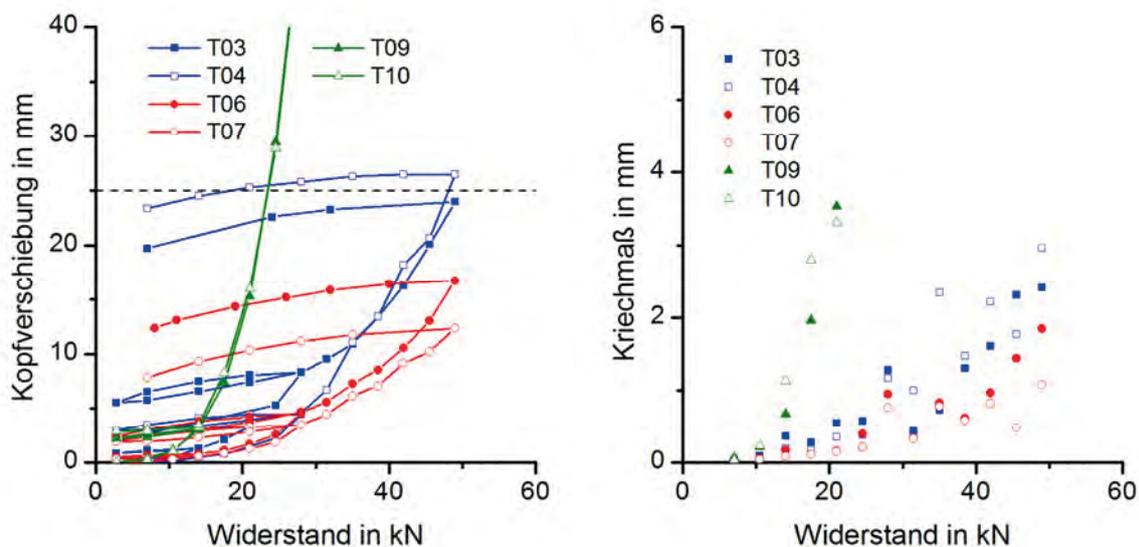
**Tab. 11:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der senkrechten Zugversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult.BH}$ in kN	$P_{max.CK}$ in kN	$P_{max.De}$ in kN
T01	28	9,86	34 <sup>1</sup>	1,66	36	37	33

<sup>1</sup> aus Approximation nach Chin-Kondner rückgerechnet

### 5.2.2.3 Ergebnisse der geneigten Zugversuche

Die Widerstands-Setzungs-Linien der geneigten Zugversuche am Standort Tüttendorf deuten auf einen Einfluss des Tellerdurchmessers auf das Tragverhalten hin. Die Versuche mit dem kleineren Durchmesser von 290 mm (T03 und T04) erreichen berechnete Grenzlasten von ca. 45 bis 55 kN, während die Grenzlasten bei den Versuchen mit 400 mm Flügeldurchmesser zwischen 55 und 60 kN liegen. Weiterhin sind die Verformungen und das Kriechmaß bei größeren Tellerdurchmessern wesentlich geringer (vgl. Tabelle 12).



**Abb. 13:** Widerstands-Hebungs-Linien und Kriechmaß der geneigten Zugversuche am Standort Tüttendorf

Die kurzen, einflügeligen Schraubfundamenten mit 1,6 m Baulänge und 290 mm Tellerdurchmessern sind nicht in der Lage, die Prüfkraft von 28 kN sicher in den Baugrund einzuleiten. Wegen der großen Verformungen mussten die Versuche abgebrochen werden. Es wurde dem zufolge der Grenzzustand der Tragfähigkeit überschritten.

**Tab. 12:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der geeigneten Zugversuche

Nr.	$P_P$ in kN	$s_P$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_P$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
T03	28	8,3	$46^2$	1,28	53	55	45
T04	28	4,6	$46^2$	1,17	45	46	40
T06	28	4,6	$52^2$	0,95	49	54	53
T07	28	3,5	$52^2$	0,76	56	53	58
T09	28	$50^1$	23	$19^1$	25	25	26
T10	28	$50^1$	23	$16^1$	27	28	28

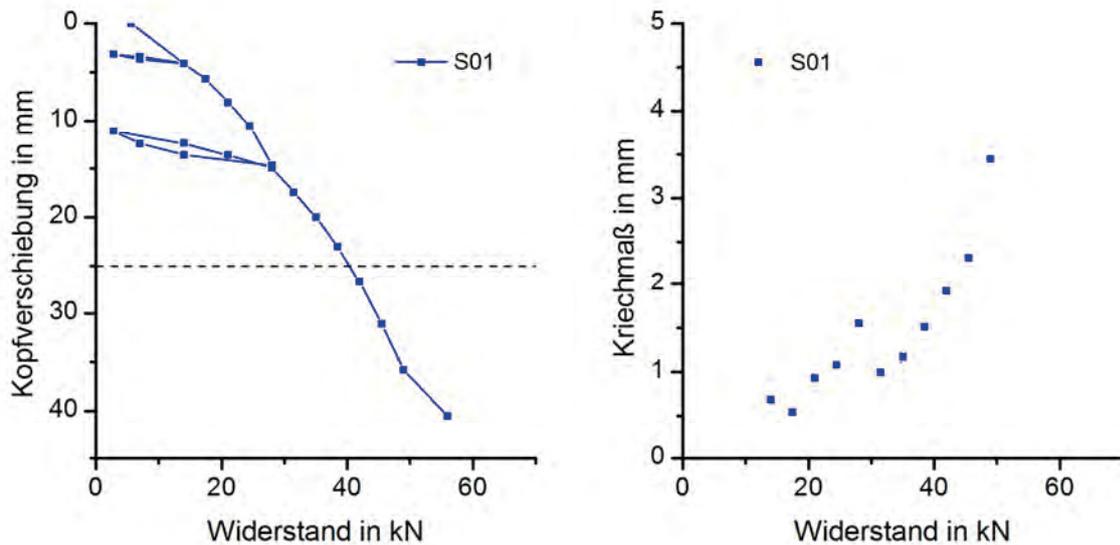
<sup>1</sup> Abbruch der Messung da Maximalwert der Messuhr erreicht

<sup>2</sup> aus Approximation nach Chin-Kondner rückgerechnet

### 5.2.3 Standort Schlichting

#### 5.2.3.1 Ergebnisse der Druckversuche

Aus der abgeleiteten Versuchskurve nach Chin-Kondner ergibt sich eine Grenzlast von 70 kN. Die vergleichsweise geringe Belastbarkeit des Schraubfundamentes ist auf den Torfboden, der direkt unterhalb des unteren Schraubflügels lagert (vgl. Abschnitt 4.4.3), zurückzuführen. Die wichtigsten Versuchsdaten sind in Tabelle 13 zusammengefasst.



**Abb. 14:** Widerstands-Setzungs-Linien und Kriechmaß der Druckversuche am Standort Schlichting

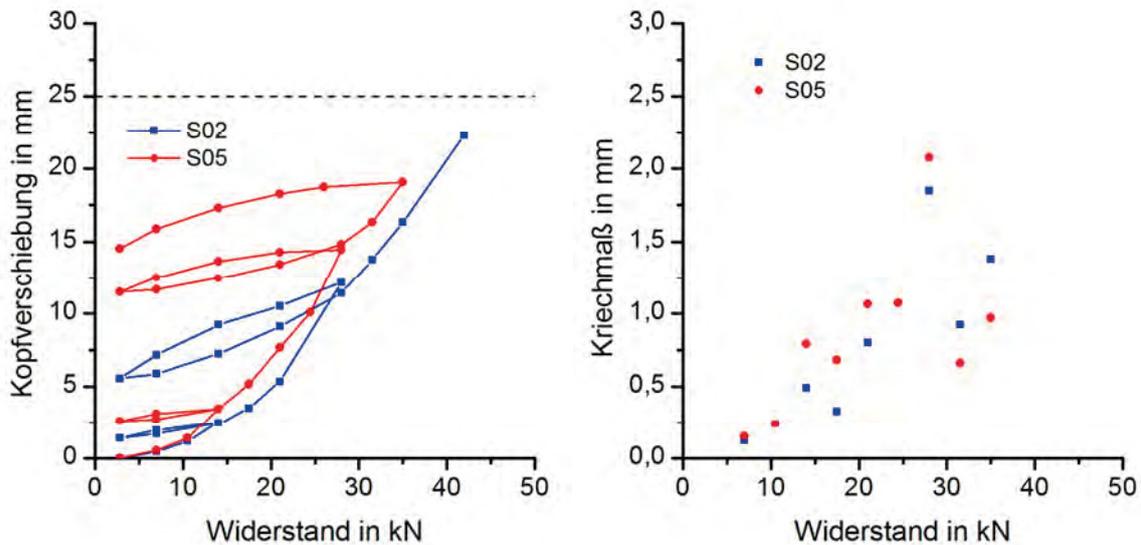
**Tab. 13:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der Druckversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
S01	28	14,5	42	1,55	47 <sup>1</sup>	70	75

<sup>1</sup> Kurvenverlauf und Approximation zeigen schlechte Übereinstimmung

### 5.2.3.2 Ergebnisse der senkrechten Zugversuche

Die Probelastung S02 wurde an einem 2,2 m langen zweiflügligen Schraubfundament mit 500 mm Durchmesser und die Probelastung an einem 2,2 m langen zweiflügligen Schraubfundament mit 400 mm Durchmesser durchgeführt. Wie in Abbildung 15 zu sehen ist, ergeben sich aus den unterschiedlichen Durchmessern geringfügige Unterschiede. Das kleinere Schraubfundament verhält sich insgesamt etwas weicher. Unter der Prüflast von 28 kN beträgt die Kopferschiebung im Versuch S02 12,1 mm und im Versuch S05 14,4 mm. Bei einer vorgegebenen Kopferschiebung von 25 mm kann nach einer Approximation der Widerstands-Hebungs-Linien nach Chin-Kondner das Fundament S02 36 kN und das Fundament S05 34 kN Traklast in den Baugrund abtragen.



**Abb. 15:** Widerstands-Hebungs-Linien und Kriechmaß der senkrechten Zugversuche am Standort Schlichting

Das Kriechmaß der Schraubfundamente unter der Prüflast von 28 kN beträgt 1,85 mm bei Versuch S02 und 2,08 mm bei Versuch S05. Wie in Abbildung 15 zu sehen, steigt das Kriechmaß annähernd linear mit der Last im untersuchten Lastbereich. Die berechneten Grenzlasten liegen bei beiden Schraubfundamenten um 40 kN.

**Tab. 14:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der senkrechten Zugversuche

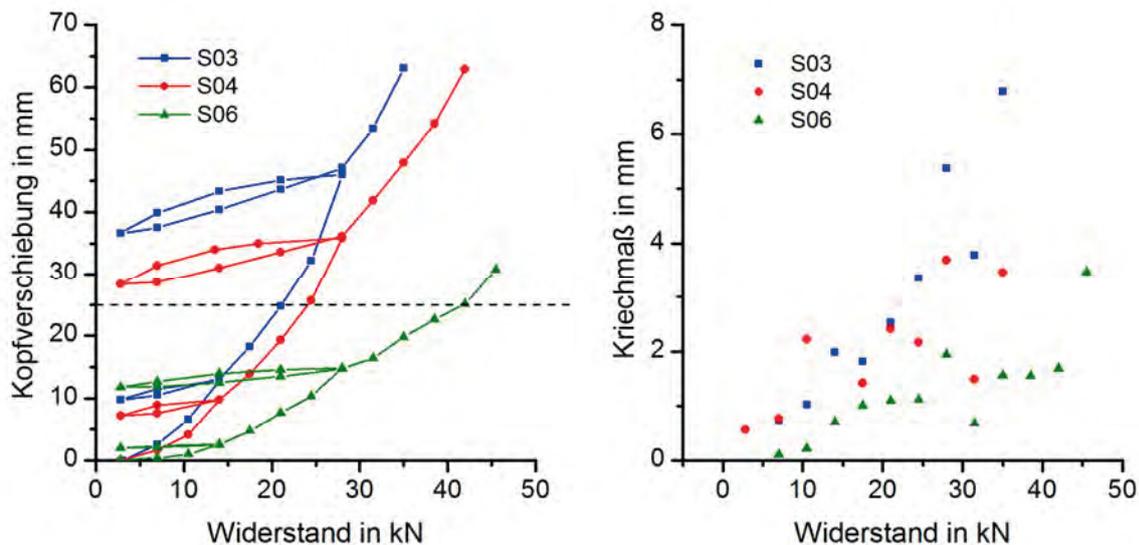
Nr.	$P_P$ in kN	$s_P$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_P$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
S02	28	12,1	$36^1$	1,85	48	40	38
S05	28	14,4	$34^1$	2,08	45	39	38

<sup>1</sup> aus Approximation nach Chin-Kondner rückgerechnet

### 5.2.3.3 Ergebnisse der geeigneten Zugversuche

Die Probelastungen S03 und S04 wurden an 2,2 m langen, zweiflügligen Schraubfundamenten mit 500 mm Tellerdurchmesser durchgeführt. Bei der Prüflast von 28 kN betragen die Kopfverformungen 46 mm bzw. 35,8 mm und liegen somit deutlich über dem 25 mm Kriterium. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm können lediglich Traglasten von 21 kN bzw. 24 kN erreicht werden. Im Versuch S06, der unter sonst gleichen Randbedingungen, mit einem kleineren Schraubfundament mit 400 mm

Flügeldurchmesser ausgeführt wurde, konnten wesentlich günstigere Messwerte aufgezeichnet werden. Hier beträgt die Kopfverschiebung unter Prüflast nur 14,9 mm und ist somit deutlich geringer. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm wird eine Traglasten von 41 kN erreicht werden.



**Abb. 16:** Widerstands-Hebungs-Linien und Kriechmaß der geneigten Zugversuche am Standort Schlichting

Die ermittelten Kriechmaße sind in den Versuchen S03 und S04 mit 500 mm Flügeldurchmesser ebenfalls deutlich größer als bei dem Versuch S06 mit 400 mm Flügeldurchmesser. Unter Prüflast wurden bei den Versuchen S03 und S04 Werte von 5,37 mm bzw. 3,69 mm berechnet, während beim Versuch S06 nur 1,65 mm errechnet wurden. Die berechneten Grenzlasten liegen mit 32 kN bis 49 kN bei allen drei Versuchen auf einem ähnlichen Niveau.

Als mögliche Ursache für das weiche Tragverhalten kommen Auflockerungsprozesse während des Eindrehens in Betracht. Schon zu Beginn des Eindrehens war bei den geneigten Schraubfundamenten mit 500 mm Flügeldurchmesser nur ein geringes Eindringen des Schraubfundaments in den Boden bei gleichzeitiger Förderung von Boden an die Oberfläche feststellbar. Setzt sich dieser Prozess in der Tiefe fort, so kommt es zu einer kontinuierlichen Auflockerung des Bodens oberhalb des Schraubflügels. Der so gelockerte Boden wird bei der anschließenden Zugbelastung wieder verdichtet, was große Verformungen zur Folge haben kann.

**Tab. 15:** Zusammenfassung der wichtigsten Prüfergebnisse der geneigten Zugversuche

Nr.	$P_p$ in kN	$s_p$ in mm	$P_{25}$ in kN	$ks_p$ in mm	$P_{ult,BH}$ in kN	$P_{max,CK}$ in kN	$P_{max,De}$ in kN
S03	28	46,0	21	5,37	32	43	43
S04	28	35,8	24	3,69	34	49	46
S06	28	14,9	41	1,95	42	46	42

<sup>1</sup> aus Approximation nach Chin-Kondner rückgerechnet

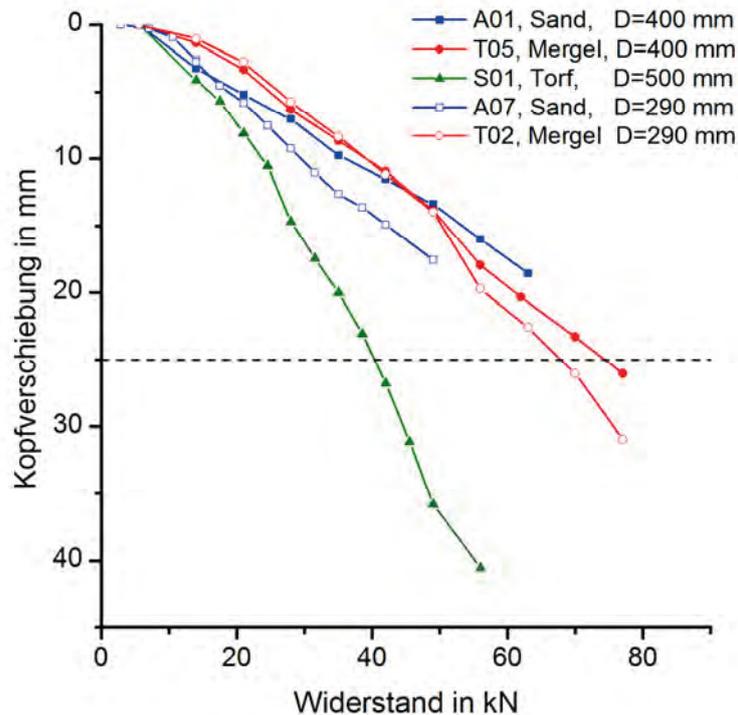
## 6 Bewertung der Probelastungsergebnisse

### 6.1 Druckbelastete Schraubfundamente

#### 6.1.1 Einfluss der Bodenart und des Flügeldurchmessers

In Abbildung 14 sind die Widerstands-Setzungslinien aller durchgeführten Druckversuche ohne die Entlastungszyklen dargestellt. Die größte Anfangssteifigkeit haben die Schraubfundamente im Mergel am Standort Tüttendorf. Bis zu einer Last von 49 kN sind hier die Verformungen am geringsten. Weiterhin ist bis zu einer aufgetragenen Last von 52,5 kN kein Unterschied zwischen den verschiedenen Flügeldurchmessern feststellbar. Erst ab einer Belastung von 56 kN werden Unterschiede sichtbar. Erwartungsgemäß ist die Belastbarkeit des Fundaments mit dem größeren Flügeldurchmesser höher. Die Grenzlastergebnisse nach Chin-Kondner ergeben sich bei einem Flügeldurchmesser von 400 mm zu 121 kN und bei einem Flügeldurchmesser von 290 mm zu 99 kN. Die Grenzlastergebnisse sind bei dem Schraubfundament mit 30 % kleinerem Flügeldurchmesser folglich um 20 % geringer. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm können im Versuch T05 74 kN und im Versuch T02 67 kN abgetragen werden. Bei der vorgegebenen Kopfverformung ist die Belastbarkeit um 10 % geringer.

Bei den Probelastungen am Standort Ahrenshöft im sandigen Boden ist von Beginn an ein höherer Widerstand des Schraubfundaments mit dem größeren Flügeldurchmesser zu beobachten. Als Grenzlastergebnisse nach Chin-Kondner ergibt sich im Versuch A01 ein Wert von 252 kN und im Versuch A07 von 79,3 kN. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm kann das größere Schraubfundament ca. 79 kN in den Boden abtragen, während im Versuch A07 nur 52 kN erreicht werden. Der 30 % geringere Flügeldurchmesser führt entsprechend zu einer um ca. 35 % verminderten Tragfähigkeit bei gleicher Verformung. Im Vergleich zu den Versuchen am Standort Tüttendorf ist die Anfangssteifigkeit etwas geringer. Dies ist mit der Lagerungsdichte des Sandes zu begründen. Bei zunehmender Belastung wird der Sand verdichtet, sodass seine Steifigkeit zunimmt, während im bindigen Boden durch die zunehmende Belastung Porenwasserdrücke aufgebaut werden.



**Abb. 17:** Ergebnisse der Probebelastungen an druckbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m Länge in unterschiedlichen Bodenarten

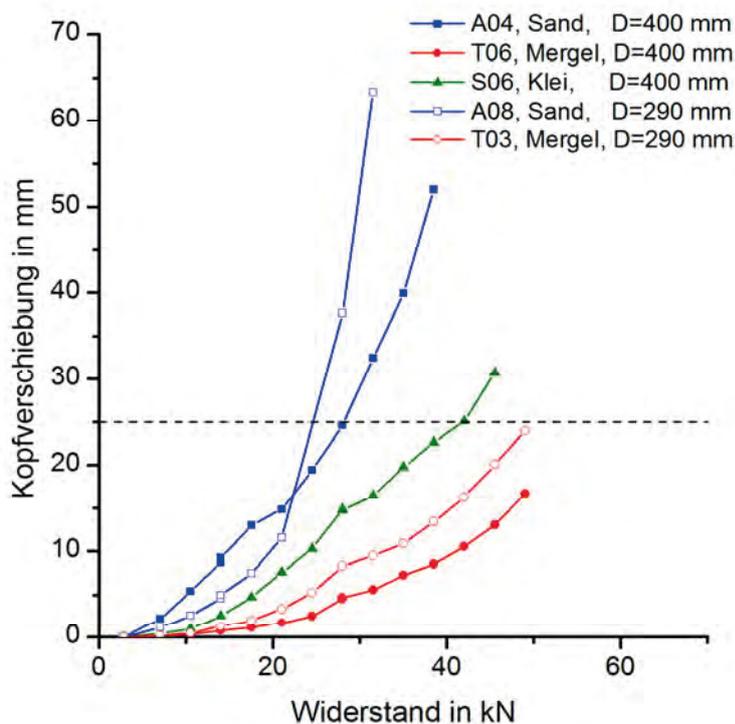
Die Tragfähigkeit des Schraubfundaments am Standort Schlichting ist vergleichsweise gering. Der Torf, der den unteren Flügel des Schraubfundaments unterlagert, weist nur eine geringe Festigkeit auf, sodass es zu einem Einsinken des Schraubfundaments kommt. Bei 25 mm Kopfverformung wird hier nur eine Traglast von 40 kN erreicht.

An dem Standort Ahrenshöft und am Standort Tüttendorf kann mit den untersuchten Schraubfundamenten der Bemessungswert der zu erwartenden Drucklast aus dem Turm der Windenergieanlage von  $F_d = 50$  kN mit ausreichender Sicherheit in den Boden abgetragen werden. Am Standort Schlichting führt der Torf zu einer verminderten Tragfähigkeit, sodass eine Belastung von 56 kN nur unter großen Verformungen von 41 mm abgetragen werden konnte.

## 6.2 Zugbelastete Schraubfundamente

### 6.2.1 Einfluss der Bodenart

Die geringsten Zuglasten konnten durch die Schraubfundamente am Standort Ahrenshöft aufgenommen werden. Die Anfangssteifigkeit ist zwar beim kleineren Schraubfundament größer, die Verschiebungen nehmen jedoch mit steigender Last schnell zu. Bei der Probelastung A04 mit einem Flügeldurchmesser von 400 mm konnte bei einer Kopfverschiebung von 25 mm die Prüflast von 28 kN abgetragen werden. Beim Versuch A08 wurden unter der Prüflast von 28 kN 38 mm Verschiebung erreicht. Als Grenzlast nach Chin-Kondner wurden 51 kN bzw. 30 kN errechnet. Das größere Schraubfundament ist somit in der Lage, die Prüflast mit ausreichender Sicherheit abzutragen, während sich das kleinere Schraubfundament unter Prüflast kurz vor dem Versagenszustand befindet.



**Abb. 18:** Ergebnisse der Probelastungen an geneigten, zugbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m Länge in unterschiedlichen Bodenarten

Im weichen Kleiboden am Standort Schlichting wurde im Vergleich zum Standort Ahrenshöft bei sonst gleichen Randbedingungen eine höhere Tragfähigkeit erreicht. Bei einer Kopfverschiebung von 25 mm können hier 42 kN Last in den Boden abgetragen werden. Die Grenzlast nach Chin-Kondner liegt bei ca. 50 kN.

Die Schraubfundamente, die in den Mergel am Standort Tüttendorf eingebracht wurden, erzielten die höchsten Widerstände. Bei 25 mm Kopfverschiebung wird im Versuch T06

eine von Tragfähigkeiten ca. 52 kN und im Versuch T03 eine Tragfähigkeiten 46 kN erreicht. Die Grenzlaster nach Chin-Kondner liegen bei beiden Versuchen bei 55 kN.

Als ungünstigster Baugrund zum Abtrag von Zuglasten stellte in den vorliegenden Untersuchungen der locker bis mitteldicht gelagerte Sand am Standort Ahrenshöft heraus. Hier ist ein ausreichend großer Flügeldurchmesser notwendig, um die Prüflast sicher in den Baugrund einzuleiten. Neben der Lagerungsdichte des Sandes kommen erschwerend die vergleichsweise große Mächtigkeit der Oberbodenschicht und der den Sand überlagernde Torf hinzu. Dies führt dazu, dass der obere Schraubflügel kaum in tragfähigen Baugrund einbindet, sodass die Lasten über den unteren Flügel in den Boden eingeleitet werden müssen.

Der Kleiboden kann die Zuglasten vergleichsweise gut aufnehmen. Allerdings ist der Eindrehprozess ein wichtiger Parameter (vgl. Abschnitt 5.2.3.3). Kommt es während des Einbaus der Schraubfundamente zu einer starken Auflockerung, ist mit einer Verminderung der Tragfähigkeit zu rechnen.

Im Geschiebelehm bzw. Geschiebemergel am Standort Tüttendorf konnten sehr hohe Tragfähigkeiten erzielt werden. Die günstigen bodenmechanischen Eigenschaften des Bodens führen zu hohen Tragfähigkeiten bei geringen Verformungen.

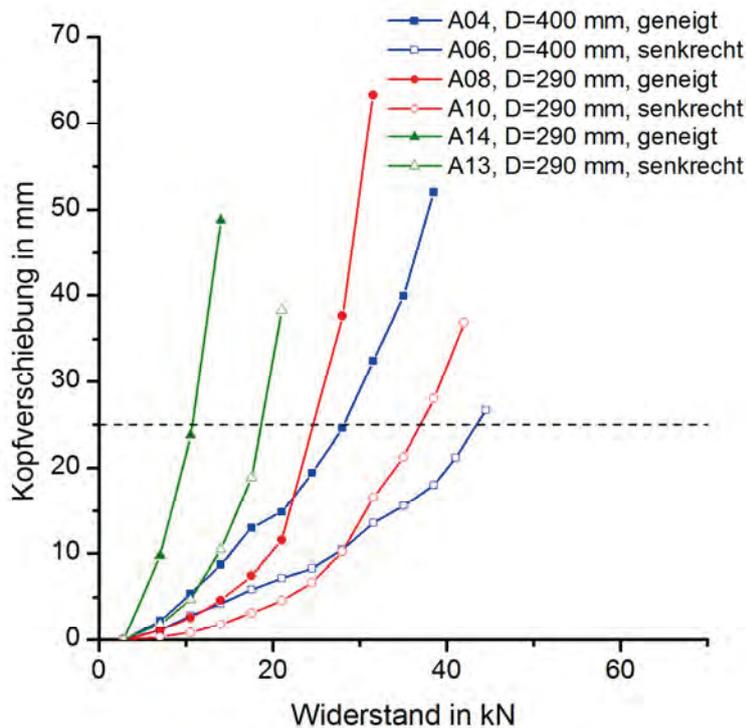
### 6.2.2 Einfluss der Neigung

Entsprechend Abbildung 19 ist der Einfluss der Neigung der Schraubfundamente im nichtbindigen Boden deutlich zu sehen. Die senkrecht in den Boden eingebrachten Schraubfundamente weisen eine deutlich höhere Grenzlast auf als die geneigten Schraubfundamente. Nach Tabelle 16 steigt die Grenzlast nach Chin-Kondner um 30 % bis 40 % bei einer senkrechten Einbringung und Belastung des Schraubfundaments an.

**Tab. 16:** Einfluss der Neigung auf die Grenzlast nach Chin-Kondner

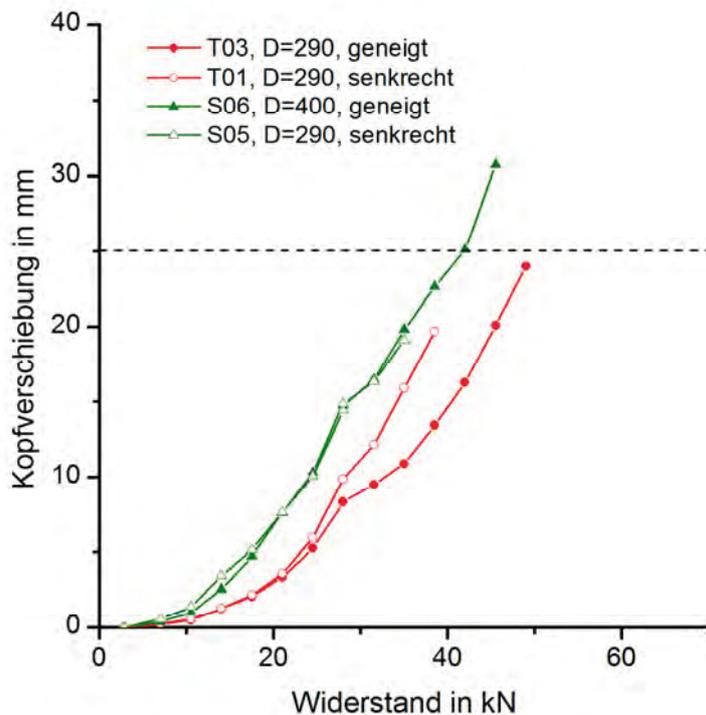
Standort	L in m	D in mm	P <sub>max,CK</sub> in kN		Verhältnis
			senkrecht	geneigt	
Ahrenshöft	1,6	290	22,3	17,1	1,30
	2,2	290	42,1	30,3	1,39
	2,2	400	67,6	51,5	1,31
Tüttendorf	2,2	290	37,1	44,9	0,83
Schlichting	2,2	400	38,7	42,3	0,78

Als mögliche Ursache für die Steigerung der Traglast kommt die größere Überlagerungsspannung in tieferen Bodenschichten infrage. Das senkrecht eingebrachte Schraubfundament bindet etwa 25 % tiefer in den Boden ein.



**Abb. 19:** Ergebnisse der Probelastungen an geneigten und senkrechten, zugbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m und 1,6 m Länge am Standort Ahrenshöft (nichtbindiger Boden)

In den bindigen Böden an den Standorten Tüttendorf und Schlichting sind bei den Messwerten der Probelastung nur geringfügige Unterschiede zwischen den geneigten und senkrechten Schraubfundamenten zu beobachten. Die Verformungen bei den senkrechten Schraubfundamenten sind teilweise sogar größer als bei den geneigten Schraubfundamenten. Insgesamt ist der Einfluss der Neigung in bindigen Böden jedoch deutlich geringer als in den nichtbindigen Böden.

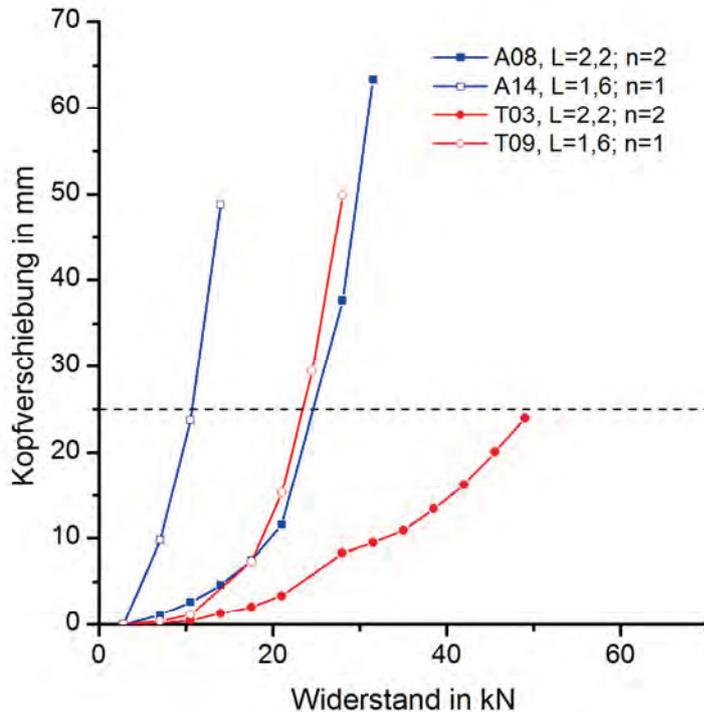


**Abb. 20:** Ergebnisse der Probelastungen an geneigten und senkrechten, zugbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m Länge an den Standorten Tüttendorf und Schlichting (bindiger Boden)

### 6.2.3 Einfluss der Länge

Die Länge und Anzahl der Schraubflügel haben einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten der Schraubfundamente. In Abbildung 21 sind die Ergebnisse von Probelastungen an 2,2 m langen und 1,6 m langen Schraubfundamenten in bindigen und nichtbindigen Boden dargestellt. Im nichtbindigen Boden am Standort Ahrenshöft kann von dem einflügeligen, 1,6 m langen Schraubfundament bei einer Kopfverschiebung von 25 mm ein Traglast von 10,5 kN abgetragen werden. Die Grenzlast nach Chin-Kondner beträgt 17 kN. Das 2,2 m lange, zweiflügelige Schraubfundament trägt bei 25 mm Verschiebung 25 kN Last ab und die Grenzlast beträgt 30 kN. Die Tragfähigkeit ist etwa doppelt so groß.

Ein ähnliches Bild zeigt sich im bindigen Boden am Standort Tüttendorf. Das kurze Schraubfundament hat hier eine Traglast von 23 kN bei 25 mm Verschiebung, während das lange Schraubfundament 46 kN abtragen kann. Die Grenzlasten betragen 25 kN bzw. 55 kN. Auch hier ist die Tragfähigkeit etwa doppelt so groß wie bei den längeren zweiflügeligen Schraubfundamenten.



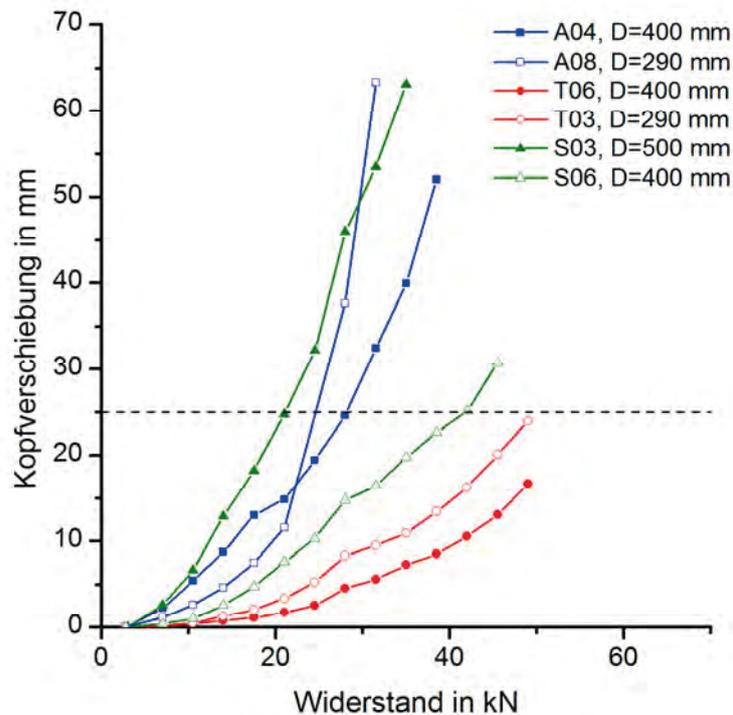
**Abb. 21:** Ergebnisse der Probelastungen an geneigten, zugbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m und 1,6 m Länge

#### 6.2.4 Einfluss des Flügeldurchmessers

Bei den Probelastungen am Standort Ahrenshöft und Tüttendorf ist ein positiver Einfluss des Flügeldurchmessers auf das Trag- und Verformungsverhalten der Schraubfundamente erkennbar. Betrachtet man die Grenzlaster nach Chin-Kondner, so steigen diese am Standort Ahrenshöft von 30 kN auf 51 kN und am Standort Tüttendorf von 54 kN auf 55 kN. Besonders im nichtbindigen Boden steigt die Tragfähigkeit mit zunehmendem Flügeldurchmesser an. Bei einer vorgegebenen Kopfverschiebung von 25 mm ist die Verbesserung der Tragfähigkeit ebenfalls erkennbar. Im Versuch A08 liegt diese bei 23 kN und im Versuch A04 28 kN. Die Steigerung beträgt 20 %. Am Standort Tüttendorf steigt die Tragfähigkeit bei einer Steigerung des Flügeldurchmessers von 290 mm auf 400 mm von 49 kN auf etwa 54 kN an, was einem Zuwachs von etwa 10 % entspricht.

Bei den Probelastungen am Standort Schlichting verringerte sich durch die Verwendung größerer Schraubfundamente deren Tragfähigkeit. Die Tragfähigkeit der Schraubfundamente mit 500 mm Flügeldurchmesser ist etwa 40 % geringer als die Tragfähigkeit der Schraubfundamente mit 400 mm Flügeldurchmesser. Ursache für die

starke Abnahme der Tragfähigkeit ist, wie in Abschnitt 5.2.3.3 erläutert, in diesem Fall wahrscheinlich das Einbringen der Schraubfundamente.



**Abb. 22:** Ergebnisse der Probelastungen an geneigten, zugbelasteten Schraubfundamenten mit 2,2 m Länge

### 6.3 Bewertung der Tragreserven und des Bruchmechanismus

#### 6.3.1 Bestimmung der Grenzlast durch Approximation der Messwertkurven

Zur Bewertung der Grenztragfähigkeit wurde die Grenzlast mit verschiedenen mathematischen Methoden bestimmt. Die Bestimmung der Grenzlast nach dem Brinch-Hansen 80%-Kriterium zeigte dabei häufig eine schlechte Übereinstimmung der gemessenen Werte mit den berechneten Kurven. Ursache dafür ist die Definition der Ansatzfunktion, die von einem Erreichen eines Peak-Wertes ausgeht. Diese Versagensform wurde bei den Probelastungen in den untersuchten Böden nicht beobachtet. Es ist jedoch davon auszugehen, dass solch ein Versagen in nichtbindigen Böden, die zu dilatanten Verhalten neigen, beobachtet werden kann.

Bei den Approximationen nach Chin-Kondner und Decourt zeigten sich nur geringfügige Streuungen der berechneten Kurven und Grenzlasten. Das die Ansatzfunktionen ähnlich sind, liegen die Unterschiede vorwiegend im mathematischen Bereich. Für die praktische

Anwendung ergeben sich keine Unterschiede. Vorteil der Auswertung und Bestimmung der Grenzlast mit den mathematischen Methoden ist, dass dadurch eine objektive Bewertung der Tragreserven anhand der Messkurven möglich ist. Durch die Ausgleichsrechnung ist auch ein Vergleich von Probelastungen mit unterschiedlichen Belastungszeiten möglich, was bei einer Definition der Grenzlast über ein Verformungskriterium nicht möglich ist.

Zur Veranschaulichung sind in Abbildung 23 die Messwerte der Versuche A08 und A09 dargestellt. Dabei ist der Versuch A09 ein Wiederholungsversuch mit verkürzten Beobachtungszeiten des Versuchs A08. Betrachtet man die aus den Messwerten resultierenden Versuchskurven, so sind in den jeweiligen Laststufen die Verformungen im Versuch A08 deutlich größer. Ursache sind die längeren Beobachtungszeiten, in denen durch das Kriechen die Verformungen zunehmen. Bei einer Festlegung der Traglast nach einem Verformungskriterium führen folglich die längeren Beobachtungszeiten zu einer Verringerung der Traglast. Durch die Ansatzfunktion nach Chin-Kondner können die Verläufe der Messwertkurven gut angenähert werden.

Berechnet man nun mit den Parametern die Asymptoten der Kurvenverläufe, so ergibt sich für beide Kurven trotz der unterschiedlichen Verläufe ein Wert von  $p_{ult,CK} \approx 33,8 \text{ kN}$ . Durch die Approximation können somit Asymptoten bestimmt werden, bei deren Ermittlung der Belastungszyklus nur einen geringen Einfluss hat.

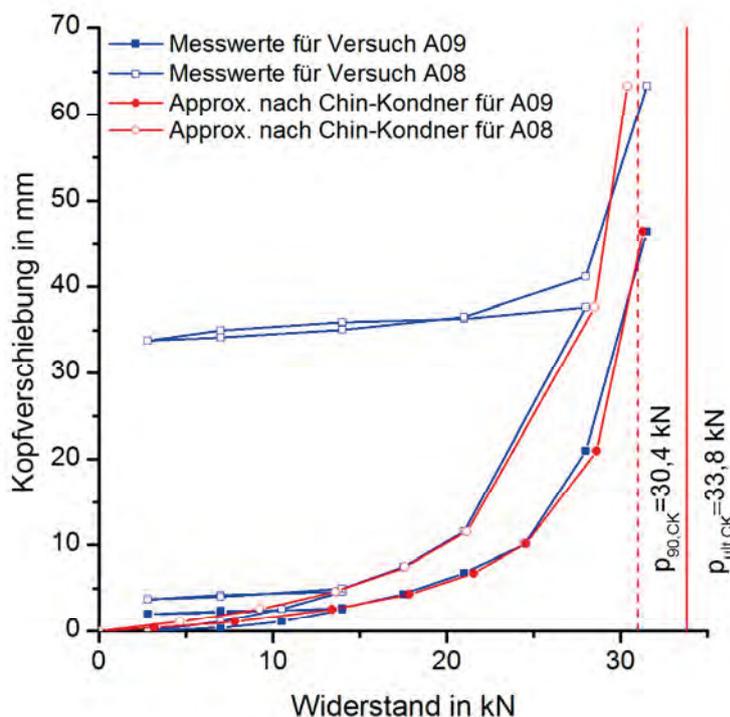


Abb. 23: Auswertung der Probelastungen A08 und A09 nach Chin-Kondner

Weiterhin wurde im Diagramm die Grenzlast  $p_{90,CK}$  eingetragen, die sich aus der Abminderung des asymptotischen Werts um den Faktor  $\beta = 0,9$  ergibt. In den Versuchen kann die Grenzlast unter ausreichend großer Verformung erreicht werden, sodass diese einen realistischen Wert der maximalen Belastbarkeit der Schraubfundamente darstellt.

### 6.3.2 Bruchmechanismus im Versagenszustand

Im Versagenszustand von zugbelasteten Schraubfundamenten kommt es zu einem Herausziehen des Schraubfundamentes aus dem Boden. An der Geländeoberkante kann dabei ein Herausziehen des Schafts aus dem Boden beobachtet werden, ohne dass es zu nennenswerten Verformungen des Bodens kommt (Abbildung 24, links). Erst nach mehreren Dezimetern aufgebrachtener Verschiebung kommt es zu einem geringfügigen Ausbruch des Bodens. Nach dem vollständigen Herausziehen des Schraubfundaments verbleibt im Boden ein Hohlraum mit der Länge und dem Durchmesser des Schraubfundaments (Abbildung 25). Über den Flügeln der Schraubfundamente bildet sich ein verfestigter zylindrischer Bodenkörper. Bei zweiflügligen Schraubfundamenten bildet sich zwischen dem ersten und zweiten Flügel ein Hohlraum (Abbildung 24, rechts).



**Abb. 24:** Ausziehen von Schraubfundamenten



**Abb. 25:** Entstehender Hohlraum nach dem Auszugsversuch

Es wurden insgesamt etwa 10 Schraubfundamente vollständig aus dem Boden gezogen. Unabhängig von Bauform und Bodenart wurde bei allen Versuchen der geschilderte Bruchmechanismus festgestellt. Insgesamt ist dieser Bruchvorgang sehr duktil. Einerseits sind große Verformungen erforderlich, bis ein Bruchzustand erreicht wird, andererseits können auch nach Erreichen des Bruchzustands noch große Lasten abgetragen werden.

