

Einfluss der Zeit auf das Tragverhalten von Fertigteilrammpfählen aus Stahlbeton

Dr.-Ing. Lars Vavrina, Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann, Dipl.-Ing. Peter Wardinghus MBA
Aarsleff-Grundbau, Hamburg
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann
Institut für Geotechnik (IGS), Universität Stuttgart

1 Motivation

Im Rahmen des Umbaus eines alten Hamburger Kaispeichers in die neue Hamburger Elbphilharmonie wurden mehrere 42 Jahre alte Ortbetonrammpfähle einer wiederholten statischen Probelastung unterzogen und ein Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes sowie ein steiferes Tragverhalten der Pfähle festgestellt (Grabe & König, 2006). Als Ursachen für den positiven Einfluss der Zeit auf das Tragverhalten wurden insbesondere Konsolidierungsvorgänge in bindigen Böden sowie einen Anstieg der Radialspannungen infolge der Relaxation der bei der Einbringung der Pfähle entstandenen Gewölbewirkung angegeben. Diese zeitabhängige Verbesserung des Tragverhaltens konnte für den Umbau technisch und wirtschaftlich genutzt werden.

Der zeitabhängige Zuwachs des Pfahlwiderstandes ist allerdings nicht nur bei einem Umbau oder einer Erweiterung von Bauwerken interessant, sondern kann bereits bei der Bemessung von Pfahlgründungen mit Fertigrammpfählen für eine technische und wirtschaftliche Optimierung berücksichtigt werden. Entsprechende Ansätze haben sich bei Offshore-Anwendungen bereits etabliert. Eine wichtige Voraussetzung dafür ist allerdings eine zutreffende Prognose dieses Effektes. Mit Fokus auf Fertigteilrammpfähle aus Stahlbeton werden hierzu nachfolgend neuere Untersuchungen und Ansätze vorgestellt.

Zur Vorhersage der zeitabhängigen Zuwächse des axialen Pfahlwiderstandes gibt es in der Literatur verschiedene Ansätze, die in folgendem Beitrag nach einer Beschreibung des Anwachseffektes, zusammenfassend vorgestellt werden. Darauf aufbauend werden diese Prognosemodelle mit Ergebnissen aus eigenen Feldversuchen sowie projektbezogenen Messungen verglichen und bewertet. Ziel dieser Bewertung ist die Herleitung eines Ansatzes mit dem die zeitabhängigen Zuwächse unter Berücksichtigung von Bodenart und Boden-

eigenschaften prognostiziert und so bei der Bemessung bzw. bei der Bewertung von Probebelastungen berücksichtigt werden können.

2 Beschreibung des Anwachseffektes

Aus verschiedenen Untersuchungen und Veröffentlichungen (z.B. Jardine et al., 2006; Karlsrud et al., 2014; Gavin et al., 2015) ist bekannt, dass der axiale Pfahlwiderstand von Verdrängungspfählen weitgehend unabhängig vom Pfahlwerkstoff in nahezu allen Bodenarten zeitvariant zunimmt. Aktuelle Untersuchungen zeigen, dass der Einbringprozess einen Einfluss auf diesen Effekt hat, da eingepresste oder vibrierte Pfähle geringere Zuwächse als Rammfähle aufweisen (Lim & Lehane, 2014; Moormann et al., 2016). Die zeitabhängigen Zuwächse des axialen Pfahlwiderstandes, die meist auf eine Zunahme der Pfahlmantelreibung zurückzuführen sind, werden in der Literatur auch als „Set up“- oder Anwachseffekt bezeichnet. sich vereinfacht mit der Normal- bzw. Radialspannung σ' und dem Kontaktreibungswinkel δ sowie der Adhäsion a zwischen Pfahl und Boden mit Gleichung Gl. 1 berechnen.

$$q_s = \sigma' \tan \delta + a \quad (\text{Gl. 1})$$

Dieser einfache Ansatz legt nahe, dass prinzipiell nur eine Spannungserhöhung, eine Erhöhung der Reibung (durch Änderung der Lagerungsdichte) oder der Adhäsion zu einem Anwachseffekt führen können.

Zur Erklärung des Anwachseffektes wird in der Regel zwischen Kurz- und Langzeiteffekten unterschieden (Abbildung 1).