### 6.3.3 Beurteilung des Kriechmaßes zur Ermittlung der Traglast

Nach DIN EN 1537:2001 ist bei Eignungsprüfungen an Verpressankern ein Kriechmaß von 2 mm als Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert. Die Übertragung dieses Wertes erscheint nach den vorliegenden Ergebnissen nicht sinnvoll. So gehen beispielsweise bei den senkrechten Zugversuchen am Standort Ahrenshöft die Schraubfundamente bei einem Kriechmaß von 1 mm in den Grenzzustand der Tragfähigkeit über (vgl. Abschnitt 5.2.1.2), während die Schraubfundamente am Standort Schlichting bei einem Kriechmaß von 2 mm noch einen ausreichend großen Abstand zum Grenzzustand der Tragfähigkeit haben (vgl. Abschnitt 5.3.2.3). Insgesamt ist bei den Untersuchungen die Streuung des Kriechmaßes sehr groß, sodass sich keine direkten Beziehungen ableiten lassen.

## 7 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Im Rahmen der Versuchsserie wurde an drei Standorten im norddeutschen Raum in unterschiedlichen Böden das Trag- und Verformungsverhalten von druck- und zugbelasteten Schraubfundamenten untersucht. Es wurden auf den drei Versuchsfeldern insgesamt 30 Probelastungen durchgeführt. Ergänzend wurden in den Versuchsfeldern Baugrunduntersuchungen und Sondierungen zur Bestimmung der Baugrundeigenschaften ausgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, die Eignung der Schraubfundamente zum Abtrag von Lasten aus einer Klein-WEA in den Boden zu untersuchen. Es konnte festgestellt werden, dass bei der Wahl der geeigneten Fundamentgeometrie in fast allen, auch ungünstigen, Böden der Abtrag der Prüflast in den Boden sicher gewährleistet ist. Dies gilt auch bei einer Begrenzung der Kopfverformung auf 25 mm. Einzige Ausnahme bildet der in Schlichting angetroffene Torf. Zwar ist auch dort ein Abtrag der Lasten möglich, allerdings führt die geringe Steifigkeit zu großen Verformungen, die im Extremfall zu einem Verlust der Standsicherheit der Klein-WEA führen könnten.

Weiterhin konnten verschiedene Einflussparameter auf das Tragverhalten von Schraubfundamenten herausgearbeitet werden. Als wichtigster Parameter wurden die Baulänge und die Flügelanzahl identifiziert. Dabei konnten die 2,2 m langen, zweiflügligen Schraubfundamente etwa doppelt so große Lasten abtragen wie die 1,6 m langen, einflügligen Schraubfundamente. In nichtbindigen Böden haben weiterhin die Neigung und der Durchmesser einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten. In bindigen Böden sind diese Einflüsse dagegen wesentlich geringer, während für diese Böden allerdings der Einbauprozess als wichtiger Parameter identifiziert.

Zur Auswertung der Probelastungen wurden verschiedene Wege gegangen. Neben einer Kopfverschiebung von 25 mm als Kriterium zur Bestimmung der Tragfähigkeit wurden weitere mathematische Ansätze zur Bestimmung der Grenzlast untersucht. Dabei konnte festgestellt werden, dass in den untersuchten Böden besonders die Ansätze nach Chin-Kondner und Decourt eine Grenzlast liefern, die realistische Werte unabhängig vom Belastungszyklus liefern.

Weiterhin wurde das Kriechverhalten in den Laststufen untersucht. Dabei zeigte sich, dass sich eine starre Regelung wie in DIN EN 1537:2001 nicht zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Schraubfundamenten eignet, da das Kriechverhalten stark vom anstehenden Boden abhängig ist.

## Anlagen

Anlage 1.1: Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen am Standort Ahrenshöft

Anlage 1.2: Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen am Standort Tüttendorf

Anlage 1.3: Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen am Standort Schlichting

Anlage 2.1: Protokolle der Probelastungen Standort Ahrenshöft

Anlage 2.2: Protokolle der Probelastungen Standort Tüttendorf

Anlage 2.3: Protokolle der Probelastungen Standort Schlichting

# Anlage 1.1

Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen am Standort Ahrenshöft





Dipl.-Ing.  
Peter Neumann  
Baugrunduntersuchung  
GmbH & Co. KG  
Marienthaler Str. 6  
24340 Eckernförde  
Tel. 0 43 51 7136-0  
Fax 0 43 51 7136-71

NEUMANN Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG • Marienthaler Str. 6 • 24340 Eckernförde

EasyWind GmbH  
Lecker Straße 7  
Gebäude 2c

25917 Enge-Sande

 Gründungsmitglied  
des BD bohr

12.10.2011  
käm

## Bauvorhaben Nr. 238/11

Neubau einer Kleinwindenergieanlage in Ahrenshöft, Dorfstraße  
Baugrunduntersuchung - Gründungsbeurteilung

---

### 1 Vorgang

Die EasyWind GmbH plant für Herrn Joachim Clausen in Ahrenshöft, Dorfstraße 25, den Neubau einer Kleinwindenergieanlage mit einer Nabenhöhe von 19 m. Der Turm besteht aus drei Rohrsegmenten, die vierseitig mit Seilen abgespannt sind. Der Turm und die Seile werden mittels Erdnägeln im Boden verankert. Diese Anker erfahren eine maximale charakteristische Zuglast von 12,1 kN und eine maximale charakteristische Drucklast von 38,1 kN unterhalb des Turms (ungünstigste Annahme Lastfallkombination K und L für die Windzone 3 gem. vorliegender statischer Berechnung).

Die Fa. Neumann Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG ist vom Bauherrn beauftragt worden, den Baugrund im Bereich der geplanten Anlage zu erkunden und hierauf basierend eine gutachterliche Stellungnahme zur Tragfähigkeit der Erdanker zu erarbeiten.

Für die Bearbeitung stand uns die aktuelle statische Berechnung der P.E. Concepts GmbH, Essen, vom 02.08.2011 zur Verfügung.

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG



## 2 Baugrund

### 2.1 Durchgeführte Untersuchungen

Der Baugrundaufbau ist durch zwei Kleinbohrungen bis in eine Tiefe von 6,0 m unter Ansatzpunkt untersucht worden. Zur Ermittlung der Lagerungsdichte der erkundeten Sande wurde darüber hinaus eine Sondierung mit der leichten Rammsonde (DPL-5) bis in eine Tiefe von 3,0 m unter GOK ausgeführt.

Die Lage dieser Baugrundaufschlüsse kann dem Lageplan in Anlage 1 entnommen werden. Die Ergebnisse wurden in der Anlage 2 als Sondierprofile und Sondierdiagramm aufgetragen. Uns standen 10 gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 - 4 zur Verfügung, die im Erdbaulabor bestimmt und beurteilt worden sind.

### 2.2 Baugrundaufbau

Aus den in Anlage 2 aufgetragenen Sondierprofilen ist ersichtlich, dass unter einem 0,5 m mächtigen Mutterboden zunächst Torf ansteht. Ab Tiefen zwischen 0,7 m und 1,3 m unter GOK wurden bis zur Endteufe mittelsandige Feinsande erkundet. Nach der Sondierung mit der leichten Rammsonde weisen die Sande eine mitteldichte Lagerung auf.

### 2.3 Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte

Im Folgenden werden die für die weitere Bearbeitung erforderlichen bodenmechanischen Kennziffern anhand der durchgeführten Bodenansprache und aufgrund von Erfahrungswerten, die von vergleichbaren Böden vorliegen, tabellarisch zusammengestellt.

**Tabelle 1** Bodenmechanische Kennwerte der für die Gründung relevanten Baugrundsichten

Bodenart	Steifemodul E [MN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel φ° [°]	Kohäsion c° [kN/m <sup>2</sup> ]	Wichte γ / γ° [kN/m <sup>3</sup> ]
Mutterboden	< 5,0	20,0	--	18,0 / 10,0
Torf, weich	1,0	12,5	2,0	11,0 / 1,0
Feinsand, mitteldicht	40,0	35,0	--	19,0 / 11,0

## 2.4 Wasserstände

Nach Beendigung der Sondierarbeiten lag der Wasserspiegel in Tiefen von 0,8 m bzw. 0,9 m unter GOK. In Abhängigkeit vom anfallenden Niederschlag muss mit Schwankungen des Wasserspiegels gerechnet werden.

## 3 Stellungnahme zur Tragfähigkeit der Erdanker

### 3.1 Zuglasten

Die durchgeführten Baugrundaufschlüsse haben ergeben, dass unter einem 0,5 m mächtigen Mutterboden zunächst Torf ansteht. Hierunter folgen Feinsande in mitteldichter Lagerung. Während die Sande als gut tragfähig zu bewerten sind, besitzen die Torfe lediglich eine geringe Tragfähigkeit. Im vorliegenden Fall sollen Erdanker der Solarpark Rodenäs GmbH mit einer Länge von 2,2 m eingebracht werden. Der Tellerdurchmesser muss bei den anstehenden Böden  $D \geq 500$  mm betragen.

Die Tragfähigkeit der Zuganker beruht darauf, dass das Gewicht des so genannten Aufbruchkegels größer ist als die einwirkenden Zuglasten. Die Größe des Aufbruchkegels wird in Abhängigkeit vom Reibungswinkel bestimmt. Das Gewicht ergibt sich aus den Wichten der anstehenden Böden.

Es ist folgender Nachweis zu führen:

$$Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb}$$



Das Gewicht des Aufbruchkegels ergibt sich unter Berücksichtigung der in Tabelle 1 genannten bodenmechanischen Kennwerte, die gem. DIN 1054 um  $\gamma = 0,8$  abgemindert wurden, wie folgt (im Einzelnen kann die Berechnung der Anlage 3 entnommen werden):

Erdanker  $L = 2,2$  m,  $D = 500$  mm:  $G_{E,k} = 20,9$  kN Durchmesser Aufbruchkegel:  $D = 1,40$  m

$Q_k * \gamma_{Q,dst} \leq G_{E,k} * \gamma_{G,stb}$ :  $12,1 * 1,5 = 18,2 \leq 20,9 * 0,9 = 18,8$  kN Nachweis erbracht

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die auftretenden Lasten mit ausreichender Sicherheit in den Baugrund abgetragen werden können. Unter Berücksichtigung der anstehenden Bodenverhältnisse sind keine nennenswerten Hebungen der Anker zu erwarten. Die planmäßigen Wartungszeiträume für das ggf. erforderliche Nachspannen der Seile sind ausreichend.

**Die Bodenzone im Bereich des Aufbruchkegels zzgl. eines Sicherheitszuschlags von mindestens 1 m darf nicht gestört werden, d. h., Bodenabtrag, Pflügen o. ä. ist in diesem Bereich nicht zulässig. Weiterhin ist der Oberboden vor Erosion bzw. Ausspülungen zu schützen.**

### 3.2 Drucklasten

In der Anlage 4 wird die zulässige Grundbruchsicherheit des unter dem Turm einzubringenden Ankers nach DIN 1054 ermittelt. Über den Anker sind Drucklasten von 38,1 kN in den Baugrund abzutragen. Die durchgeführte Berechnung hat ergeben, dass zum Abtrag der auftretenden Lasten Fundamentabmessungen von  $0,35 \times 0,35$  m (entsprechend Tellergröße  $D = 390$  mm) erforderlich werden. Bei Auslastung der genannten Lasten ergeben sich rechnerische Setzungen bis  $s = 0,5$  cm.

## 5 Zusammenfassung

Die durchgeführten Berechnungen haben ergeben, dass im vorliegenden Fall Anker mit einer Länge von 2,2 m und einer Tellergröße von 500 mm erforderlich werden, um die auftretenden Zuglasten aufnehmen zu können. Zum Abtrag der Drucklasten ist eine



Tellergröße von  $D = 390$  mm ausreichend. Einzelheiten zu den Berechnungen können dem Abschnitt 3 sowie den Anlagen 3 und 4 entnommen werden.

Eine Störung der Bodenzone im Bereich des rechnerischen Aufbruchkegels zzgl. eines Sicherheitszuschlags von 1 m muss ausgeschlossen werden.

Für die Beantwortung evtl. noch auftretender Fragen und zur weiteren Beratung stehen wir gern zu Verfügung.

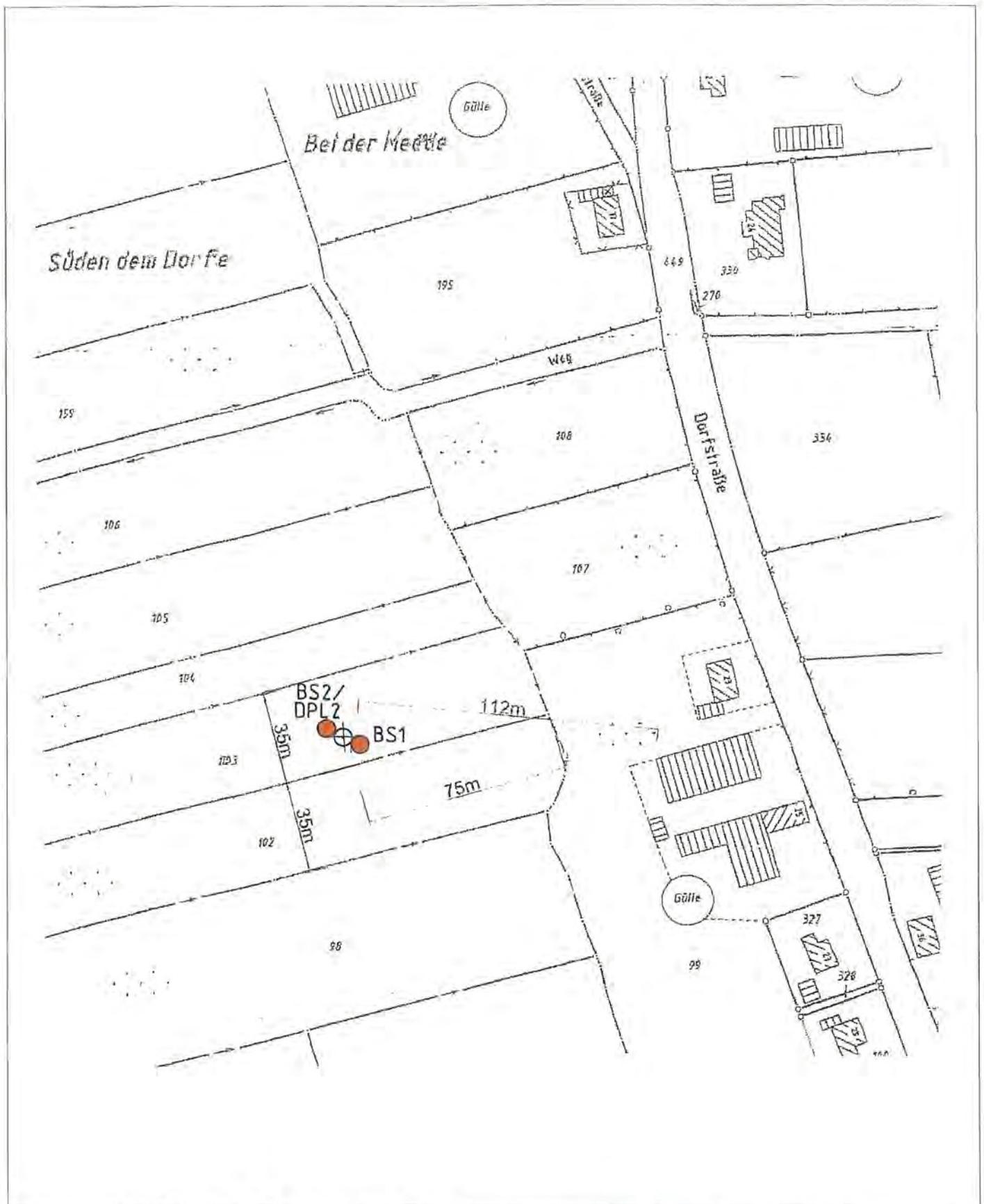
Sachbearbeiterin

Dipl.-Ing. Peter Neumann  
Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG

Kathrin Kämper  
Dipl.-Ing.

ppa. Wolfgang Tiedemann





<b>Bauvorhaben: Ahrenshöft, Kleinwindkraftanlage</b>	
<b>Aktenzeichen: 238/11</b>	
<b>Bezeichnung: Lageplan</b>	
<b>Auftraggeber: Herr Joachim Clausen</b>	
Datum: 16.06.2011	Maßstab: 1 : 2.000
gezeichnet: Claudia Thießen	Anlage: 1



**Dipl.-Ing. P. Neumann**  
 Marienthaler Str. 6  
 24340 Eckernförde  
 Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71

**NEUMANN**

# Anlage zur zeichnerischen Darstellung nach DIN 4023

## Legende:

### Hauptbodenarten:

	Kies
	Grobkies
	Mittelkies
	Feinkies
	Sand
	Grobsand
	Mittelsand
	Feinsand
	Schluff
	Ton
	Torf
	Stein
	Blöcke
	Lehm
	Mudde
	Aufschüttung
	Mutterboden
	Geschiebemergel
	Geschiebelehm
	Wiesenkalk
	Klei
	Bänderton
	Braunkohle
	Steinkohle
	Lößlehm
	Verwitterungslehm
	Kreidestein
	Festgestein
	Kalkstein
	Tonstein
	Kalkmergel

### Beimengungen:

	kiesig
	grobkiesig
	mittelkiesig
	feinkiesig
	sandig
	grobsandig
	mittelsandig
	feinsandig
	schluffig
	tonig
	humos
	steinig
	organisch

### Konsistenzen:

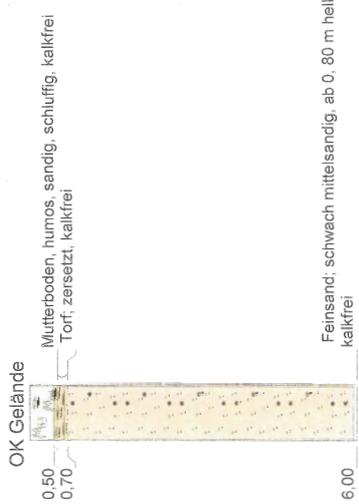
	breiig
	breiig bis weich
	weich
	weich bis steif
	steif bis weich
	steif
	halbfest
	fest

### Grundwasser:

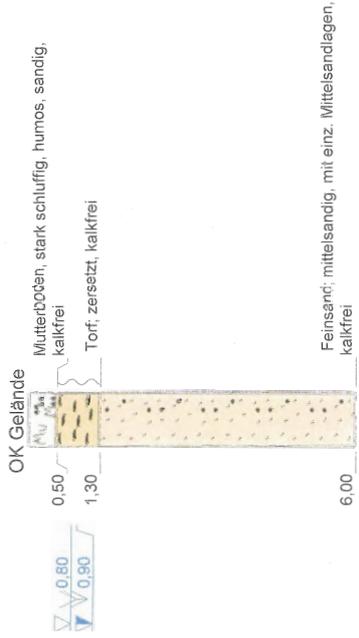
	0,50
	1,00
	1,50
	2,00

	Grundwasserspiegel angebohrt bei 0,50 m
	Grundwasserspiegel gefallen bis 1,00 m
	Grundwasserspiegel angestiegen bis 1,50 m
	Grundwasserspiegel im ausgebauten Bohrloch bei 2,00 m bzw. Grundwasserspiegel in Ruhe bei 2,00 m

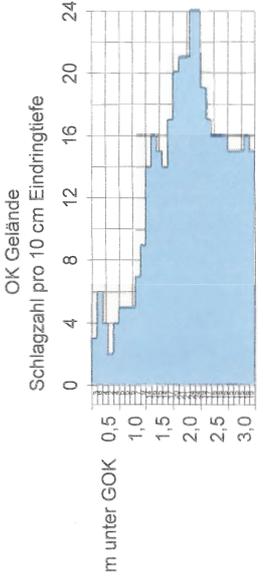
**BS 1**



**BS 2**



**DPL 2**



Bauvorhaben: Ahrenshöft, Kleinwindkraftanlage	
Aktenzeichen: 238/11	
Bezeichnung: Sondierprofile / DPL-Diagramm	
Auftraggeber: Herr Joachim Clausen	
Datum: 15.06.2011	Maßstab: 1 : 100
gezeichnet: Ronja Nickel	Anlage 2



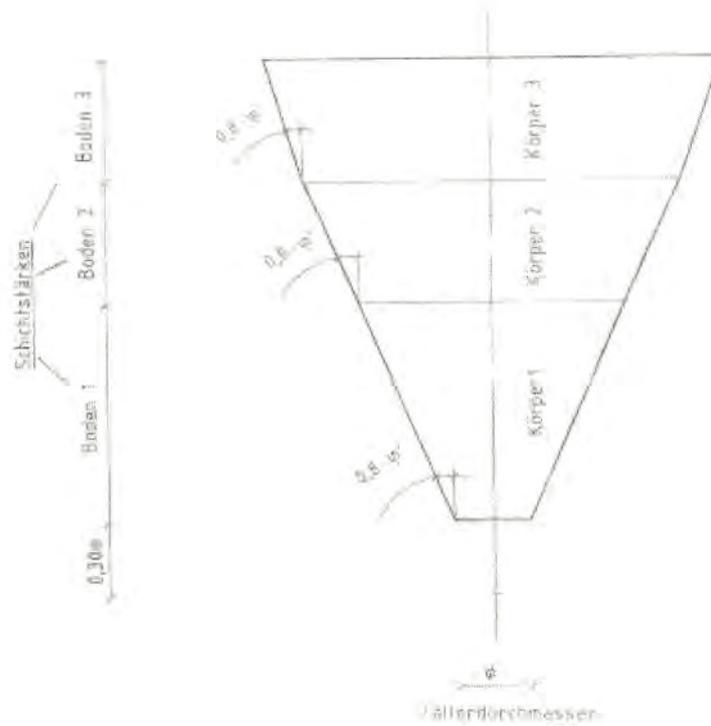
**Dipl.-Ing. P. Neumann**  
 Marienthaler Str. 6  
 24340 Eckernförde  
 Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71

Ermittlung des Aufbruchkegels

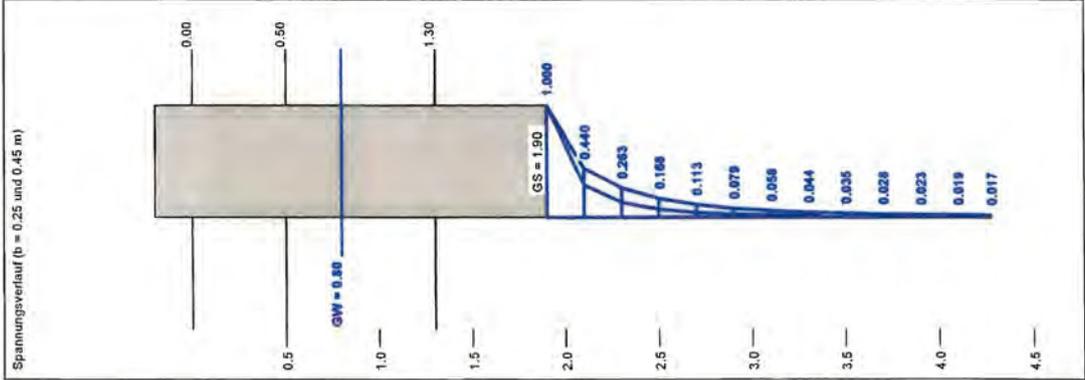
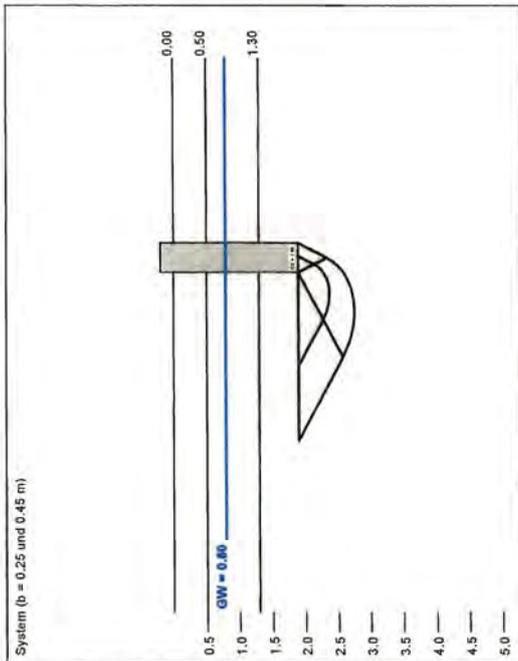
Kegelstumpf V =	$\pi/3 \cdot h \cdot (r1^2 + r2^2 + r1 \cdot r2)$
G =	$V \cdot (\gamma \cdot \eta)$

Körper 3	r1 = 0,710	0,8φ = 16	V = 0,96	Sicherheit η = 0,8
Mutterboden	r2 = 0,853		G = 13,86	Gamma γ = 18
	h = 0,5			
Körper 2	r1 = 0,569	0,8φ = 10	V = 1,03	Sicherheit η = 0,8
Torf, stellenweise unter Auftrieb	r2 = 0,710		G = 4,13	Gamma γ = 5
	h = 0,8			
Körper 1	r1 = 0,25	0,8φ = 28	V = 0,33	Sicherheit η = 0,8
Sand	r2 = 0,569		G = 2,92	Gamma γ = 11
	h = 0,6			
<b>G gesamt</b>			<b>20,917</b>	

Erddanke "Prinzipiskizze"



Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	C [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	18.0	8.0	20.0	0.0	5.0	0.00	Mutterboden
	11.0	1.0	12.5	2.0	1.0	0.00	Torf
	19.0	11.0	35.0	0.0	50.0	0.00	Sand, mitteldicht

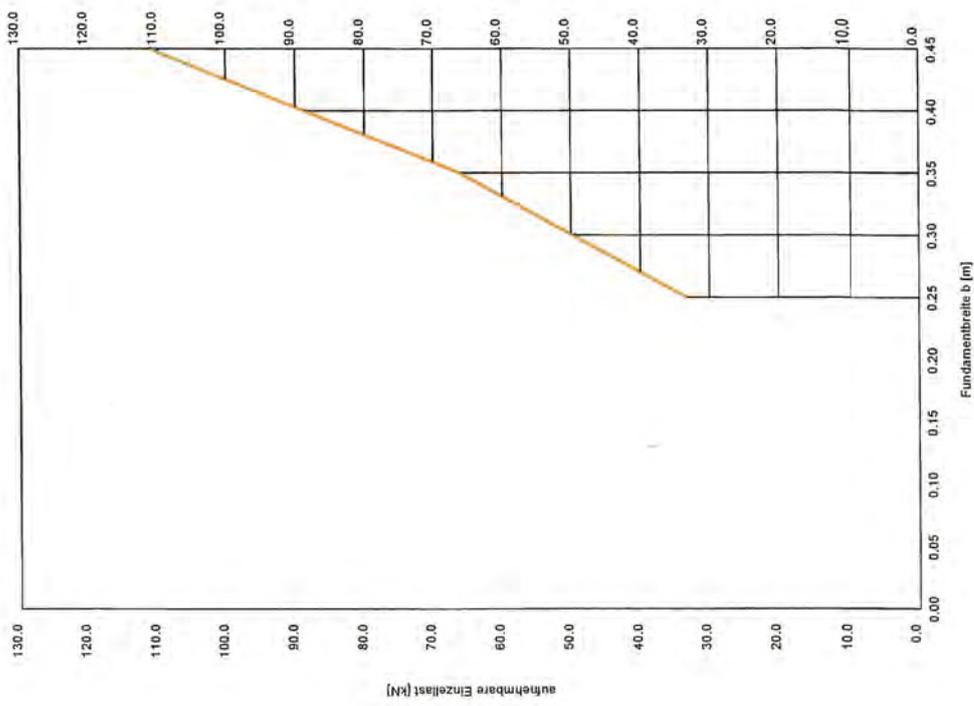


a [m]	b [m]	zul $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zul R [kN]	s [cm]	cal $\phi$ [°]	cal c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$l_g$ [m]	UK LS [m]
0.25	0.25	531.3	33.2	0.21	35.0	0.00	11.00	19.40	3.37	2.38
0.35	0.35	540.0	66.2	0.29	35.0	0.00	11.00	19.40	3.64	2.57
0.45	0.45	548.8	111.1	0.38	35.0	0.00	11.00	19.40	4.27	2.76

zul  $\sigma = \sigma_{max} / (i_{ca} \cdot \gamma_{ca}) = \sigma_{ca} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{ca} / 1.99$   
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50

Berechnungsgrundlagen:  
 238/11 AhrensHöft - Kleinwindkraftanlage  
 Grundbruchformel nach DIN 4017 (neu)  
 Teilsicherheitskonzept  
 Einzelfundament (a/b = 1.00)  
 $\gamma(G) = 1.40$   
 $\gamma(Q) = 1.35$   
 $\gamma(Q) = 1.50$   
 Anteil Veränderliche Lasten = 50.0 %

Gründungssohle = 1.90 m  
 Grundwasser = 0.80 m  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 Grenztiefen spannungsvariabel bestimmt  
 aufnehmbare Einzellast  
 — Setzungen





Aktenzeichen: 238/11

Archiv-Nr.:

## Kopfblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

**Bohrungen: BS 1 + BS 2 / DPL 2**

Projekt: Ahrenshöft, Kleinwindkraftanlage

Ort: Ahrenshöft, Kleinwindkraftanlage

Zweck der Bohrung: Baugrunduntersuchung

Auftraggeber: Herr Joachim Clausen, Dorfstr. 25, 25853 Ahrenshöft

Bohrfirma: P. Neumann Baugrunduntersuchung GmbH&Co.KG, Marienthaler Str. 6, 24340 Eckernförde

Geräteleiter: Chr. Dubiela

Bohrzeit von: 15.06.2011

Bohrzeit bis: 15.06.2011

Maximale Endteufe (unter GOK): 6,00 m

Max. Bohrlochdurchmesser: 80 mm / 5,0 cm<sup>2</sup> Spitzenquerschnittsfläche

Bohrverfahren: Rammkernsondierung / Leichte Rammsondierung (DPL-5)

Bohrgerät: RKS-Gerät, System Neumann / Künzelstab

Anzahl der Bodenproben: 10

Aufbewahrungsort der Bodenproben: Auftragnehmer

Aufbewahrungszeit der Bodenproben: 3 Monate

Anzahl der Wasserproben: keine

Die Lage der Sondieransatzpunkte: siehe Lageplan (Anlage 1).

Die Sondieransatzpunkte liegen auf OK Gelände.

Fachtechnisch bearbeitet von: Kathrin Kämper, Dipl.-Ing.  
am: 16.06.2011

DIPL.-ING. PETER NEUMANN  
Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG  
Marienthaler Str. 6  
24340 Eckernförde  
Telefon 043 51 / 71 36 - 0



# Schichtenverzeichnis

für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Seite: 1

Projekt: Ahrenshöft, Kleinwindkraftanlage

Bohrzeit:

von: 15.06.2011

bis: 15.06.2011

Bohrung: BS 1

1	2			3	4	5	6
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen  Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkungen				Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe				
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung	h) Gruppe		i) Kalk- gehalt		
0,50	a) humos, sandig, schluffig			Ø = 80 - 40 mm Rohr! schwach feucht			
	b)						
	c)	d) leicht zu bohren	e) dunkelbraun				
	f) Mutterboden	g)	h) i) 0				
0,70	a) Torf; zersetzt			feucht		GP1	0,60
	b)						
	c) weich	d)	e) dunkelbraun				
	f)	g)	h) i) 0				
6,00	a) Feinsand; schwach mittelsandig, ab 0,80 m hellbraun			feucht bis naß, Grundwasserspiegel in Ruhe 0.80m Grundwasserspiegel 0.80m		GP2 GP3 GP4 GP5	1,40 3,00 4,50 6,00
	b)						
	c)	d) mäßig schwer zu bohren	e) dunkelbraun				
	f)	g)	h) i) 0				
	a)						
	b)						
	c)	d)	e)				
	f)	g)	h) i)				
	a)						
	b)						
	c)	d)	e)				
	f)	g)	h) i)				



# Schichtenverzeichnis

für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Seite: 1

Projekt: Ahrenshöft, Kleinwindkraftanlage

Bohrzeit:

von: 15.06.2011

bis: 15.06.2011

Bohrung: BS 2

1	2			3	4	5	6
Bis  ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen  Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkungen				Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe				
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung	h) Gruppe		i) Kalk- gehalt		
0,50	a) stark schluffig, humos, sandig			Ø = 80 - 40 mm Rohr! schwach feucht			
	b)						
	c)	d) leicht zu bohren	e) dunkelbraun				
	f) Mutterboden	g)	h)      i) 0				
1,30	a) Torf, zersetzt			feucht bis naß, Grundwasserspiegel gefallen bis 0.90m Grundwasserspiegel 0.80m		GP1	0,80
	b)						
	c) weich	d)	e) dunkelbraun				
	f)	g)	h)      i) 0				
6,00	a) Feinsand; mittelsandig, mit einz. Mittelsandlagen			naß		GP2 GP3 GP4 GP5	1,50 3,00 4,40 5,80
	b)						
	c)	d) mäßig schwer zu bohren	e) hellbraun				
	f)	g)	h)      i) 0				
	a)						
	b)						
	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)      i)				
	a)						
	b)						
	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)      i)				



A01



A02



A03



RS 1



A04



A05



A06



A07



RS 2



A08



A09



A10



A11



A12



RS 3



A13



A14



A15

Skizze Lage der Ansatzpunkte der Schraubfundamente und  
Rammsondierungen am Standort Ahrenshöft

Anlage 1.1

Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley	Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten ProjektNr. : 11049 Anlage : 1.1 Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012115 Ent.-Stelle : Ahrenshöft RS2 Ent.-Tiefe : 0,40 - 0,80 m
<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 144.08 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 132.30 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 132.30 g	Gewicht Schale [g]	= 115.06 g
	Wassergehalt [g]	= 11.78 g	Probe trocken G [g]	= 17.24 g
			Wassergehalt [%]	= 68.33 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 68.33 %

<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012116 Ent.-Stelle : Ahrenshöft RS2 Ent.-Tiefe : 1,40 - 1,80 m
-----------------------------------	---

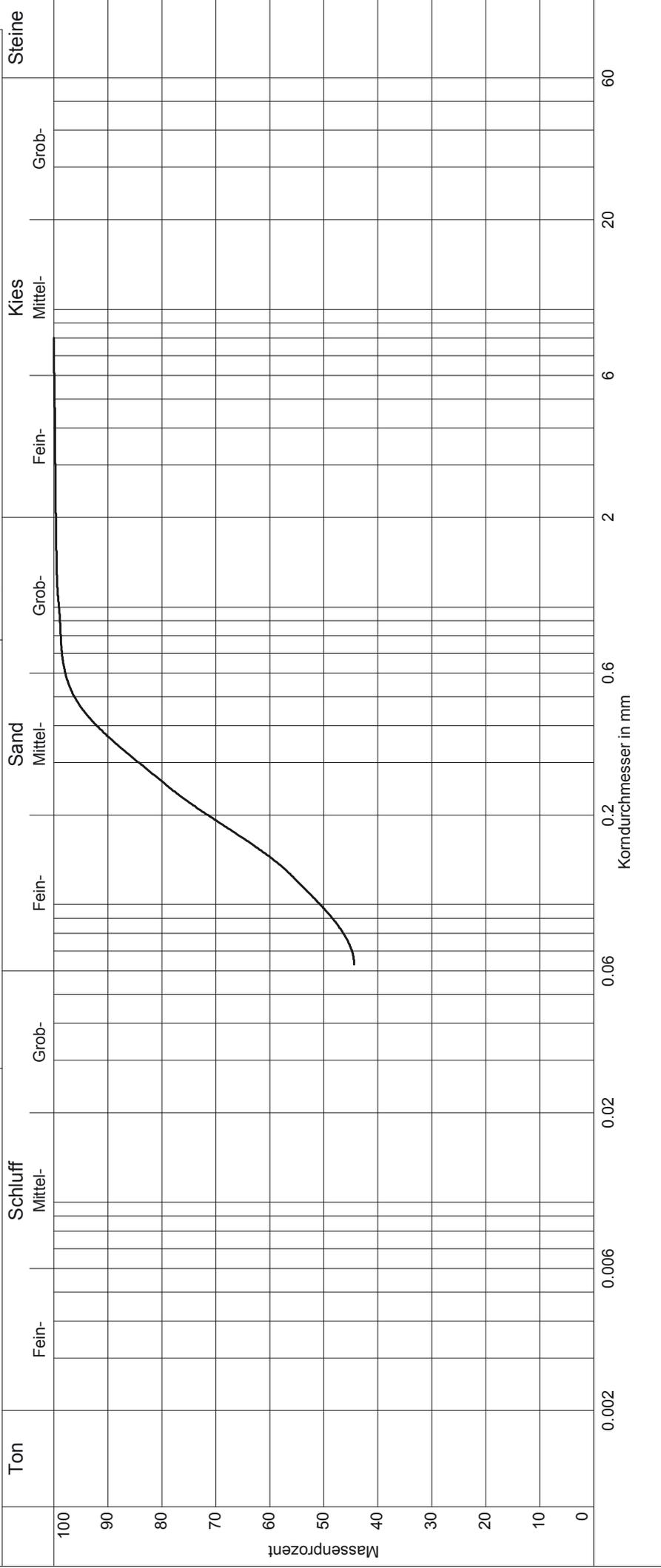
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 181.00 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 169.02 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 169.02 g	Gewicht Schale [g]	= 117.38 g
	Wassergehalt [g]	= 11.98 g	Probe trocken G [g]	= 51.64 g
			Wassergehalt [%]	= 23.20 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 23.20 %

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 03.04.2012  
 Anlage : 1.1



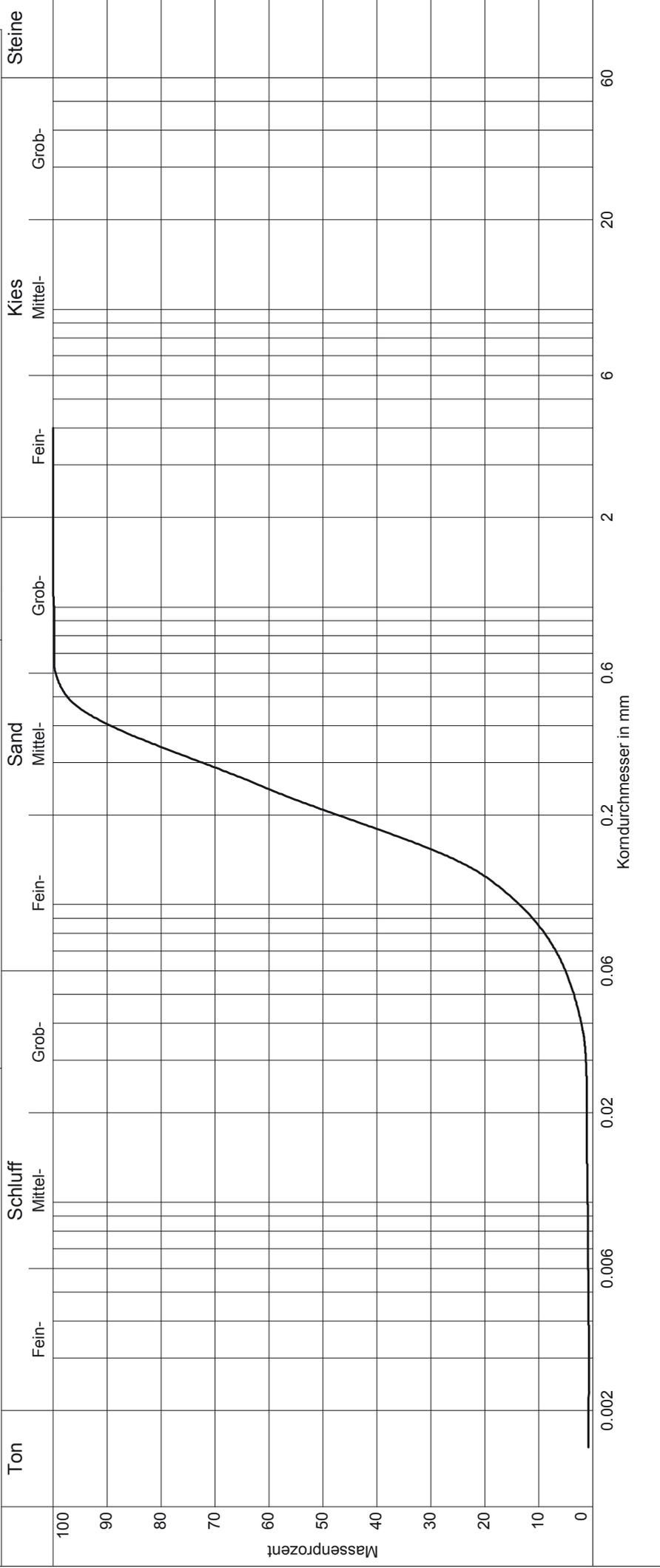
Entnahmestelle	Ahrenhöft RS2
Entnahmetiefe	0,40 - 0,80 m
Labornummer	2012115
Bodenart	U <sub>s</sub>
Bodengruppe	U
Schluff/Tonanteil	44,4 %
Schluff/Ton/Sandanteil	99,6 %
Anteil < 0.063 mm	44,4 %
kf nach Beyer	-

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 03.04.2012  
 Anlage : 1.1



Entnahmestelle	Ahrenshöft RS2
Entnahmetiefe	1,40 - 1,80 m
Labornummer	2012116
Bodenart	mS,fs,u'
Bodengruppe	SU
Schluff/Tonanteil	7.4 %
Schluff/Ton/Sandanteil	100.0 %
Anteil < 0.063 mm	7.4 %
kf nach Beyer	9.2E-005 m/s

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

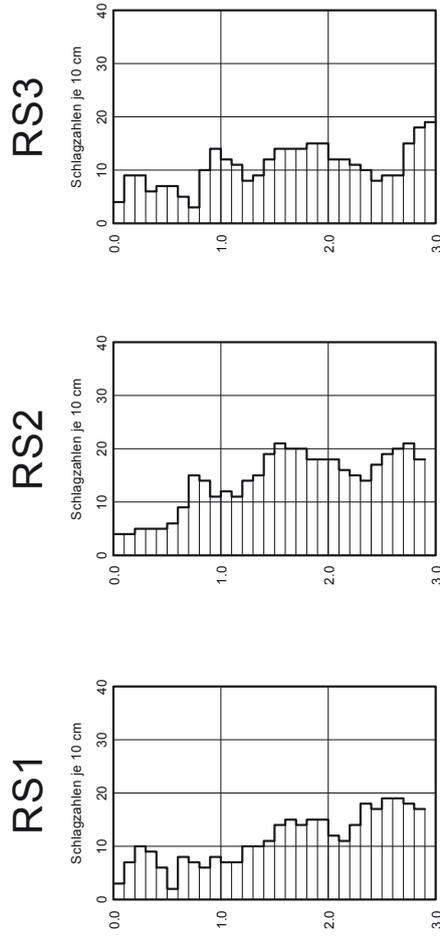
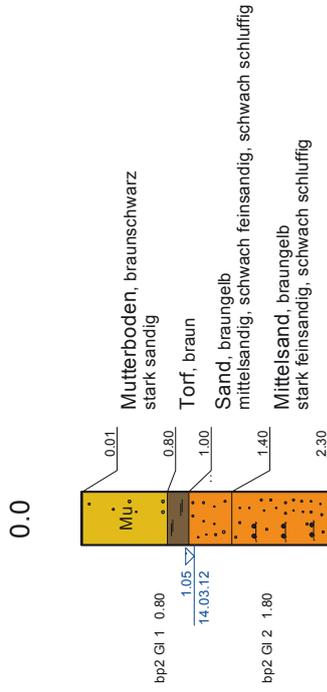
Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Anlage : 1.1  
 Datum : 29.03.2012  
 Labornr. : 2012115  
 Ent.- Stelle : Ahrenshöft RS2  
 Ent.- Tiefe : 0,40 - 0,80 m

# Glühverlust

DIN 18 128 - GL

Behälter Nr.			1	2	3
Masse der ungeglühten Probe mit Behälter	$m_d + m_B$	g	61.26	59.01	
Masse der geglühten Probe mit Behälter	$m_{gl} + m_B$	g	57.85	55.81	
Masse des Behälter	$m_B$	g	44.54	42.08	
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$	$\Delta m_{gl}$	g	3.41	3.20	0.00
Trockenmasse des Bodens vor dem Glühen $(m_d + m_B) - m_B$	$m_d$	g	16.72	16.93	0.00
Glühverlust $V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d}$	$V_{gl}$	1	0.204	0.189	
Glühverlust: Mittelwert	$V_{gl}$	1		0.196	

# Ahrenshöft RS2



**Legende**

	Klüftig
	fest
	half-fest - fest
	half-fest
	stiff - half-fest
	stiff
	soft - stiff
	soft
	sticky - soft
	sticky
	moist

# Anlage 1.2

Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen am Standort Tüttendorf



EasyWind GmbH  
Lecker Straße 7  
Gebäude 2 c

25917 Enge-Sande



Dipl.-Ing.  
Peter Neumann  
Baugrunduntersuchung  
GmbH & Co. KG  
Marienthaler Str. 6  
24340 Eckernförde  
Tel. 0 43 51 7136-0  
Fax 0 43 51 7136-71

 Gründungsmitglied  
des BD bohr

20.09.2011  
käm

## Bauvorhaben Nr. 344/11

Neubau einer Kleinwindenergieanlage in Tüttendorf, Holander Allee  
Baugrunduntersuchung - Gründungsbeurteilung

---

### 1 Vorgang

Die EasyWind GmbH plant für Herrn Harald Rzehak in Tüttendorf den Neubau einer Kleinwindenergieanlage mit einer Nabenhöhe von 19 m. Der Turm besteht aus drei Rohrsegmenten, die vierseitig mit Seilen abgespannt sind. Der Turm und die Seile werden mittels Erdnägeln im Boden verankert. Diese Anker erfahren eine maximale charakteristische Zuglast von 12,1 kN und eine maximale charakteristische Drucklast von 38,1 kN unterhalb des Turms (ungünstigste Annahme Lastfallkombination K und L für die Windzone 3 gem. vorliegender statischer Berechnung).

Die Fa. Neumann Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG ist vom Bauherrn beauftragt worden, den Baugrund im Bereich der geplanten Anlage zu erkunden und hierauf basierend eine gutachterliche Stellungnahme zur Tragfähigkeit der Erdanker zu erarbeiten.

Für die Bearbeitung stand uns die aktuelle statische Berechnung der P.E. Concepts GmbH, Essen, vom 02.08.2011 zur Verfügung.

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG



## 2 Baugrund

### 2.1 Durchgeführte Untersuchungen

Der Baugrundaufbau ist durch zwei Kleinbohrungen bis in eine Tiefe von 4,0 m unter Ansatzpunkt untersucht worden.

Die Lage dieser Baugrundaufschlüsse kann dem Lageplan in Anlage 1 entnommen werden. Die Ergebnisse wurden in der Anlage 2 als Sondierprofile aufgetragen. Uns standen 8 gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 - 4 zur Verfügung, die im Erdbaulabor bestimmt und beurteilt worden sind.

### 2.2 Baugrundaufbau

Aus den in Anlage 2 aufgetragenen Sondierprofilen ist ersichtlich, dass unter einem maximal 0,25 m mächtigen Mutterboden zunächst ein gering mächtiger Geschiebelehm ansteht. Ab Tiefen zwischen 0,5 m bzw. 0,6 m wurden bis zur Endteufe durchweg Geschiebemergel erkundet. Die Konsistenz wurde zunächst als steifplastisch beurteilt, ab Tiefen zwischen 2,4 m und 3,3 m wurde ein weich bis steifplastischer Zustand festgestellt.

### 2.3 Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte

Im Folgenden werden die für die weitere Bearbeitung erforderlichen bodenmechanischen Kennziffern anhand der durchgeführten Bodenansprache und aufgrund von Erfahrungswerten, die von vergleichbaren Böden vorliegen, tabellarisch zusammengestellt.

**Tabelle 1** Bodenmechanische Kennwerte der für die Gründung relevanten Baugrundschichten

Bodenart	Steifemodul E [MN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Mutterboden	< 5,0	20,0	---	18,0 / 10,0
Geschiebelehm, steif	20,0	27,0	10,0	21,0 / 11,0
Geschiebemergel, steif	40,0	27,5	12,5	22,0 / 12,0
Geschiebemergel, weich bis steif	10,0	26,5	10,0	21,0 / 11,0



## 2.4 Wasserstände

Während und nach Beendigung der Sondierarbeiten wurde kein Wasser angetroffen, d. h., dass der Grundwasserspiegel unterhalb der Endteufe liegt.

## 3 Stellungnahme zur Tragfähigkeit der Erdanker

### 3.1 Zuglasten

Die durchgeführten Baugrundaufschlüsse haben ergeben, dass unter einem 0,25 m mächtigen Mutterboden Geschiebeböden anstehen. Unter Berücksichtigung der steifplastischen Konsistenz sind diese Böden als gut tragfähig zu bewerten. Die tiefer anstehenden weich bis steifplastischen Geschiebemergel besitzen eine eingeschränkte Tragfähigkeit. Im vorliegenden Fall sollen Erdanker vom Typ 5 der Solarpark Rodenäs GmbH mit einer Länge von 2,2 m (Tellergröße 290 mm) eingebracht werden.

Die Tragfähigkeit der Zuganker beruht darauf, dass das Gewicht des so genannten Aufbruchkegels größer ist als die einwirkenden Zuglasten. Die Größe des Aufbruchkegels wird in Abhängigkeit vom Reibungswinkel bestimmt. Das Gewicht ergibt sich aus den Wichten der anstehenden Böden. Auftrieb muss im vorliegenden Fall nicht angesetzt werden.

Es ist folgender Nachweis zu führen:

$$Q_k * \gamma_{Q,dst} \leq G_{E,k} * \gamma_{G,stb}$$

Das Gewicht des Aufbruchkegels ergibt sich unter Berücksichtigung der in Tabelle 1 genannten bodenmechanischen Kennwerte, die gem. DIN 1054 um  $\gamma = 0,8$  abgemindert wurden, wie folgt (im Einzelnen kann die Berechnung der Anlage 3 entnommen werden):

Erdanker Typ 5:  $G_{E,k} = 31,8 \text{ kN}$                       Durchmesser Aufbruchkegel:  $D = 1,8 \text{ m}$

$$Q_k * \gamma_{Q,dst} \leq G_{E,k} * \gamma_{G,stb}: 12,1 * 1,5 = 18,2 \leq 31,8 * 0,9 = 28,6 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erbracht}$$



Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die auftretenden Lasten mit ausreichender Sicherheit in den Baugrund abgetragen werden können. Unter Berücksichtigung der anstehenden Bodenverhältnisse sind keine nennenswerten Hebungen der Anker zu erwarten. Die planmäßigen Wartungszeiträume für das ggf. erforderliche Nachspannen der Seile sind ausreichend.

**Die Bodenzone im Bereich des Aufbruchkegels zzgl. eines Sicherheitszuschlags von mindestens 1 m darf nicht gestört werden, d. h., Bodenabtrag, Pflügen o. ä. ist in diesem Bereich nicht zulässig. Weiterhin ist der Oberboden vor Erosion bzw. Ausspülungen zu schützen.**

### 3.2 Drucklasten

In Anlage 4 wird die zulässige Grundbruchsicherheit des unter dem Turm einzubringenden Ankers nach DIN 1054 nachgewiesen. Über den Anker sind Drucklasten von 38,1 kN in den Baugrund abzutragen. Bei der vorhandenen Tellergröße von 290 mm ergibt sich eine mittlere Bodenpressung von  $\sigma = 577 \text{ kN/m}^2$ . Die durchgeführte Berechnung hat eine zulässige mittlere Bodenpressung von  $\sigma = 659 \text{ kN/m}^2$  ergeben, d. h., dass die auftretenden Lasten mit ausreichender Sicherheit in den Baugrund abgetragen werden können. Bei Auslastung der genannten Lasten werden die Setzungen eine Größenordnung von  $s = 0,5 \text{ cm}$  nicht überschreiten.

## 5 Zusammenfassung

Die durchgeführten Berechnungen haben ergeben, dass die vorgesehenen Anker vom Typ 5 (Länge 2,2 m, Tellergröße 290 mm) ausreichend sind, um die auftretenden Lasten aufnehmen zu können. Einzelheiten zu den Berechnungen können dem Abschnitt 3 sowie den Anlagen 3 und 4 entnommen werden.

Eine Störung der Bodenzone im Bereich des rechnerischen Aufbruchkegels zzgl. eines Sicherheitszuschlags von 1 m muss ausgeschlossen werden.



Für die Beantwortung evtl. noch auftretender Fragen und zur weiteren Beratung stehen wir gern zu Verfügung.

Sachbearbeiterin

Dipl.-Ing. Peter Neumann  
Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG

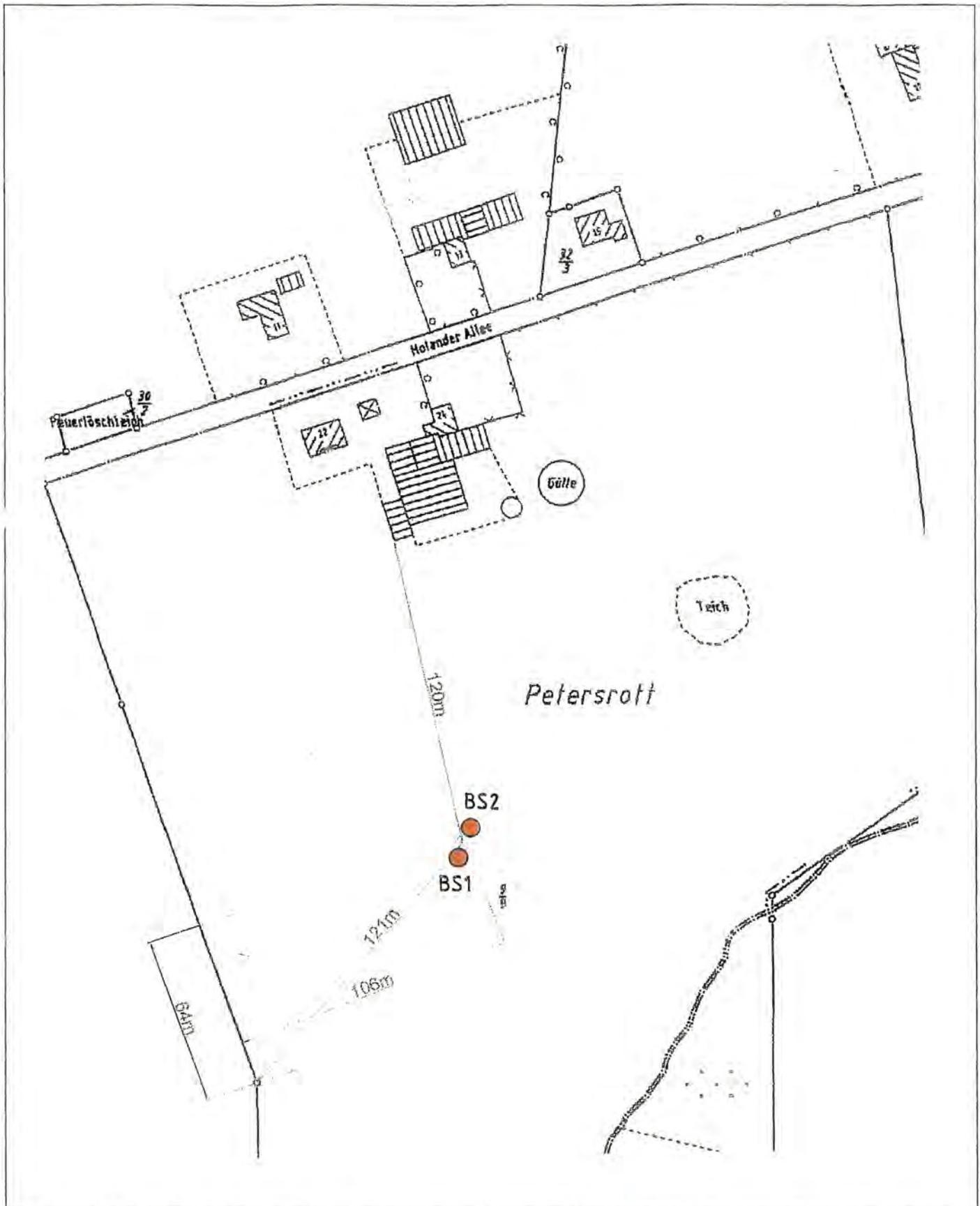
*Kämper*

Kathrin Kämper, Dipl.-Ing.

*ppa. Tiedemann*

ppa. Wolfgang Tiedemann





<b>Bauvorhaben: Tüttendorf, Holander Allee</b>	
<b>Aktenzeichen: 344/11</b>	
<b>Bezeichnung: Lageplan</b>	
<b>Auftraggeber: Herr Harald Rzehak</b>	
Datum: 05.09.2011	Maßstab: 1 : 2.000
gezeichnet: Claudia Thießen	Anlage: 1



**Dipl.-Ing. P. Neumann**

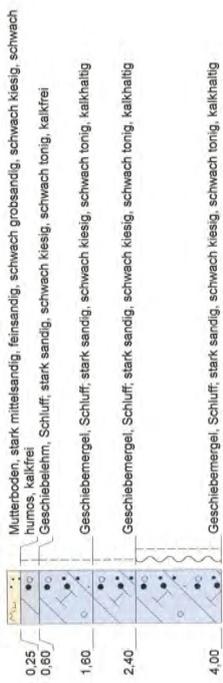
Marienthaler Str. 6  
24340 Eckernförde

Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71

**NEUMANN**

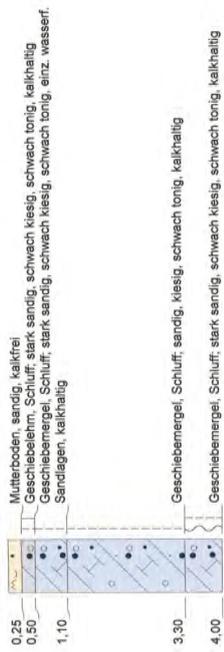
**BS 1**

OK Gelände



**BS 2**

OK Gelände



<b>Bauvorhaben:</b> Tüttendorf, Holander Allee
<b>Aktenzeichen:</b> 344/11
<b>Bezeichnung:</b> Sondierprofile
<b>Auftraggeber:</b> Herr Harald Rzehak
<b>Datum:</b> 02.09.2011
<b>gezeichnet:</b> Claudia Thießen
<b>Maßstab:</b> 1 : 100
<b>Anlage</b> 2



**Dipl.-Ing. P. Neumann**  
 Marienthaler Str. 6  
 24340 Eckernförde  
 Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71

# Anlage zur zeichnerischen Darstellung nach DIN 4023

## Legende:

### Hauptbodenarten:

	Kies
	Grobkies
	Mittelkies
	Feinkies
	Sand
	Grobsand
	Mittelsand
	Feinsand
	Schluff
	Ton
	Torf
	Stein
	Blöcke
	Lehm
	Mudde
	Aufschüttung
	Mutterboden
	Geschiebemergel
	Geschiebelehm
	Wiesenkalk
	Klei
	Bänderton
	Braunkohle
	Steinkohle
	Lößlehm
	Verwitterungslehm
	Kreidestein
	Festgestein
	Kalkstein
	Tonstein
	Kalkmergel

### Beimengungen:

	kiesig
	grobkiesig
	mittelkiesig
	feinkiesig
	sandig
	grobsandig
	mittelsandig
	feinsandig
	schluffig
	tonig
	humos
	steinig
	organisch

### Konsistenzen:

	breiig
	breiig bis weich
	weich
	weich bis steif
	steif bis weich
	steif
	halbfest
	fest

### Grundwasser:

	0,50
	1,00
	1,50
	2,00

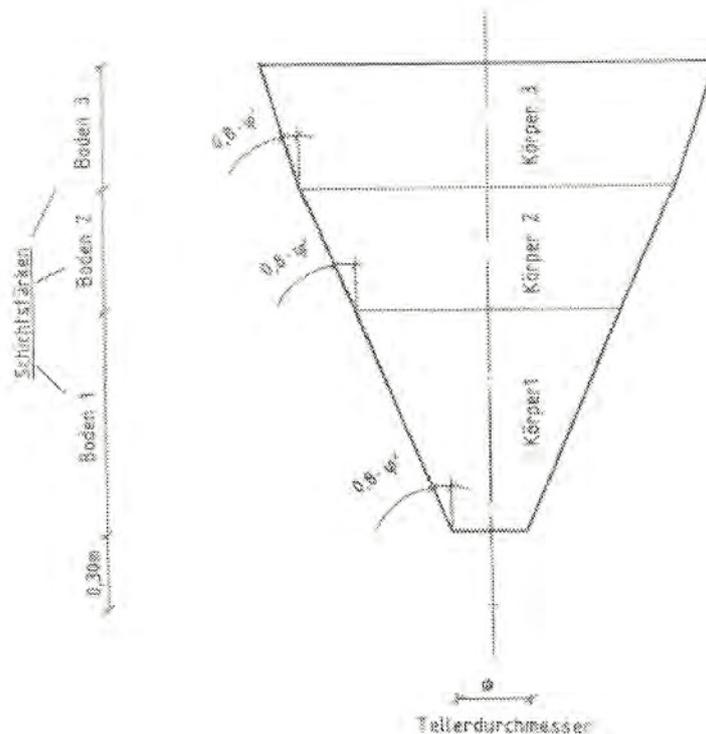
	Grundwasserspiegel angebohrt bei 0,50 m
	Grundwasserspiegel gefallen bis 1,00 m
	Grundwasserspiegel angestiegen bis 1,50 m
	Grundwasserspiegel im ausgebauten Bohrloch bei 2,00 m bzw. Grundwasserspiegel in Ruhe bei 2,00 m

**Ermittlung des Aufbruchkegels**

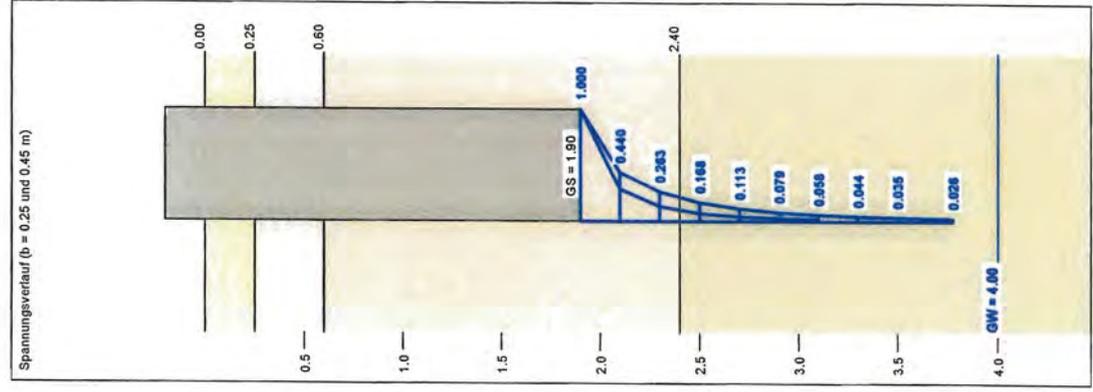
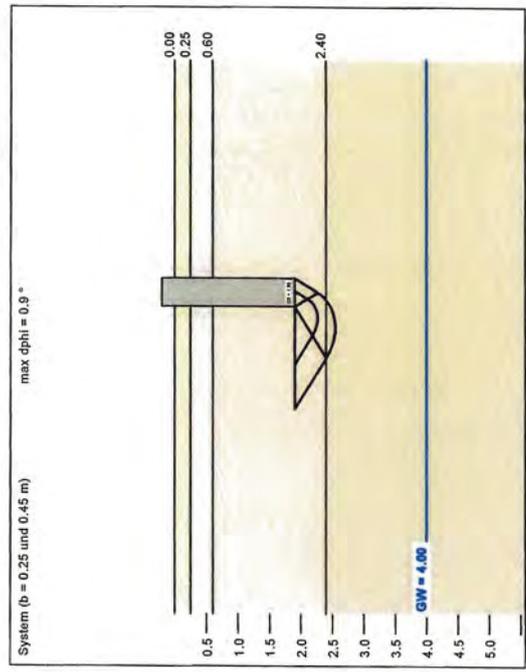
Kegelstumpf V =	$\pi/3 \cdot h \cdot (r1^2 + r2^2 + r1 \cdot r2)$
G =	$V \cdot (\gamma \cdot \eta)$

Körper 3 Mutterboden	r1 = 0,809 r2 = 0,880 h = 0,25	0,8φ = 16	V = 0,56 G = 8,07	Sicherheit η = 0,8 Gamma γ = 18
Körper 2 Geschiebelehm, steif	r1 = 0,670 r2 = 0,809 h = 0,35	0,8φ = 22	V = 0,60 G = 10,13	Sicherheit η = 0,8 Gamma γ = 21
Körper 1 Geschiebelehm, steif	r1 = 0,145 r2 = 0,670 h = 1,3	0,8φ = 22	V = 0,77 G = 13,60	Sicherheit η = 0,8 Gamma γ = 22
<b>G gesamt</b>			<b>31,805</b>	

Erdanker "Prinzipskizze"

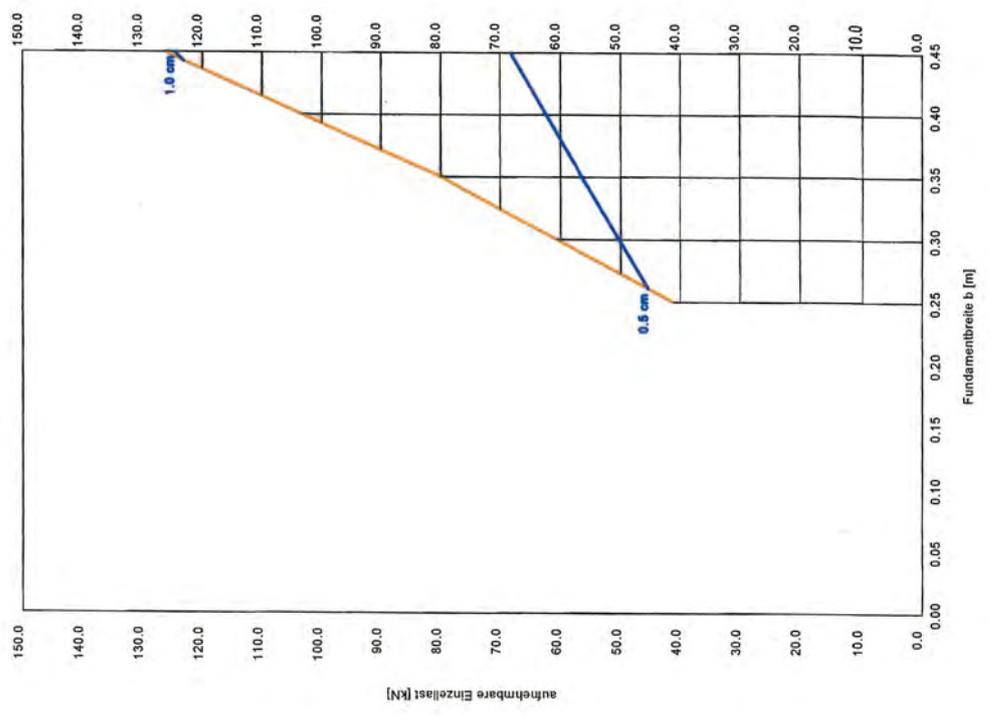


Böden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
█	18.0	10.0	20.0	0.0	1.0	0.00	Mutterboden
█	21.0	11.0	27.0	10.0	20.0	0.00	Geschlebehm. steif
█	22.0	12.0	27.5	12.5	40.0	0.00	Geschlebeimergel, steif
█	21.0	11.0	26.5	10.0	10.0	0.00	Geschlebeimergel, weich -steif



Berechnungsgrundlagen:  
 344/11 Tüftendorf - Kleinwindkraftanlage  
 Grundbruchformel nach DIN 4017 (neu)  
 Teilsicherheitskonzept  
 Einzelfundament (a/b = 1.00)  
 $\gamma(G) = 1.40$   
 $\gamma(Q) = 1.35$   
 $\gamma(Q) = 1.50$   
 Anteil Veränderliche Lasten = 50.0 %

Gründungssohle = 1.90 m  
 Grundwasser = 4.00 m  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 Grenzlinien spannungsvariabel bestimmt  
 aufnehmbare Einzellast  
 Setzungen



a [m]	b [m]	zul $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zul R [kN]	s [cm]	cal $\phi$ [°]	cal c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$t_p$ [m]	UK L S [m]
0.25	0.25	659.2	41.2	0.46	27.5	12.50	22.00	40.45	3.09	2.26
0.35	0.35	653.1	80.0	0.75	27.4	12.26	22.00	40.45	3.47	2.41
0.45	0.45	624.5	126.5	1.02	27.1	11.53	21.89	40.45	3.78	2.55

zul  $\sigma = \sigma_{max} / (\gamma_{cp} \cdot \gamma_{(c,q)}) = \sigma_{max} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{cp} / 1.99$   
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) = 0.50



Aktenzeichen: 344/11

Archiv-Nr.:

## Kopfblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

**Bohrungen: BS 1 + BS 2**

Projekt: Tüttendorf, Holander Allee

Ort: Tüttendorf, Holander Allee

Zweck der Bohrung: Baugrunduntersuchung

Auftraggeber: Herr Harald Rzehak, Holander Allee 24, 24214 Tüttendorf

Bohrfirma: P. Neumann Baugrunduntersuchung GmbH&Co.KG, Marienthaler Str. 6, 24340 Eckernförde

Geräteführer: B. Lüdke

Bohrzeit vom: 02.09.2011

Bohrzeit bis: 02.09.2011

Maximale Endteufe (unter GOK): 4,00 m

Max. Bohrlochdurchmesser: 80 mm

Bohrverfahren: Rammkernsondierung

Anzahl der Bodenproben: 8

Aufbewahrungsort der Bodenproben: Auftragnehmer

Aufbewahrungszeit der Bodenproben: 3 Monate

Anzahl der Wasserproben: keine

Die Lage der Sondieransatzpunkte: siehe Lageplan (Anlage 1).

Die Sondieransatzpunkte liegen auf OK Gelände.

Fachtechnisch bearbeitet von: Kathrin Kämper, Dipl.-Ing.  
am: 05.09.2011

DIPL.-ING. PETER NEUMANN  
Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG  
Marienthaler Straße 6  
24340 ECKERNFÖRDE  
Telefon 0 43 51 / 71 36 - 0



# Schichtenverzeichnis

für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Seite: 1

Projekt: Tüttendorf, Holander Allee

Bohrzeit:  
von: 02.09.2011  
bis: 02.09.2011

Bohrung: BS 1

1	2			3	4	5	6	
Bis  ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen	Entnommene Proben			
	b) Ergänzende Bemerkungen				Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe					
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung	h) Gruppe					
0,25	a) stark mittelsandig, feinsandig, schwach grobsandig, schwach kiesig, schwach humos			Ø = 80 - 40 mm Rohr! schwach feucht				
	b)							
	c)	d) leicht zu bohren	e) dunkelbraun					
	f) Mutterboden	g)	h) i) 0					
0,60	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP1	0,50	
	b)							
	c) steif	d)	e) hellbraun					
	f) Geschiebelehm	g)	h) i) 0					
1,60	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP2	1,00	
	b)							
	c) steif	d)	e) hellbraun					
	f) Geschiebemergel	g)	h) i) +					
2,40	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP3	2,00	
	b)							
	c) steif	d)	e) grau bis braun					
	f) Geschiebemergel	g)	h) i) +					
4,00	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP4	3,50	
	b)							
	c) weich bis steif	d)	e) grau					
	f) Geschiebemergel	g)	h) i) +					



# Schichtenverzeichnis

für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Seite: 1

Projekt: Tüttendorf, Holander Allee

Bohrzeit:

von: 02.09.2011

bis: 02.09.2011

Bohrung: BS 2

1	2			3	4	5	6
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen			Bemerkungen  Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkungen				Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe				
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung	h) Gruppe		i) Kalk- gehalt		
0,25	a) sandig			Ø = 80 - 40 mm Rohr! schwach feucht			
	b)						
	c)	d) leicht zu bohren bis mäßig schwer zu	e) dunkelbraun				
	f) Mutterboden	g)	h) i) 0				
0,50	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP1	0,40
	b)						
	c) steif bis halbfest	d)	e) hellbraun				
	f) Geschiebelehm	g)	h) i) +				
1,10	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig, einz. wasserf. Sandlagen			Grundwasserspiegel in Ruhe 0.60m Grundwasserspiegel 0.60m schwach feucht		GP2	1,00
	b)						
	c) steif	d)	e) hellbraun				
	f) Geschiebemergel	g)	h) i) +				
3,30	a) Schluff; sandig, kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP3	2,00
	b)						
	c) steif	d)	e) hellbraun bis grau				
	f) Geschiebemergel	g)	h) i) +				
4,00	a) Schluff; stark sandig, schwach kiesig, schwach tonig			schwach feucht		GP4	3,50
	b)						
	c) weich bis steif	d)	e) grau				
	f) Geschiebemergel	g)	h) i) +				



T01



T02



RS 2



T03



T04



T05



T06



T07



T08



RS 1



T09



T10



T11

Skizze Lage der Ansatzpunkte der Schraubfundamente und  
Rammsondierungen am Standort Tüttendorf

Anlage 1.2

Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley	Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten ProjektNr. : 11049 Anlage : 1.2 Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012117 Ent.-Stelle : Tüttendorf RS1 Ent.-Tiefe : 0,35 - 0,55 m
<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 136.64 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 133.88 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 133.88 g	Gewicht Schale [g]	= 120.05 g
	Wassergehalt [g]	= 2.76 g	Probe trocken G [g]	= 13.83 g
			Wassergehalt [%]	= 19.96 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 19.96 %

<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012118 Ent.-Stelle : Tüttendorf RS1 Ent.-Tiefe : 0,90 - 1,10 m
-----------------------------------	---

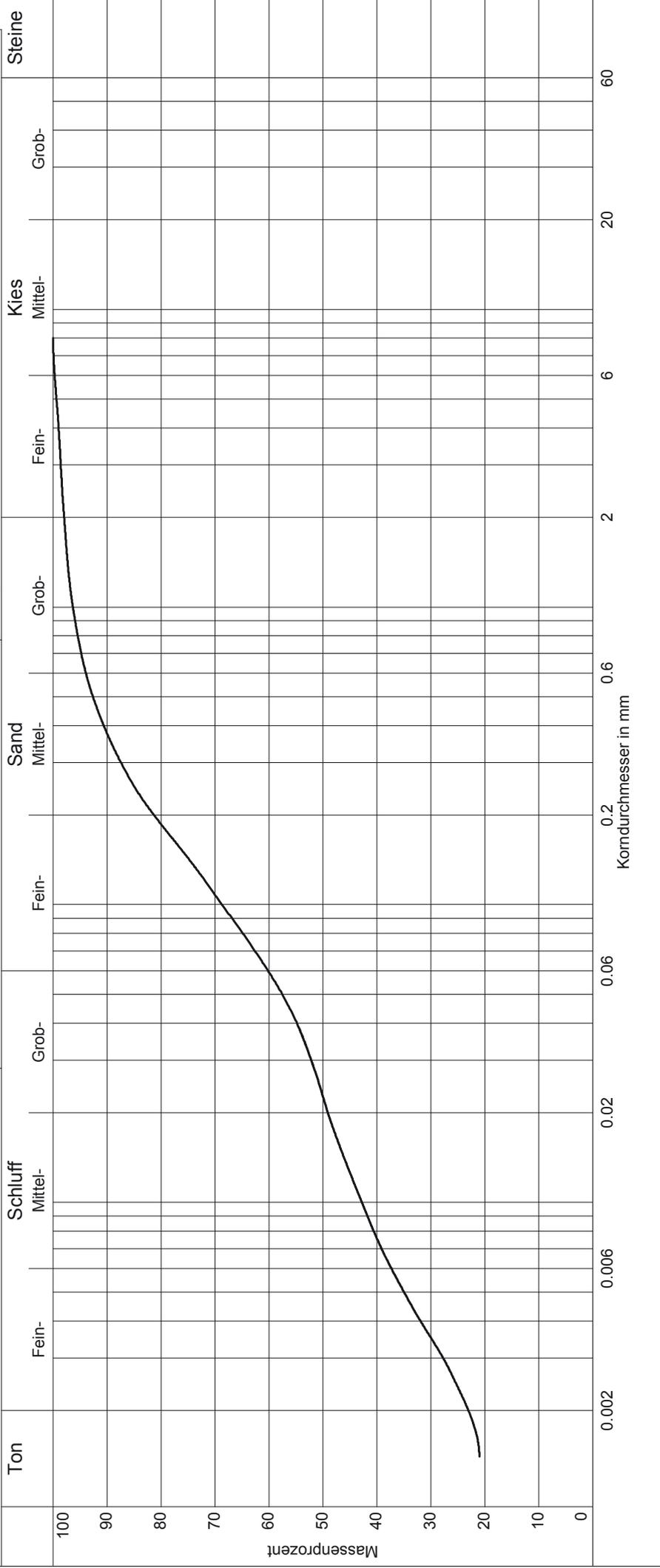
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 156.12 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 151.22 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 151.22 g	Gewicht Schale [g]	= 120.36 g
	Wassergehalt [g]	= 4.90 g	Probe trocken G [g]	= 30.86 g
			Wassergehalt [%]	= 15.88 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 15.88 %

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 03.04.2012  
 Anlage : 1.2



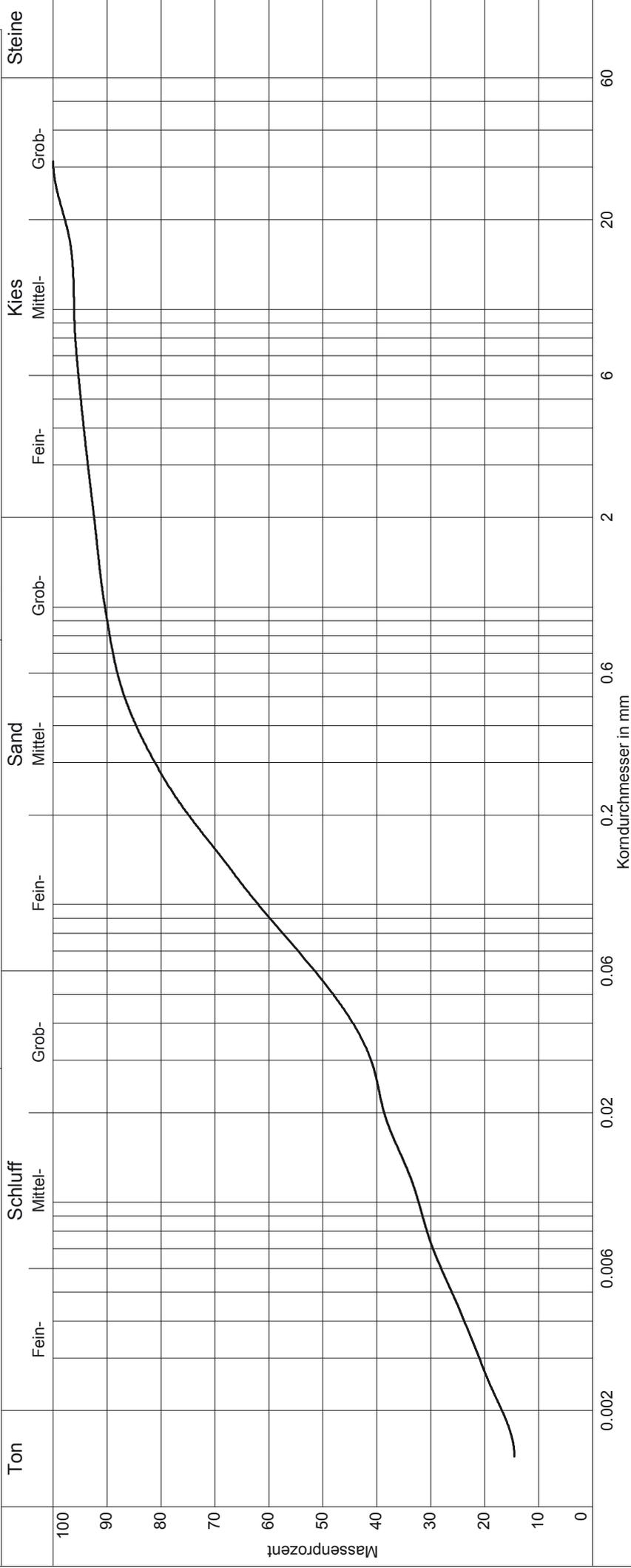
Entnahmestelle	Tüttendorf RS1
Entnahmetiefe	0,35 - 0,55 m
Labornummer	2012117
Bodenart	T, fs, ms'
Bodengruppe	TA
Schluff/Tonanteil	59.7 %
Schluff/Ton/Sandanteil	98.0 %
Anteil < 0.063 mm	59.7 %
kf nach Beyer	-

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 03.04.2012  
 Anlage : 1.2

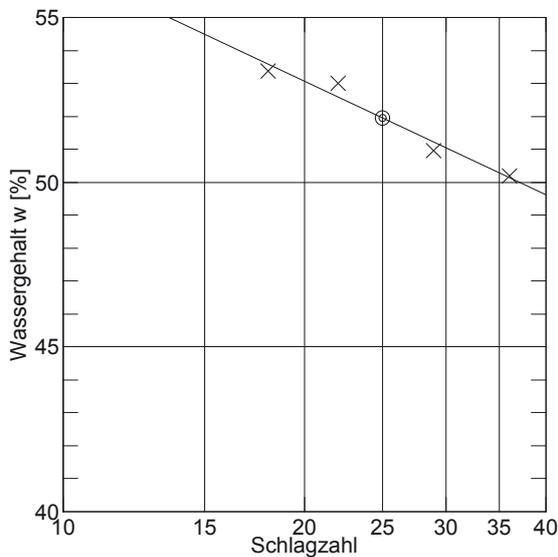


Entnahmestelle	Tüttendorf RS1
Entnahmetiefe	0,90 - 1,10 m
Labornummer	2012118
Bodenart	T, s, g'
Bodengruppe	TL
Schluff/Tonanteil	51.2 %
Schluff/Ton/Sandanteil	92.4 %
Anteil < 0.063 mm	51.2 %
kf nach Beyer	-

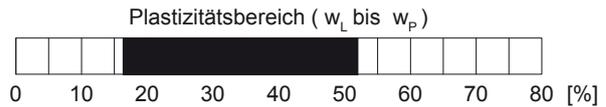
# Zustandsgrenzen

DIN 18 122

Behälter-Nr.	Fließgrenze				Ausrollgrenze		
Zahl der Schläge	22	18	29	36			
Feuchte Probe + Behälter	$m_f + m_B$ [g]	101.40	93.60	94.09	97.12	87.15	84.48
Trockene Probe + Behälter	$m_t + m_B$ [g]	94.79	89.41	88.75	92.02	86.44	83.76
Behälter	$m_B$ [g]	82.32	81.56	78.27	81.86	82.15	79.26
Wasser	$m_f - m_t = m_w$ [g]	6.61	4.19	5.34	5.10	0.71	0.72
Trockene Probe	$m_t$ [g]	12.47	7.85	10.48	10.16	4.29	4.50
Wassergehalt $\frac{m_w}{m_t} = w$	[%]	53.0	53.4	51.0	50.2	16.6	16.0
						16.3	



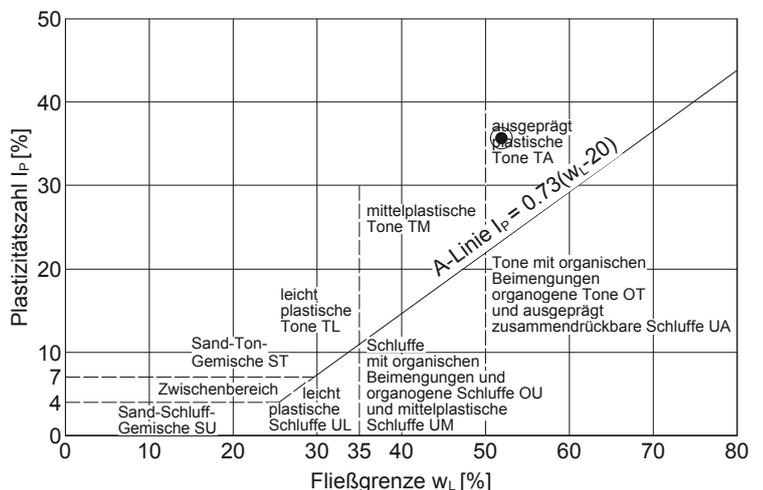
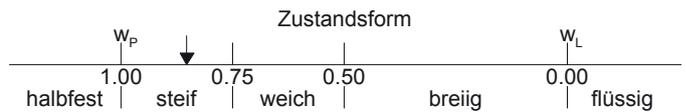
Überkornanteil  $\dot{u} = 9.0 \%$   
 Wassergeh. Überkorn  $w_u = 4.5 \%$   
 Wassergehalt  $w_N = 20.0 \%$ ,  $w_{N\dot{u}} = 21.5 \%$   
 Fließgrenze  $w_L = 52.0 \%$   
 Ausrollgrenze  $w_p = 16.3 \%$



Plastizitätszahl  $I_p = w_L - w_p = 35.7 \%$

Liquiditätsindex  $I_L = \frac{w_{N\dot{u}} - w_p}{I_p} = 0.146$

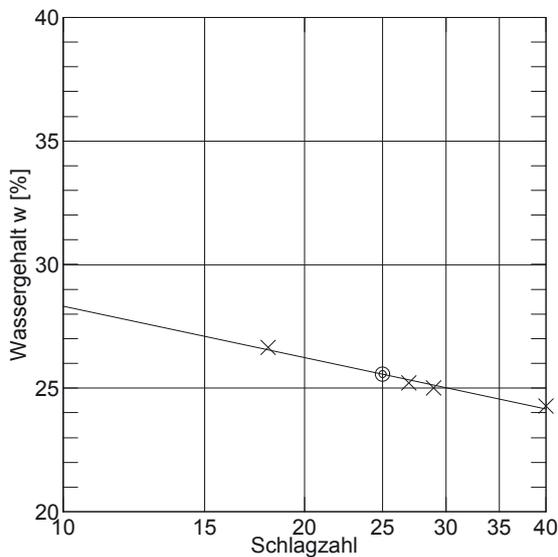
Konsistenzzahl  $I_C = \frac{w_L - w_{N\dot{u}}}{I_p} = 0.854$



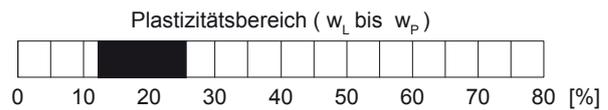
# Zustandsgrenzen

DIN 18 122

Behälter-Nr.	Fließgrenze				Ausrollgrenze			
Zahl der Schläge	18	29	40	27				
Feuchte Probe + Behälter	$m_f + m_B$ [g]	98.56	102.16	98.56	99.68	84.27	85.98	
Trockene Probe + Behälter	$m_t + m_B$ [g]	94.02	98.15	94.91	95.63	83.67	85.40	
Behälter	$m_B$ [g]	76.99	82.11	79.88	79.57	78.57	80.78	
Wasser	$m_f - m_t = m_w$ [g]	4.54	4.01	3.65	4.05	0.60	0.58	
Trockene Probe	$m_t$ [g]	17.03	16.04	15.03	16.06	5.10	4.62	Mittel
Wassergehalt $\frac{m_w}{m_t} = w$	[%]	26.7	25.0	24.3	25.2	11.8	12.6	12.2



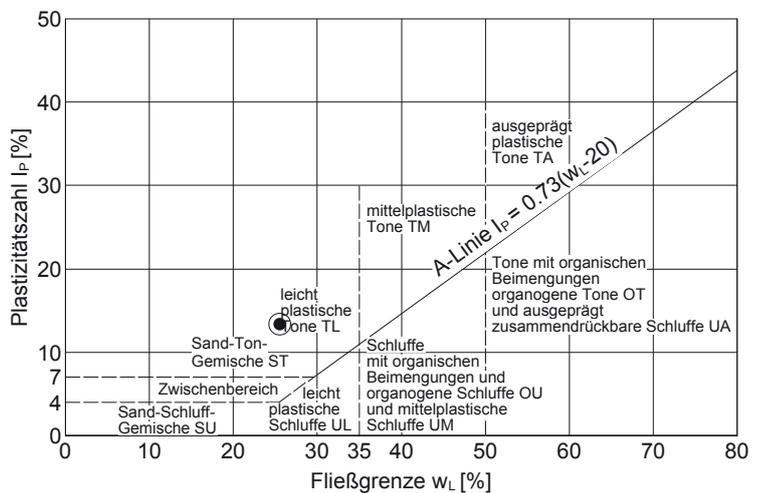
Überkornanteil  $\dot{u} = 16.1\%$   
 Wassergeh. Überkorn  $w_u = 4.4\%$   
 Wassergehalt  $w_N = 15.9\%$ ,  $w_{N\dot{u}} = 18.1\%$   
 Fließgrenze  $w_L = 25.6\%$   
 Ausrollgrenze  $w_p = 12.2\%$



Plastizitätszahl  $I_p = w_L - w_p = 13.4\%$

Liquiditätsindex  $I_L = \frac{w_{N\dot{u}} - w_p}{I_p} = 0.440$

Konsistenzzahl  $I_C = \frac{w_L - w_{N\dot{u}}}{I_p} = 0.560$



Universität der Bundeswehr München  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
ProjektNr. : 11049  
Anlage : 1.2  
Datum : 29.03.2012  
Labornr. : 2012117  
Ent.- Stelle : Tüttendorf RS1  
Ent.- Tiefe : 0,35 - 0,55 m

## Kalkgehalt

DIN 18 129

Trockenmasse der Probe	$m_d$	g	4.58
Temperatur	T	Grad	23.00
absoluter Luftdruck	$p_{abs}$	kPa	98.30
Gasvolumen	$V_G$	cm <sup>3</sup>	34.80
Volumen CO <sub>2</sub>	$V_0$	cm <sup>3</sup>	31.02
Masse Karbonatanteil	$m_{Ca}$	g	0.140
Kalkgehalt	$V_{Ca} = \frac{m_{Ca}}{m_d}$		0.030

Universität der Bundeswehr München  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
ProjektNr. : 11049  
Anlage : 1.2  
Datum : 29.03.2012  
Labornr. : 2012118  
Ent.- Stelle : Tüttendorf RS1  
Ent.- Tiefe : 0,90 - 1,10 m

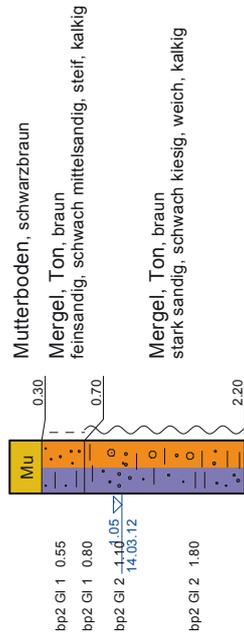
## Kalkgehalt

DIN 18 129

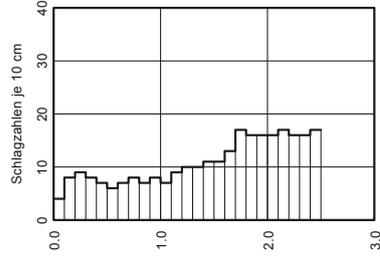
Trockenmasse der Probe	$m_d$	g	1.52
Temperatur	T	Grad	23.80
absoluter Luftdruck	$p_{abs}$	kPa	98.20
Gasvolumen	$V_G$	cm <sup>3</sup>	67.40
Volumen CO <sub>2</sub>	$V_0$	cm <sup>3</sup>	59.85
Masse Karbonatanteil	$m_{Ca}$	g	0.269
Kalkgehalt	$V_{Ca} = \frac{m_{Ca}}{m_d}$		0.177

# Tüttendorf RS1

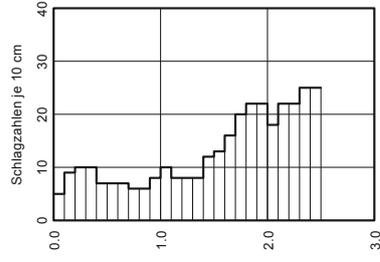
0.0



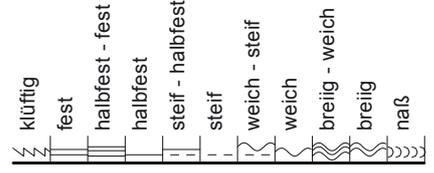
## RS1



## RS2



### Legende





## Anlage 1.3

Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen am Standort Schlichting



EasyWind GmbH  
Lecker Straße 7  
Gebäude 2c

25917 Enge-Sande



Dipl.-Ing.  
Peter Neumann  
Baugrunduntersuchung  
GmbH & Co. KG  
Marienthaler Str. 6  
24340 Eckernförde  
Tel. 0 43 51 7136-0  
Fax 0 43 51 7136-71

 Gründungsmitglied  
des BD bohr

11.10.2011  
käm

## Bauvorhaben Nr. 314/11

Neubau einer Kleinwindenergieanlage in Schlichting, Buttermilchkrug  
Baugrunduntersuchung - Gründungsbeurteilung

---

### 1 Vorgang

Die EasyWind GmbH plant für Herrn Hartwig Kröger in Schlichting, Buttermilchkrug, den Neubau einer Kleinwindenergieanlage mit einer Nabenhöhe von 19 m. Der Turm besteht aus drei Rohrsegmenten, die vierseitig mit Seilen abgespannt sind. Der Turm und die Seile werden mittels Erdnägeln im Boden verankert. Diese Anker erfahren eine maximale charakteristische Zuglast von 12,1 kN und eine maximale charakteristische Drucklast von 38,1 kN unterhalb des Turms (ungünstigste Annahme Lastfallkombination K und L für die Windzone 3 gem. vorliegender statischer Berechnung).