In bindigen Böden sind die Kurzzeiteffekte, die zur Erhöhung der Normalspannungen im Boden führen, im Wesentlichen auf den Abbau und die Umlagerung der während der Einrammung entstandenen Porenwasserüberdrücke sowie Konsolidierungsprozesse zurückzuführen, wobei diese Prozesse je nach Bodenbeschaffenheit Tage bis mehrere Wochen dauern können (Karlsrud et al., 2014).

In nichtbindigen Böden kommt es zu Umlagerungen von Bodenteilchen, die Spannungsänderungen im Boden hervorrufen. Erklärungsansätze stellen darauf ab, dass bei der Rammung eines Pfahls der umgebende Boden seitlich verdrängt, wodurch sich ein horizontales Spannungsgewölbe ausbildet, wodurch die auf den Pfahlmantel wirkenden Radialspannungen zunächst verringert werden; mit zunehmender Standzeit relaxiert das

Spannungsgewölbe und es kommt zu einer Zunahme der Radialspannungen und damit zu einem Anstieg der Mantelreibung (Axelsson, 2000; Grabe & König, 2006). Nach Axelsson (2000) kann dieser Prozess einige Wochen dauern, so dass dieser Prozess sowohl als Kurzzeit- als auch Langzeiteffekt bezeichnet werden kann.

Zusätzlich kann es nach Bowman & Soga (2003) zu einer zeitabhängigen Umordnung der Bodenpartikel und Partikelkontakte in der Einflusszone kommen, wodurch sich stabilere Strukturen im Korngefüge ausbilden können, die auch das Dilatanzverhalten verbessern. Diese mikromechanischen Effekte sind eher den Mittel- und Langzeiteffekten zuzurechnen.

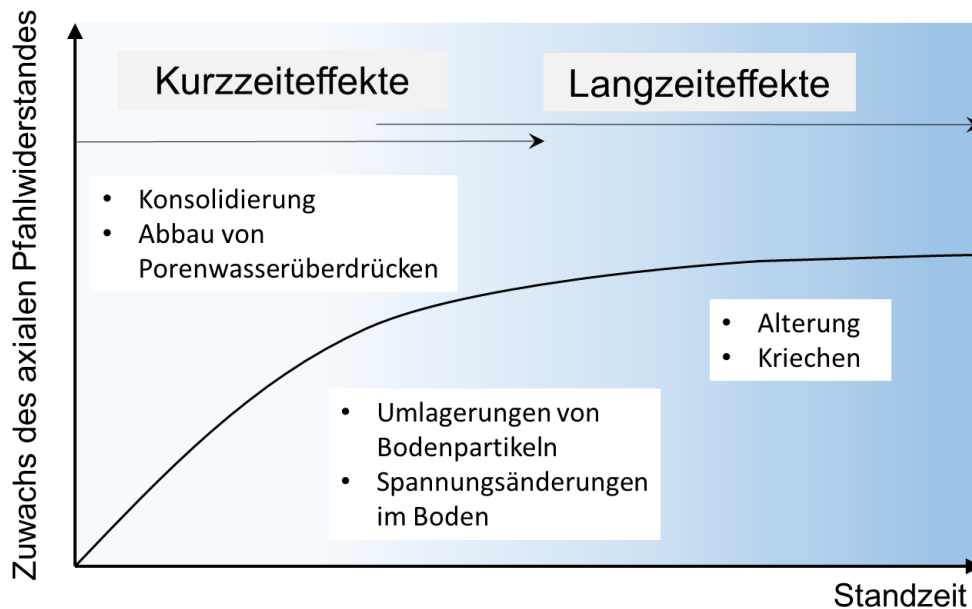


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Anwachseffektes mit zugehörigen Kurzzeit- und Langzeiteffekten

Aktuelle Modellversuche nach Zhang & Wang (2014) zeigen indes, dass der Effekt der Spannungsänderungen vergleichsweise klein ist und der maßgebende Einfluss nach ihren Untersuchungen auf Alterungsprozesse sowie Kriechprozesse des durch die Pfahleinbringung stark gestörten granularen Korngefüges zurückzuführen ist, in deren Folge es zu einer zeitvarianten Zunahme der Steifigkeit und der Dilatanz kommt (Rimoy et al., 2015). Die Alterungsprozesse sowie Kriechprozesse sind sogenannte Langzeiteffekte.

3 Modelle zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses des Pfahlwiderstandes

Der in der Literatur meistzitierte Ansatz zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses des axialen Pfahlwiderstandes geht auf die Untersuchungen nach Skov & Denver (1988) zurück. Skov & Denver (1988) beschreiben den Zusammenhang zwischen der Zeit t und dem Zuwachs der Tragfähigkeit $Q(t)/Q_0$ für die Bodenarten Sand, Ton sowie Kreide auf Grundlage statischer und dynamischer Probelastungen an Fertigteilrammpfählen als halblogarithmische Funktion nach Gl. 2.

$$Q(t)/Q_0 = 1 + \Delta_{10} \log_{10} (t/t_0) \quad (\text{Gl. 2})$$

Q_0 ist die Referenztragfähigkeit während der Standzeit t_0 und Δ_{10} ein empirischer Faktor, der dem Zuwachs der Tragfähigkeit pro logarithmischen Zeitschritt in Abhängigkeit von der Bodenart entspricht. Die Autoren legen den Proportionalitätsfaktor für Sand mit $\Delta_{10} = 0,2$, für einen Ton mit $\Delta_{10} = 0,6$ und für Kreide mit $\Delta_{10} = 5,0$ fest. Die zugehörige Referenzzeit ist dabei mit $t_0 = 0,5$ Tage für Sand, $t_0 = 1$ Tag für Ton und $t_0 = 5,0$ Tage für Kreide anzusetzen.

In eigenen großmaßstäblichen Untersuchungen stellten Karlsrud et al. (2014) eine relativ gute Übereinstimmung mit dem Ansatz nach Skov & Denver (1988) zur Bestimmung des Zuwachses der Mantelreibung $Q_s(t)/Q_{s0}$ für bindige Böden fest, wobei allerdings die Referenzzeit mit $t_0 = 100$ Tagen angesetzt werden muss. In nicht bindigen Böden schlagen Karlsrud et al. (2014) auf Grundlage großmaßstäbliche statischer Probelastungen an Stahlrohrpfählen vor, die zeitabhängige Widerstandszunahme mit einem hyperbolischem Tangens nach Gl. 3 zu beschreiben:

$$Q_s(t) = Q_{s,\text{ref}} + a \tanh [b \cdot (t - t_{\text{ref}})] \quad (\text{Gl. 3})$$

Nach Auswertung der Daten unter Einbeziehung älterer Untersuchungen stellten Karlsrud et al. (2014) fest, dass der Proportionalitätsfaktor Δ_{10} mit abnehmendem Konsolidierungsgrad OCR und abnehmender Plastizitätszahl I_P zunimmt (Gl. 4):

$$\Delta_{10} = 0,05 + 1,3 (1 - I_P/50) \text{OCR}^{-0,5} \quad (\text{Gl. 4})$$

Im Rahmen der Untersuchungen, ob Δ_{10} auch mit anderen relevanten Bodenkennwerten beschreibbar ist, stellte Augustensen (2006) eine überproportionale Abnahme des Faktors

Δ_{10} bei zunehmender undrännierter Scherfestigkeit c_u fest (Gl. 5), so dass sich bei Scherfestigkeiten von $10 \text{ kN/m}^2 \leq c_u \leq 100 \text{ kN/m}^2$ Werte von $0,22 \leq \Delta_{10} \leq 0,29$ ergeben.

$$\Delta_{10} = 1,24 - (c_u/60)^{0,03} \quad (\text{Gl. 5})$$

Axelsson (2000) stellte in seinen Versuchen unter anderem eine gute Übereinstimmung des zeitabhängigen Tragfähigkeitszuwachses und der dabei gemessenen Eindringung je Rammschlag fest. Die Abnahme des Verhältniswertes der Eindringung s pro Rammschlag zu zwei Zeitpunkten (s_2/s_1) korrespondiert mit der Zunahme der Tragfähigkeit Q_2/Q_1 zu den jeweiligen Zeitpunkten (Gl. 6).

$$Q_2/Q_1 = (s_2/s_1)^{-b} \quad (\text{Gl. 6})$$

Die Konstante b liegt auf Grundlage der Messergebnisse in Sanden zwischen 0,6 und 0,9.

4 Feldversuche

Zur Quantifizierung des zeitabhängigen Zuwachses des axialen Pfahlwiderstandes von geramnten Fertigrammpfählen wurden Versuchsreihen nahe der Stadt Konstanz am Bodensee und nahe der Stadt Emden in Norddeutschland durchgeführt.