Die Fa. Neumann Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG ist vom Bauherrn beauftragt worden, den Baugrund im Bereich der geplanten Anlage zu erkunden und hierauf basierend eine gutachterliche Stellungnahme zur Tragfähigkeit der Erdanker zu erarbeiten.

Für die Bearbeitung stand uns die aktuelle statische Berechnung der P.E. Concepts GmbH, Essen, vom 02.08.2011 zur Verfügung.

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG



## 2 Baugrund

### 2.1 Durchgeführte Untersuchungen

Der Baugrundaufbau ist durch zwei Kleinbohrungen bis in eine Tiefe von 5,0 m unter Ansatzpunkt untersucht worden.

Die Lage dieser Baugrundaufschlüsse kann der Lageskizze in Anlage 1 entnommen werden. Die Ergebnisse wurden in der Anlage 2 als Sondierprofile aufgetragen. Uns standen 10 gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 - 4 zur Verfügung, die im Erdbaulabor bestimmt und beurteilt worden sind.

### 2.2 Baugrundaufbau

Aus den in Anlage 2 aufgetragenen Sondierprofilen ist ersichtlich, dass unter 0,5 m mächtigen aufgefüllten humosen Schluffen bis zur jeweiligen Endteufe Kleie in weichplastischer Konsistenz anstehen. Im Tiefenbereich von 1,8 m bis 2,7/2,9 m sind Torfe eingelagert.

### 2.3 Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte

Im Folgenden werden die für die weitere Bearbeitung erforderlichen bodenmechanischen Kennziffern anhand der durchgeführten Bodenansprache und aufgrund von Erfahrungswerten, die von vergleichbaren Böden vorliegen, tabellarisch zusammengestellt.

**Tabelle 1** Bodenmechanische Kennwerte der für die Gründung relevanten Baugrundsichten

Bodenart	Steifemodul E [MN/m <sup>2</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Auffüllung, bindig, humos, steif	< 3,0	17,5	5,0	17,0 / 7,0
Klei, weich	1,5	16,0	5,0	15,0 / 5,0
Torf	1,0	12,5	2,5	11,0 / 1,0



## 2.4 Wasserstände

Nach Beendigung der Sondierarbeiten lag der Wasserspiegel in einer Tiefe von 0,7 m unter GOK. In Abhängigkeit vom anfallenden Niederschlag muss mit Schwankungen des Wasserspiegels gerechnet werden.

## 3 Stellungnahme zur Tragfähigkeit der Erdanker

### 3.1 Zuglasten

Die durchgeführten Baugrundaufschlüsse haben ergeben, dass unter 0,5 m mächtigen bindigen humosen Auffüllungen organische Weichschichten (Klei, Torf) anstehen, die als gering tragfähig einzustufen sind. Im vorliegenden Fall sollen Erdanker der Solarpark Rodenäs GmbH mit einer Länge von 2,2 m eingebracht werden. Der Tellerdurchmesser muss bei den anstehenden Böden  $D \geq 500$  mm betragen.

Die Tragfähigkeit der Zuganker beruht darauf, dass das Gewicht des so genannten Aufbruchkegels größer ist als die einwirkenden Zuglasten. Die Größe des Aufbruchkegels wird in Abhängigkeit vom Reibungswinkel bestimmt. Das Gewicht ergibt sich aus den Wichten der anstehenden Böden.

Es ist folgender Nachweis zu führen:

$$Q_k * \gamma_{Q,dst} \leq G_{E,k} * \gamma_{G,stb}$$

Das Gewicht des Aufbruchkegels wurde unter Berücksichtigung der in Tabelle 1 genannten bodenmechanischen Kennwerte, die gem. DIN 1054 um  $\gamma = 0,8$  abgemindert wurden, in Anlage 3 ermittelt.

Die Berechnung hat ergeben, dass ein rechnerischer Nachweis der Zuganker im vorliegenden Fall nicht zu erbringen ist. Aus diesem Grund wurden in Anwesenheit von Frau Kämper, Neumann Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG, Zugversuche an den eingebrachten Ankern durchgeführt. Jeder Anker wurde mit wenigstens der zweifachen charakteristischen Zuglast belastet. Es wurden Zuglasten von 28 kN aufgebracht. Die



Widerlager der Ankerzugvorrichtung lagen außerhalb des rechnerisch ermittelten Aufbruchkegels. Die Versuchsanordnung kann der Skizze in Anlage 4 entnommen werden. Bis zur Endlast von  $P \geq 28$  kN wurde kein Versagen der Anker festgestellt. Die Hebungen lagen bei maximal 0,5 cm. Aus bodenmechanischer Sicht bestehen keine Bedenken, dass die Anker die auftretenden Lasten in den Baugrund abtragen können.

Die planmäßigen Wartungszeiträume für das ggf. erforderliche Nachspannen der Seile sind unbedingt einzuhalten. Nach orkanartigen Stürmen sollte eine außerplanmäßige Wartung durchgeführt werden.

**Die Bodenzone im Bereich des Aufbruchkegels zzgl. eines Sicherheitszuschlags von mindestens 1 m darf nicht gestört werden, d. h., Bodenabtrag, Pflügen o. ä. ist in diesem Bereich nicht zulässig. Weiterhin ist der Oberboden vor Erosion bzw. Ausspülungen zu schützen.**

### 3.2 Drucklasten

Da vor Ort ein Nachweis der Drucklasten nicht möglich war, muss eine ausreichende Sicherheit gem. DIN 1054 nachgewiesen werden. In Anlage 5 wird die zulässige Grundbruchsicherheit des unter dem Turm einzubringenden Ankers nach DIN 1054 ermittelt. Über den Anker sind Drucklasten von 38,1 kN in den Baugrund abzutragen. Die durchgeführte Berechnung hat ergeben, dass zum Abtrag der auftretenden Lasten eine Tellergröße von  $D = 1000$  mm erforderlich wird. Bei Auslastung der genannten Lasten ergeben sich rechnerische Setzungen bis  $s = 2,6$  cm, die von der Konstruktion aufgenommen werden müssen. Darüber hinaus sind Setzungen infolge Eigenkonsolidation der organischen Weichschichten möglich.

## 5 Zusammenfassung

Die durchgeführten Zugversuche haben ergeben, dass mit den im vorliegenden Fall eingebrachten Zugankern (Länge 2,2 m, Tellergröße 500 mm) die auftretenden Zuglasten mit ausreichender Sicherheit vom Baugrund aufgenommen werden können. Zum Abtrag der



Drucklasten wird eine Tellergröße von  $D = 1000$  mm erforderlich. Einzelheiten zu den Berechnungen können dem Abschnitt 3 sowie den Anlagen 3 und 5 entnommen werden.

Eine Störung der Bodenzone im Bereich des rechnerischen Aufbruchkegels ( $d = 1,40$  m) zzgl. eines Sicherheitszuschlags von 1 m muss ausgeschlossen werden.

Für die Beantwortung evtl. noch auftretender Fragen und zur weiteren Beratung stehen wir gern zu Verfügung.

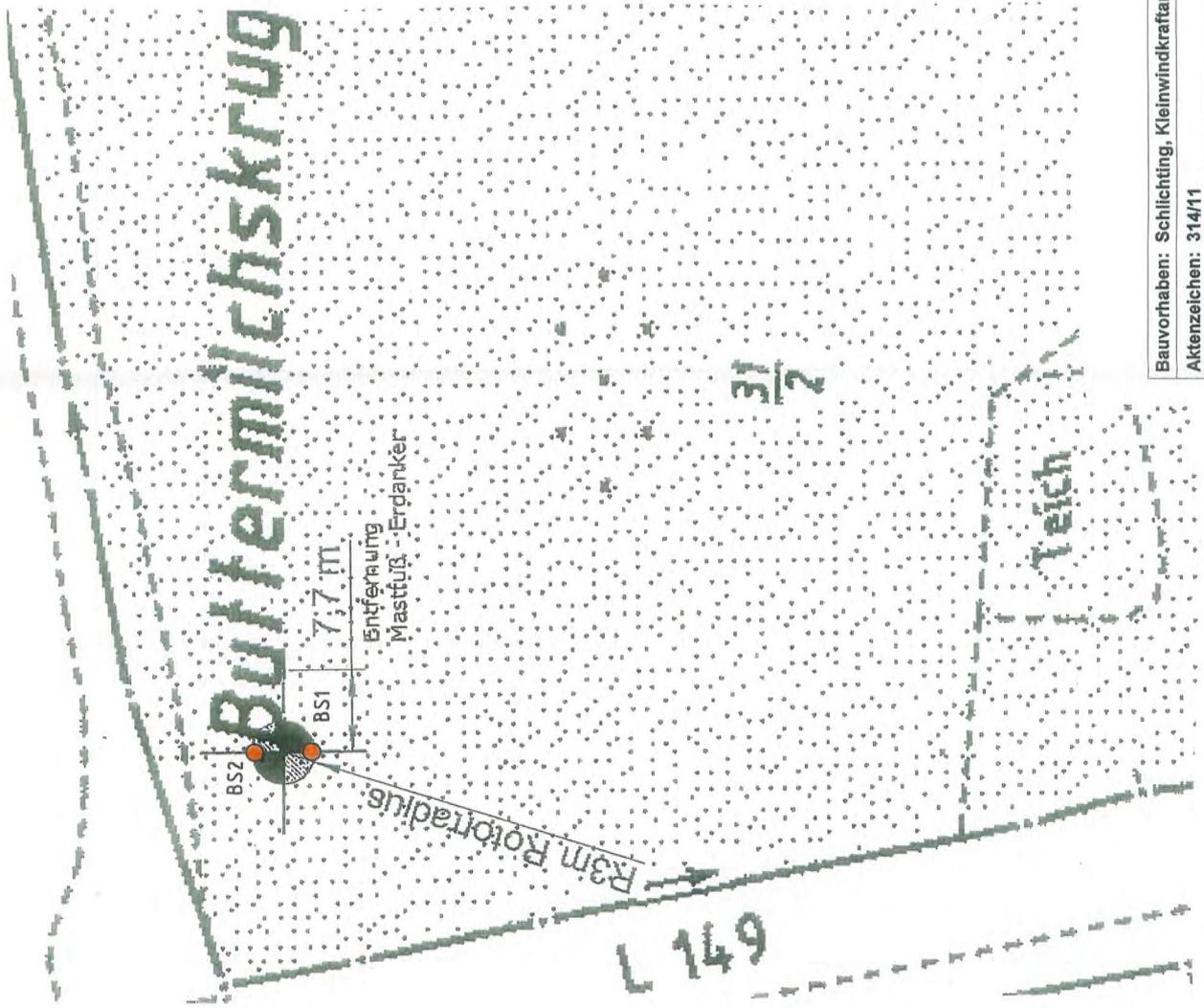
Sachbearbeiterin

Kathrin Kämper  
Dipl.-Ing.

Dipl.-Ing. Peter Neumann  
Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG

ppa. Wolfgang Tiedemann



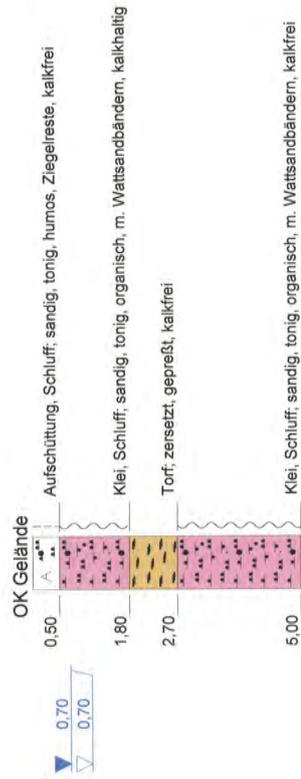


Bauvorhaben: Schlichting, Kleinwindkraftanlage
Aktenzeichen: 314/11
Bezeichnung: Lageplan
Auftraggeber: Herr Hartwig Kröger
Datum: 22.08.2011
Maßstab: 1 : 500
gezeichnet: Claudia Thießen
Anlage 1

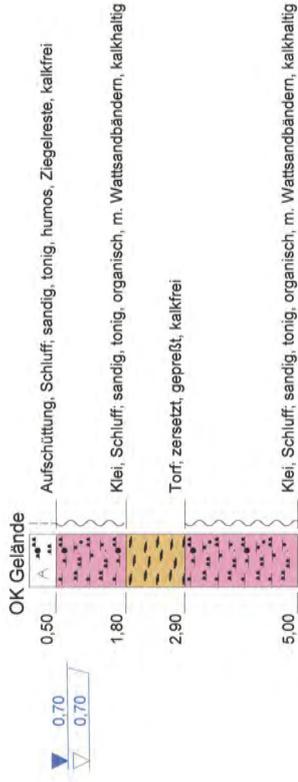


**Dipl.-Ing. P. Neumann**  
 Marienthaler Str. 6  
 24340 Eckernförde  
 Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71  
**NEUMANN**

**BS 1**



**BS 2**



Bauvorhaben: Schlichting, Kleinwindkraftanlage

Aktenzeichen: 314/11

Bezeichnung: Sondierprofile

Auftraggeber: Herr Hartwig Kröger

Datum: 19.08.2011 Maßstab: 1 : 100

gezeichnet: Ronja Nickel Anlage 2



**Dipl.-Ing. P. Neumann**  
 Marienthaler Str. 6  
 24340 Eckernförde  
 Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71

**NEUMANN**

# Anlage zur zeichnerischen Darstellung nach DIN 4023

## Legende:

### Hauptbodenarten:

	Kies
	Grobkies
	Mittelkies
	Feinkies
	Sand
	Grobsand
	Mittelsand
	Feinsand
	Schluff
	Ton
	Torf
	Stein
	Blöcke
	Lehm
	Mudde
	Aufschüttung
	Mutterboden
	Geschiebemergel
	Geschiebelehm
	Wiesenkalk
	Klei
	Bänderton
	Braunkohle
	Steinkohle
	Lößlehm
	Verwitterungslehm
	Kreidestein
	Festgestein
	Kalkstein
	Tonstein
	Kalkmergel

### Beimengungen:

	kiesig
	grobkiesig
	mittelkiesig
	feinkiesig
	sandig
	grobsandig
	mittelsandig
	feinsandig
	schluffig
	tonig
	humos
	steinig
	organisch

### Konsistenzen:

	breiig
	breiig bis weich
	weich
	weich bis steif
	steif bis weich
	steif
	halbfest
	fest

### Grundwasser:

	0,50
	1,00
	1,50
	2,00

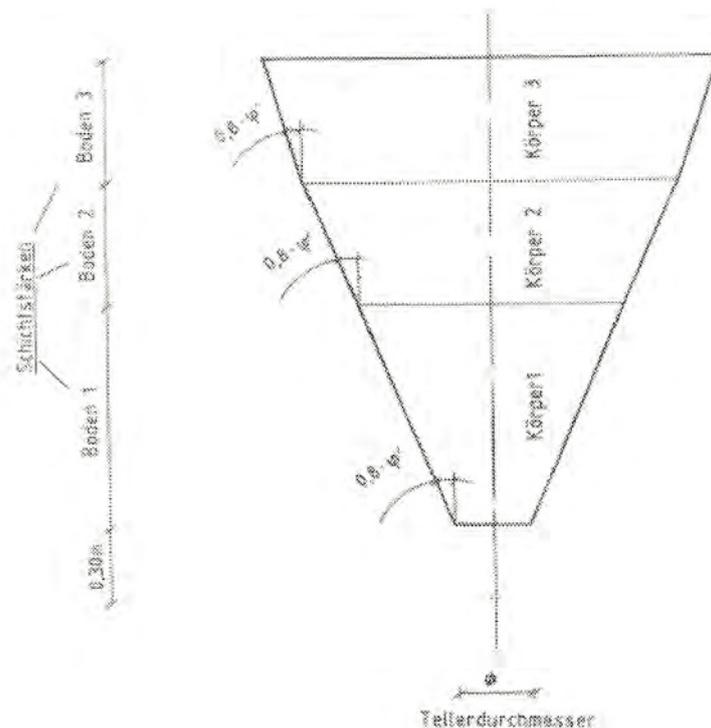
	Grundwasserspiegel angebohrt bei 0,50 m
	Grundwasserspiegel gefallen bis 1,00 m
	Grundwasserspiegel angestiegen bis 1,50 m
	Grundwasserspiegel im ausgebauten Bohrloch bei 2,00 m bzw. Grundwasserspiegel in Ruhe bei 2,00 m

Ermittlung des Aufbruchkegels

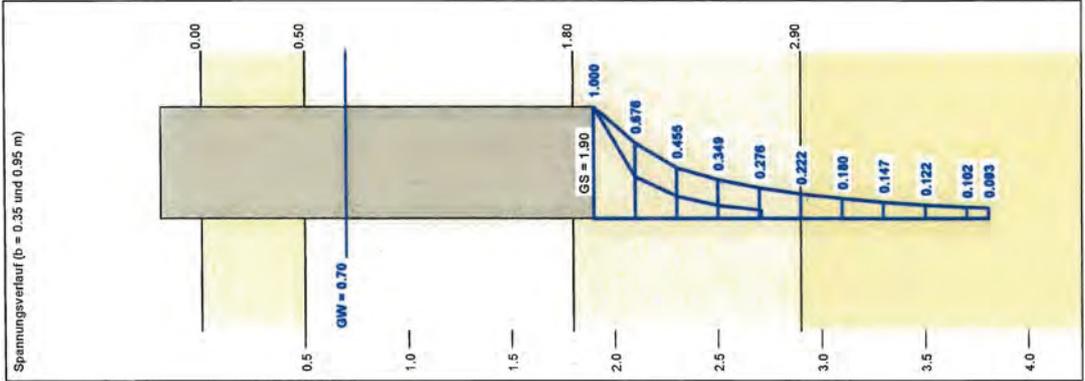
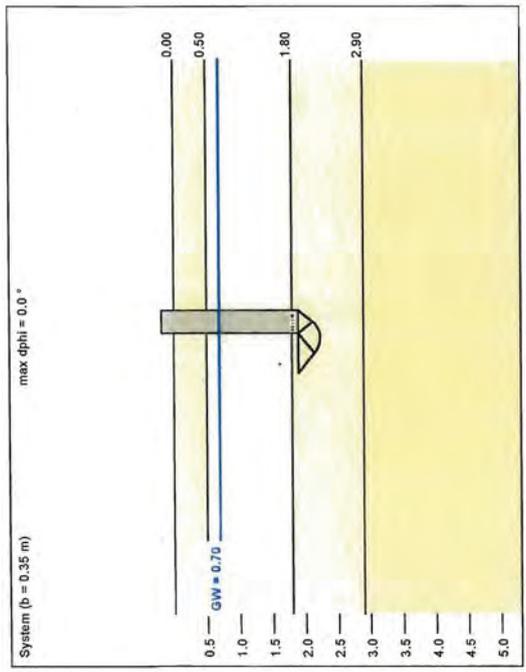
Kegelstumpf $V =$	$\pi/3 \cdot h \cdot (r_1^2 + r_2^2 + r_1 \cdot r_2)$
$G =$	$V \cdot (\gamma \cdot \eta)$

Körper 3 Auffüllung, bindig	$r_1 = 0,563$ $r_2 = 0,688$ $h = 0,5$	$0,8\phi = 14$	$V = 0,62$ $G = 8,38$	Sicherheit $\eta = 0,8$ Gamma $\gamma = 17$
Körper 2 Klei, weich unter Auftrieb	$r_1 = 0,268$ $r_2 = 0,563$ $h = 1,3$	$0,8\phi = 13$	$V = 0,73$ $G = 3,52$	Sicherheit $\eta = 0,8$ Gamma $\gamma = 6$
Körper 1 Torf unter Auftrieb	$r_1 = 0,25$ $r_2 = 0,268$ $h = 0,1$	$0,8\phi = 10$	$V = 0,02$ $G = 0,02$	Sicherheit $\eta = 0,8$ Gamma $\gamma = 1$
<b>G gesamt 11,923</b>				

Erdanker "Prinzipskizze"



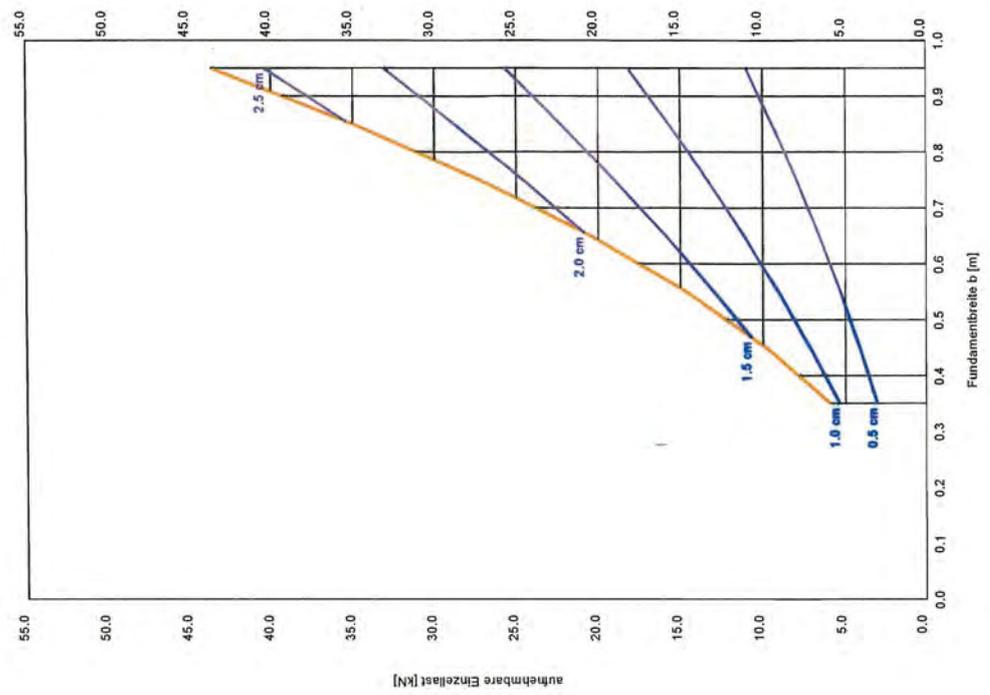
Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	C [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
□	17.0	7.0	17.5	5.0	3.0	0.00	Auffüllung, bindig
□	15.0	5.0	16.0	5.0	1.5	0.00	Klei, weich
□	11.0	1.0	12.5	2.5	1.0	0.00	Torf
□	15.0	5.0	16.0	5.0	1.5	0.00	Klei, weich



a	b	zul $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zul R [kN]	s [cm]	cal $\varphi$ [°]	cal c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$t_g$ [m]	UK LS [m]
0.35	0.35	48.3	5.9	1.12	12.5	2.50	1.00	17.10	2.71	2.23
0.45	0.45	48.3	9.8	1.44	12.5	2.50	1.00	17.10	2.93	2.33
0.55	0.55	48.3	14.6	1.72	12.5	2.50	1.00	17.10	3.12	2.42
0.65	0.65	48.4	20.4	1.98	12.5	2.50	1.00	17.10	3.30	2.52
0.75	0.75	48.4	27.2	2.24	12.5	2.50	1.00	17.10	3.48	2.61
0.85	0.85	48.4	35.0	2.49	12.5	2.50	1.00	17.10	3.64	2.71
0.95	0.95	48.4	43.7	2.73	12.5	2.50	1.00	17.10	3.81	2.80

zul  $\sigma = \sigma_{qk} / (\gamma_{var} \cdot \gamma_{red}) = \sigma_{qk} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{qk} / 1.99$   
 Verhältnis Veränderliche (Q)/Gesamlasten (G+Q) [-] = 0.50

Berechnungsgrundlagen:  
 314/11 Schichtung, Böttmilschkrug  
 Grundwasser = 0.70 m  
 Grenzlinie mit p = 20.0 %  
 Teilsicherheitskonzept  
 Einzelfundament (a/b = 1,00)  
 $\gamma (G) = 1.35$   
 $\gamma (Q) = 1.50$   
 Anteil Veränderliche Lasten = 50.0 %  
 Gründungssohle = 1.90 m  
 Grundwasser = 0.70 m  
 Grenzlinie mit p = 20.0 %  
 Teilsicherheitskonzept  
 Einzelfundament (a/b = 1,00)  
 $\gamma (G) = 1.35$   
 $\gamma (Q) = 1.50$   
 Anteil Veränderliche Lasten = 50.0 %





Aktenzeichen: 314/11

Archiv-Nr.:

## Kopfblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

**Bohrungen: BS 1 + BS 2**

Projekt: Schlichting, Kleinwindkraftanlage

Ort: Schlichting, Kleinwindkraftanlage

Zweck der Bohrung: Baugrunduntersuchung

Auftraggeber: Herr Hartwig Kröger, Buttermilchskrug 3, 25779 Schlichting

Bohrfirma: P. Neumann Baugrunduntersuchung GmbH&Co.KG, Marienthaler Str. 6, 24340 Eckernförde

Geräteleiter: Th. Delfs

Bohrzeit vom: 19.08.2011

Bohrzeit bis: 19.08.2011

Maximale Endteufe (unter GOK): 5,00 m

Max. Bohrlochdurchmesser: 80 mm

Bohrverfahren: Rammkernsondierung

Anzahl der Bodenproben: 10

Aufbewahrungsort der Bodenproben: Auftragnehmer

Aufbewahrungszeit der Bodenproben: 3 Monate

Anzahl der Wasserproben: keine

Die Lage der Sondieransatzpunkte: siehe Lageplan (Anlage 1).

Die Sondieransatzpunkte liegen auf OK Gelände.

Fachtechnisch bearbeitet von: Kathrin Kämper, Dipl.-Ing.  
am: 22.08.2011

DIPL.-ING. PETER NEUMANN  
Baugrunduntersuchung GmbH & Co. KG  
Marienthaler Straße 6  
24340 Eckernförde  
Telefon 0 43 51 / 71 36 - 0



# Schichtenverzeichnis

für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerneten Proben

Seite: 1

Projekt: Schlichting, Kleinwindkraftanlage

Bohrzeit:

Bohrung: BS 1

von: 19.08.2011

bis: 19.08.2011

1	2				3	4	5	6
Bis ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen				Bemerkungen  Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkungen					Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe					
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung	h) Gruppe	i) Kalkgehalt				
0,50	a) Aufschüttung, Schluff, sandig, tonig, humos, Ziegelreste				Ø = 80 - 40 mm Rohr! schwach feucht		GP1	0,50
	b)							
	c) steif	d)	e) dunkelbraun					
	f) Aufschüttung	g)	h)	i) 0				
1,80	a) Klei, Schluff, sandig, tonig, organisch, m. Wattsandbändern				Grundwasserspiegel in Ruhe 0.70m Grundwasserspiegel 0.70m feucht		GP2	1,00
	b)							
	c) weich	d)	e) grau bis braun					
	f) Klei	g)	h)	i) +				
2,70	a) Torf, zersetzt, gepreßt				feucht bis naß		GP3	2,00
	b)							
	c)	d)	e) dunkelbraun					
	f)	g)	h)	i) 0				
5,00	a) Klei, Schluff, sandig, tonig, organisch, m. Wattsandbändern				feucht		GP4 GP5	3,00 5,00
	b)							
	c) weich	d)	e) grau					
	f) Klei	g)	h)	i) 0				
	a)							
	b)							
	c)	d)	e)					
	f)	g)	h)	i)				



# Schichtenverzeichnis

für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben

Seite: 1

Projekt: Schlichting, Kleinwindkraftanlage

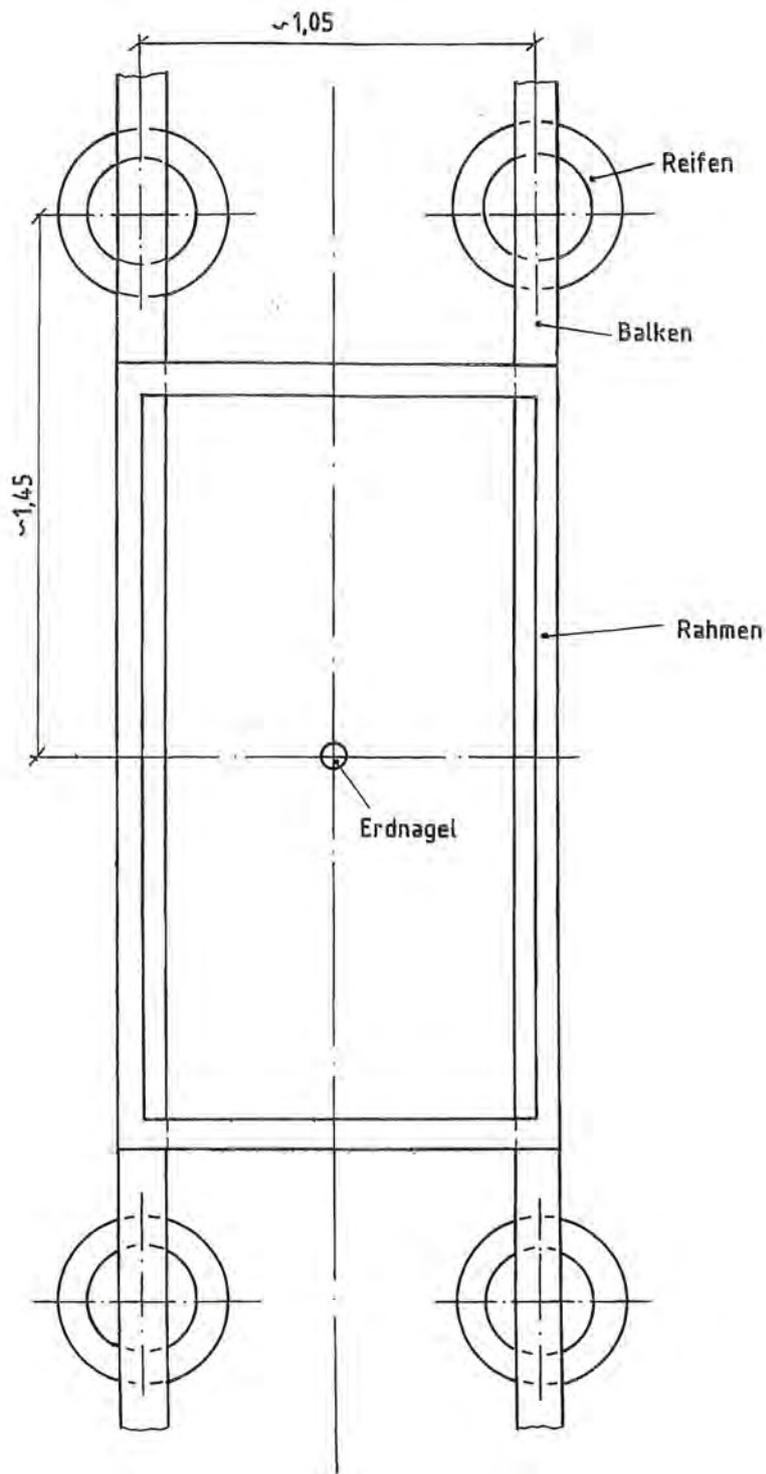
Bohrzeit:

Bohrung: BS 2

von: 19.08.2011

bis: 19.08.2011

1	2				3	4	5	6
Bis  ... m unter Ansatz- punkt	a) Benennung der Bodenart und Beimengungen				Bemerkungen  Sonderprobe Wasserführung Bohrwerkzeuge Kernverlust Sonstiges	Entnommene Proben		
	b) Ergänzende Bemerkungen					Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
	c) Beschaffenheit nach Bohrgut	d) Beschaffenheit nach Bohrvorgang	e) Farbe					
	f) Übliche Benennung	g) Geologische Benennung	h) Gruppe	i) Kalk- gehalt				
0,50	a) Aufschüttung, Schluff; sandig, tonig, humos, Ziegelreste				Ø = 80 - 40 mm Rohr! schwach feucht		GP1	0,50
	b)							
	c) steif	d)	e) dunkelbraun					
	f) Aufschüttung	g)	h)	i) 0				
1,80	a) Klei, Schluff; sandig, tonig, organisch, m. Wattsandbändern				Grundwasserspiegel in Ruhe 0.70m Grundwasserspiegel 0.70m feucht		GP2	1,50
	b)							
	c) weich	d)	e) grau					
	f) Klei	g)	h)	i) +				
2,90	a) Torf; zersetzt, gepreßt				feucht bis naß		GP3	2,50
	b)							
	c)	d)	e) dunkelbraun					
	f)	g)	h)	i) 0				
5,00	a) Klei, Schluff; sandig, tonig, organisch, m. Wattsandbändern				feucht		GP4 GP5	3,00 5,00
	b)							
	c) weich	d)	e) grau					
	f) Klei	g)	h)	i) +				
	a)							
	b)							
	c)	d)	e)					
	f)	g)	h)	i)				



**Bauvorhaben:** Schlichting, Kleinwindkraftanlage

**Aktenzeichen:** 314/11

**Bezeichnung:** Skizze Zugversuche

**Auftraggeber:** Herr Hartwig Kröger

**Datum:** 12.10.2011

**Maßstab:** ---

**gezeichnet:** Claudia Thießen

**Anlage:** 4



**Dipl.-Ing. P. Neumann**

Marienthaler Str. 6  
24340 Eckernförde

Tel. 04351/7136-0 Fax 04351/7136-71



S02



S01



RS 1



RS 2



S04



S03



RS 3



S06



S05

Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley	Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten ProjektNr. : 11049 Anlage : 1.3 Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012119 Ent.-Stelle : Schlichting RS1 Ent.-Tiefe : 0,60 - 0,80 m
<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 164.72 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 152.74 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 152.74 g	Gewicht Schale [g]	= 118.99 g
	Wassergehalt [g]	= 11.98 g	Probe trocken G [g]	= 33.75 g
			Wassergehalt [%]	= 35.50 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 35.50 %

<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012120 Ent.-Stelle : Schlichting RS1 Ent.-Tiefe : 0,90 - 1,10 m
-----------------------------------	--

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 142.49 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 136.58 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 136.58 g	Gewicht Schale [g]	= 117.97 g
	Wassergehalt [g]	= 5.91 g	Probe trocken G [g]	= 18.61 g
			Wassergehalt [%]	= 31.76 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 31.76 %

Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley	Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten ProjektNr. : 11049 Anlage : 1.3 Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012121 Ent.-Stelle : Schlichting RS1 Ent.-Tiefe : 1,40 - 1,60 m
<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 162.08 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 150.31 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 150.31 g	Gewicht Schale [g]	= 119.29 g
	Wassergehalt [g]	= 11.77 g	Probe trocken G [g]	= 31.02 g
			Wassergehalt [%]	= 37.94 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 37.94 %

<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012122 Ent.-Stelle : Schlichting RS1 Ent.-Tiefe : 1,90 - 2,10 m
-----------------------------------	--

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 155.48 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 142.84 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 142.84 g	Gewicht Schale [g]	= 121.33 g
	Wassergehalt [g]	= 12.64 g	Probe trocken G [g]	= 21.51 g
			Wassergehalt [%]	= 58.76 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 58.76 %

Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley	Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten ProjektNr. : 11049 Anlage : 1.3 Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012123 Ent.-Stelle : Schlichting RS2 Ent.-Tiefe : 0,60 - 0,90 m
<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 155.39 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 146.70 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 146.70 g	Gewicht Schale [g]	= 119.88 g
	Wassergehalt [g]	= 8.69 g	Probe trocken G [g]	= 26.82 g
			Wassergehalt [%]	= 32.40 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 32.40 %

<b>Wassergehalt</b> DIN 18 121	Datum : 29.03.2012 Labornummer : 2012124 Ent.-Stelle : Schlichting RS2 Ent.-Tiefe : 1,00 - 1,20 m
-----------------------------------	--

Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 179.88 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 164.77 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 164.77 g	Gewicht Schale [g]	= 120.02 g
	Wassergehalt [g]	= 15.11 g	Probe trocken G [g]	= 44.75 g
			Wassergehalt [%]	= 33.77 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 33.77 %

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Anlage : 1.3  
 Datum : 29.03.2012  
 Labornummer : 2012125  
 Ent.-Stelle : Schlichting RS2  
 Ent.-Tiefe : 2,10 - 2,30 m

# Wassergehalt

DIN 18 121

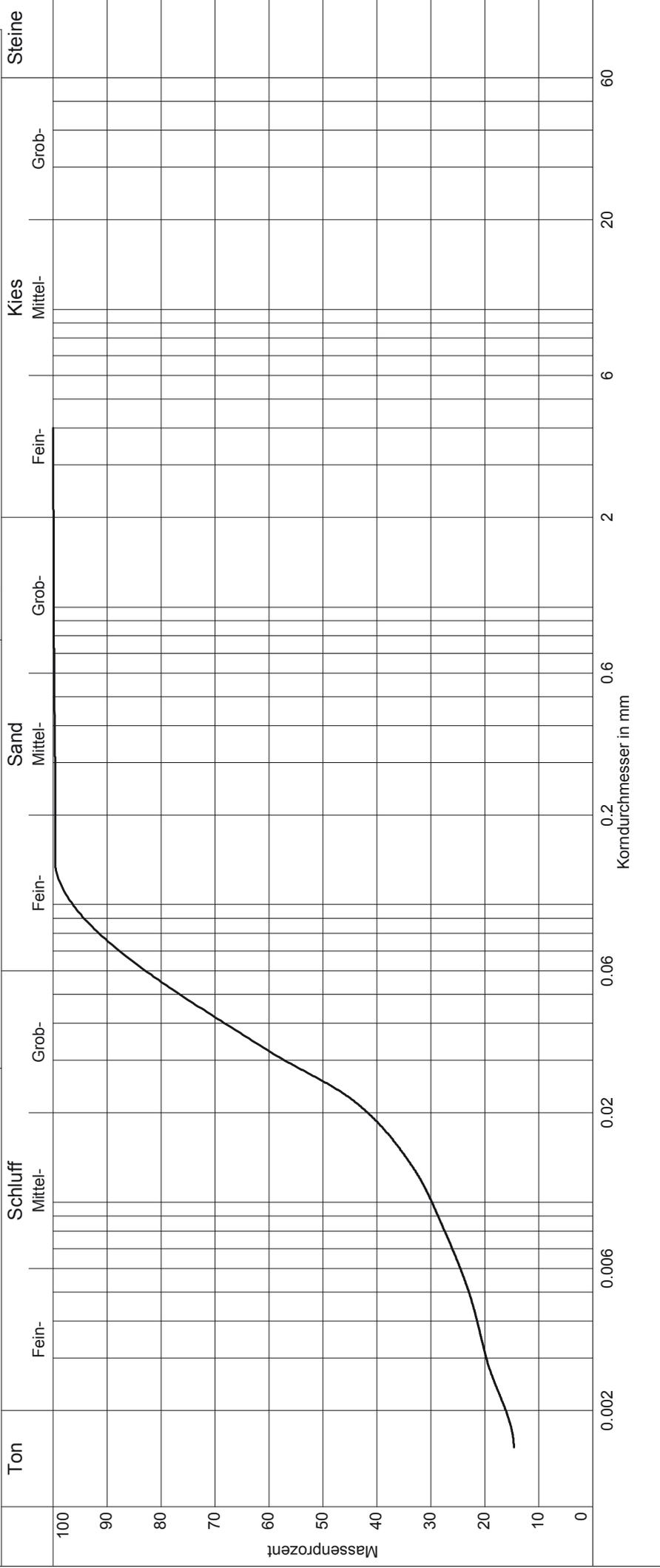
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= 155.97 g	Schale u. Probe trocken [g]	= 130.74 g
	Schale u. Probe trocken [g]	= 130.74 g	Gewicht Schale [g]	= 120.52 g
	Wassergehalt [g]	= 25.23 g	Probe trocken G [g]	= 10.22 g
			Wassergehalt [%]	= 246.87 %
Schale Nr.	Schale u. Probe feucht [g]	= g	Schale u. Probe trocken [g]	= g
	Schale u. Probe trocken [g]	= g	Gewicht Schale [g]	= g
	Wassergehalt [g]	= g	Probe trocken G [g]	= g
			Wassergehalt [%]	= %
			Mittel	= 246.87 %