4.1 Allgemeines

Bei den bislang vorliegenden Untersuchungsergebnissen wurden zum Teil signifikante Zuwächse beobachtet, deren Intensität allerdings stark variierte. Für die Varianz können neben den natürlichen Streuungen der Baugrundbeschaffenheit, Abweichungen zwischen den Ergebnissen von statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen, Einflüsse aus wiederholter Probelastung einzelner Pfähle, nicht vollständige Mobilisierung des Grenzwiderstandes, Unsicherheiten bei der Aufteilung in Mantel- und Fußwiderstand oder der Einfluss unterschiedlicher Referenzzeiten angenommen werden.

Zur Minimierung dieser Varianz wurden bei den beiden hier beschriebenen Feldversuchen jeweils 6 Pfähle mit gleichen Querschnitten, Längen und Installationsbedingungen in einer Reihe mit Achsabständen von 2,0 m ($e = 5,2 D_{eq}$) installiert. Die Pfahlwiderstände wurden mittels dynamischer Probelastungen ermittelt. Die Auswertung der dynamischen Probe-

belastungen erfolgte mit dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP). Der zeitliche Ablauf der Feldversuche ist in Tabelle 1 dargestellt.

Alle Pfähle wurden zum Zeitpunkt t_0 eingebaut. Zum Zeitpunkt t_0 wurde nur Pfahl Nr. 1 einer dynamischer Probelastung unterzogen. Zum nächsten Zeitpunkt $t_1 > t_0$ wurde Pfahl 1 wiederholt belastet und Pfahl 2 einer ersten Probelastung unterzogen. Im weiteren Verlauf wurden die Pfähle 1, 2 und 3 belastet, wobei entsprechend Pfahl 1 und 2 wiederholt belastet und Pfahl Nr. 3 erstbelastet wurden.

Tabelle 1: Zeitlicher Ablauf der Feldversuche

Test- pfahl	Einbau bei t_0 [d]	Quer- schnitt [cm x cm]	Pfähllänge [m]		Dynamische Probelastungen mit Auswertung nach dem erweitertem Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP)						
					Feld- versuch 1	Feld- versuch 2	$t_0 = t_0$ [d]	$t_1 > t_0$ [d]	$t_2 > t_1$ [d]	$t_3 > t_2$ [d]	$t_4 > t_3$ [d]
			1	x	30 x 30	16	21	x	x ^(*)	x	x
2	x	30 x 30	16	21		x	x	x	x	x	
3	x	30 x 30	16	21			x	x	x	x	
4	x	30 x 30	16	21				x	x	x	
5	x	30 x 30	16	21					x	x	
6	x	30 x 30	16	21						x	

(*) Probelastung ist bei Feldversuch 2 entfallen

4.2 Feldversuch 1

Die erste Versuchsreihe wurde an einem Standort nahe der Stadt Konstanz am Bodensee ausgeführt. Gemäß der Baugrunderkundung liegt dort folgende für die Region typische Baugrundsituation vor (Abbildung 2).

Unter geringmächtigen sandigen Ablagerungen steht Beckenton als sandiger Ton in überwiegend breiiger Konsistenz mit natürlichem Wassergehalt nahe der Fließgrenze von zwischen 30 und 60% an. Die undrained Kohäsion der Beckentone wurde zu $c_u \leq 15 \text{ kN/m}^2$ bestimmt. Ab rund 10 m Tiefe unter Gelände folgt ein aus sandigem, kiesigem Ton geringer Plastizität bestehender Geschiebemergel (Moränensediment), der auf den oberen 10 m zunächst in weicher bis steifer Konsistenz ($c_u = 20\text{-}50 \text{ kN/m}^2$) ansteht und darunter eine vorwiegend halbfeste bis feste Zustandsform hat. Das Grundwasser steht nahe der Geländeoberfläche an.

Der mit zwei Drucksondierungen im Testfeld bestimmte Spitzenwiderstand q_c lag bis etwa 15 m unter Gelände bei nahezu null und stieg dann in dem halbfesten Geschiebemergel auf $q_c \geq 10 \text{ MN/m}^2$. Die mit der Drucksonde gemessene lokale Mantelreibung in Tiefen zwischen 15 m und 20 m lag im Mittel bei $f_s = 0,45 \text{ MN/m}^2$, das Reibungsverhältnis ergab sich demnach zu $R_f = 4$ bis 6 %.