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 03.04.2012  
 Anlage : 1.3



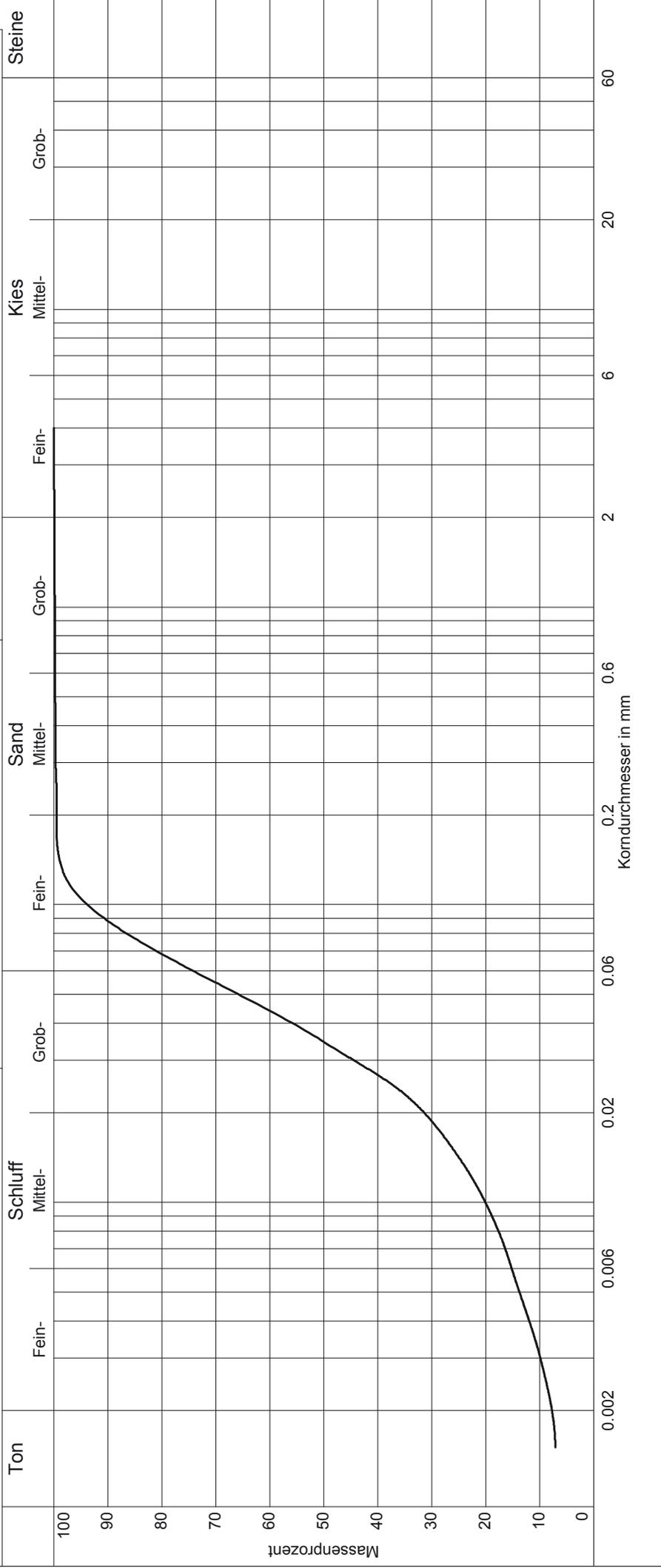
Entnahmestelle	Schlichtung RS1
Entnahmetiefe	0,90 - 1,10 m
Labornummer	2012120
Bodenart	T, u, fs'
Bodengruppe	TM
Schluff/Tonanteil	92.6 %
Schluff/Ton/Sandanteil	99.9 %
Anteil < 0.063 mm	92.6 %
kf nach Beyer	-
DC	

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 04.04.2012  
 Anlage : 1.3



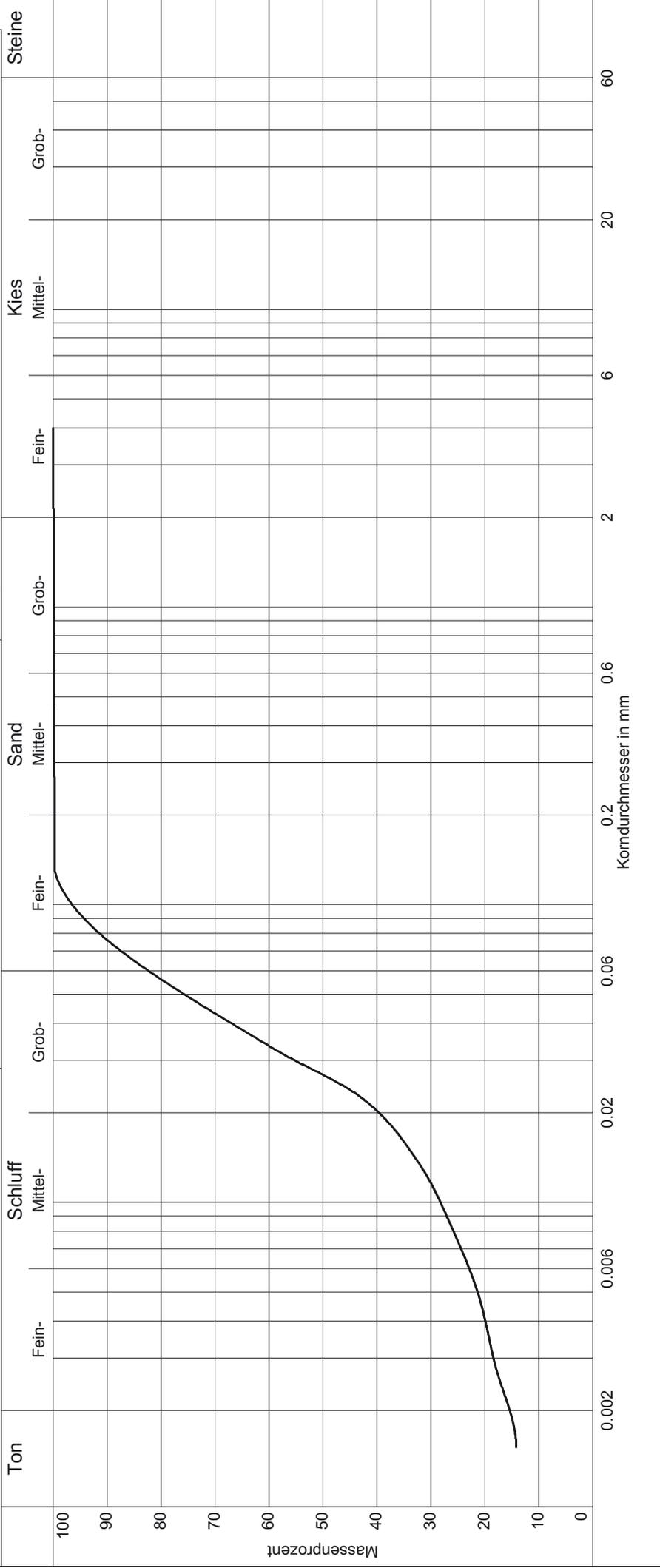
Entnahmestelle	Schlichtung
Entnahmetiefe	1,90 - 2,10 m
Labornummer	2012122
Bodenart	T,u,fs'
Bodengruppe	TA
Schluff/Tonanteil	93.3 %
Schluff/Ton/Sandanteil	99.9 %
Anteil < 0.063 mm	93.3 %
kf nach Beyer	9.3E-008 m/s

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 04.04.2012  
 Anlage : 1.3



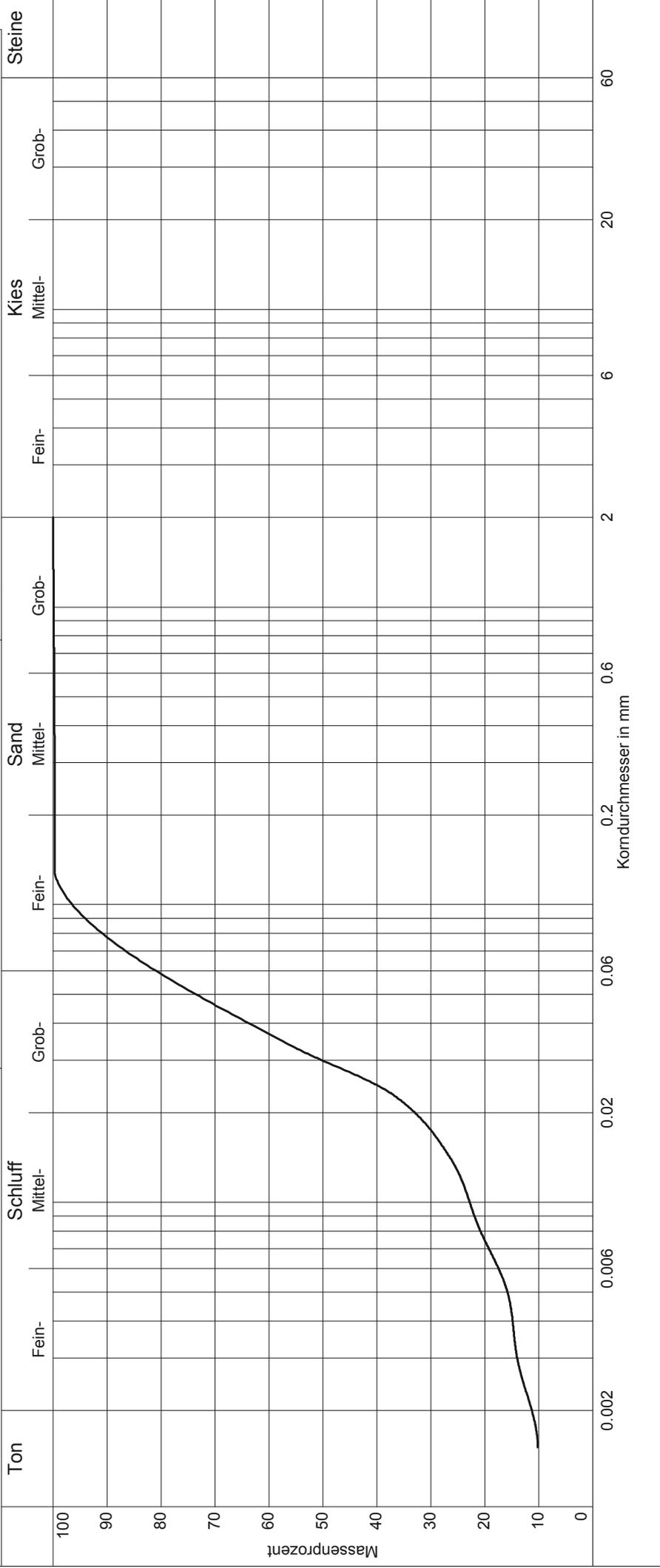
Entnahmestelle	Schlichtung RS2
Entnahmetiefe	0,60 - 0,90 m
Labornummer	2012123
Bodenart	U
Bodengruppe	U
Schluff/Tonanteil	95.3 %
Schluff/Ton/Sandanteil	99.9 %
Anteil < 0.063 mm	95.3 %
kf nach Beyer	-

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

# Kornverteilung

DIN 18 123-5

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Datum : 04.04.2012  
 Anlage : 1.3

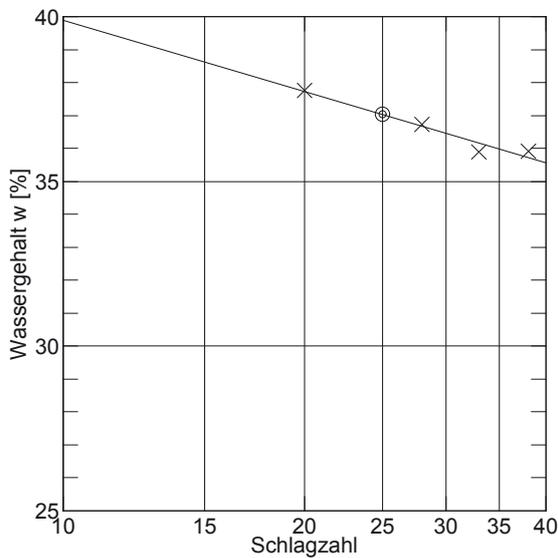


Entnahmestelle	Schlichtung RS2
Entnahmetiefe	1,00 - 1,20 m
Labornummer	2012124
Bodenart	U.t.fs'
Bodengruppe	UM
Schluff/Tonanteil	92.8 %
Schluff/Ton/Sandanteil	100.0 %
Anteil < 0.063 mm	92.8 %
kf nach Beyer	-
DC	

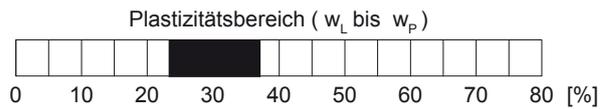
# Zustandsgrenzen

DIN 18 122

Behälter-Nr.	Fließgrenze				Ausrollgrenze			
Zahl der Schläge	20	28	33	38				
Feuchte Probe + Behälter	$m_f + m_B$ [g]	94.64	95.69	106.28	95.52	86.01	87.94	
Trockene Probe + Behälter	$m_t + m_B$ [g]	89.89	90.75	100.35	90.50	85.04	86.83	
Behälter	$m_B$ [g]	77.31	77.30	83.83	76.52	80.93	82.02	
Wasser	$m_f - m_t = m_w$ [g]	4.75	4.94	5.93	5.02	0.97	1.11	
Trockene Probe	$m_t$ [g]	12.58	13.45	16.52	13.98	4.11	4.81	Mittel
Wassergehalt $\frac{m_w}{m_t} = w$	[%]	37.8	36.7	35.9	35.9	23.6	23.1	23.3



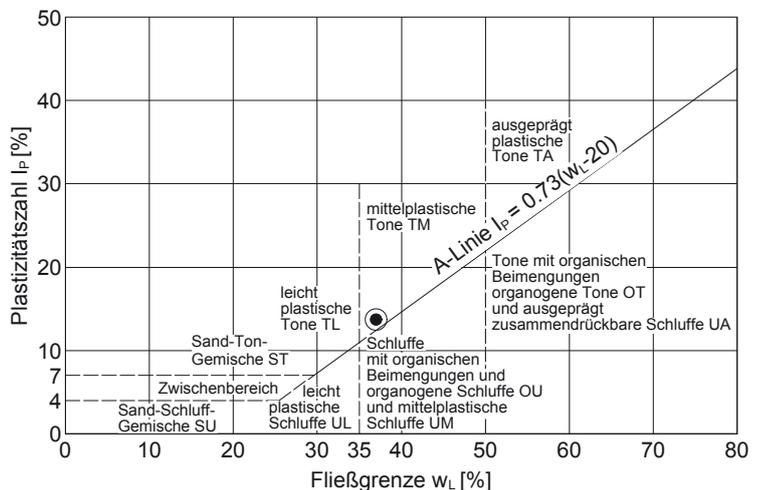
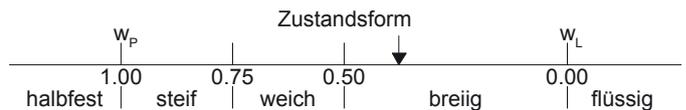
Wassergehalt  $w_N = 31.8\%$   
 Fließgrenze  $w_L = 37.0\%$   
 Ausrollgrenze  $w_P = 23.3\%$



Plastizitätszahl  $I_p = w_L - w_P = 13.7\%$

Liquiditätsindex  $I_L = \frac{w_N - w_P}{I_p} = 0.620$

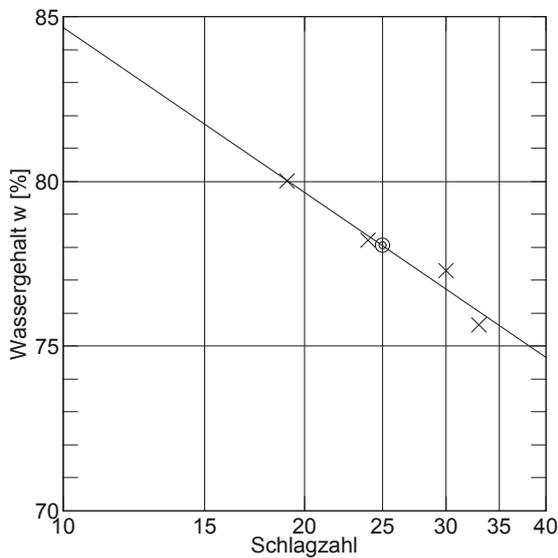
Konsistenzzahl  $I_C = \frac{w_L - w_N}{I_p} = 0.380$



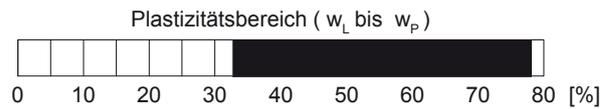
# Zustandsgrenzen

DIN 18 122

		Fließgrenze				Ausrollgrenze			
Behälter-Nr.									
Zahl der Schläge		19	24	30	33				
Feuchte Probe + Behälter	$m_f + m_B$ [g]	95.29	96.22	98.92	96.59	124.50	121.66		
Trockene Probe + Behälter	$m_t + m_B$ [g]	88.88	89.51	91.02	89.29	123.22	120.29		
Behälter	$m_B$ [g]	80.87	80.93	80.80	79.64	119.32	116.10		
Wasser	$m_f - m_t = m_w$ [g]	6.41	6.71	7.90	7.30	1.28	1.37		
Trockene Probe	$m_t$ [g]	8.01	8.58	10.22	9.65	3.90	4.19	Mittel	
Wassergehalt $\frac{m_w}{m_t} = w$	[%]	80.0	78.2	77.3	75.6	32.8	32.7	32.8	



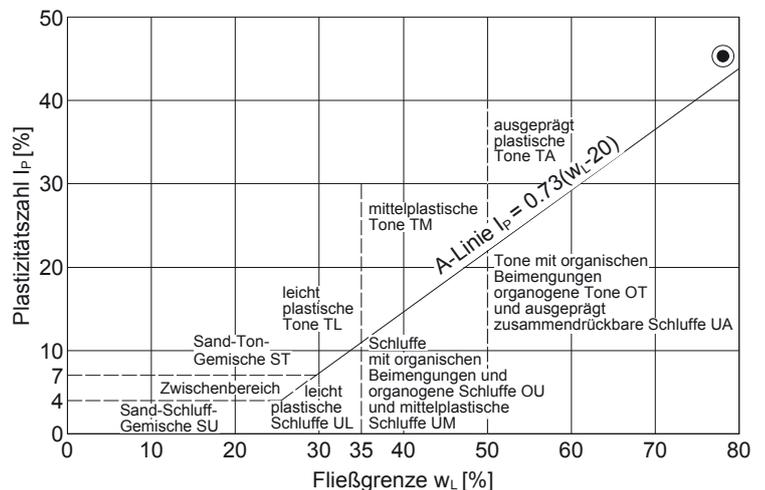
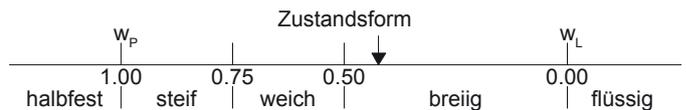
Wassergehalt  $w_N = 58.8\%$   
 Fließgrenze  $w_L = 78.1\%$   
 Ausrollgrenze  $w_P = 32.8\%$



Plastizitätszahl  $I_P = w_L - w_P = 45.3\%$

Liquiditätsindex  $I_L = \frac{w_N - w_P}{I_P} = 0.574$

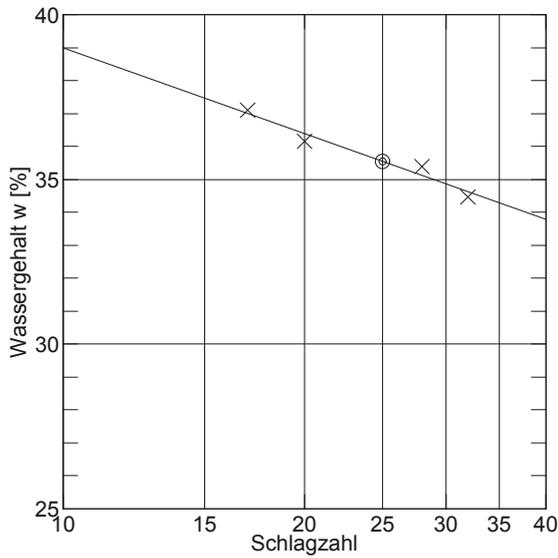
Konsistenzzahl  $I_C = \frac{w_L - w_N}{I_P} = 0.426$



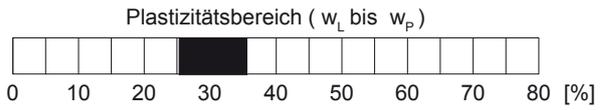
# Zustandsgrenzen

DIN 18 122

		Fließgrenze				Ausrollgrenze			
Behälter-Nr.									
Zahl der Schläge		17	20	28	32				
Feuchte Probe + Behälter	$m_f + m_B$ [g]	102.91	102.98	99.19	98.11	84.36	85.50		
Trockene Probe + Behälter	$m_t + m_B$ [g]	97.27	96.44	94.41	93.54	83.28	84.30		
Behälter	$m_B$ [g]	82.07	78.35	80.90	80.28	79.06	79.48		
Wasser	$m_f - m_t = m_w$ [g]	5.64	6.54	4.78	4.57	1.08	1.20		
Trockene Probe	$m_t$ [g]	15.20	18.09	13.51	13.26	4.22	4.82	Mittel	
Wassergehalt $\frac{m_w}{m_t} = w$	[%]	37.1	36.2	35.4	34.5	25.6	24.9	25.2	



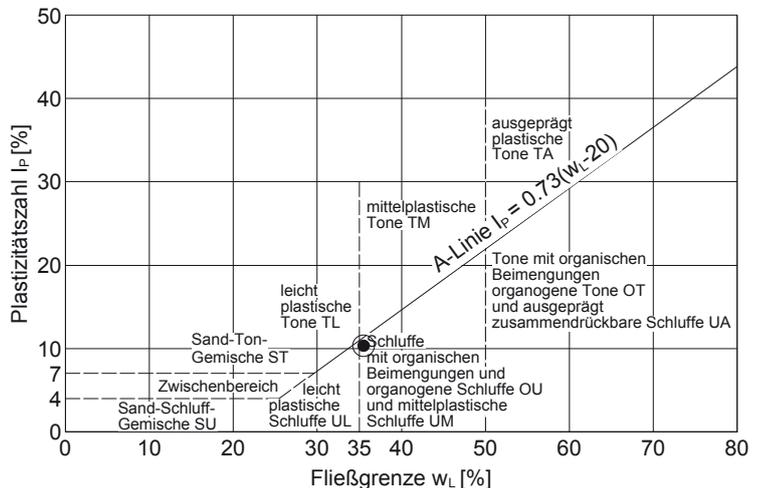
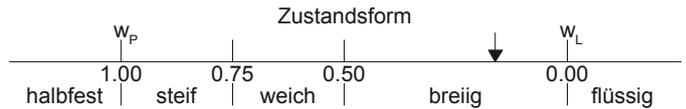
Wassergehalt  $w_N = 33.8\%$   
 Fließgrenze  $w_L = 35.5\%$   
 Ausrollgrenze  $w_P = 25.2\%$



Plastizitätszahl  $I_p = w_L - w_P = 10.3\%$

Liquiditätsindex  $I_L = \frac{w_N - w_P}{I_p} = 0.835$

Konsistenzzahl  $I_C = \frac{w_L - w_N}{I_p} = 0.165$



Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Anlage : 1.3  
 Datum : 30.03.2012  
 Labornr. : 2012119  
 Ent.- Stelle : Schlichting RS1  
 Ent.- Tiefe : 0,60 - 0,80 m

# Glühverlust

DIN 18 128 - GL

Behälter Nr.			1	2	3
Masse der ungeglühten Probe mit Behälter	$m_d + m_B$	g	30.17	31.74	
Masse der geglühten Probe mit Behälter	$m_{gl} + m_B$	g	29.39	30.95	
Masse des Behälter	$m_B$	g	15.06	16.54	
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$	$\Delta m_{gl}$	g	0.78	0.79	0.00
Trockenmasse des Bodens vor dem Glühen $(m_d + m_B) - m_B$	$m_d$	g	15.11	15.20	0.00
Glühverlust $V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d}$	$V_{gl}$	1	0.052	0.052	
Glühverlust: Mittelwert	$V_{gl}$	1	0.052		

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Anlage : 1.3  
 Datum : 30.03.2012  
 Labornr. : 2012123  
 Ent.- Stelle : Schlichting RS2  
 Ent.- Tiefe : 0,60 - 0,90 m

# Glühverlust

DIN 18 128 - GL

Behälter Nr.			1	2	3
Masse der ungeglühten Probe mit Behälter	$m_d + m_B$	g	31.66	31.01	
Masse der geglühten Probe mit Behälter	$m_{gl} + m_B$	g	31.12	30.45	
Masse des Behälter	$m_B$	g	15.06	15.93	
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$	$\Delta m_{gl}$	g	0.54	0.56	0.00
Trockenmasse des Bodens vor dem Glühen $(m_d + m_B) - m_B$	$m_d$	g	16.60	15.08	0.00
Glühverlust $V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d}$	$V_{gl}$	1	0.033	0.037	
Glühverlust: Mittelwert	$V_{gl}$	1	0.035		

Universität der Bundeswehr München  
 Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
 Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

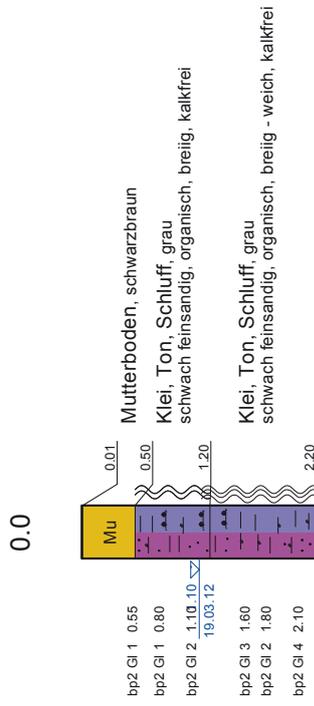
Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
 Projektnr. : 11049  
 Anlage : 1.3  
 Datum : 03.04.2012  
 Labornr. : 2012125  
 Ent.- Stelle : Schlichting RS2  
 Ent.- Tiefe : 2,10 - 2,30 m

# Glühverlust

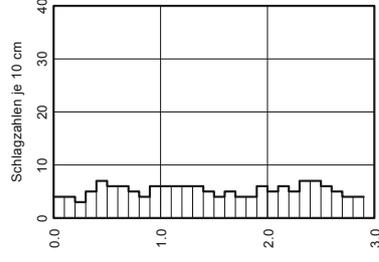
DIN 18 128 - GL

Behälter Nr.			1	2	3
Masse der ungeglühten Probe mit Behälter	$m_d + m_B$	g	60.97	58.39	
Masse der geglühten Probe mit Behälter	$m_{gl} + m_B$	g	53.80	51.44	
Masse des Behälter	$m_B$	g	44.95	43.09	
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$	$\Delta m_{gl}$	g	7.17	6.95	0.00
Trockenmasse des Bodens vor dem Glühen $(m_d + m_B) - m_B$	$m_d$	g	16.02	15.30	0.00
Glühverlust $V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d}$	$V_{gl}$	1	0.448	0.454	
Glühverlust: Mittelwert	$V_{gl}$	1		0.451	

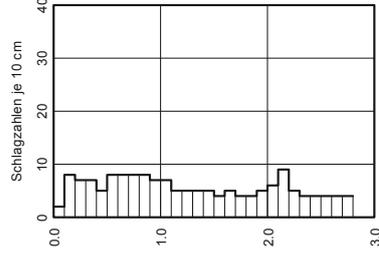
## Schichtung RS1



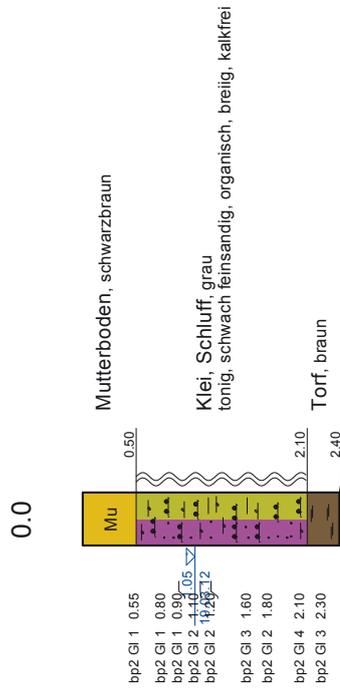
## RS1



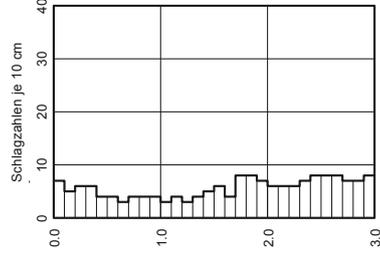
## RS3



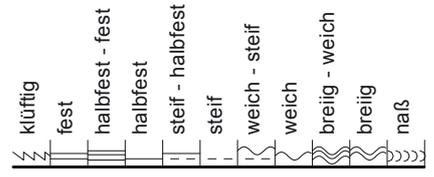
## Schichtung RS2



## RS2



### Legende



Universität der Bundeswehr München  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Projekt : Klein-WEA mit Schraubfundamenten  
ProjektNr. : 11049  
Anlage : 1.3  
Datum : 30.03.2012  
Labornr. : 2012119  
Ent.- Stelle : Schlichting RS1  
Ent.- Tiefe : 0,60 - 0,80 m

## Kalkgehalt

DIN 18 129

Trockenmasse der Probe	$m_d$	g	5.07
Temperatur	T	Grad	23.00
absoluter Luftdruck	$p_{abs}$	kPa	98.00
Gasvolumen	$V_G$	cm <sup>3</sup>	0.30
Volumen CO <sub>2</sub>	$V_0$	cm <sup>3</sup>	0.27
Masse Karbonatanteil	$m_{Ca}$	g	0.001
Kalkgehalt	$V_{Ca} = \frac{m_{Ca}}{m_d}$		0.000

## Anlage 2.1

Protokolle der Probelastungen Standort Ahrenshöft



# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 14.03.2012

Typ:	1x160x1,6
Position:	20
Prüfkraft:	28 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		140	4,2	1,20		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	350	10,5	4,72		3,52	
	1	350	10,5	4,85		3,65	
	2	350	10,5	4,90		3,70	
	5	350	10,5	5,05		3,85	
	10	350	10,5	5,09		3,89	
	15	350	10,5	5,18		3,98	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	525	15,75	7,80		6,60	
	1	525	15,75	8,07		6,87	
	2	525	15,75	8,22		7,02	
	5	525	15,75	8,40		7,20	
	10	525	15,75	8,48		7,28	
	15	525	15,75	8,48		7,28	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	700	21	6,00		10,80	+ 6 mm
	1	700	21	6,30		11,10	+ 6 mm
	2	700	21	6,75		11,55	+ 6 mm
	5	700	21	6,95		11,75	+ 6 mm
	10	700	21	7,11		11,91	+ 6 mm
	15	700	21	7,24		12,04	+ 6 mm
	20	700	21	7,30		12,10	+ 6 mm
	25	700	21	7,37		12,17	+ 6 mm
	30	700	21	7,42		12,22	+ 6 mm
0,50 * F <sub>k</sub>		350	10,5	7,41		12,21	+ 6 mm
0,10 * F <sub>k</sub>		140	4,2	7,07	-0,36	11,87	+ 6 mm
0,50 * F <sub>k</sub>		350	10,5		-0,15	12,08	
1,00 * F <sub>k</sub>		700	21		0,75	12,98	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	875	26,25		6,10	18,33	
	1	875	26,25		7,20	19,43	
	2	875	26,25		7,60	19,83	
	5	875	26,25		8,15	20,38	
	10	875	26,25		8,70	20,93	
	15	875	26,25		9,80	22,03	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	1050	31,5				
	1	1050	31,5				
	2	1050	31,5				
	5	1050	31,5				
	10	1050	31,5				
	15	1050	31,5				
1,75 * F <sub>k</sub>	0	1225	36,75				
	1	1225	36,75				
	2	1225	36,75				
	5	1225	36,75				
	10	1225	36,75				
	15	1225	36,75				

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 15.03.2012

Typ:	1x160x1,60
Position:	19
Prüfkraft:	14 kN Zun geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		140	1,4	-0,01		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	350	3,5	3,35		3,36	
	1	350	3,5	6,75		6,76	
	2	350	3,5	7,62		7,63	
	5	350	3,5	8,35		8,36	
	11	350	3,5	8,65		8,66	
	15	350	3,5	8,95		8,96	
0,75 * F <sub>k</sub>	20	350	3,5	8,97	-0,05	8,98	
	0	525	5,25		4,85	13,88	
	1	525	5,25		5,30	14,33	
	3,5	525	5,25	0,00	5,46	14,49	
	6	525	5,25	0,75		15,24	
	10	525	5,25	1,05		15,54	
1,00 * F <sub>k</sub>	15	525	5,25	1,47		15,96	
	0	700	7	5,90		20,39	
	1	700	7	8,65		23,14	
	2	700	7	9,55		24,04	
	4	700	7	10,40	-0,30	24,89	
	10	700	7		1,85	27,04	
	15	700	7		2,70	27,89	
	20	700	7		3,35	28,54	
0,50 * F <sub>k</sub>	26	700	7		3,45	28,64	
	30	700	7		3,77	28,96	
0,10 * F <sub>k</sub>		300	3		3,20	28,39	
0,50 * F <sub>k</sub>		140	1,4		2,55	27,74	
1,00 * F <sub>k</sub>		350	3,5		2,85	28,04	
1,25 * F <sub>k</sub>		700	7	-0,90	4,45	29,64	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	875	8,75	5,50		36,04	
	1	875	8,75	7,60		38,14	
	2	875	8,75	8,15		38,69	
	5	875	8,75	10,20	-0,65	40,74	
	10	875	8,75		1,70	43,09	
	15	875	8,75		3,50	44,89	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 15.03.2012

Typ:	2x290x1,6
Position:	14
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,02		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	6,50		6,48	
	1	700	7	8,14		8,12	
	2	700	7	8,65		8,63	
	5	700	7	9,10		9,08	
	10	700	7	9,40		9,38	
	15	700	7	9,80		9,78	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	20,30		20,28	
	1	1050	10,5	20,65		20,63	
	2	1050	10,5	21,40		21,38	
	5	1050	10,5	22,70		22,68	
	10	1050	10,5	23,10		23,08	
	15	1050	10,5	23,75		23,73	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	35,20		35,18	
	1	1400	14	40,50		40,48	
	2,5	1400	14	43,35		43,33	
	5	1400	14	46,10		46,08	
	10	1400	14	48,85		48,83	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	47,95		47,93	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	46,20		46,18	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum:

Typ:	1x290x1,6
Position:	13
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,70		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,85		1,55	
	1	700	7	0,95		1,65	
	3	700	7	1,05		1,75	
	5	700	7	1,10		1,80	
	10	700	7	1,12		1,82	
	15	700	7	1,15		1,85	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	3,05		3,75	
	1	1050	10,5	3,40		4,10	
	2	1050	10,5	3,50		4,20	
	5	1050	10,5	3,67		4,37	
	10	1050	10,5	3,97		4,67	
	15	1050	10,5	4,00		4,70	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	6,85		7,55	
	1	1400	14	7,90		8,60	
	2	1400	14	8,30		9,00	
	5	1400	14	8,80		9,50	
	10	1400	14	8,92		9,62	
	15	1400	14	9,20		9,90	
	21	1400	14	9,50		10,20	
	27	1400	14	9,62		10,32	
	33	1400	14	9,80		10,50	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	9,30		10,00	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	8,30		9,00	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	8,90	-0,70	9,60	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		0,95	11,25	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5		5,40	15,70	
	1	1750	17,5		6,75	17,05	
	2	1750	17,5		7,15	17,45	
	5	1750	17,5		7,70	18,00	
	10	1750	17,5		8,20	18,50	
	15	1750	17,5	-1,00	8,60	18,90	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	10,60	1,00	30,50	
	1	2100	21		#NV	#NV	
	2	2100	21		5,60	35,10	
	5	2100	21		6,50	36,00	
	10	2100	21		#NV	#NV	
	23	2100	21		8,80	38,30	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 15.03.2012

Typ:	2x290x2,2
Position:	10
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,10		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,18		0,28	
	1	700	7	0,21		0,31	
	2	700	7	0,23		0,33	
	5	700	7	0,24		0,34	
	10	700	7	0,25		0,35	
	15	700	7	0,25		0,35	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,55		0,65	
	1	1050	10,5	0,65		0,75	
	2	1050	10,5	0,69		0,79	
	5	1050	10,5	0,70		0,80	
	11	1050	10,5	0,75		0,85	
	15	1050	10,5	0,75		0,85	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	1,32		1,42	
	1	1400	14	1,52		1,62	
	2,5	1400	14	1,56		1,66	
	6	1400	14	1,58		1,68	
	10	1400	14	1,62		1,72	
	15	1400	14	1,62		1,72	
	20	1400	14	1,66		1,76	
	25	1400	14	1,68		1,78	
30	1400	14	1,70		1,80		
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	1,45		1,55	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	1,20		1,30	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	1,32		1,42	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	1,80		1,90	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	2,70		2,80	
	1	1750	17,5	2,82		2,92	
	2	1750	17,5	2,93		3,03	
	5	1750	17,5	2,95		3,05	
	12	1750	17,5	3,04		3,14	
	15	1750	17,5	3,05		3,15	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	3,92		4,02	
	1,5	2100	21	4,30		4,40	
	2,5	2100	21	4,35		4,45	
	5	2100	21	4,42		4,52	
	10	2100	21	4,48		4,58	
	15	2100	21	4,50		4,60	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	5,90		6,00	
	1	2450	24,5	6,21		6,31	
	2,5	2450	24,5	6,42		6,52	
	5	2450	24,5	6,49		6,59	
	11	2450	24,5	6,55		6,65	
	15	2450	24,5	6,60		6,70	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	8,75		8,85	
	1	2800	28	9,20		9,30	
	2,5	2800	28	9,40		9,50	
	5	2800	28	9,66		9,76	
	11	2800	28	9,82		9,92	
	16	2800	28	9,90		10,00	
	21	2800	28	9,95		10,05	
	26	2800	28	10,00		10,10	
	30	2800	28	10,02		10,12	
	40	2800	28	10,05		10,15	
	50	2800	28	10,12		10,22	
	60	2800	28	10,16		10,26	
1,50 * F <sub>k</sub>		1980	19,8	9,90		10,00	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	9,60		9,70	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	8,85		8,95	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	7,90		8,00	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	8,18		8,28	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	8,85		8,95	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	9,85		9,95	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	12,68		12,78	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	15,40		15,50	
	1	3150	31,5	15,70		15,80	
	2	3150	31,5	15,90		16,00	
	5	3150	31,5	16,12		16,22	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 15.03.2012

Typ:	2x290x2,2
Position:	10
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
	22	3150	31,5	16,42		16,52	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	20,05		20,15	
	1	3500	35	20,40		20,50	
	2	3500	35	20,55		20,65	
	5	3500	35	20,75		20,85	
	10	3500	35	20,95		21,05	
	15	3500	35	21,18		21,28	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	26,01		26,11	
	1	3850	38,5	26,75		26,85	
	2	3850	38,5	#NV		#NV	
	5	3850	38,5	27,20		27,30	
	10	3850	38,5	27,32		27,42	
	15	3850	38,5	27,60		27,70	
	42	3850	38,5	27,95		28,05	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42	31,10		31,20	
	1	4200	42	33,00		33,10	
	3	4200	42	34,75		34,85	
	5	4200	42	35,20		35,30	
	12	4200	42	36,45		36,55	
	16	4200	42	36,82		36,92	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4450	44,5	48,00		48,10	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 13.03.2012

Typ: 2 X 290 x 2,2

Position: 09

Prüfkraft: 28 kN

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,04		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,36		0,32	
	1	700	7	0,38		0,34	
	2	700	7	0,41		0,37	
	5	700	7	0,44		0,40	
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	1,10		1,06	
	1	1050	10,5	#NV		#NV	
	2	1050	10,5	1,16		1,12	
	8	1050	10,5	1,20		1,16	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
	15	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	2,00		1,96	
	1,5	1400	14	2,35		2,31	
	2,5	1400	14	2,52		2,48	
	5	1400	14	2,58		2,54	
	10	1400	14	#NV		#NV	
	15	1400	14	#NV		#NV	
	20	1400	14	#NV		#NV	
	25	1400	14	#NV		#NV	
	30	1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,40		2,36	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	2,03		1,99	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,20		2,16	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,75		2,71	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	3,75		3,71	
	1	1750	17,5	#NV		#NV	
	2,5	1750	17,5	4,25		4,21	
	5	1750	17,5	4,36		4,32	
	10	1750	17,5	#NV		#NV	
	15	1750	17,5	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	5,80		5,76	
	1	2100	21	6,41		6,37	
	2,5	2100	21	6,65		6,61	
	5	2100	21	6,80		6,76	
	10	2100	21	#NV		#NV	
	15	2100	21	#NV		#NV	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	9,05		9,01	
	1	2450	24,5	9,85		9,81	
	2	2450	24,5	10,04		10,00	
	5	2450	24,5	10,20		10,16	
	10	2450	24,5	#NV		#NV	
	15	2450	24,5	#NV		#NV	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	15,70		15,66	
	1	2800	28	17,50		17,46	
	2	2800	28	18,70		18,66	
	5	2800	28	19,72		19,68	
	10	2800	28	20,70		20,66	
	15	2800	28	21,05		21,01	
	20	2800	28	#NV		#NV	
	25	2800	28	#NV		#NV	
	30	2800	28	#NV		#NV	
	40	2800	28	#NV		#NV	
	50	2800	28	#NV		#NV	
	60	2800	28	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	#NV		#NV	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	#NV		#NV	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	#NV		#NV	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	23,40		23,36	
	1	3150	31,5	28,30		28,26	
	2	3150	31,5	32,20		32,16	
	5	3150	31,5	36,70		36,66	
	10	3150	31,5	46,50		46,46	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 13.03.2012