Die Ergebnisse der Probelastungen sind, getrennt nach Mantelreibung und Fußwiderstand, in Abbildung 3 im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Zunächst ist in der Darstellung erkennbar, dass die gemessenen Anfangswerte der Mantelreibung mit Werten von rd. 150 kN bis 200 kN deutlich geringer als die Fußwiderstände von 600 bis 700 kN sind. Innerhalb einer Standzeit von 7 Tagen nahm der Pfahlwiderstand auf Werte zwischen rd. 540 und 620 kN zu.

Der Pfahlfußwiderstand blieb ab einer Standzeit von 14 Tagen konstant, die Mantelreibung nahm kontinuierlich zu. Der Zuwachs der Mantelreibung betrug nach 76 Tagen Standzeit im Mittel mehr als das Dreifache bezogen auf $t = 1 \text{ d}$. Ein Abklingen des Zuwachses ist nicht erkennbar. Vermutlich sind die Kurzzeiteffekte noch nicht vollständig abgeschlossen.

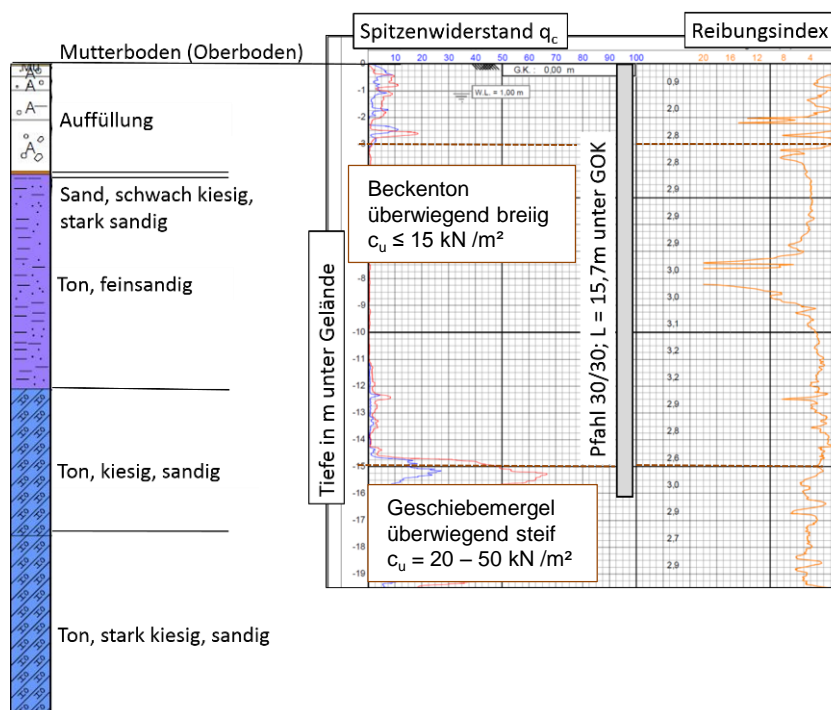


Abbildung 2: Exemplarisches Baugrundprofil der Versuche in Konstanz

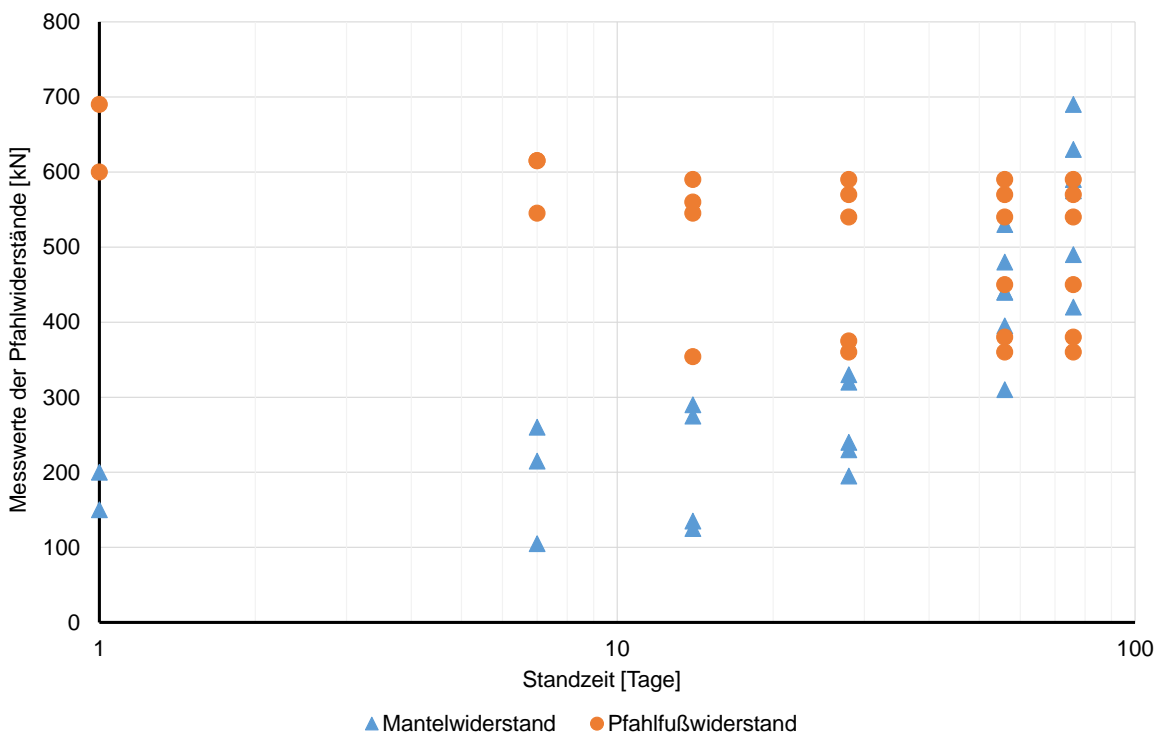


Abbildung 3: Ergebnisse der Probelastungen beim Feldversuch in Konstanz

4.3 Feldversuch 2

Am Standort der zweiten Versuchsreihe bei Emden liegen gemäß Baugrunderkundung zunächst organische Weichschichten (Klei und Torf) mit Mächtigkeiten von bis zu 2,0 m unter Geländeoberkante mit darunter lagernden Geschiebeböden und Sanden vor. Bei den Geschiebeböden handelte es sich