Typ: 2 X 290 x 2,2

Position: 09

Prüfkraft: 28 kN

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
	15	3150	31,5				

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 14.03.2012

Typ:	2 x 290 x 2,2
Position:	08
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,20		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,62		0,82	
	1	700	7	0,75		0,95	
	2	700	7	0,82		1,02	
	6	700	7	0,82		1,02	
	12	700	7	0,90		1,10	
	15	700	7	0,90		1,10	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	2,00		2,20	
	1	1050	10,5	2,15		2,35	
	2,5	1050	10,5	2,32		2,52	
	5	1050	10,5	2,36		2,56	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	15	1050	10,5	2,40		2,60	
	0	1400	14	3,80		4,00	
	1	1400	14	#NV		#NV	
	2	1400	14	4,10		4,30	
	5	1400	14	4,24		4,44	
1,50 * F <sub>k</sub>	10	1400	14	4,26		4,46	
	16	1400	14	4,35		4,55	
	20	1400	14	4,42		4,62	
	25	1400	14	4,43		4,63	
	32	1400	14	4,44		4,64	
	0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	4,04		4,24
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	3,55		3,75	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,79		3,99	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	4,80		5,00	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	6,10		6,30	
	1	1750	17,5	6,76		6,96	
	2	1750	17,5	6,95		7,15	
	5	1750	17,5	7,17		7,37	
	10	1750	17,5	7,21		7,41	
	15	1750	17,5	7,30		7,50	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	9,45		9,65	
	1	2100	21	#NV		#NV	
	2	2100	21	10,50		10,70	
	5	2100	21	10,97		11,17	
	10	2100	21	11,25		11,45	
	15	2100	21	11,35		11,55	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	25,50		25,70	
	1	2800	28	26,00		26,20	
	2	2800	28	27,60		27,80	
	5	2800	28	30,15		30,35	
	10	2800	28	31,70		31,90	
	15	2800	28	31,90		32,10	
	20	2800	28	32,30		32,50	
	25	2800	28	#NV		#NV	
	30	2800	28	34,20		34,40	
	40	2800	28	35,90		36,10	
	50	2800	28	36,45		36,65	
	60	2800	28	37,45		37,65	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	36,15		36,35	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	35,72		35,92	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	34,80		35,00	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	33,62		33,82	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	33,98		34,18	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	34,85		35,05	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	36,35	-0,17	36,55	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28		4,50	41,22	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5		8,70	45,42	
	1	3150	31,5		12,60	49,32	
	2	3150	31,5		14,70	51,42	
	5	3150	31,5		20,50	57,22	
	10	3150	31,5		26,60	63,32	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 13.03.2012

Typ:	2x290x2,2
Position:	7
Prüfkraft:	28 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		140	2,8	1,21		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	350	7	1,43		0,22	
	1	350	7	1,45		0,24	
	2	350	7	1,46		0,25	
	5	350	7	1,46		0,25	
	10	350	7	1,46		0,25	
	15	350	7	1,46		0,25	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	525	10,5	1,82		0,61	
	1	525	10,5	1,89		0,68	
	2	525	10,5	1,96		0,75	
	6	525	10,5	2,01		0,80	
	11	525	10,5	2,08		0,87	
	17	525	10,5	2,12		0,91	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	700	14	3,22		2,01	
	1	700	14	3,40		2,19	
	2	700	14	3,50		2,29	
	7	700	14	3,61		2,40	
	10	700	14	3,64		2,43	
	15	700	14	3,66		2,46	
	21	700	14	3,75		2,54	
	25	700	14	3,75		2,56	
	30	700	14	3,80		2,59	
0,50 * F <sub>k</sub>		525	10,5	3,77		2,56	
0,10 * F <sub>k</sub>		140	2,8	3,30		2,09	
0,50 * F <sub>k</sub>		350	7	3,40		2,19	
1,00 * F <sub>k</sub>		700	14	3,95		2,74	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	875	17,5	5,50		4,29	
	1	875	17,5	5,55		4,34	
	2	875	17,5	5,59		4,38	
	5	875	17,5	5,65		4,44	
	11	875	17,5	5,69		4,48	
	15	875	17,5	5,70		4,49	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	1050	21	6,50		5,29	
	1	1050	21	6,70		5,49	
	2	1050	21	6,78		5,57	
	5	1050	21	6,89		5,68	
	9	1050	21	6,92		5,71	
	15	1050	21	7,00		5,79	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	1225	24,5	8,02		6,81	
	1	1225	24,5	8,30		7,09	
	2	1225	24,5	#NV		#NV	
	5	1225	24,5	8,50		7,29	
	10	1225	24,5	8,65		7,44	
	15	1225	24,5	8,70	0,00	7,49	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	1400	28		0,80	8,29	
	1	1400	28		1,02	8,51	
	2	1400	28		1,10	8,59	
	5	1400	28		1,22	8,71	
	10	1400	28		1,45	8,94	
	15	1400	28		#NV	#NV	
	20	1400	28		1,56	9,05	
	27	1400	28		1,61	9,10	
	32	1400	28		1,65	9,14	
	40	1400	28		1,70	9,19	
	52	1400	28		1,72	9,21	
	60	1400	28		1,74	9,23	
1,50 * F <sub>k</sub>		#NV	#NV		#NV	#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>		600	12		1,26	8,75	
0,50 * F <sub>k</sub>		300	6		0,90	8,39	
0,10 * F <sub>k</sub>		140	2,8		0,68	8,17	
0,50 * F <sub>k</sub>		350	7		0,80	8,29	
1,00 * F <sub>k</sub>		700	14		1,10	8,59	
1,50 * F <sub>k</sub>		1150	23		1,75	9,24	
2,00 * F <sub>k</sub>		1400	28		2,40	9,89	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	1575	31,5		3,20	10,69	
	1	1575	31,5		3,24	10,73	
	2	1575	31,5		3,34	10,83	
	5	1575	31,5		3,40	10,89	
	10	1575	31,5		3,50	10,99	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 13.03.2012

Typ:	2x290x2,2
Position:	7
Prüfkraft:	28 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
	15	1575	31,5		3,56	11,05	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	1750	35		4,22	11,71	
	1	1750	35		4,45	11,94	
	2	1750	35		4,79	12,28	
	5	1750	35		4,90	12,39	
	10	1750	35		4,98	12,47	
	15	1750	35		5,10	12,59	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	1925	38,5		5,40	12,89	
	1	1925	38,5		5,55	13,04	
	2	1925	38,5		5,68	13,17	
	5	1925	38,5		5,87	13,36	
	10	1925	38,5		5,95	13,44	
	15	1925	38,5		6,12	13,61	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	2100	42		6,50	13,99	
	1	2100	42		6,75	14,24	
	2	2100	42		6,88	14,37	
	5	2100	42		7,10	14,59	
	10	2100	42		7,30	14,79	
	15	2100	42		7,40	14,89	
3,50 * F <sub>k</sub>	0	2450	49		9,40	16,89	
	1	2450	49		9,90	17,39	
	2	2450	49		10,05	17,54	
		1750	35		10,00	17,49	
		1400	28		9,90	17,39	
		700	14		9,30	16,79	
		140	2,8		8,60	16,09	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 15.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	6
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,18		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	1,15		0,97	
	1	700	7	1,25		1,07	
	2	700	7	1,32		1,14	
	5	700	7	#NV		#NV	
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	2,68		2,50	
	1	1050	10,5	2,80		2,62	
	2	1050	10,5	2,88		2,70	
	6	1050	10,5	2,92		2,74	
	11	1050	10,5	2,94		2,76	
	15	1050	10,5	2,98		2,80	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	3,92		3,74	
	1	1400	14	4,15		3,97	
	2	1400	14	4,20		4,02	
	5	1400	14	4,25		4,07	
	10	1400	14	4,30		4,12	
	15	1400	14	4,34		4,16	
	21	1400	14	4,38		4,20	
	25	1400	14	4,40		4,22	
	30	1400	14	4,41		4,23	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	4,02		3,84	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	3,30		3,12	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,65		3,47	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	4,70		4,52	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	5,70		5,52	
	1	1750	17,5	5,85		5,67	
	2	1750	17,5	5,90		5,72	
	5	1750	17,5	5,96		5,78	
	11	1750	17,5	6,05		5,87	
	15	1750	17,5	6,07		5,89	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	6,88		6,70	
	1	2100	21	7,10		6,92	
	2	2100	21	7,20		7,02	
	5	2100	21	7,27		7,09	
	9	2100	21	7,35		7,17	
	15	2100	21	7,41	-0,20	7,23	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5		0,38	7,81	
	1	2450	24,5		0,62	8,05	
	2	2450	24,5		0,67	8,10	
	5	2450	24,5		0,75	8,18	
	10	2450	24,5		0,87	8,30	
	15	2450	24,5		0,90	8,33	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	28		1,85	9,28	
	1	2800	28		2,35	9,78	
	2	2800	28		2,45	9,88	
	5	2800	28		2,60	10,03	
	10	2800	28		2,80	10,23	
	15	2800	28		2,82	10,25	
	20	2800	28		2,86	10,29	
	25	2800	28		2,92	10,35	
	30	2800	28		2,95	10,38	
	40	2800	28		3,00	10,43	
	50	2800	28		3,04	10,47	
	60	2800	28		3,06	10,49	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		2,96	10,39	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		2,60	10,03	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		1,60	9,03	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8		0,45	7,88	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		0,81	8,24	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		1,78	9,21	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		2,70	10,13	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28		4,20	11,63	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5		5,45	12,88	
	1	3150	31,5		5,70	13,13	
	2	3150	31,5		5,85	13,28	
	5	3150	31,5		5,95	13,38	
	10	3150	31,5		6,05	13,48	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 15.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	6
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
	15	3150	31,5	-0,15	6,12	13,55	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	0,60		14,30	
	1	3500	35	1,20		14,90	
	2	3500	35	1,45		15,15	
	5	3500	35	1,62		15,32	
	10	3500	35	1,80		15,50	
	15	3500	35	1,85		15,55	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	2,90		16,60	
	1	3850	38,5	3,55		17,25	
	2	3850	38,5	3,90		17,60	
	5	3850	38,5	4,10		17,80	
	10	3850	38,5	4,27		17,97	
	15	3850	38,5	4,33		18,03	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4100	41	5,80		19,50	
	1	4100	41	6,63		20,33	
	2	4100	41	6,85		20,55	
	5	4100	41	7,10		20,80	
	10	4100	41	7,40		21,10	
	15	4100	41	7,54	0,01	21,24	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4450	44,5		2,70	23,93	
	1	4450	44,5		3,35	24,58	
	2	4450	44,5		3,68	24,91	
	5	4450	44,5		4,05	25,28	
	10	4450	44,5		#NV	#NV	
	20	4450	44,5		5,45	26,68	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 14.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	5
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,46		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	1,55		1,09	
	1	700	7	1,85		1,39	
	2	700	7	1,95		1,49	
	5	700	7	2,10		1,64	
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	4,35		3,89	
	1	1050	10,5	5,00		4,54	
	2	1050	10,5	5,22		4,76	
	5	1050	10,5	5,37		4,91	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
	15	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	7,32		6,86	
	1	1400	14	7,78		7,32	
	2	1400	14	8,03		7,57	
	5	1400	14	8,18		7,72	
	10	1400	14	8,50		8,04	
	18	1400	14	8,67		8,21	
	20	1400	14	#NV		#NV	
	25	1400	14	#NV		#NV	
30	1400	14	#NV		#NV		
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	8,13		7,67	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	7,20		6,74	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	7,75		7,29	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	9,30		8,84	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	11,10		10,64	
	1	1750	17,5	11,60		11,14	
	2,5	1750	17,5	11,80		11,34	
	5	1750	17,5	12,05		11,59	
	10	1750	17,5	#NV		#NV	
	15	1750	17,5	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	13,19		12,73	
	1	2100	21	14,65		14,19	
	2	2100	21	#NV		#NV	
	5	2100	21	#NV		#NV	
	10	2100	21	#NV		#NV	
	15	2100	21	#NV		#NV	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	17,90		17,44	
	1	2450	24,5	19,10		18,64	
	2	2450	24,5	19,40		18,94	
	5	2450	24,5	20,05		19,59	
	10	2450	24,5	20,61		20,15	
	20	2450	24,5	20,90		20,44	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	22,90		22,44	
	1	2800	28	24,70		24,24	
	2	2800	28	25,55		25,09	
	6	2800	28	26,45		25,99	
	11	2800	28	26,90		26,44	
	17	2800	28	27,10		26,64	
	20	2800	28	27,50		27,04	
	25	2800	28	28,00		27,54	
	35	2800	28	28,25		27,79	
	40	2800	28	#NV		#NV	
	50	2800	28	#NV		#NV	
60	2800	28	#NV		#NV		
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	28,14		27,68	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	25,7		25,24	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	26,30		25,84	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	25,15		24,69	
0,50 * F <sub>k</sub>		900	9	25,35		24,89	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	26,35		25,89	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	28,40		27,94	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	37,00		36,54	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	45,00		44,54	
	1	3150	31,5	46,50		46,04	
	2	3150	31,5	49,00		48,54	
	5	3150	31,5	52,65	3,05	52,19	
	10	3150	31,5		13,70	62,84	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 13.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	4
Prüfkraft:	2800 Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	1,00		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	2,62		1,62	
	1	700	7	2,78		1,78	
	2	700	7	2,90		1,90	
	5	700	7	3,08		2,08	
	10	700	7	3,20		2,20	
	15	700	7	3,22		2,22	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	5,20		4,20	
	1	1050	10,5	5,78		4,78	
	2	1050	10,5	5,98		4,98	
	5	1050	10,5	6,05		5,05	
	10	1050	10,5	6,20		5,20	
	15	1050	10,5	6,42		5,42	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	8,20		7,20	
	1	1400	14	8,90		7,90	
	2	1400	14	9,02		8,02	
	5	1400	14	9,28		8,28	
	10	1400	14	9,39		8,39	
	15	1400	14	9,52		8,52	
	20	1400	14	9,60		8,60	
	25	1400	14	9,70		8,70	
	30	1400	14	9,74		8,74	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	9,10		8,10	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	8,06	0,00	7,06	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		0,56	7,62	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		2,25	9,31	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5		4,05	11,11	
	1	1750	17,5		4,42	11,48	
	2	1750	17,5		4,52	11,58	
	5	1750	17,5		5,74	12,80	
	10	1750	17,5		5,88	12,94	
	15	1750	17,5		5,95	13,01	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21		6,65	13,71	
	1	2100	21		7,20	14,26	
	2	2100	21		7,42	14,48	
	5	2100	21		7,62	14,68	
	10	2100	21		7,75	14,81	
	15	2100	21		7,81	14,87	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5		9,50	16,56	
	1	2450	24,5		10,08	17,14	
	2	2450	24,5		10,12	17,18	
	5	2450	24,5	1,01	10,40	17,46	
	10	2450	24,5	2,50		18,95	
	15	2450	24,5	3,00		19,45	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	#NV		#NV	
	1	2800	28	4,30		20,75	
	2	2800	28	5,00		21,45	
	5	2800	28	5,55		22,00	
	10	2800	28	#NV		#NV	
	15	2800	28	7,05		23,50	
	20	2800	28	7,20		23,65	
	25	2800	28	#NV		#NV	
	33	2800	28	7,68		24,13	
	40	2800	28	7,83		24,28	
	50	2800	28	8,00		24,45	
	60	2800	28	8,17		24,62	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	7,85		24,30	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	7,05		23,50	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	6,47		22,92	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	3,40		19,85	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	4,00		20,45	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	5,57		22,02	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	7,30		23,75	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	11,42	0,00	27,87	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5		1,70	29,57	
	1	3150	31,5		2,60	30,47	
	2	3150	31,5		3,05	30,92	
	5	3150	31,5		3,80	31,67	
	10	3150	31,5		4,18	32,05	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 13.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	4
Prüfkraft:	2800 Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
	15	3150	31,5		4,60	32,47	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35		6,20	34,07	
	1	3500	35		8,10	35,97	
	2	3500	35		8,80	36,67	
	5	3500	35	0,28	10,32	38,19	
	10	3500	35	1,20		39,11	
	15	3500	35	2,05		39,96	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	4,00		41,91	
	1	3850	38,5	5,40		43,31	
	2	3850	38,5	7,50		45,41	
	5	3850	38,5	10,05	0,18	47,96	
	10	3850	38,5		2,05	49,83	
	15	3850	38,5		4,25	52,03	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 14.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	3
Prüfkraft:	28 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	0,00		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	14	1,62		1,62	
	1	700	14	1,70		1,70	
	2	700	14	1,84		1,84	
	5	700	14	-		#NV	
	10	700	14	-		#NV	
	15	700	14	-		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	21	3,30		3,30	
	1	1050	21	3,49		3,49	
	2	1050	21	3,55		3,55	
	5	1050	21	3,60		3,60	
	10	1050	21	-		#NV	
	15	1050	21	-		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	28	4,90		4,90	
	1	1400	28	5,04		5,04	
	2	1400	28	5,08		5,08	
	5	1400	28	5,15		5,15	
	10	1400	28	-		#NV	
	15	1400	28	-		#NV	
	20	1400	28	-		#NV	
	25	1400	28	-		#NV	
	30	1400	28	-		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14	4,55		4,55	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	3,70		3,70	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14	4,19		4,19	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28	5,60		5,60	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	35	6,70		6,70	
	1	1750	35	-		#NV	
	2	1750	35	-		#NV	
	5	1750	35	7,02	0,20	7,02	
	10	1750	35	-		#NV	
	15	1750	35	-		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	42		1,30	8,12	
	1	2100	42		-	#NV	
	2	2100	42		-	#NV	
	5	2100	42		1,52	8,34	
	10	2100	42		-	#NV	
	15	2100	42		-	#NV	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	49		2,55	9,37	
	1	2450	49		-	#NV	
	2	2450	49		2,78	9,60	
	5	2450	49		2,92	9,74	
	10	2450	49		-	#NV	
	15	2450	49		-	#NV	
2,0 * F <sub>k</sub>	0	2800	56		4,05	10,87	
	1	2800	56		4,25	11,07	
	2	2800	56		4,38	11,20	
	5	2800	56		4,50	11,32	
	10	2800	56		4,60	11,42	
	15	2800	56		4,62	11,44	
	20	2800	56		-	#NV	
	25	2800	56		-	#NV	
	30	2800	56		-	#NV	
	40	2800	56		-	#NV	
	50	2800	56		-	#NV	
	60	2800	56		-	#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	42		4,37	11,19	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28		3,85	10,67	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14		2,75	9,57	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6		1,60	8,42	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14		2,19	9,01	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28		3,15	9,97	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	42		4,27	11,09	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	56		5,65	12,47	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	63		6,82	13,64	
	1	3150	63		7,04	13,86	
	2	3150	63		7,20	14,02	
	5	3150	63		7,32	14,14	
	10	3150	63		-	#NV	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Ahrenshöft

Datum: 14.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	3
Prüfkraft:	28 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
	15	3150	63		-	#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	70		8,10	14,92	
	1	3500	70		-	#NV	
	2	3500	70		-	#NV	
	5	3500	70	-0,10	8,80	15,62	
	10	3500	70	-		#NV	
	15	3500	70	-		#NV	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	77	0,70		16,42	
	1	3850	77	1,25		16,97	
	2	3850	77	1,40		17,12	
	5	3850	77	1,63		17,35	
	10	3850	77	-		#NV	
	15	3850	77	-		#NV	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4100	82	2,15		17,87	
	1	4100	82	2,55		18,27	
	2	4100	82	2,75		18,47	
	5	4100	82	2,92		18,64	
	10	4100	82	-		#NV	
	15	4100	82	-		#NV	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4450	89	3,90		19,62	
	1	4450	89	4,60		20,32	
	2	4450	89	4,85		20,57	
	5	4450	89	5,20		20,92	
	10	4450	89	-		#NV	
	15	4450	89	-		#NV	
3,50 * F <sub>k</sub>	0	4800	96	6,40		22,12	
	1	4800	96	6,95		22,67	
	2	4800	96	7,25		22,97	
	5	4800	96	7,55		23,27	
	10	4800	96	-		#NV	
	15	4800	96	-		#NV	

## Anlage 2.2

Protokolle der Probelastungen Standort Tüttendorf



# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.03.2012

Typ:	1x160x1,6
Position:	11
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,80		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,10		0,90	
	1	700	7	0,12		0,92	
	2	700	7	0,14		0,94	
	5	700	7	0,16		0,96	
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,50		1,30	
	1	1050	10,5	0,64		1,44	
	2	1050	10,5	0,78		1,58	
	6	1050	10,5	0,85		1,65	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
	15	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	1,75		2,55	
	1	1400	14	2,79		3,59	
	2	1400	14	#NV		#NV	
	5	1400	14	3,55		4,35	
	10	1400	14	4,60		5,40	
	14	1400	14	5,60		6,40	
	20	1400	14	6,45		7,25	
	25	1400	14	7,03		7,83	
	32	1400	14	8,01		8,81	
	40	1400	14	#NV		#NV	
	50	1400	14	#NV		#NV	
	60	1400	14	#NV		#NV	
		600	6	7,85		8,65	
		280	2,8	7,40		8,20	
		700	7	7,55		8,35	
		1400	14	8,30		9,10	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.03.2012

Typ:	1x290x1,6
Position:	10
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,10		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,32		0,22	
	1	700	7	0,34		0,24	
	2	700	7	0,35		0,25	
	5	700	7	#NV		#NV	
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,78		0,68	
	1	1050	10,5	0,95		0,85	
	2	1050	10,5	1,10		1,00	
	5	1050	10,5	1,15		1,05	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
	15	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	2,20		2,10	
	1	1400	14	2,63		2,53	
	2	1400	14	2,82		2,72	
	5	1400	14	3,35		3,25	
	10	1400	14	#NV		#NV	
	15	1400	14	#NV		#NV	
	20	1400	14	#NV		#NV	
	25	1400	14	#NV		#NV	
	30	1400	14	#NV		#NV	
	40	1400	14	#NV		#NV	
	50	1400	14	#NV		#NV	
	60	1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,18		3,08	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	2,99		2,89	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,01		2,91	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	3,56		3,46	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	5,10		5,00	
	1	1750	17,5	6,38		6,28	
	2	1750	17,5	7,25		7,15	
	5	1750	17,5	8,35		8,25	
	10	1750	17,5	#NV		#NV	
	15	1750	17,5	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	12,07		11,97	
	1	2100	21	13,64		13,54	
	2	2100	21	14,90		14,80	
	5	2100	21	16,07		15,97	
	10	2100	21	#NV		#NV	
	15	2100	21	#NV		#NV	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	22,12		22,02	
	1	2450	24,5	24,65		24,55	
	2	2450	24,5	26,20		26,10	
	5	2450	24,5	28,95		28,85	
	10	2450	24,5	#NV		#NV	
	15	2450	24,5	#NV		#NV	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	34,20		34,10	
	1	2800	28	40,35		40,25	
	2	2800	28	44,05		43,95	
	4	2800	28	49,70		49,60	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 22.03.2012

Typ:	1x290x1,6
Position:	9
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,06		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,29		0,23	
	1	700	7	0,34		0,28	
	2	700	7	0,36		0,30	
	5	700	7	0,40		0,34	
	10	700	7	0,40		0,34	
	15	700	7	0,42		0,36	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,83		0,77	
	1	1050	10,5	0,96		0,90	
	2	1050	10,5	1,00		0,94	
	5	1050	10,5	1,08		1,02	
	10	1050	10,5	1,17		1,11	
	15	1050	10,5	1,19		1,13	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	1,80		1,74	
	1	1400	14	2,16		2,10	
	3	1400	14	2,37		2,31	
	5	1400	14	2,50		2,44	
	10	1400	14	2,71		2,65	
	15	1400	14	2,80		2,74	
	22	1400	14	2,90		2,84	
	25	1400	14	2,93		2,87	
	30	1400	14	3,08		3,02	
	40	1400	14	#NV		#NV	
	50	1400	14	#NV		#NV	
	60	1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,75		2,69	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	2,25		2,19	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,40		2,34	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	3,19		3,13	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	4,40		4,34	
	1	1750	17,5	5,45		5,39	
	2	1750	17,5	#NV		#NV	
	5	1750	17,5	6,26		6,20	
	10	1750	17,5	7,20		7,14	
	15	1750	17,5	7,42		7,36	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	9,10		9,04	
	1	2100	21	10,90		10,84	
	2	2100	21	11,60		11,54	
	5	2100	21	14,41		14,35	
	10	2100	21	14,47		14,41	
	15	2100	21	15,33		15,27	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	17,60		17,54	
	1	2450	24,5	20,55		20,49	
	2	2450	24,5	22,65		22,59	
	5	2450	24,5	24,95		24,89	
	10	2450	24,5	27,72		27,66	
	15	2450	24,5	29,50		29,44	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	37,00		36,94	
	1	2800	28	40,00		39,94	
	2	2800	28	44,50		44,44	
	3,5	2800	28	50,00		49,94	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 19.03.2012

Typ:	1x160x1,6
Position:	8
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		420	4,2	0,10		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,36		0,26	
	1	700	7	0,48		0,38	
	2	700	7	0,57		0,47	
	5	700	7	0,61		0,51	
	10	700	7	0,74		0,64	
	15	700	7	0,76		0,66	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	2,45		2,35	
	1	1050	10,5	4,45		4,35	
	2	1050	10,5	5,56		5,46	
	5	1050	10,5	6,00		5,90	
	10	1050	10,5	7,55		7,45	
	15	1050	10,5	8,55		8,45	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum:

Typ:	2x400x2,2
Position:	7
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,01		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,07		0,06	
	1	700	7	0,08		0,07	
	2,5	700	7	0,09		0,08	
	5	700	7	0,09		0,08	
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,20		0,19	
	1,5	1050	10,5	0,23		0,22	
	2	1050	10,5	0,25		0,24	
	5	1050	10,5	0,26		0,25	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
	15	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	0,40		0,39	
	1	1400	14	0,45		0,44	
	2	1400	14	0,47		0,46	
	5	1400	14	0,50		0,49	
	10	1400	14	0,52		0,51	
	16	1400	14	0,54		0,53	
	20	1400	14	#NV		#NV	
	25	1400	14	0,55		0,54	
	30	1400	14	0,56		0,55	
	40	1400	14	#NV		#NV	
	50	1400	14	#NV		#NV	
	60	1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,43		0,42	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,31		0,30	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,40		0,39	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	0,57		0,56	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	0,73		0,72	
	1	1750	17,5	0,77		0,76	
	2	1750	17,5	0,81		0,80	
	5	1750	17,5	0,85		0,84	
	10	1750	17,5	#NV		#NV	
	15	1750	17,5	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	1,13		1,12	
	1	2100	21	#NV		#NV	
	2	2100	21	1,24		1,23	
	5	2100	21	1,30		1,29	
	10	2100	21	#NV		#NV	
	15	2100	21	#NV		#NV	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	1,55		1,54	
	1	2450	24,5	1,69		1,68	
	2	2450	24,5	1,76		1,75	
	5	2450	24,5	1,84		1,83	
	10	2450	24,5	#NV		#NV	
	15	2450	24,5	#NV		#NV	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	2,20		2,19	
	1	2800	28	#NV		#NV	
	3	2800	28	2,61		2,60	
	5	2800	28	2,65		2,64	
	10	2800	28	2,85		2,84	
	15	2800	28	2,99		2,98	
	20	2800	28	3,11		3,10	
	25	2800	28	3,15		3,14	
	32	2800	28	3,26		3,25	
	40	2800	28	3,30		3,29	
	52	2800	28	3,41		3,40	
	60	2800	28	3,48		3,47	
	70	2800	28	#NV		#NV	
	80	2800	28	#NV		#NV	
	90	2800	28	#NV		#NV	
	100	2800	28	#NV		#NV	
	110	2800	28	#NV		#NV	
	120	2800	28	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	3,30		3,29	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,95		2,94	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,40		2,39	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	1,90		1,89	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum:

Typ:	2x400x2,2
Position:	7
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	1,97		1,96	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,30		2,29	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	2,83		2,82	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	3,50		3,49	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	3,95		3,94	
	1	3150	31,5	#NV		#NV	
	2	3150	31,5	4,32		4,31	
	5	3150	31,5	4,45		4,44	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	4,95		4,94	
	1	3500	35	5,30		5,29	
	2	3500	35	5,48		5,47	
	5	3500	35	5,74		5,73	
	10	3500	35	5,93		5,92	
	15	3500	35	6,17		6,16	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	6,45		6,44	
	1,5	3850	38,5	6,75		6,74	
	2	3850	38,5	6,84		6,83	
	5	3850	38,5	7,06		7,05	
	10	3850	38,5	#NV		#NV	
	15	3850	38,5	#NV		#NV	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42	7,65		7,64	
	1	4200	42	8,17		8,16	
	2	4200	42	8,26		8,25	
	5	4200	42	8,58		8,57	
	11	4200	42	8,78		8,77	
	24	4200	42	9,16		9,15	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4550	45,5	9,60		9,59	
	1	4550	45,5	9,85	4,00	9,84	
	2	4550	45,5		4,15	9,99	
	5	4550	45,5		4,34	10,18	
	10	4550	45,5		#NV	#NV	
	15	4550	45,5		#NV	#NV	
3,50 * F <sub>k</sub>	0	4900	49		4,95	10,79	
	1	4900	49		#NV	#NV	
	2	4900	49		5,56	11,40	
	5	4900	49		6,00	11,84	
	10	4900	49		6,34	12,18	
	15	4900	49		6,50	12,34	
		3500	35		5,89	11,73	
		2800	28		5,34	11,18	
		2100	21		4,45	10,29	
		1400	14		3,46	9,30	
		700	7		2,02	7,86	
		280	2,8		1,05	6,89	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.02.1012

Typ: 2x400x2,2	
Position: 6	
Prüfkraft: 2800 Zug geneigt	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,54		0	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	-0,49		0,05	
	1	700	7	-0,47		0,07	
	2	700	7	-0,45		0,09	
	5	700	7	-0,45		0,09	
	10	700	7	-0,43		0,11	
	15	700	7	-0,43		0,11	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	-0,32		0,22	
	1	1050	10,5	-0,28		0,26	
	2	1050	10,5	-0,27		0,27	
	5	1050	10,5	-0,25		0,29	
	10	1050	10,5	-0,22		0,32	
	15	1050	10,5	-0,21		0,33	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	-0,06		0,48	
	1	1400	14	0,02		0,56	
	2	1400	14	0,04		0,58	
	5	1400	14	0,05		0,59	
	10	1400	14	0,09		0,63	
	15	1400	14	0,12		0,66	
	20	1400	14	0,14		0,68	
	25	1400	14	0,17		0,71	
	30	1400	14	0,18		0,72	
	40	1400	14	0,21		0,75	
	50	1400	14	0,22		0,76	
	60	1400	14	0,24		0,78	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,1		0,64	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,04		0,5	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	-0,01		0,53	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	0,24		0,78	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	0,42		0,96	
	1	1750	17,5	0,44		0,98	
	2	1750	17,5	0,46		1	
	5	1750	17,5	0,52		1,06	
	10	1750	17,5	0,53		1,07	
	15	1750	17,5	0,57		1,11	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	0,85		1,39	
	1	2100	21	0,97		1,51	
	2	2100	21	1,02		1,56	
	5	2100	21	1,08		1,62	
	10	2100	21	1,14		1,68	
	15	2100	21	1,16		1,7	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	1,44		1,98	
	1	2450	24,5	1,59		2,13	
	2	2450	24,5	1,66		2,2	
	5	2450	24,5	1,83		2,37	
	10	2450	24,5	1,95		2,49	
	15	2450	24,5	2,03		2,57	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	2,4		2,94	
	1	2800	28	2,59		3,13	
	2	2800	28	2,7		3,24	
	5	2800	28	2,82		3,36	
	10	2800	28	2,99		3,53	
	15	2800	28	3,09		3,63	
	20	2800	28	3,13		3,67	
	25	2800	28	3,24		3,78	
	30	2800	28	3,3		3,84	
	40	2800	28	3,44		3,98	
	50	2800	28	3,5		4,04	
	60	2800	28	3,58		4,12	
	70	2800	28	3,68		4,22	
	80	2800	28	3,74		4,28	
	90	2800	28	3,78		4,32	
	100	2800	28	3,83		4,37	
	110	2800	28	3,95		4,49	
	120	2800	28	3,98		4,52	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	3,7		4,24	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	3,28		3,82	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,51		3,05	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	1,83		2,37	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.02.1012

Typ: 2x400x2,2	
Position: 6	
Prüfkraft: 2800 Zug geneigt	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	1,95		2,49	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,45		2,99	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	3,18		3,72	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	4,12		4,66	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	4,61		5,15	
	1	3150	31,5	4,79		5,33	
	3	3150	31,5	4,94		5,48	
	6	3150	31,5	5,05		5,59	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	5,59		6,13	
	1	3500	35	#NV		#NV	
	2	3500	35	6,07		6,61	
	5	3500	35	6,26		6,8	
	10	3500	35	6,5		7,04	
	15	3500	35	6,73		7,27	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	7,26		7,8	
	1	3850	38,5	7,6		8,14	
	2	3850	38,5	7,66		8,2	
	5	3850	38,5	7,98	-0,6	8,52	
	10	3850	38,5		#NV	#NV	
	15	3850	38,5		#NV	#NV	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42	-0,1		9,02	
	1	4200	42		0,4	9,52	
	2	4200	42		0,6	9,72	
	5	4200	42		0,94	10,06	
	10	4200	42		1,28	10,4	
	15	4200	42		1,45	10,57	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4550	45,5		1,92	11,04	
	1	4550	45,5		2,38	11,5	
	2	4550	45,5		2,65	11,77	
	5	4550	45,5		3,06	12,18	
	10	4550	45,5		#NV	#NV	
	15	4550	45,5		3,9	13,02	
3,50 * F <sub>k</sub>	0	4900	49		4,7	13,82	
	1	4900	49		5,1	14,22	
	2	4900	49		5,44	14,56	
	5	4900	49		5,6	14,72	Uhr verrutscht
	10	4900	49		6,05	15,17	Uhr verrutscht
	16	4900	49		6,52	15,64	
	20	4900	49		#NV	#NV	
	27	4900	49		6,98	16,1	
	33	4900	49		7,12	16,24	
	40	4900	49		7,35	16,47	
	50	4900	49		7,58	16,7	
		4000	40		7,3	16,42	
		3200	32		6,71	15,83	
		2600	26		6,05	15,17	
		1900	19		5,22	14,34	
		1100	11		3,95	13,07	
		800	8		3,25	12,37	
		280	2,8		1,55	10,67	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.03.2012

Typ: 2x400x2,2	
Position: 5	
Prüfkraft: 5600 Druck	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	-0,35		0	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	14	0,45		0,8	
	1	700	14	0,64		0,99	
	2	700	14	0,71		1,06	
	5	700	14	0,81		1,16	
	10	700	14	0,91		1,26	
	15	700	14	0,98		1,33	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	21	2,15		2,5	
	1	1050	21	2,46		2,81	
	2	1050	21	2,6		2,95	
	5	1050	21	2,78		3,13	
	10	1050	21	2,89		3,24	
	15	1050	21	2,98		3,33	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	28	4,45		4,8	
	1,5	1400	28	4,9		5,25	
	2,5	1400	28	5,05		5,4	
	5	1400	28	5,22		5,57	
	10	1400	28	5,41		5,76	
	15	1400	28	5,53		5,88	
	20	1400	28	5,62		5,97	
	25	1400	28	5,69		6,04	
	30	1400	28	5,76		6,11	
	40	1400	28	5,85		6,2	
	50	1400	28	5,92		6,27	
	63	1400	28	5,98		6,33	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14	5,8		6,15	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	4,98		5,33	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14	5,39		5,74	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28	6,26		6,61	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	35	7,22		7,57	
	1	1750	35	7,58		7,93	
	2	1750	35	7,74		8,09	
	5	1750	35	7,94		8,29	
	10	1750	35	8,16		8,51	
	15	1750	35	8,29	-0,52	8,64	-0,52
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	42		0,35	9,51	
	1	2100	42		0,85	10,01	
	2	2100	42		1,07	10,23	
	5	2100	42		1,37	10,53	
	10	2100	42		1,6	10,76	
	15	2100	42		1,78	10,94	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	49		3,1	12,26	
	1	2450	49		3,47	12,63	
	2	2450	49		3,77	12,93	
	5	2450	49		4,25	13,41	
	10	2450	49		4,5	13,66	
	15	2450	49		4,67	13,83	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	56		5,98	15,14	
	1	2800	56		6,67	15,83	
	2	2800	56		6,92	16,08	
	5	2800	56		7,24	16,4	
	10	2800	56		7,54	16,7	
	15	2800	56		7,75	16,91	
	20	2800	56		7,82	16,98	
	25	2800	56		7,94	17,1	
	30	2800	56		8,05	17,21	
	40	2800	56		8,25	17,41	
	50	2800	56		8,37	17,53	
	60	2800	56		8,46	17,62	
	70	2800	56		8,51	17,67	
	80	2800	56		8,55	17,71	
	90	2800	56		8,65	17,81	
	100	2800	56		8,65	17,81	
	110	2800	56		8,73	17,89	
	120	2800	56		8,78	17,94	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	42		8,6	17,76	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28		8,14	17,3	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14		6,95	16,11	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6		5,12	14,28	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.03.2012

Typ: 2x400x2,2	
Position: 5	
Prüfkraft: 5600 Druck	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14		5,95	15,11	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28	-0,2	7,2	16,36	-0,2
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	42	0,7		17,26	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	56	2,22		18,78	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3100	62	3,15		19,71	
	1,5	3100	62	3,49		20,05	
	2	3100	62	3,58		20,14	
	5	3100	62	3,75		20,31	
	10	3100	62	#NV		#NV	
	15	3100	62	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	70	4,9		21,46	
	1	3500	70	5,5		22,06	
	2	3500	70	5,71		22,27	
	5	3500	70	6,15		22,71	
	10	3500	70	6,44		23	
	15	3500	70	6,7		23,26	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	77	7,75		24,31	
	1	3850	77	8,15		24,71	
	3,5	3850	77	8,5		25,06	
	5	3850	77	8,71		25,27	
	10	3850	77	9,25		25,81	
	15	3850	77	9,46		26,02	
3,00 * F <sub>k</sub>		3500	70	#NV		#NV	
		2800	56	9,18		25,74	
		2100	42	8,7		25,26	
		1400	28	7,87		24,43	
		700	14	6,35		22,91	
		280	5,6	4,46		21,02	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 4	
Prüfkraft: 2800 Zug geneigt	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,05		0	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,07		0,02	11:28:45
	1	700	7	0,08		0,03	29:45:00
	2	700	7	0,08		0,03	30:45:00
	5	700	7	0,08		0,03	33:45:00
	10	700	7	#NV		#NV	
	15	700	7	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,12		0,07	
	1	1050	10,5	0,13		0,08	
	2	1050	10,5	0,13		0,08	
	5	1050	10,5	0,14		0,09	
	10	1050	10,5	#NV		#NV	
	15	1050	10,5	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	0,29		0,24	39
	1	1400	14	0,31		0,26	40
	2	1400	14	0,33		0,28	41
	5	1400	14	0,38		0,33	44
	10	1400	14	0,39		0,34	49
	15	1400	14	0,44		0,39	54
	20	1400	14	0,45		0,4	59
	25	1400	14	0,46		0,41	4
	35	1400	14	0,5		0,45	14
	40	1400	14	0,53		0,48	19
	45	1400	14	0,55		0,5	24
	60	1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,51		0,46	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,45		0,4	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,49		0,44	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	0,57		0,52	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	0,71		0,66	8
	1	1750	17,5	0,73		0,68	9
	2	1750	17,5	0,79		0,74	10
	5	1750	17,5	0,85		0,8	13
	10	1750	17,5	#NV		#NV	
	15	1750	17,5	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	1,14		1,09	13:30
	1	2100	21	1,27		1,22	14:30
	2	2100	21	1,31		1,26	15:30
	5	2100	21	1,49		1,44	18:30
	10	2100	21	#NV		#NV	
	15	2100	21	#NV		#NV	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	1,82		1,77	20:30
	1	2450	24,5	2,04		1,99	21:30
	2	2450	24,5	2,18		2,13	22:30
	5	2450	24,5	2,32		2,27	25:30:00
	10	2450	24,5	#NV		#NV	
	15	2450	24,5	#NV		#NV	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	2,88		2,83	26:30:00
	1	2800	28	3,1		3,05	27:30:00
	2	2800	28	3,27		3,22	28:30:00
	5	2800	28	3,45		3,4	31
	10	2800	28	3,85		3,8	36
	15	2800	28	3,99		3,94	41
	20	2800	28	4,32		4,27	46
	25	2800	28	#NV		#NV	51
	30	2800	28	4,49		4,44	56
	40	2800	28	#NV		#NV	
	50	2800	28	#NV		#NV	
	60	2800	28	#NV		#NV	
	70	2800	28	#NV		#NV	
	80	2800	28	#NV		#NV	
	90	2800	28	#NV		#NV	
	100	2800	28	#NV		#NV	
	110	2800	28	#NV		#NV	
	120	2800	28	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	4,47		4,42	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	4,15		4,1	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,52		3,47	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	3,01		2,96	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 21.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 4	
Prüfkraft: 2800 Zug geneigt	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,08		3,03	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	3,41		3,36	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	3,98		3,93	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	4,69		4,64	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	5,65		5,6	14:05
	1	3150	31,5	6,06		6,01	6
	2	3150	31,5	6,36		6,31	7
	5	3150	31,5	6,76		6,71	10
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	8,05		8	
	1	3500	35	8,75		8,7	14:30
	2	3500	35	#NV		#NV	15:30
	5	3500	35	9,72		9,67	18:30
	10	3500	35	10,55		10,5	23:30
	15	3500	35	11,1		11,05	28:30:00
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	11,8		11,75	29
	1	3850	38,5	12,45		12,4	30
	2	3850	38,5	12,82		12,77	32
	5	3850	38,5	13,45		13,4	34
	10	3850	38,5	#NV		#NV	
	15	3850	38,5	#NV		#NV	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42	15,25		15,2	35
	1	4200	42	15,9		15,85	36
	2	4200	42	16,2		16,15	37
	5	4200	42	17		16,95	40
	10	4200	42	17,75		17,7	45
	15	4200	42	18,22		18,17	50
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4550	45,5	18,8		18,75	
	1	4550	45,5	19,51		19,46	
	2	4550	45,5	19,95		19,9	
	5	4550	45,5	20,71		20,66	
	10	4550	45,5	#NV		#NV	
	15	4550	45,5	#NV		#NV	
3,50 * F <sub>k</sub>	0	4900	49	22,55		22,5	58
	1	4900	49	23,32		23,27	59
	2	4900	49	24,05		24	0
	5	4900	49	24,72		24,67	3
	10	4900	49	25,81		25,76	8
	15	4900	49	26,52		26,47	13
		4200	42	26,5		26,45	
		3500	35	26,35		26,3	
		2800	28	25,85		25,8	
		2100	21	25,32		25,27	
		1400	14	24,55		24,5	
		700	7	23,39		23,34	
		280	2,8	22,18		22,13	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 18.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 3	
Prüfkraft: 2800 Zug geneigt	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,46		0	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	-0,35		0,11	
	1	700	7	-0,33		0,13	
	2	700	7	-0,32		0,14	
	5	700	7	-0,3		0,16	
	10	700	7	-0,29		0,17	
	15	700	7	-0,28		0,18	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	-0,14		0,32	
	1	1050	10,5	-0,09		0,37	
	2	1050	10,5	-0,05		0,41	
	5	1050	10,5	-0,02		0,44	
	10	1050	10,5	0,01		0,47	
	15	1050	10,5	0,03		0,49	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	0,22		0,68	
	1	1400	14	0,35		0,81	
	2,5	1400	14	0,4		0,86	
	5	1400	14	0,45		0,91	
	12	1400	14	0,51		0,97	
	16	1400	14	0,55		1,01	
	23	1400	14	0,57		1,03	
	25	1400	14	#NV		#NV	
	30	1400	14	0,61		1,07	
	40	1400	14	0,7		1,16	
	50	1400	14	0,75		1,21	
	60	1400	14	0,81		1,27	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,63		1,09	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,4		0,86	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,5		0,96	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	0,83		1,29	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	1,12		1,58	
	1	1750	17,5	1,29		1,75	
	2	1750	17,5	1,34		1,8	
	5	1750	17,5	1,42		1,88	
	10	1750	17,5	1,52		1,98	
	15	1750	17,5	1,59		2,05	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	2,01		2,47	
	1	2100	21	2,35		2,81	
	2	2100	21	2,38		2,84	
	5	2100	21	2,62		3,08	
	10	2100	21	2,8		3,26	
	15	2100	21	2,91		3,37	
		1400	14	2,65		3,11	
		700	7	2,1		2,56	
		280	2,8	1,6		2,06	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	3,82		4,28	
	1	2450	24,5	4,15		4,61	
	2	2450	24,5	4,26		4,72	
	5	2450	24,5	4,5		4,96	
	12	2450	24,5	4,68		5,14	
	17	2450	24,5	4,82		5,28	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	5,42		5,88	
	1,5	2800	28	5,82		6,28	
	2,5	2800	28	6,04		6,5	
	5	2800	28	6,25		6,71	
	10	2800	28	6,5		6,96	
	15	2800	28		-0,28	7,12	-0,28
	20	2800	28		-0,02	7,22	
	25	2800	28		0,18	7,42	
	30	2800	28		0,22	7,46	
	40	2800	28		0,4	7,64	
	51	2800	28		0,57	7,81	
	60	2800	28		0,68	7,92	
	73	2800	28		0,82	8,06	
	80	2800	28		0,89	8,13	
	90	2800	28		0,93	8,17	
	100	2800	28		0,98	8,22	
	110	2800	28		1	8,24	
	120	2800	28	3,8	1,05	8,29	3,8
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	3,55		8,04	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 18.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 3	
Prüfkraft: 2800 Zug geneigt	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,98		7,47	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,05		6,54	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	1,05		5,54	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	1,26		5,75	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,09		6,58	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	2,92		7,41	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	3,85		8,34	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	4,35		8,84	
	1	3150	31,5	4,75		9,24	
	2	3150	31,5	4,8		9,29	
	5	3150	31,5	5,02		9,51	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	5,55		10,04	
	1	3500	35	5,9		10,39	
	2	3500	35	6,12		10,61	
	5	3500	35	6,41	-0,51	10,9	-0,51
	10	3500	35		#NV	#NV	
	15	3500	35		#NV	#NV	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5		-0,05	11,36	
	1	3850	38,5		0,55	11,96	
	2	3850	38,5		0,86	12,27	
	5	3850	38,5		1,31	12,72	
	10	3850	38,5		1,72	13,13	
	15	3850	38,5		2	13,41	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42		2,55	13,96	
	1	4200	42		3,1	14,51	
	2	4200	42		3,4	14,81	
	5	4200	42		4	15,41	
	10	4200	42		4,52	15,93	
	15	4200	42		4,85	16,26	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4550	45,5		5,45	16,86	
	1	4550	45,5		6,1	17,51	
	2	4550	45,5		#NV	#NV	
	7	4550	45,5		7,6	19,01	
	12	4550	45,5		7,9	19,31	
	15	4550	45,5	0	8,65	20,06	0
3,50 * F <sub>k</sub>	0	4900	49	0,65		20,71	
	1	4900	49	1,3		21,36	
	2,5	4900	49	2		22,06	
	6	4900	49	2,75		22,81	
	10	4900	49	3,25		23,31	
	15	4900	49	3,92		23,98	
		3200	32	3,2		23,26	
		2400	24	2,52		22,58	
		2100	21	2,2		22,26	
		1400	14	1,15	6,15	21,21	
		700	7		4,65	19,71	
		280	2,8		3,4	18,46	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 18.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 2	
Prüfkraft: 56 kN Druck	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	0,1		0	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	14	0,8		0,7	
	1	700	14	0,9		0,8	
	2	700	14	0,95		0,85	
	5	700	14	0,97		0,87	
	10	700	14	1,09		0,99	
	15	700	14	1,13		1,03	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	21	2		1,9	
	1	1050	21	2,3		2,2	
	2	1050	21	2,41		2,31	
	5	1050	21	2,58		2,48	
	10	1050	21	2,76		2,66	
	15	1050	21	2,87		2,77	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	28	4,02		3,92	
	1	1400	28	4,56		4,46	
	2	1400	28	4,74		4,64	
	5	1400	28	5,06		4,96	
	10	1400	28	5,26		5,16	
	15	1400	28	5,39		5,29	
	20	1400	28	5,47		5,37	
	25	1400	28	5,56		5,46	
	30	1400	28	5,62		5,52	
	40	1400	28	5,71		5,61	
	50	1400	28	5,76		5,66	
	60	1400	28	5,84		5,74	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14	5,43		5,33	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	4,88		4,78	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	14	5,16		5,06	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	28	5,86		5,76	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	35	6,65		6,55	
	1	1750	35	6,98		6,88	
	2	1750	35	7,18		7,08	
	5	1750	35	7,64		7,54	
	10	1750	35	8,11		8,01	
	15	1750	35	8,46	-0,04	8,36	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	42		0,8	9,2	
	1	2100	42		1,56	9,96	
	2	2100	42		1,81	10,21	
	5	2100	42		2,21	10,61	
	10	2100	42		2,56	10,96	
	15	2100	42		2,76	11,16	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	49		3,62	12,02	
	1	2450	49		3,99	12,39	
	2	2450	49		4,34	12,74	
	5	2450	49		4,86	13,26	
	10	2450	49		5,27	13,67	
	15	2450	49		5,54	13,94	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	56		6,14	14,54	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 22.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 1	
Prüfkraft: 2800 t Zug	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,59		0	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	-0,4		0,19	32
	1	700	7	-0,39		0,2	33
	2	700	7	-0,38		0,21	34
	5	700	7	-0,35		0,24	37
	10	700	7	-0,34		0,25	42
	15	700	7	-0,34		0,25	47
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	-0,21		0,38	48
	1	1050	10,5	-0,18		0,41	49
	2	1050	10,5	-0,16		0,43	50
	5	1050	10,5	-0,08		0,51	53
	10	1050	10,5	-0,08		0,51	58
	15	1050	10,5	-0,02		0,57	3
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	0,21		0,8	4
	1	1400	14	0,27		0,86	5
	2	1400	14	0,31		0,9	6
	5	1400	14	0,36		0,95	9
	10	1400	14	0,44		1,03	14
	15	1400	14	0,51		1,1	19
	20	1400	14	0,55		1,14	24
	25	1400	14	0,62		1,21	29
	30	1400	14	0,65		1,24	34
	40	1400	14	#NV		#NV	
	50	1400	14	#NV		#NV	
	60	1400	14	#NV		#NV	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,64		1,23	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,46		1,05	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,46		1,05	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	0,68		1,27	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	1,09		1,68	39
	1	1750	17,5	1,19		1,78	40
	2	1750	17,5	1,25		1,84	41
	5	1750	17,5	1,36		1,95	44
	10	1750	17,5	1,46		2,05	49
	15	1750	17,5	1,56		2,15	54
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	2,21		2,8	55
	1	2100	21	2,36		2,95	56
	2	2100	21	2,47		3,06	57
	5	2100	21	2,62		3,21	0
	10	2100	21	2,88		3,47	5
	15	2100	21	3,02		3,61	10
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	3,95		4,54	12:16:00
	1	2450	24,5	4,38		4,97	17
	2	2450	24,5	4,58		5,17	18
	5	2450	24,5	4,83		5,42	21
	10	2450	24,5	5,12		5,71	26
	15	2450	24,5	5,33		5,92	31
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	6,75		7,34	33
	1	2800	28	7		7,59	34
	2	2800	28	7,16		7,75	35
	5	2800	28	7,4		7,99	37
	10	2800	28	7,88		8,47	42
	15	2800	28	8,19		8,78	47
	20	2800	28	8,38		8,97	52
	25	2800	28	8,5		9,09	57
	30	2800	28	8,64		9,23	2
	40	2800	28	8,9		9,49	12
	50	2800	28	9,13		9,72	22
	60	2800	28	9,27		9,86	32
	70	2800	28	#NV		#NV	
	80	2800	28	#NV		#NV	
	90	2800	28	#NV		#NV	
	100	2800	28	#NV		#NV	
	110	2800	28	#NV		#NV	
	120	2800	28	#NV		#NV	
1,50 * F <sub>k</sub>		1800	18	9,04		9,63	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	8,85		9,44	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	8		8,59	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	7,28		7,87	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Tüttendorf