um Lehme und Mergel, zum Teil Sandeinlagerungen in unterschiedlichen Stärken. Geschiebelehm und Geschiebemergel sind leicht plastische Tone (TL) in steifer Konsistenz. Unterhalb der Geschiebemergel stehen wassergesättigte Mittelsande mit wechselnden Feinsand- und Grobsandanteilen an, die Lagerungsdichten von mitteldicht bis zum Teil sehr dicht aufweisen (Abbildung 4). In Tiefen von NN - 20 m bis NN - 22 m befinden sich eingelagerte Schluffbänderungen.

Die Probelastungsergebnisse der Versuchsreihe 2 in Emden sind getrennt nach Mantelreibung und Fußwiderstand in Abbildung 5 dargestellt. Im Gegensatz zur Versuchsreihe in Konstanz ist der Anteil der Mantelreibung mit einem Wert von 1.742 kN höher als der Fußwiderstand mit einem Wert von 410 kN ($t = 1d$). Entgegen dem geplanten Versuchsablauf wurde nur Pfahl 2 probelastet (vgl. Tabelle 1). Nach 7 Tagen Standzeit liegen die gemessenen Pfahlmantelwiderstände zwischen dem geringsten Werte von 1.209 kN und

dem Höchstwert von 1.834 kN, wobei der Kleinstwert beim erstbelasteten Pfahl gemessen wurde. Der Fußwiderstand liegt zwischen 422 kN und 938 kN, wobei der Höchstwert bei der Erstbelastung gemessen wurde. Im weiteren Verlauf der Versuchsreihe blieben sowohl Mantelreibung als auch Fußwiderstände relativ konstant, so dass keine relevanten Zuwächse der Pfahlwiderstände erkennbar waren

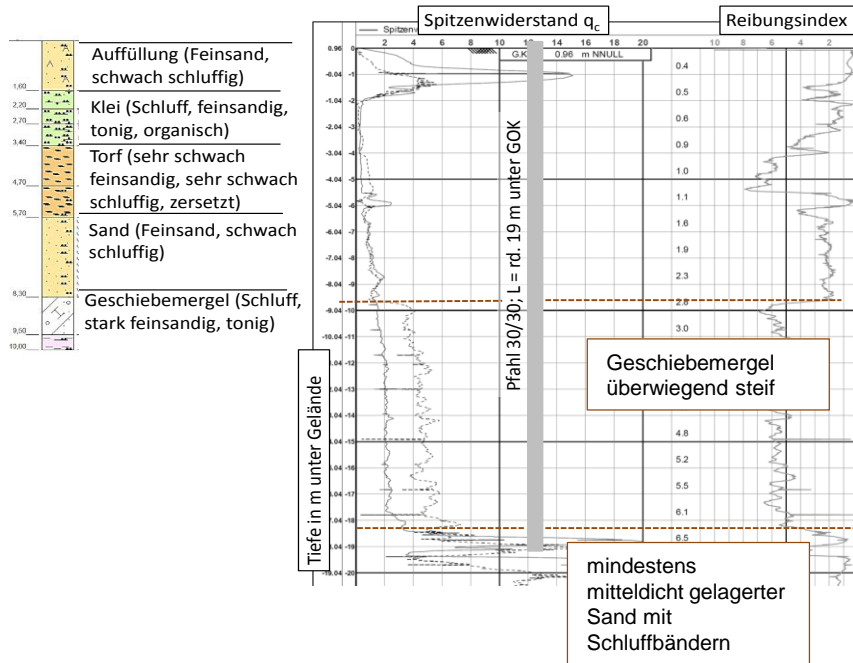


Abbildung 4: Exemplarisches Baugrundprofil der Versuche in Emden

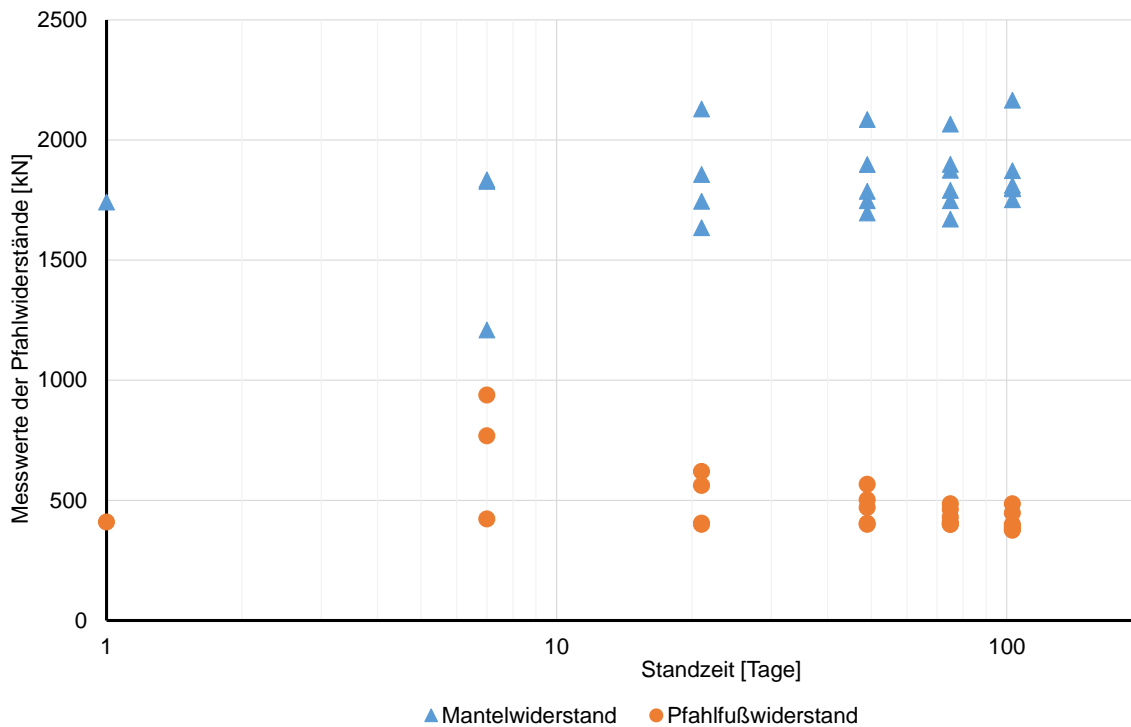


Abbildung 5: Ergebnisse der Probelastungen beim Feldversuch in Emden

5. Datenbankbasierte Auswertung von Probelastungsergebnissen

Mit Hilfe einer umfangreichen Datenbank werden in diesem Abschnitt projektbezogene Probelastungsergebnisse an Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton in bindigen und nicht-bindigen Böden vorgestellt, die mit Erfahrungswerten aus der Literatur (Skov & Denver (1988); Jardine et al. (2006); Karlsrud et al. (2014) und Gavin et al. (2015)) verglichen werden.