Datum: 22.03.2012

Typ: 2x290x2,2	
Position: 1	
Prüfkraft: 2800 t Zug	

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	7,36		7,95	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	7,9		8,49	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	8,61		9,2	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	9,81	-0,2	10,4	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5		0,83	11,43	1403
	1	3150	31,5		1,08	11,68	4
	2	3150	31,5		1,25	11,85	5
	5	3150	31,5		1,57	12,17	8
	10	3150	31,5		#NV	#NV	13
	15	3150	31,5		#NV	#NV	18
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35		2,9	13,5	9
	1	3500	35		3,45	14,05	10
	2	3500	35		3,75	14,35	11
	5	3500	35		4,33	14,93	14
	10	3500	35		4,91	15,51	19
	15	3500	35		5,3	15,9	24
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5		6,6	17,2	29
	1	3850	38,5		7,1	17,7	30
	2	3850	38,5		7,38	17,98	31
	5	3850	38,5		8,03	18,63	34
	10	3850	38,5		8,64	19,24	39
	15	3850	38,5		9,07	19,67	44
3,00 * F <sub>k</sub>	0	3500	35		9,05	19,65	
	1	2800	28		8,8	19,4	
	2	2100	21		8,35	18,95	
	5	1400	14		7,77	18,37	
	10	700	7		6,88	17,48	
	15	280	2,8		5,75	16,35	



## Anlage 2.3

Protokolle der Probelastungen Standort Schlichting



# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 17.03.2012

Typ:	2*400*2,2
Position:	6
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,16		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,40		0,24	
	1	700	7	0,43		0,27	
	2	700	7	0,46		0,30	
	5	700	7	0,48		0,32	
	10	700	7	0,52		0,36	
	16	700	7	0,54		0,38	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	0,80		0,64	
	1	1050	10,5	0,93		0,77	
	2	1050	10,5	0,95		0,79	
	5	1050	10,5	1,01		0,85	
	11	1050	10,5	1,10		0,94	
	16	1050	10,5	1,15		0,99	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	1,60		1,44	
	1	1400	14	1,76		1,60	
	2	1400	14	1,84		1,68	
	5	1400	14	2,00		1,84	
	10	1400	14	2,16		2,00	
	15	1400	14	2,26		2,10	
	20	1400	14	2,31		2,15	
	25	1400	14	2,39		2,23	
	30	1400	14	2,47		2,31	
	40	1400	14	2,56		2,40	
	50	1400	14	2,64		2,48	
	60	1400	14	2,72		2,56	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,43		2,27	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	2,15		1,99	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	2,28		2,12	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	2,70		2,54	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	3,50		3,34	
	1	1750	17,5	3,72		3,56	
	2	1750	17,5	3,95		3,79	
	5	1750	17,5	4,33		4,17	
	10	1750	17,5	4,62		4,46	
	17	1750	17,5	4,90		4,74	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	6,15		5,99	
	1	2100	21	6,62		6,46	
	2	2100	21	6,75		6,59	
	5	2100	21	7,12		6,96	
	10	2100	21	7,55		7,39	
	16	2100	21	7,77		7,61	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	8,72		8,56	
	1	2450	24,5	9,25		9,09	
	2	2450	24,5	9,48		9,32	
	5	2450	24,5	9,76		9,60	
	10	2450	24,5	10,12		9,96	
	16	2450	24,5	10,46		10,30	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	11,45		11,29	
	1,5	2800	28	12,05		11,89	
	3	2800	28	12,30		12,14	
	5	2800	28	12,50		12,34	
	9	2800	28	12,90		12,74	
	15	2800	28	13,13		12,97	
	20	2800	28	13,36		13,20	
	25	2800	28	13,55		13,39	
	30	2800	28	13,76		13,60	
	40	2800	28	13,96		13,80	
	50	2800	28	14,16		14,00	
	60	2800	28	14,35		14,19	
	74	2800	28	14,51		14,35	
	84	2800	28	14,63		14,47	
	94	2800	28	14,80		14,64	
	104	2800	28	14,83		14,67	
	114	2800	28	14,94		14,78	
	120	2800	28	15,02		14,86	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	14,70		14,54	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	14,10		13,94	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	12,85		12,69	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	11,90		11,74	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 17.03.2012

Typ:	2*400*2,2
Position:	6
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	12,08		11,92	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	12,65		12,49	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	13,65		13,49	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	14,90		14,74	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	15,78		15,62	
	1	3150	31,5	16,15		15,99	
	2,5	3150	31,5	16,35		16,19	
	5	3150	31,5	16,60		16,44	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	17,35		17,19	
	1	3500	35	18,12		17,96	
	2	3500	35	18,45		18,29	
	5	3500	35	18,85		18,69	
	11	3500	35	19,50		19,34	
	15	3500	35	19,74		19,58	
	20	3500	35	19,95		19,79	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5	20,48		20,32	
	1	3850	38,5	21,15		20,99	
	2	3850	38,5	#NV		#NV	
	5	3850	38,5	21,80		21,64	
	12	3850	38,5	22,46		22,30	
	17	3850	38,5	22,79		22,63	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42	23,40		23,24	
	1	4200	42	24,10		23,94	
	2	4200	42	24,55		24,39	
	5	4200	42	25,25		25,09	
	10	4200	42	#NV		#NV	
	15	4200	42	#NV		#NV	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	4550	45,5	26,10		25,94	
	1	4550	45,5	27,05		26,89	
	2	4550	45,5	27,92		27,76	
	5	4550	45,5	28,95		28,79	
	10	4550	45,5	30,08		29,92	
	15	4550	45,5	30,90		30,74	
	0	3500	35	30,40		30,24	
	1	2800	28	29,70		29,54	
	2	2100	21	28,70		28,54	
	5	1450	14,5	27,25		27,09	
	10	700	7	25,45		25,29	
	15	280	2,8	23,55		23,39	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 17.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	5
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,27		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	0,55		0,28	
	1	700	7	0,64		0,37	
	2	700	7	0,68		0,41	
	5	700	7	0,74		0,47	
	10	700	7	0,80		0,53	
	15	700	7	0,81		0,54	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	1,30		1,03	
	1	1050	10,5	1,35		1,08	
	2	1050	10,5	1,42		1,15	
	5	1050	10,5	1,53		1,26	
	10	1050	10,5	1,59		1,32	
	16	1050	10,5	1,64		1,37	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	2,32		2,05	
	1	1400	14	2,54		2,27	
	2	1400	14	2,69		2,42	
	5	1400	14	2,90		2,63	
	10	1400	14	3,02		2,75	
	15	1400	14	3,12		2,85	
	21	1400	14	3,27		3,00	
	25	1400	14	3,32		3,05	
	30	1400	14	3,40		3,13	
	40	1400	14	3,49		3,22	
	50	1400	14	3,57		3,30	
	67	1400	14	3,72		3,45	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,40		3,13	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	2,90		2,63	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,02		2,75	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	3,72		3,45	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	4,45		4,18	
	1	1750	17,5	4,70		4,43	
	2	1750	17,5	4,84		4,57	
	5	1750	17,5	5,07		4,80	
	10	1750	17,5	5,32		5,05	
	15	1750	17,5	5,44		5,17	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	6,35		6,08	
	1	2100	21	6,75		6,48	
	2	2100	21	6,91		6,64	
	5	2100	21	7,22		6,95	
	10	2100	21	7,57		7,30	
	15	2100	21	7,81		7,54	
	18	2100	21	7,91	-0,18	7,64	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5		0,65	8,47	
	1	2450	24,5		1,02	8,84	
	2	2450	24,5		1,31	9,13	
	5	2450	24,5		1,66	9,48	
	10	2450	24,5		1,98	9,80	
	15	2450	24,5		2,23	10,05	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28		3,10	10,92	
	1	2800	28		3,53	11,35	
	2	2800	28		3,80	11,62	
	5	2800	28		4,04	11,86	
	10	2800	28		4,37	12,19	
	15	2800	28		4,67	12,49	
	20	2800	28		4,80	12,62	
	25	2800	28		5,00	12,82	
	30	2800	28		5,15	12,97	
	40	2800	28		5,47	13,29	
	50	2800	28		5,62	13,44	
	60	2800	28		5,78	13,60	
	70	2800	28		5,99	13,81	
	80	2800	28		6,10	13,92	
	90	2800	28		6,26	14,08	
	100	2800	28		6,40	14,22	
	110	2800	28		6,48	14,30	
	120	2800	28		6,60	14,42	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		6,44	14,26	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		5,80	13,62	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		4,65	12,47	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 17.03.2012

Typ:	2x400x2,2
Position:	5
Prüfkraft:	28 kN Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8		3,65	11,47	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		3,82	11,64	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		4,62	12,44	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		5,60	13,42	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	-0,10	7,01	14,83	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	0,80		15,73	
	1	3150	31,5	0,90		15,83	
	2	3150	31,5	1,18		16,11	
	5	3150	31,5	1,40		16,33	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	2,15		17,08	
	1,5	3500	35	2,95		17,88	
	2	3500	35	3,50		18,43	
	7	3500	35	3,82		18,75	
	11	3500	35	4,00		18,93	
	15	3500	35	4,15		19,08	
2,75 * F <sub>k</sub>		2600	26	3,80		18,73	
		2100	21	3,35		18,28	
		1400	14	2,38		17,31	
		700	7	0,92		15,85	
		280	2,8	-0,40		14,53	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2x500x2,2
Position:	4
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,12		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	1,00		0,88	
	1	700	7	1,15		1,03	
	2	700	7	1,26		1,14	
	5	700	7	1,54		1,42	
	10	700	7	1,77		1,65	
	15	700	7	1,78		1,66	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	3,03		2,91	
	1	1050	10,5	3,32		3,20	
	2	1050	10,5	3,55		3,43	
	5	1050	10,5	3,82		3,70	
	10	1050	10,5	4,11		3,99	
	15	1050	10,5	4,20		4,08	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	5,85		5,73	
	1	1400	14	6,35		6,23	
	2	1400	14	7,08		6,96	
	5	1400	14	7,45		7,33	
	10	1400	14	8,00		7,88	
	15	1400	14	8,39		8,27	
	20	1400	14	8,65		8,53	
	25	1400	14	8,88		8,76	
	30	1400	14	9,11		8,99	
	40	1400	14	9,41		9,29	
	50	1400	14	9,57		9,45	
	60	1400	14	9,84		9,72	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	9,00		8,88	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	7,26		7,14	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	7,69		7,57	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	9,91		9,79	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	12,11		11,99	
	1	1750	17,5	12,43		12,31	
	2	1750	17,5	13,75		13,63	
	5	1750	17,5	13,40		13,28	
	10	1750	17,5	13,73		13,61	
	15	1750	17,5	14,06		13,94	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	15,19		15,07	
	1	2100	21	16,84		16,72	
	2	2100	21	17,45		17,33	
	5	2100	21	18,14		18,02	
	10	2100	21	19,18		19,06	
	15	2100	21	19,48		19,36	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	22,91		22,79	
	1	2450	24,5	23,22		23,10	
	2	2450	24,5	23,99		23,87	
	5	2450	24,5	24,67		24,55	
	10	2450	24,5	25,61		25,49	
	15	2450	24,5	25,76	5,34	25,64	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28		8,16	28,46	
	1	2800	28		8,95	29,25	
	2	2800	28		10,00	30,30	
	5	2800	28		10,88	31,18	
	10	2800	28		11,62	31,92	
	15	2800	28		12,24	32,54	
	20	2800	28		12,50	32,80	
	25	2800	28		12,90	33,20	
	30	2800	28		13,19	33,49	
	40	2800	28		13,62	33,92	
	50	2800	28		13,94	34,24	
	60	2800	28		14,31	34,61	
	70	2800	28		14,63	34,93	
	80	2800	28		14,78	35,08	
	90	2800	28		15,04	35,34	
	100	2800	28		15,30	35,60	
	110	2800	28		15,43	35,73	
	120	2800	28		15,53	35,83	
1,50 * F <sub>k</sub>		1850	18,5		14,70	35,00	
1,00 * F <sub>k</sub>		1350	13,5		13,67	33,97	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		11,05	31,35	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8		8,04	28,34	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2x500x2,2
Position:	4
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		8,34	28,64	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		10,71	31,01	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		13,25	33,55	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28		15,87	36,17	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5		18,27	38,57	
	1	3150	31,5		19,95	40,25	
	2	3150	31,5		20,38	40,68	
	5	3150	31,5		20,60	40,90	
	10	3150	31,5		21,22	41,52	
	15	3150	31,5		21,56	41,86	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35		23,23	43,53	
	1	3500	35		23,85	44,15	
	2	3500	35		24,50	44,80	
	5	3500	35		25,65	45,95	
	10	3500	35		26,70	47,00	
	15	3500	35		27,58	47,88	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	3850	38,5		31,15	51,45	
	1	3850	38,5		#NV	#NV	
	2	3850	38,5		#NV	#NV	
	5	3850	38,5		33,95	54,25	
	10	3850	38,5		#NV	#NV	
	15	3850	38,5		#NV	#NV	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42		38,00	58,30	
	1	4200	42		#NV	#NV	
	2	4200	42		#NV	#NV	
	5	4200	42		42,65	62,95	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2 x 500 x 2,2
Position:	3
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		300	3	0,50		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	1,95		1,45	
	1	700	7	2,23		1,73	
	2	700	7	2,48		1,98	
	5	700	7	2,70		2,20	
	10	700	7	2,94		2,44	
	15	700	7	3,08		2,58	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	5,30		4,80	
	1	1050	10,5	5,90		5,40	
	2	1050	10,5	6,30		5,80	
	5	1050	10,5	6,62		6,12	
	10	1050	10,5	6,95		6,45	
	15	1050	10,5	7,14	-0,08	6,64	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14		2,10	8,82	
	1	1400	14		3,25	9,97	
	2	1400	14		3,69	10,41	
	5	1400	14		4,01	10,73	
	10	1400	14		4,47	11,19	
	15	1400	14		4,75	11,47	
	20	1400	14		5,02	11,74	
	25	1400	14		5,30	12,02	
	30	1400	14		5,42	12,14	
	40	1400	14		5,68	12,40	
	50	1400	14		5,86	12,58	
	60	1400	14		6,12	12,84	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		4,78	11,50	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8		3,02	9,74	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		3,78	10,50	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		6,42	13,14	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5		8,80	15,52	
	1	1750	17,5		9,50	16,22	
	2	1750	17,5		10,02	16,74	
	5	1750	17,5	-0,60	10,36	17,08	
	10	1750	17,5	-0,10		17,58	
	15	1750	17,5	0,55		18,23	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	3,35		21,03	
	1	2100	21	4,30		21,98	
	2	2100	21	4,80		22,48	
	5	2100	21	5,62		23,30	
	10	2100	21	6,30		23,98	
	15	2100	21	7,05	-0,65	24,73	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5		1,75	27,13	
	1	2450	24,5		3,02	28,40	
	2	2450	24,5		3,87	29,25	
	5	2450	24,5		5,05	30,43	
	10	2450	24,5		5,95	31,33	
	15	2450	24,5	-0,56	6,82	32,20	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	1,75		34,51	
	1	2800	28	3,50		36,26	
	2	2800	28	4,58		37,34	
	5	2800	28	5,93		38,69	
	10	2800	28	7,61		40,37	
	15	2800	28	8,25		41,01	
	20	2800	28	8,95		41,71	
	25	2800	28	9,45	3,55	42,21	
	30	2800	28		3,88	42,54	
	40	2800	28		4,48	43,14	
	50	2800	28		5,08	43,74	
	60	2800	28		5,56	44,22	
	70	2800	28		5,93	44,59	
	80	2800	28		6,30	44,96	
	90	2800	28		6,52	45,18	
	100	2800	28		#NV	#NV	
	110	2800	28		7,10	45,76	
	120	2800	28		7,35	46,01	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		6,48	45,14	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		4,65	43,31	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	5,92	1,20	39,86	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	2,65		36,59	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2 x 500 x 2,2
Position:	3
Prüfkraft:	28 kN Zug geneigt

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	3,55		37,49	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	6,45		40,39	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	9,70	-0,72	43,64	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28		2,70	47,06	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5		5,20	49,56	
	1	3150	31,5		6,50	50,86	
	2	3150	31,5		7,55	51,91	
	5	3150	31,5	-0,50	9,10	53,46	
	10	3150	31,5	#NV		#NV	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	2,40		56,36	
	1	3500	35	4,65		58,61	
	2	3500	35	6,05		60,01	
	5	3500	35	9,10		63,06	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,40		53,56	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2 x 500 x 2,2
Position:	2
Prüfkraft:	28 Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	-0,90		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	700	7	-0,60		0,30	
	1	700	7	-0,58		0,32	
	2,5	700	7	-0,52		0,38	
	5	700	7	-0,50		0,40	
	10	700	7	-0,45		0,45	
	15	700	7	-0,44		0,46	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	1050	10,5	-0,10		0,80	
	1	1050	10,5	0,01		0,91	
	2	1050	10,5	0,09		0,99	
	5	1050	10,5	0,15		1,05	
	10	1050	10,5	0,20		1,10	
	15	1050	10,5	0,29		1,19	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	14	0,75		1,65	
	1	1400	14	0,85		1,75	
	2	1400	14	0,98		1,88	
	6	1400	14	1,08		1,98	
	10	1400	14	1,20		2,10	
	15	1400	14	1,24		2,14	
	20	1400	14	1,35		2,25	
	25	1400	14	1,40		2,30	
	30	1400	14	1,40		2,30	
	40	1400	14	1,45		2,35	
	50	1400	14	1,55		2,45	
	60	1400	14	1,58		2,48	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	1,04		1,94	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8	0,50		1,40	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7	0,78		1,68	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	1,54		2,44	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	1750	17,5	2,05		2,95	
	1	1750	17,5	2,22		3,12	
	2	1750	17,5	2,35		3,25	
	7	1750	17,5	2,51		3,41	
	10	1750	17,5	2,59		3,49	
	15	1750	17,5	2,62		3,52	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	2100	21	3,27		4,17	
	1,5	2100	21	3,70		4,60	
	2	2100	21	3,72		4,62	
	5	2100	21	3,97		4,87	
	10	2100	21	4,20		5,10	
	15	2100	21	4,43		5,33	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	2450	24,5	#NV		#NV	
	1	2450	24,5	#NV		#NV	
	2	2450	24,5	#NV		#NV	
	5	2450	24,5	#NV		#NV	
	10	2450	24,5	#NV		#NV	
	15	2450	24,5	#NV		#NV	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	28	6,95		7,85	
	1	2800	28	7,75		8,65	
	2	2800	28	8,35		9,25	
	5	2800	28	8,75		9,65	
	10	2800	28	9,32		10,22	
	17	2800	28	9,60		10,50	
	20	2800	28	9,71	-0,87	10,61	
	26	2800	28		-0,62	10,86	
	30	2800	28		-0,44	11,04	
	40	2800	28		-0,30	11,18	
	50	2800	28		-0,02	11,46	
	60	2800	28		0,15	11,63	
	70	2800	28		0,25	11,73	
	80	2800	28		0,30	11,78	
	90	2800	28		0,52	12,00	
	100	2800	28		0,56	12,04	
	110	2800	28		0,60	12,08	
	120	2800	28	3,60	0,62	12,10	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21	2,00		10,50	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14	0,70	4,25	9,20	
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		2,20	7,15	
0,10 * F <sub>k</sub>		280	2,8		0,60	5,55	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2 x 500 x 2,2
Position:	2
Prüfkraft:	28 Zug senkrecht

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		700	7		0,92	5,87	
1,00 * F <sub>k</sub>		1400	14		2,26	7,21	
1,50 * F <sub>k</sub>		2100	21		4,15	9,10	
2,00 * F <sub>k</sub>		2800	28	-0,90	6,45	11,40	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	3150	31,5	-0,40		11,90	
	1	3150	31,5	#NV		#NV	
	2,5	3150	31,5	0,90		13,20	
	7	3150	31,5	1,30		13,60	
	10	3150	31,5	1,45		13,75	
	15	3150	31,5	#NV		#NV	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	3500	35	2,45		14,75	
	1	3500	35	#NV		#NV	
	2	3500	35	3,50		15,80	
	5	3500	35	4,05		16,35	
	10	3500	35	#NV		#NV	
	15	3500	35	#NV		#NV	
2,75 * F <sub>k</sub>	0		0	#NV		#NV	
	1	0	0	#NV		#NV	
	2	0	0	#NV		#NV	
	5	0	0	#NV		#NV	
	10	0	0	#NV		#NV	
	15	0	0	#NV		#NV	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	4200	42	7,40		19,70	
	1	4200	42	#NV		#NV	
	2	4200	42	#NV		#NV	
	5	4200	42	10,00		22,30	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2x500x2,2
Position:	1
Prüfkraft:	56 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,10 * F <sub>k</sub>		280	5,6	0,60		0,00	
0,50 * F <sub>k</sub>	0	#NV	#NV	#NV		#NV	
	1	#NV	#NV	#NV		#NV	
	2	#NV	#NV	#NV		#NV	
	5	#NV	#NV	#NV		#NV	
	10	#NV	#NV	#NV		#NV	
	15	#NV	#NV	#NV		#NV	
0,75 * F <sub>k</sub>	0	#NV	#NV	#NV		#NV	
	1	#NV	#NV	#NV		#NV	
	2	#NV	#NV	#NV		#NV	
	5	#NV	#NV	#NV		#NV	
	10	#NV	#NV	#NV		#NV	
	15	#NV	#NV	#NV		#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>	0	700	14	3,60		3,00	
	1	700	14	3,75		3,15	
	2	700	14	3,81		3,21	
	5	700	14	3,98		3,38	
	10	700	14	4,17		3,57	
	16	700	14	4,28		3,68	
	20	700	14	4,32		3,72	
	25	700	14	4,41		3,81	
	30	700	14	4,47		3,87	
	42	700	14	4,60		4,00	
	50	700	14	4,62		4,02	
	63	700	14	4,71		4,11	
0,50 * F <sub>k</sub>		350	7	4,25		3,65	
0,10 * F <sub>k</sub>		140	2,8	3,75		3,15	
0,50 * F <sub>k</sub>		350	7	3,99		3,39	
1,00 * F <sub>k</sub>		700	14	4,70		4,10	
1,25 * F <sub>k</sub>	0	875	17,5	5,48		4,88	
	1	875	17,5	5,70		5,10	
	2	875	17,5	5,79		5,19	
	5	875	17,5	6,00		5,40	
	10	875	17,5	6,15		5,55	
	16	875	17,5	6,30		5,70	
1,50 * F <sub>k</sub>	0	1050	21	7,30		6,70	
	1	1050	21	7,66		7,06	
	2	1050	21	7,85		7,25	
	5	1050	21	8,15		7,55	
	10	1050	21	8,52		7,92	
	16,5	1050	21	8,70	0,25	8,10	
1,75 * F <sub>k</sub>	0	1225	24,5		1,20	9,05	
	1	1225	24,5		#NV	#NV	
	2	1225	24,5		1,70	9,55	
	5	1225	24,5		2,15	10,00	
	11	1225	24,5		2,42	10,27	
	16	1225	24,5		2,69	10,54	
2,00 * F <sub>k</sub>	0	1400	28		3,80	11,65	
	1	1400	28		4,25	12,10	
	2,5	1400	28		4,56	12,41	
	5	1400	28		4,79	12,64	
	10	1400	28		5,15	13,00	
	15	1400	28		5,34	13,19	
	21	1400	28		5,65	13,50	
	25	1400	28		5,70	13,55	
	30	1400	28		5,80	13,65	
	40	1400	28		6,02	13,87	
	50	1400	28		6,20	14,05	
	60	1400	28		6,36	14,21	
	72	1400	28		6,44	14,29	
	80	1400	28		6,54	14,39	
	92	1400	28		6,61	14,46	
	100	1400	28		6,69	14,54	
	112	1400	28		6,78	14,63	
	120	1400	28		6,82	14,67	
1,50 * F <sub>k</sub>		1050	21		#NV	#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>		700	14		5,72	13,57	
0,50 * F <sub>k</sub>		350	7		4,56	12,41	
0,10 * F <sub>k</sub>		140	2,8		3,27	11,12	

# Protokoll zur Prüfung von Schraubfundamenten



Universität der Bundeswehr München Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Baustelle: Schlichting

Datum: 16.03.2012

Typ:	2x500x2,2
Position:	1
Prüfkraft:	56 kN Druck

Laststufe	Zeit in min	Last in kg	Last in kN	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Verschiebung in mm	Bemerkungen
0,50 * F <sub>k</sub>		350	7		#NV	#NV	
1,00 * F <sub>k</sub>		700	14		4,52	12,37	
1,50 * F <sub>k</sub>		1050	21		5,75	13,60	
2,00 * F <sub>k</sub>		1400	28		7,05	14,90	
2,25 * F <sub>k</sub>	0	1575	31,5		8,05	15,90	
	1	1575	31,5		8,62	16,47	
	2,5	1575	31,5		8,78	16,63	
	5	1575	31,5		9,05	16,90	
	10	1575	31,5		9,46	17,31	
	15	1575	31,5	-0,20	9,60	17,45	
2,50 * F <sub>k</sub>	0	1750	35	0,70		18,35	
	1	1750	35	1,05		18,70	
	3	1750	35	1,30		18,95	
	5	1750	35	1,61		19,26	
	10	1750	35	1,95		19,60	
	20	1750	35	2,35		20,00	
2,75 * F <sub>k</sub>	0	1925	38,5	3,40		21,05	
	1	1925	38,5	3,80		21,45	
	2	1925	38,5	4,05		21,70	
	6	1925	38,5	4,65		22,30	
	10	1925	38,5	5,00		22,65	
	15	1925	38,5	5,40		23,05	
3,00 * F <sub>k</sub>	0	2100	42	6,40		24,05	
	1	2100	42	6,85		24,50	
	2	2100	42	7,35		25,00	
	5	2100	42	8,05		25,70	
	11	2100	42	8,76		26,41	
	17	2100	42	9,13	-0,15	26,78	
3,25 * F <sub>k</sub>	0	2275	45,5		1,25	28,18	
	1	2275	45,5		1,65	28,58	
	2	2275	45,5		2,20	29,13	
	5	2275	45,5		2,90	29,83	
	10	2275	45,5		3,62	30,55	
	15	2275	45,5		4,20	31,13	
3,50 * F <sub>k</sub>	0	2450	49		5,20	32,13	
	1	2450	49		#NV	#NV	
	2,5	2450	49		6,35	33,28	
	7,5	2450	49		7,30	34,23	
	10	2450	49		8,00	34,93	
	17	2450	49	-0,10	8,90	35,83	
4,00 * F <sub>k</sub>	0	2800	56	3,20		39,13	
	1	2800	56	4,60		40,53	

# Anhang 5

Bericht zur Messung der Kräfte und Verformungen an Schraubfundamenten  
an der Versuchsanlage auf dem Campusgelände in Flensburg



Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften

Universität der Bundeswehr München · 85577 Neubiberg · Germany



Telefon	+49 89 6004-4805
Telefax	+49 89 6004-4559
E-Mail	conrad.bole@unibw.de
URL	www.unibw.de/geotechnik
	18. Dezember 2014
	CB/RH - 12064

Klein-Windenergieanlagen des Typs  
„EasyWind DC“ mit Schraubfundamenten als  
Gründung für Turm und Seilabspannungen

**Bericht zur Messung der Kräfte und  
Verformungen an Schraubfundamenten  
an der Versuchsanlage  
auf dem Campusgelände Flensburg**

Erstellt im Auftrag:

EasyWind GmbH  
Lecker Straße 7 Gebäude 2c  
25917 Enge - Sande

---

<b>1</b>	<b>Zielsetzung</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Standort und Instrumentierung</b>	<b>3</b>
2.1	Standort und Windverhältnisse	3
2.2	Windenergieanlage	6
2.3	Voruntersuchung an einem Schraubfundament	7
2.4	Instrumentierung der Anlage	8
	2.4.1.1 Druckkraftmessung	8
	2.4.1.2 Zugkraftmessung	9
	2.4.1.3 Messung der Kopfverformung an Zugbelasteten Schraubankern	10
2.5	Messdatenerfassung	10
<b>3</b>	<b>Ergebnisse des Langzeitversuchs</b>	<b>11</b>
3.1	Windgeschwindigkeiten	11
3.2	Gemessene Seilkräfte	12
3.3	Verformungen der Schraubfundamente	14
3.4	Detailbetrachtung der Messwerte am 28.10.2013 (Orkan Christian)	15
<b>4</b>	<b>Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse</b>	<b>19</b>

## 1 Zielsetzung

Die Klein-WEA EasyWind DC 6 an der Campushalle in Flensburg dient der EasyWind GmbH zur Erfassung der produzierten Strommenge in Abhängigkeit der Umweltparameter.

Ziel der weiteren Instrumentierung war es, die zyklischen Einwirkungen auf die Fundamente sowie die resultierenden Verformungen realitätsnah zu ermitteln. Aus den gewonnenen Daten werden anschließend charakteristische Belastungsszenarien zur Bewertung des zyklischen Tragverhaltens der eingesetzten Schraubfundamente abgeleitet.

Zur Ermittlung der Daten war es notwendig, die Anlage mit 4 Zugkraftaufnehmern und einem Druckkraftaufnehmer zu versehen. An zwei Schraubfundamentköpfen in der Hauptwindrichtung wurden zusätzlich Wegaufnehmer installiert.

## 2 Standort und Instrumentierung

### 2.1 Standort und Windverhältnisse

Die Versuchsanlage steht auf dem Campus der Fachhochschule Flensburg auf einem künstlich aufgeschütteten Hügel. Gemäß DIN EN 1991-1-4/NA liegt das Gebiet in der Windzone 3. Das umliegende Gelände ist der Kategorie II bis III zuzuordnen.

Nach DIN EN 1991-1-4/NA ergibt sich die Basiswindgeschwindigkeit zu:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o}$$

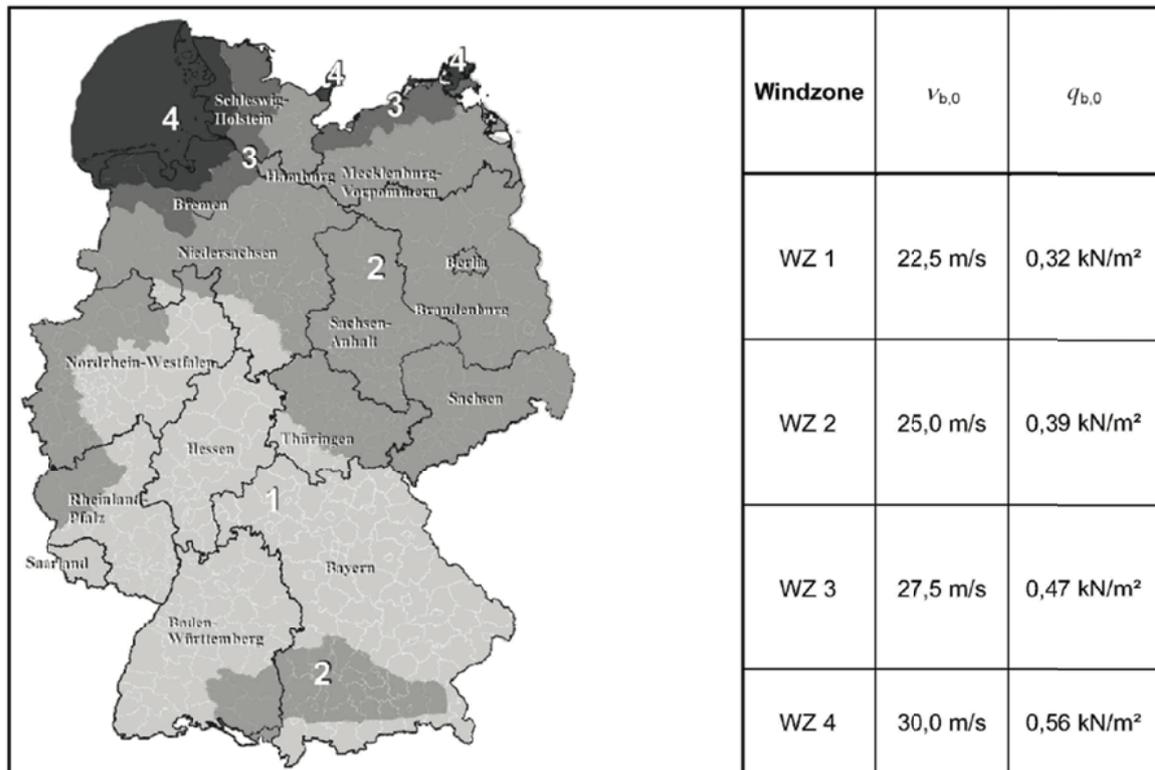
mit:

$v_{b,o}$  Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit (vgl. Abbildung 1)

$c_{dir}$  Richtungsfaktor = 1,0

$c_{season}$  Jahreszeitenbeiwert = 1,0

Die Basiswindgeschwindigkeit beträgt somit 27,5 m/s. Dies ist die mittlere 10-minütige Windgeschwindigkeit mit einer jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit von 2 % bezogen auf eine Höhe von 10 m über flachem offenem Gelände ggf. unter Berücksichtigung der Meereshöhe.



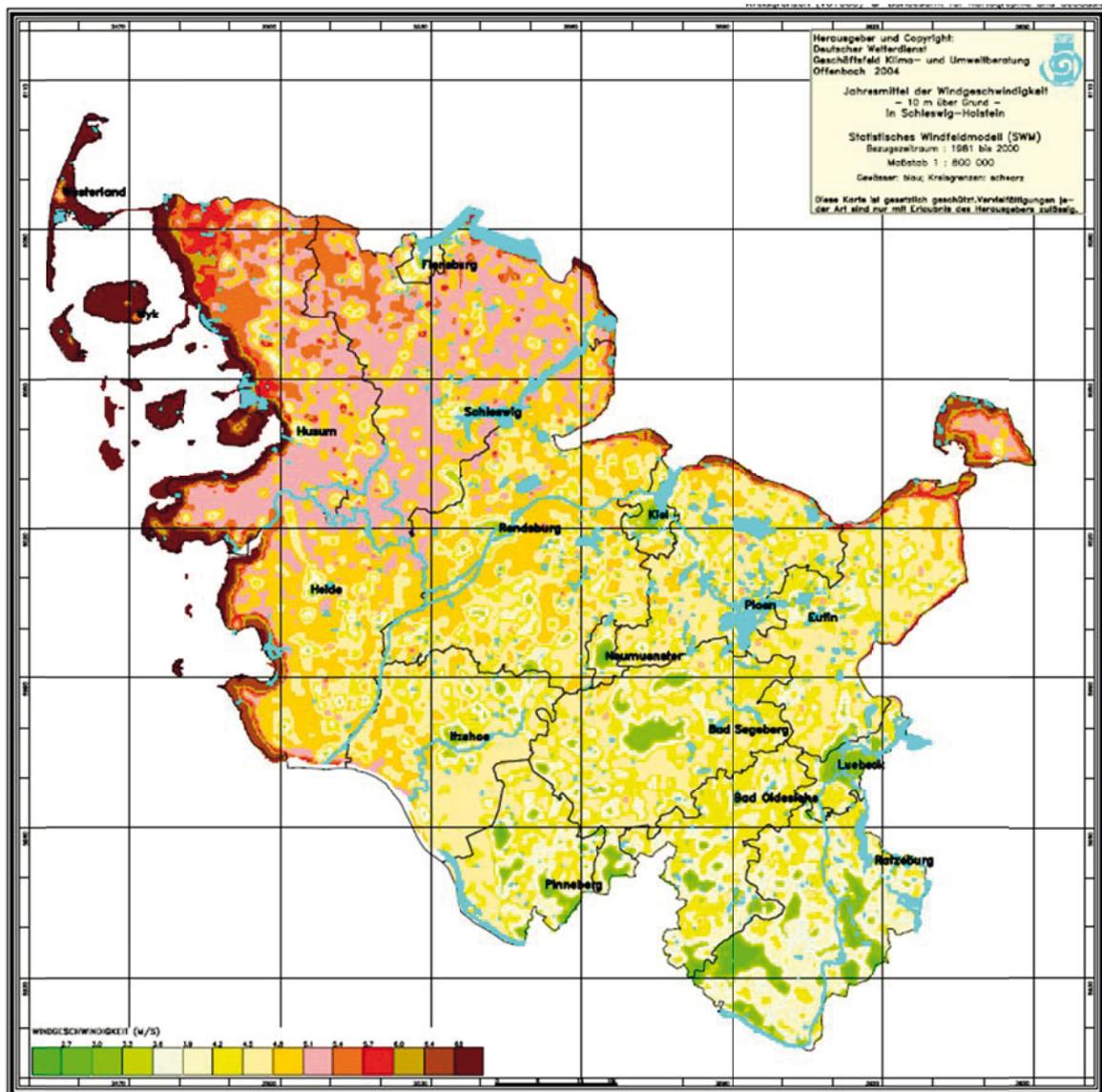
**Abb. 1:** Windzonen in Deutschland

Die mittlere Windgeschwindigkeit, und die Böenwindgeschwindigkeit können vereinfacht nach DIN EN 1991-1-4/NA Tabelle NA.B.2 für eine von Höhe  $z = 10$  m über Grund (Höhe des Windmessmasts) wie folgt ermittelt werden:

$$v_m = 1,00 \cdot v_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,16} = 27,5 \text{ m/s}$$

$$v_p = 1,61 \cdot v_b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,12} = 44,3 \text{ m/s}$$

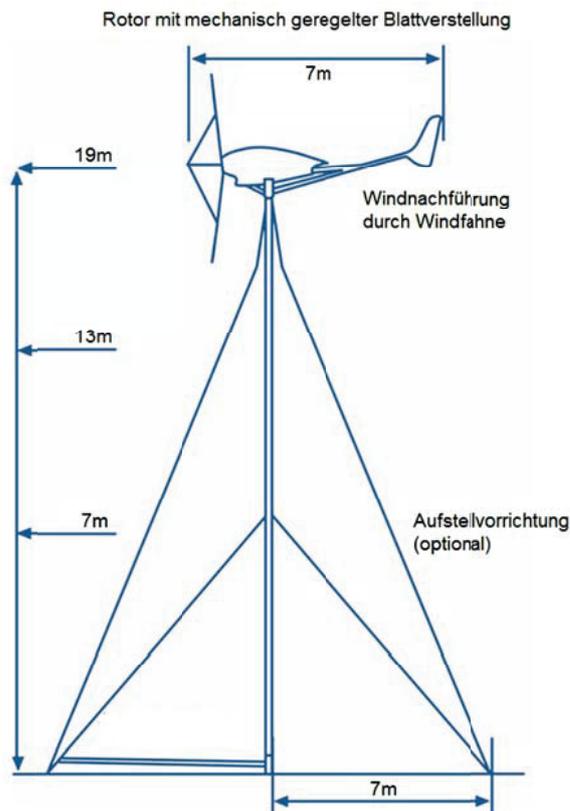
Neben der Darstellung der Windverhältnisse nach DIN EN 1991-1-4/NA, die für die bautechnische Bemessung maßgebend ist, ist in Abbildung 2 das Jahresmittel der Windgeschwindigkeit angegeben. Für den Standort der Klein-WEA beträgt das langjährige Mittel etwa 5 m/s.



**Abb. 2:** Jahresmittel der Windgeschwindigkeit 1961-2000, Hrsg.: Deutscher Wetterdienst

## 2.2 Windenergieanlage

Die EasyWind DC 6 ist eine Klein-Windenergieanlage (KWEA) mit 6 m Rotordurchmesser und einer Nabhöhe von 19 m her. Die Gondel der Anlage wird auf einem dreiteiligen Stahlrohrmast montiert. Der Mast wird zum Abtrag der Horizontallasten über eine Seilkonstruktion abgespannt (siehe Abbildung 3).



**Abb. 3:** Schematische Darstellung der Kleinwindkraftanlage "EasyWind 6";  
Quelle: <http://www.easywind.org/produkt/aufbauskitze>

Zur Gründung des druckbelasteten Rohrturms sowie zur Abtragung der Seilkräfte werden Schraubfundamente verwendet. Diese bieten aufgrund der schnellen und einfachen Installation wirtschaftliche und baubetriebliche Vorteile im Vergleich zu konventionellen Betonfundament-Flachgründungen.

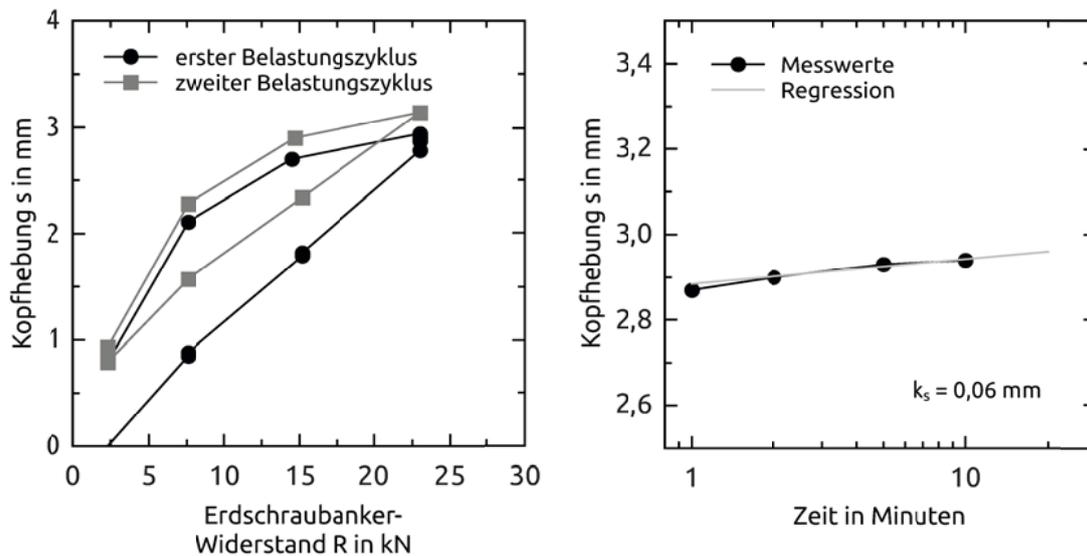
Die Versuchsanlage auf dem Campusgelände der FH-Flensburg wurde im Jahr 2010 errichtet und dient zur Messung des Energieertrags der Anlage. Abweichend von der üblichen Konstruktion wurde der Turm der Versuchsanlage auf einem (zur Errichtungszeit bereits vorhandenen) Betonfundament gegründet (vgl. Abbildung 4).



**Abb. 4:** links: Standort der Versuchsanlage (linke Anlage); rechts: Gründung des Turms auf vorhandenem Betonfundament

### 2.3 Voruntersuchung an einem Schraubfundament

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurden an einem Schraubfundament im November 2011 Probelastungen durchgeführt. Das geprüfte Schraubfundament wurde bereits im Juli 2010 eingebaut und wird seitdem durch die Klein-WEA belastet. Zum Zeitpunkt der Installation wurde seitens der Aufsichtsbehörden nur eine Prüflast von 23 kN gefordert, weshalb der Belastungszyklus angepasst wurde. Beim Auswerten der Messwerte, welche in Abbildung 5 dargestellt sind, zeigt sich ein im Vergleich zu Versuchen an erstbelasteten Schraubfundamenten geändertes Verformungsverhalten während der Lastaufbringung. Die Kurve weist einen annähernd linearen Verlauf auf. Unter der Last von 23 kN ergibt sich eine Kopfverschiebung von 2,78 mm. In der Beobachtungszeit von 10 min wurde ein Kriechen von 0,16 mm gemessen. Das Kriechmaß ist mit 0,06 mm vergleichsweise gering. Die Entlastungskurve hat einen gekrümmten Verlauf. Nach der Entlastung ergibt sich eine bleibende Verformung von 0,79 mm. Im anschließenden, zweiten Lastzyklus ist die Belastungskurve ebenfalls annähernd linear. Die Kopfverschiebung ist 0,2 mm größer als am Ende des ersten Belastungszyklus. Nach der Entlastung ergibt sich ein Zuwachs der bleibenden Verformungen um weitere 0,14 mm.



**Abb. 5:** Ergebnisse des Zugversuches am Standort Campushalle (unter 30° geneigtes Schraubfundament an bestehender Anlage)

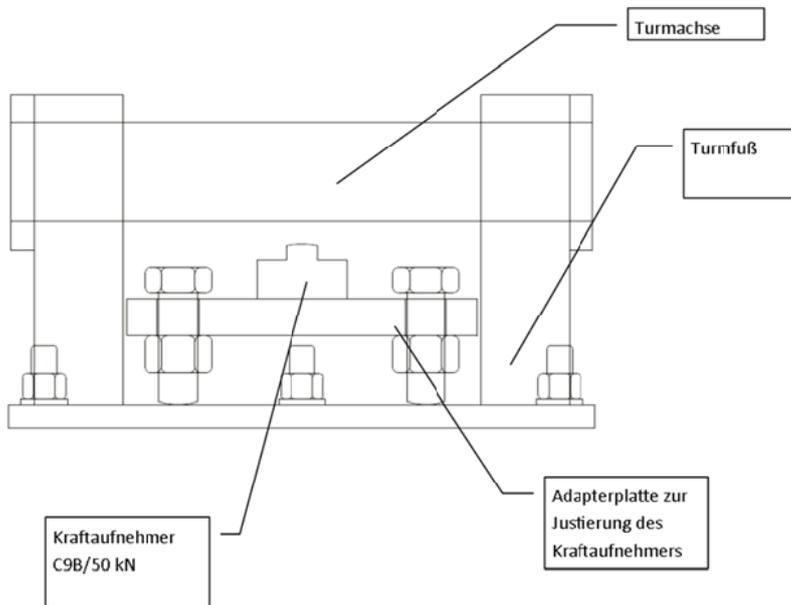
## 2.4 Instrumentierung der Anlage

Die Versuchsanlage wurde mit folgenden Aufnehmern ausgestattet:

- 4 x Zugkraftaufnehmer Typ HBM S9M 20 kN in den Seilen der Abspannung
- 1 x Druckkraftaufnehmer Typ HBM C9B 50 kN unter dem Turmfuß
- 1 x Windmessmast mit Anemometer Typ Thies Modell First Class Advanced Art. Nr 4.3351.00.161 MB 0,3..75 m/s, 0..10V
- 2 x Verformungsaufnehmer Typ HBM WI/10mm-T an den Ankerköpfen bei den Zugaufnehmern 1 und 2
- Messaufnehmer HBM Quantum MX 840

### 2.4.1.1 Druckkraftmessung

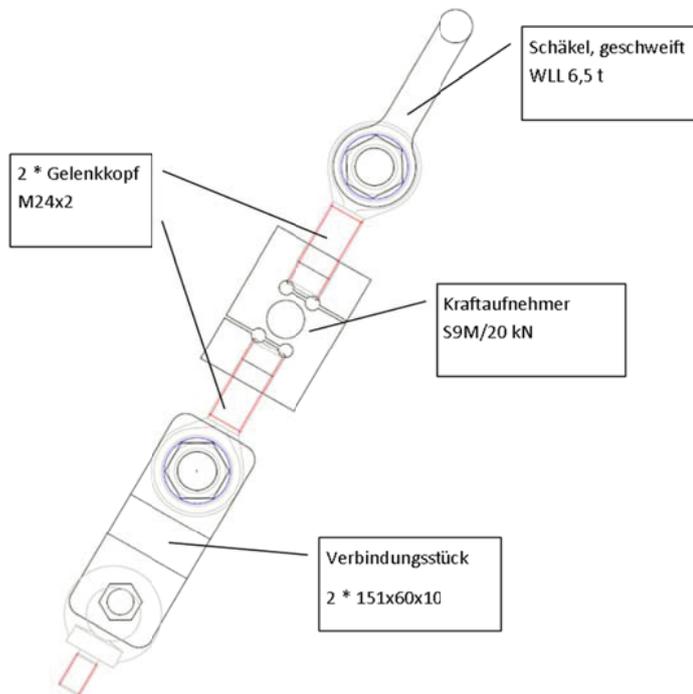
Unterhalb des Turmfußes wurde zur Messung der Druckkraft eine Kraftmessdose vom Typ HBM C9B installiert. Der Kraftaufnehmer wurde zwischen dem Turmfuß und dem Masten eingebaut und mittels einer verstellbaren Vorrichtung belastet. Die Anordnung der wesentlichen Bauteile ist in Abbildung 6 schematisch dargestellt.



**Abb. 6:** Schematische Darstellung der Druckkraftmessung unter dem Turm

#### 2.4.1.2 Zugkraftmessung

Zur Messung der Zugkraft wurde zwischen der Ringschraube am Schraubfundamentkopf und den Drahtseilabspannungen ein Kraftaufnehmer vom Typ S9M der Firma HBM mit einer Nennlast von 20 kN eingebaut. Zur zentrischen Lasteinleitung wurden entsprechende Gelenkköpfe montiert. Eine schematische Darstellung ist in Abbildung 7 gezeigt.



**Abb. 7:** Schematische Darstellung der Zugkraftmessvorrichtung

#### 2.4.1.3 Messung der Kopfverformung an Zugbelasteten Schraubankern

Zur Messung der Kopfverformung wurden zwei induktive Wegaufnehmer vom Typ HBM WI/10mm-T verwendet. Die Wegaufnehmer waren dazu jeweils an einer unverschieblichen Halterung zu befestigen.

### 2.5 Messdatenerfassung

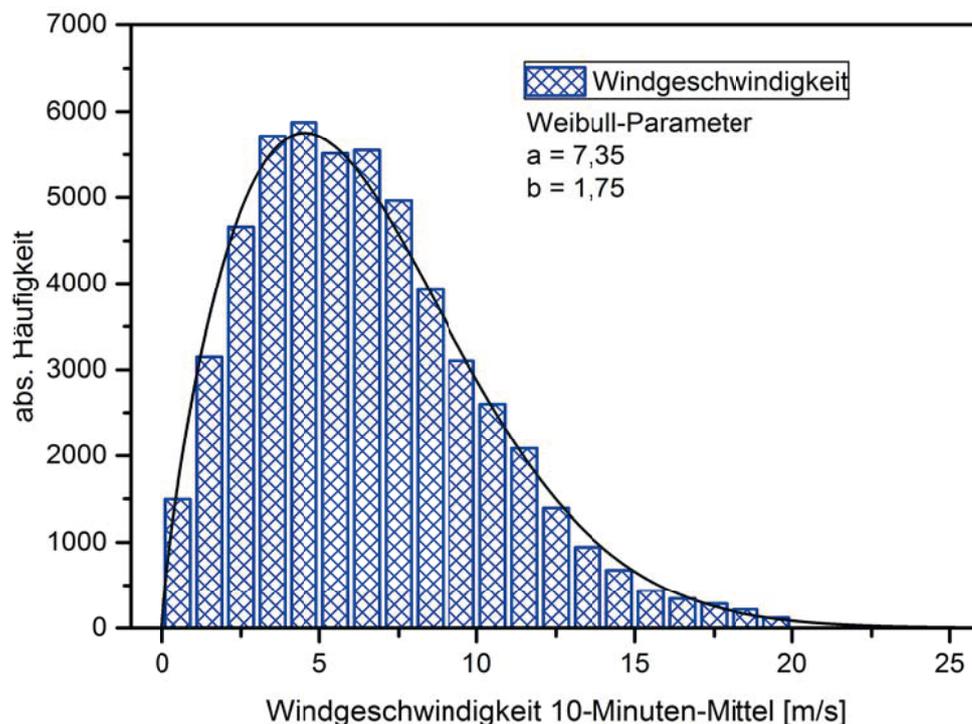
Die Aufzeichnung der Messdaten erfolgte mittels eines an den Messverstärker angeschlossenen PC. Als Software wurde das Programm CATMAN verwendet. Dieses bietet umfangreiche Optionen zur Gestaltung der Messdatenerfassung. Die Messung wurde im Normalfall mit einer Messrate von 10 Hz durchgeführt. Da diese Messrate für eine Langzeitmessung zu unverhältnismäßig großen Datenmengen führt, wurden nur die Maximal- und Minimalwerte für ein Zeitintervall von 0,5 sec bis 1,0 sec. aufgezeichnet, was zu etwa 100.000 Messpunkten je Aufnehmer und Tag führt. Die Sicherung der Messdaten erfolgte täglich. Zur weiteren Verarbeitung wurden für die einzelnen Tage die Mittelwerte und die Maximal- und Minimalwerte über ein 10-Minuten-Intervall gebildet. Für den Messzeitraum vom 30.11.2011 bis 11.02.2014 ergeben sich in der Zusammenfassung etwa 53.000 fortlaufende Messwerte.

An einigen Tagen, an denen besondere Windereignisse durch den Wetterdienst vorhergesagt wurden, wurden die Messrate und das Speicherintervall erhöht, um so die dynamischen Effekte bei Starkwind genau zu erfassen.

### 3 Ergebnisse des Langzeitversuchs

#### 3.1 Windgeschwindigkeiten

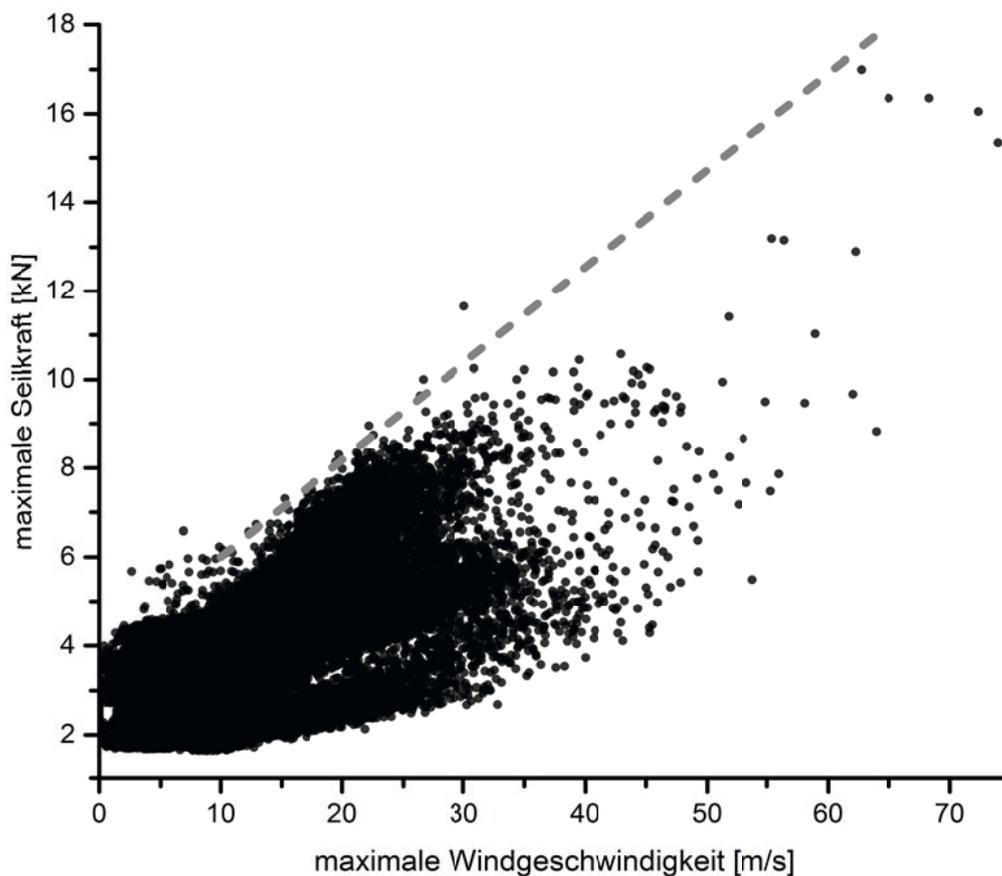
In Abbildung 8 ist die Häufigkeitsverteilung der gemessenen mittleren Windgeschwindigkeit dargestellt. Erwartungsgemäß stellt sich einer Verteilung ein, die mit der Weibullverteilung gut approximiert werden kann. Als Weibull-Parameter wurden  $a$  bzw.  $\lambda = 7,35$  und  $b$  bzw.  $k = 1,75$  berechnet. Der Mittelwert der Windgeschwindigkeit beträgt  $6,56$  m/s und der Median  $6,04$  m/s. Als Maximalwert wurde eine Windspitze mit einer Geschwindigkeit im Bereich von ca.  $70$  m/s am 28.10.2013 erfasst. Die zugehörige Windgeschwindigkeit im 10-Minuten-Mittel betrug  $38$  m/s. Zu beachten ist, dass die hier im Bericht angegebene maximale Windgeschwindigkeit nicht der Definition einer Windböe entspricht, die je nach Quelle über einen Zeitraum von  $2$  s bis  $4$  s zu mitteln ist.



**Abb. 8:** Häufigkeitsverteilung des 10-Minuten-Mittels der Windgeschwindigkeit im Messzeitraum vom 30.11.2011 bis 11.02.2014

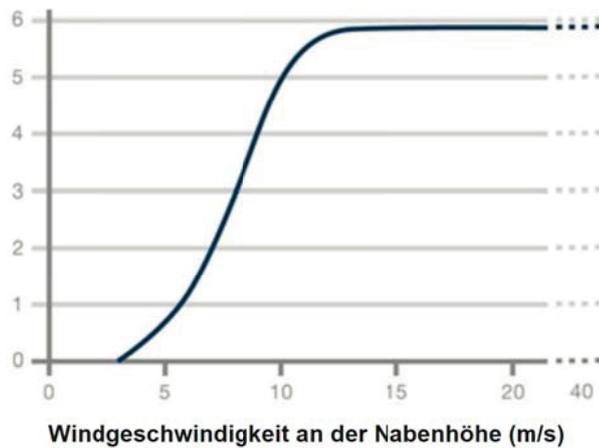
### 3.2 Gemessene Seilkräfte

In Abbildung 9 ist die gemessene maximale Seilkraft, d.h. der Größtwert aus allen 4 Seilen dargestellt. Bis zu einer maximalen Windgeschwindigkeit von ca. 12,5 m/s liegen die maximalen Seilkräfte zwischen 2,5 kN (der Vorspannkraft) und 5 kN. Im Abschnitt zwischen 12,5 m/s und 17,5 m/s ist ein deutlicher Anstieg der maximalen Seilkräfte erkennbar. Dieser Anstieg korrespondiert mit der Leistungskurve der Klein-WEA, vgl. Abbildung 10. Im weiteren Verlauf steigt die Seilkraft annähernd linear mit der Windgeschwindigkeit. Bei Windgeschwindigkeitsspitzen von ca. 70 m/s liegt die maximale Seilkraft bei etwa 16 kN. Weiterhin ist eine Zweiteilung der Punkteschar zu erkennen. Dies ist den unterschiedlichen Anströmungsrichtungen geschuldet. Die obere Punkteschar repräsentiert dabei eine Anströmungsrichtung, durch die nur ein einzelnes Seil belastet wird. Die untere Punkteschar resultiert aus einer um bis zu 45° versetzten Anströmung, bei der sich die Lasten auf 2 Seile verteilen.



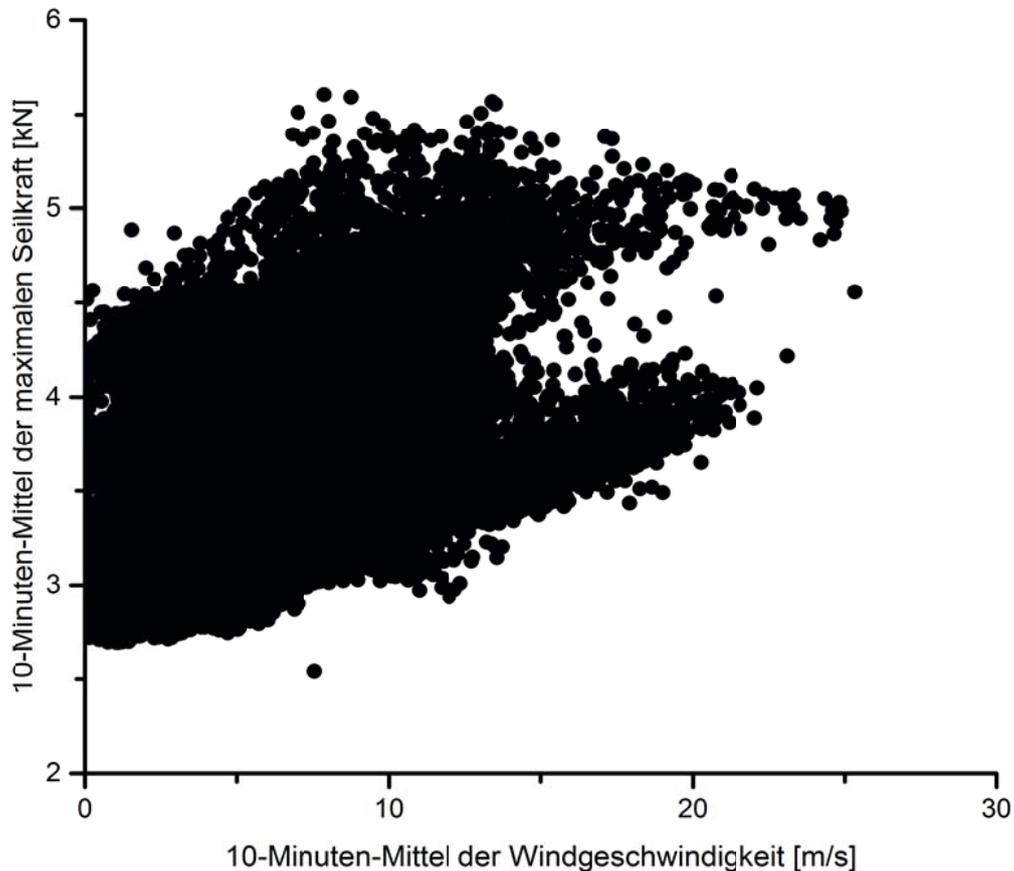
**Abb. 9:** Maximalwert der gemessenen Seilkräfte in Abhängigkeit der zugehörigen maximalen Windgeschwindigkeit

Leistung (kW)



**Abb. 10:** Leistungskurve der EasyWind DC 6

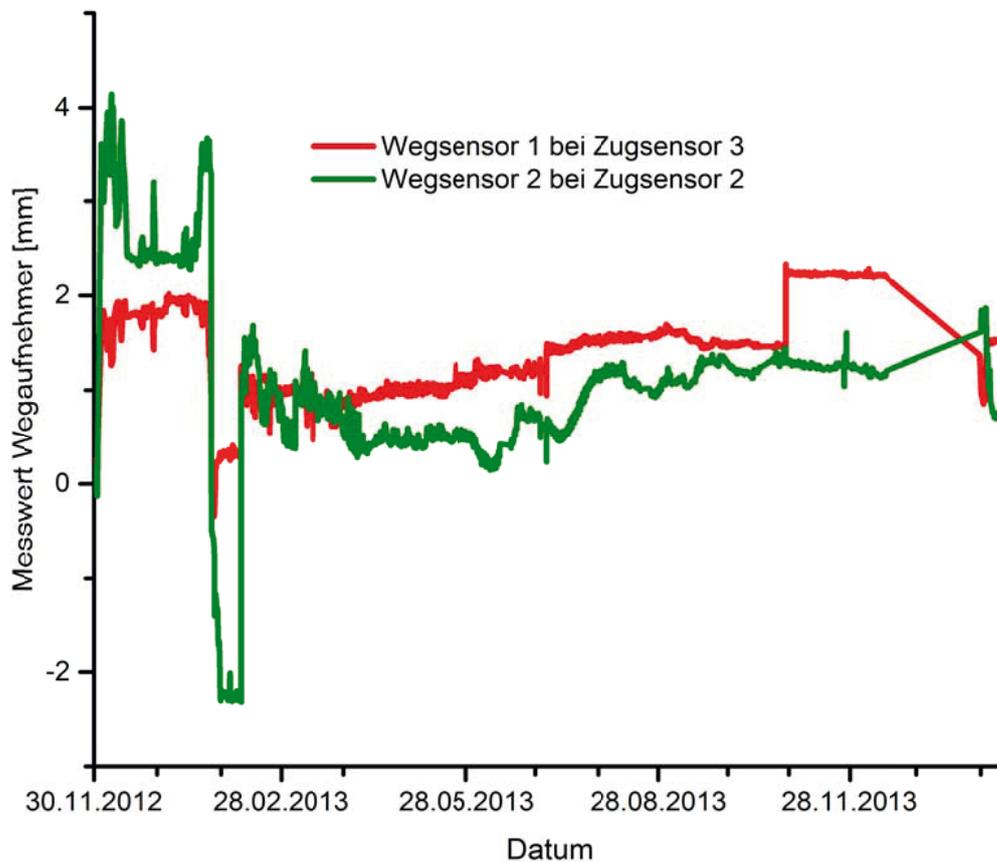
In Abbildung 11 ist weiterhin die über ein Intervall von 10 Minuten gemittelte maximale Seilkraft über die zugehörige mittlere Windgeschwindigkeit dargestellt. Im Vergleich zu den Maximalwerten sind die Mittelwerte deutlich geringer. Bis zu einer mittleren Windgeschwindigkeit von ca. 7,5 m/s liegen die Messwerte der mittleren Seilkraft zwischen 2,3 kN und 4 kN. Danach ist bis zu einer mittleren Windgeschwindigkeit ca. 13 m/s ein Anstieg der Seilkraft auf etwa 5,5 kN zu verzeichnen. Im weiteren Verlauf steigt dieser Wert nicht weiter an. Auch dieses Verhalten lässt sich mit der Bauweise bzw. Leistungskurve erklären. Der Anstieg resultiert aus der steigenden Leistung der Klein-WEA bei Windgeschwindigkeiten zwischen 5 m/s und 12 m/s. Bei zunehmender Windgeschwindigkeit wird durch die Pitch-Verstellung die Leistung der Anlage begrenzt, wodurch die mittlere Belastung in etwa konstant bleibt.



**Abb. 11:** Mittelwert der gemessenen Seilkraft des am stärksten belasteten Seils in Abhängigkeit der zugehörigen mittleren Windgeschwindigkeit

### 3.3 Verformungen der Schraubfundamente

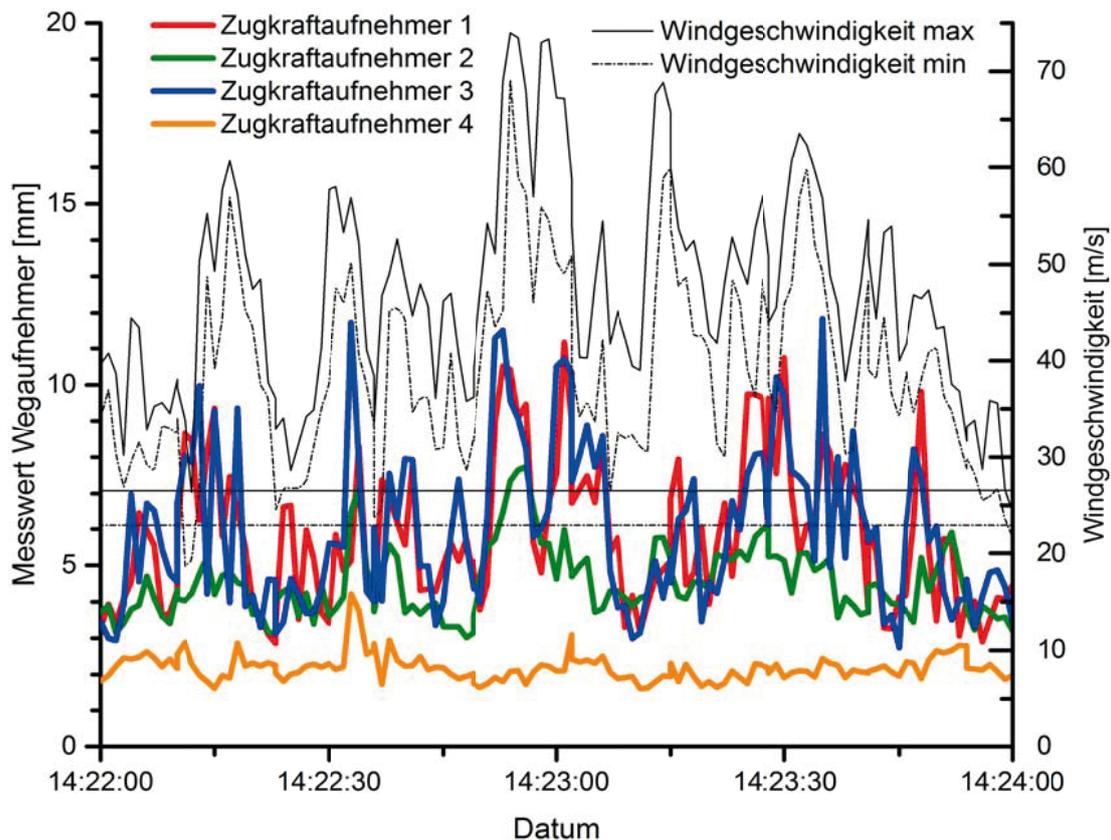
In Abbildung 12 sind die gemessenen Verformungen während des Messzeitraums abgetragen. Auffällig sind größere Verformungen Ende Januar / Anfang Februar 2013. Hier werden für beide Sensoren erst eine Senkung und dann eine Hebung der Schraubfundamente angezeigt. Da im betreffenden Zeitraum keine besonders starken Windverhältnisse vorherrschten, sind die Beobachtungen auf Hebungen und Senkungen der Wegaufnehmer infolge des Gefrierens des Bodens zurückzuführen. Eine weitere Auffälligkeit ergibt sich für den 28.10.2013, an dem das in Abschnitt 3.1 beschriebene Starkwinderignis beobachtet wurde. Dadurch wurde der das Schraubfundament bei Wegsensor 1 um etwa 0,8 mm angehoben. Diese Verformungen blieben über einen längeren Zeitraum, bis zur Unterbrechung der Messung am 15.12.2013, bestehen.



**Abb. 12:** Messwerte der Wegaufnehmer im Beobachtungszeitraum

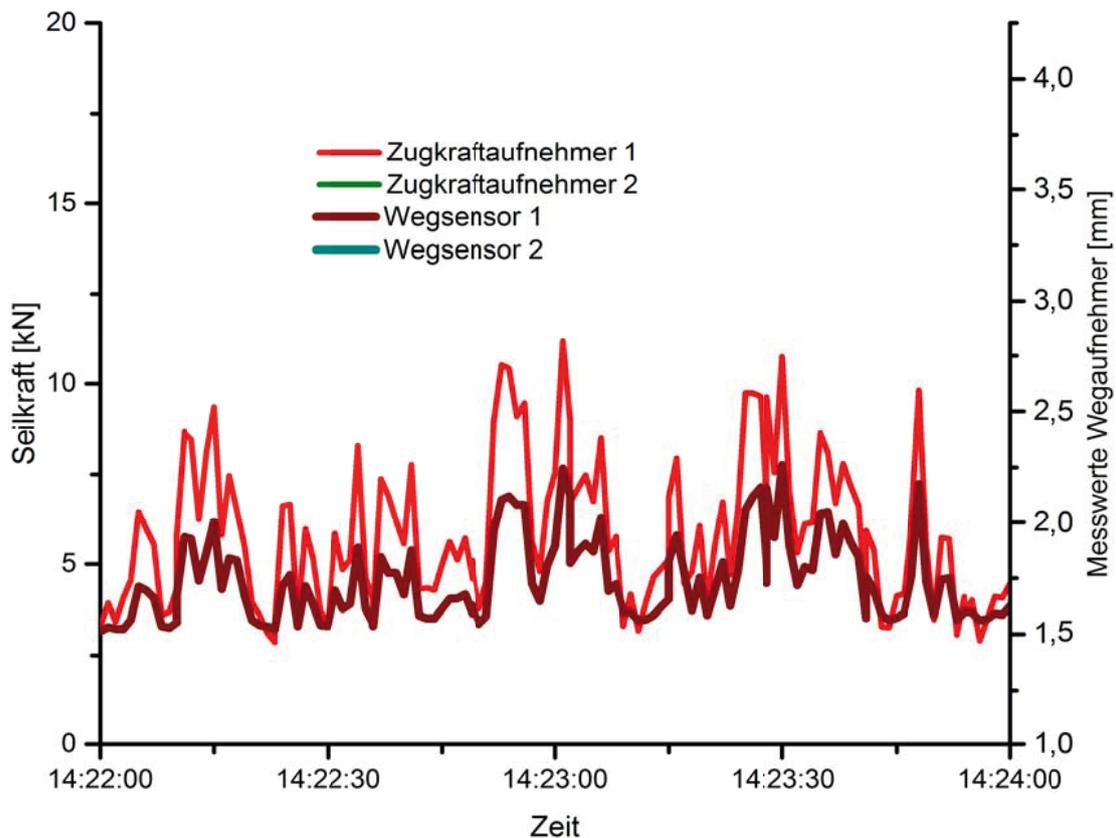
### 3.4 Detailbetrachtung der Messwerte am 28.10.2013 (Orkan Christian)

In Abbildung 13 ist der Zusammenhang zwischen der Windgeschwindigkeit und gemessenen Seilkraft für einen Zeitraum von 2 Minuten dargestellt. In diesen Zeitraum sind Windspitzen mit bis zu 73 m/s gemessen wurden. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Kurvenverläufe der Windgeschwindigkeit und der belasteten Seile korrespondieren. Allerdings besteht keine direkte Proportionalität zwischen den Werten. Durch Änderung der Windrichtung ändert sich auch die Verteilung der Kräfte zwischen den Seilen. Weiterhin wird die Einwirkung aus Wind durch Schwingungen der Anlage überlagert.



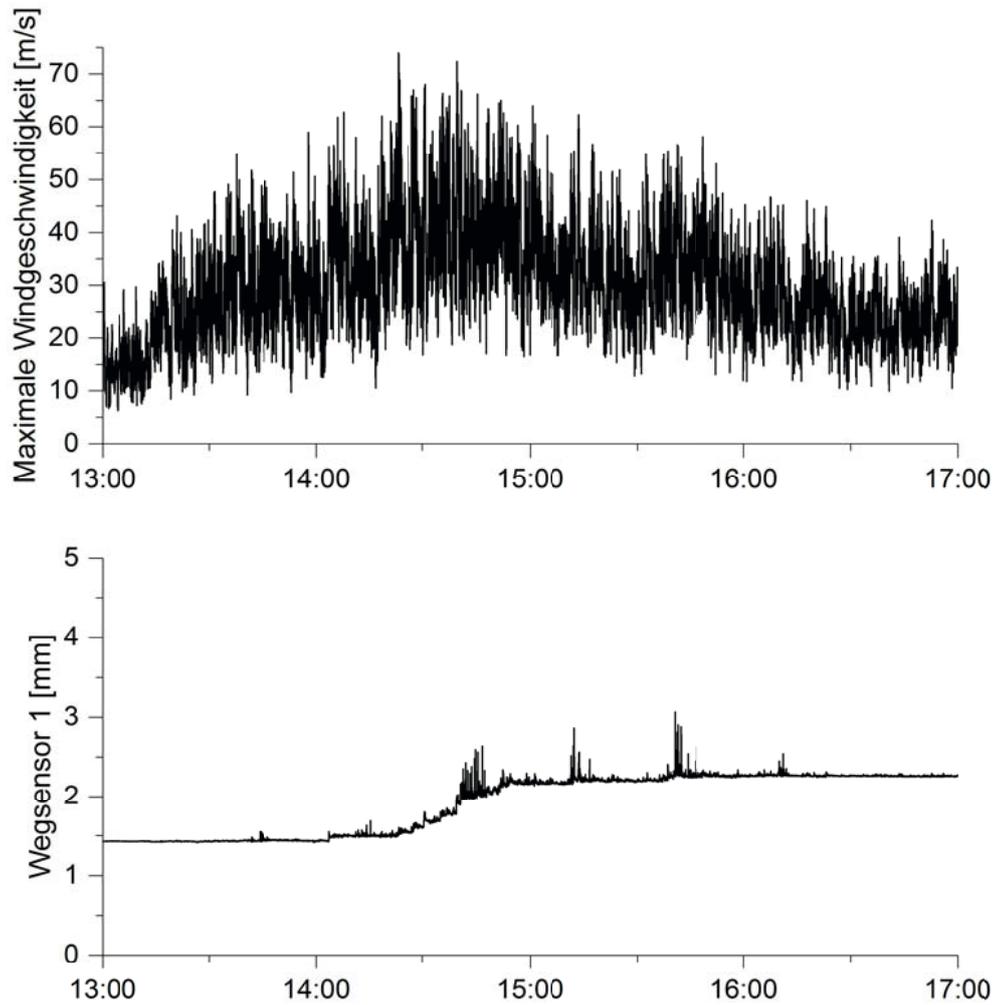
**Abb. 13:** Zusammenhang zwischen den Seilkräften und der Windgeschwindigkeit, Detailbetrachtung 28.10.2013 14:22 bis 14:24

Für den gleichen Zeitraum ist in Abbildung 14 der Zusammenhang zwischen der Kraft des Zugkraftaufnehmers 1 und dem Wegsensor 1 dargestellt. Insgesamt kann ein vorwiegend elastisches Verhalten des Schraubfundaments beobachtet werden. Die Verformungen folgen der Be- und Entlastungskurve des Kraftaufnehmers. Allerdings gibt es auch einen geringen Anteil plastischer Akkumulationen. Zu Beginn des betrachteten Zeitabschnitts beträgt der Messwert des Wegaufnehmers 1,53 mm. Am Ende des Zeitraums beträgt dieser 1,58 mm bei etwa gleicher Belastung. Insgesamt haben sich durch die hohen Belastungen an diesem Tag plastische Verformungen von 0,8 mm akkumuliert.



**Abb. 14:** Zusammenhang zwischen den Seilkräften und der Verformung, Detailbe-  
trachtung 28.10.2013 14:22 bis 14:24

Zur Veranschaulichung des Effekts ist nochmals in Abbildung 15 ein größerer Zeitaus-  
schnitt dargestellt. Zu Beginn liegt der Messwert des Wegaufnehmers bei 1,46 mm. In  
der Anfangsphase bis ca. 14:00 sind keine auffälligen Verformungsänderungen zu beob-  
achten. Zwischen 14:00 und 15:00 führen dann die hohen Windgeschwindigkeiten zu  
einer deutlichen Zunahme der Verformungen. Die elastischen Ausschläge des Wegauf-  
nehmers reichen bis zu 2,7 mm. Ab 15:00 gibt es nur noch geringe Zunahmen der plasti-  
schen Verformung. Gegen 15:45 sind nochmals deutliche Ausschläge bei der Verfor-  
mungsmessung zu erkennen, allerdings führen diese zu keiner weiteren plastischen  
Verformung.



**Abb. 15:** Zusammenhang zwischen der Windgeschwindigkeit und der Verformung, Detailbetrachtung 28.10.2013 13:00 bis 17:00

#### 4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Im vorliegenden Bericht wurden die Ergebnisse einer Langzeitmessung an einer Klein-WEA Typ EasyWind DC 6 vorgestellt. Über einen Zeitraum von einem Jahr und 2 Monaten wurden an der Anlage die Kräfte in den Seilabspannungen und die Verformungen ausgewählter Schraubfundamente gemessen.

Aufgrund der gemessenen Windgeschwindigkeiten und deren Häufigkeitsverteilung kann davon ausgegangen werden, dass die Messwerte repräsentativ für die Windzone sind. Am 28.10.2013 zog das Orkantief Christian über den Norden Deutschlands, das zu den stärksten, in Deutschland gemessenen Orkanen zählt. Auch hier wurden kontinuierlich Messwerte aufgezeichnet.

Die Auswertung der Seilkraftmessung zeigte, dass Kräfte der Seilabspannungen üblicherweise im Bereich unterhalb von 12 kN liegen, was die Annahmen der statischen Berechnung (*Rohrturmstatik für Easy Wind 6 AC / DC*, P. E. Concepts GmbH, August 2011) bestätigt. Nur bei starken Orkanen, wie am 28.10.2013 konnten höhere Kräfte gemessen werden. An diesem Tag wurden Kraftspitzen von bis zu 10 kN gemessen, im Vergleich dazu wurde in der Statik der Bemessungswert (bereits mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt) mit  $E_d = 16,7$  kN angegeben. Die Sicherheit auf der Einwirkungsseite war damit nahezu ausgeschöpft.

Die Verformungsmessungen zeigen, dass bei normalen Windverhältnissen keine plastischen Verformungen akkumuliert werden. Eine solche zyklische Akkumulation konnte nur während des Orkans am 28.10.2013 beobachtet werden. Die Verformungen waren mit 0,8 mm jedoch gering und hatten keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Allerdings war im Anschluss eine Verringerung der Vorspannkraft zu beobachten.

Im Hinblick auf unser *Sachverständigengutachten zur Verwendung von Schraubfundamenten zur Gründung der Klein-Windenergieanlage Easy Wind 6 AC / DC als Grundlage für die Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall* vom 31.07.2012 ergibt sich aus den vorgenommenen Messungen kein Änderungsbedarf. Die Beobachtungen vom 28.10.2013 verdeutlichen jedoch, dass besonders die wiederkehrenden Prüfungen der Seilabspannungen für einen dauerhaften Erhalt der Vorspannung unverzichtbar sind.

  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley



  
Dipl.-Ing. Robert Höppner