Für die Auswertung wurden alle nicht gemessenen Anfangstragfähigkeiten zum Einbauzeitpunkt durch lineare Extrapolation ermittelt. Infolge dieser Rückrechnung ergeben sich zum Teil rechnerische Werte $Q/Q_0 < 1$, da teilweise an Pfählen mit gleichen Längen und Querschnitten baugrundbedingt unterschiedliche axiale Pfahlwiderstände gemessen wurden.

Die hier verwendeten Daten der zeitabhängigen Zuwächse der Pfahlwiderstände in nicht-bindigen Böden (Abbildung 6) sind an Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton ermittelt worden,

die im Rahmen von verschiedenen Baumaßnahmen im Gebiet der Elbmündung zwischen Hamburg und Cuxhaven ausgeführt wurden. Der dort anstehende Baugrund ist vergleichsweise homogen: unter der Geländeoberfläche stehen zunächst organische Weichschichten mit lokalen Zwischenlagerungen aus locker gelagerten Sanden an, die von Sanden meist mitteldichter bis dichter Lagerung unterlagert werden. Bei einigen Baumaßnahmen waren über den organischen Weichschichten künstliche Auffüllungen mit variierenden Lagerungsdichten vorhanden.

Die Probelastungsergebnisse werden in Erstbelastungs- und Wiederholungsversuche unterschieden.

Abbildung 6 zeigt die gesammelten Daten der Zuwächse des Pfahlwiderstandes mit der zuvor thematisierten großen Varianz der Messergebnisse. Die Ergebnisse von dynamischen Probelastungen, die am betreffendem Pfahl nur einmal durchgeführt wurden, sind mit Werten von $Q/Q_0 \leq 1,84$ größer als die Ergebnisse von Pfählen, bei denen mehrfach in zeitlichen Abständen getestet wurde ($Q/Q_0 \leq 1,64$). Bei den Belastungsversuchen am erst statisch und danach dynamisch belasteten Pfahl (TP 45) zeigt sich ein höherer Zuwachs als bei der Probelastung, bei der zuerst eine dynamische und danach eine statische Probelastung ausgeführt wurden (TP 40). Die eingezeichnete Untergrenze verdeutlicht, dass innerhalb der ersten 10 Tage nur ein moderater Zuwachs und ab 20 Tagen ein in halblogarithmischer Darstellung überproportionaler Anstieg des Zuwachses zu verzeichnen ist (Abbildung 6).

Die Zuwächse an mittels statischen und dynamischen Probelastungen nur einmal getesteten Pfählen nach Skov & Denver (1988) mit Werten von $2,0 \leq Q/Q_0 \leq 2,2$ bilden die Obergrenze. Die Messwerte der statischen Zugversuche an Stahlrohrpfählen in Dünkirchen, Frankreich (Jardine & Standing, 2000) zeigen nach 239 Tagen einen Zuwachs von $Q/Q_0 = 2,37$ und die statischen Zugversuche in Blessington, UK (Gavin et al., 2015) innerhalb von 210 Tagen einen Zuwachs an Manteltragfähigkeit von $Q/Q_0 = 2,1$. Die Messung nach 30 Tagen ergab allerdings eine Abnahme der Tragfähigkeit. Gemäß Gavin et al. (2015) hatte dieser Pfahl ein schlechteres Rammergebnis beim Einbau und demnach auch eine geringere Anfangstragfähigkeit als die anderen Pfähle.

Zum Vergleich der Messergebnisse aus der Datenbank mit dem Prognosemodell gemäß Gleichung Gl. 2 werden diese in Abbildung 6 gegenübergestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass bis zu einer Standzeit von rd. 80 Tagen die Prognose oberhalb der unteren Grenze

liegt. Ab einer Standzeit von >80 Tagen liegt die Prognose unterhalb der unteren Grenze der Messwerte und somit auf der sicheren Seite. Je nach Bauablauf ist im Regelfall damit zu rechnen, dass die volle Pfahllast nach einer Standzeit von 60 bis 80 Tagen abzutragen ist. Eine Prognose, die diesen Zeitraum abdeckt, erscheint deshalb sinnvoll.

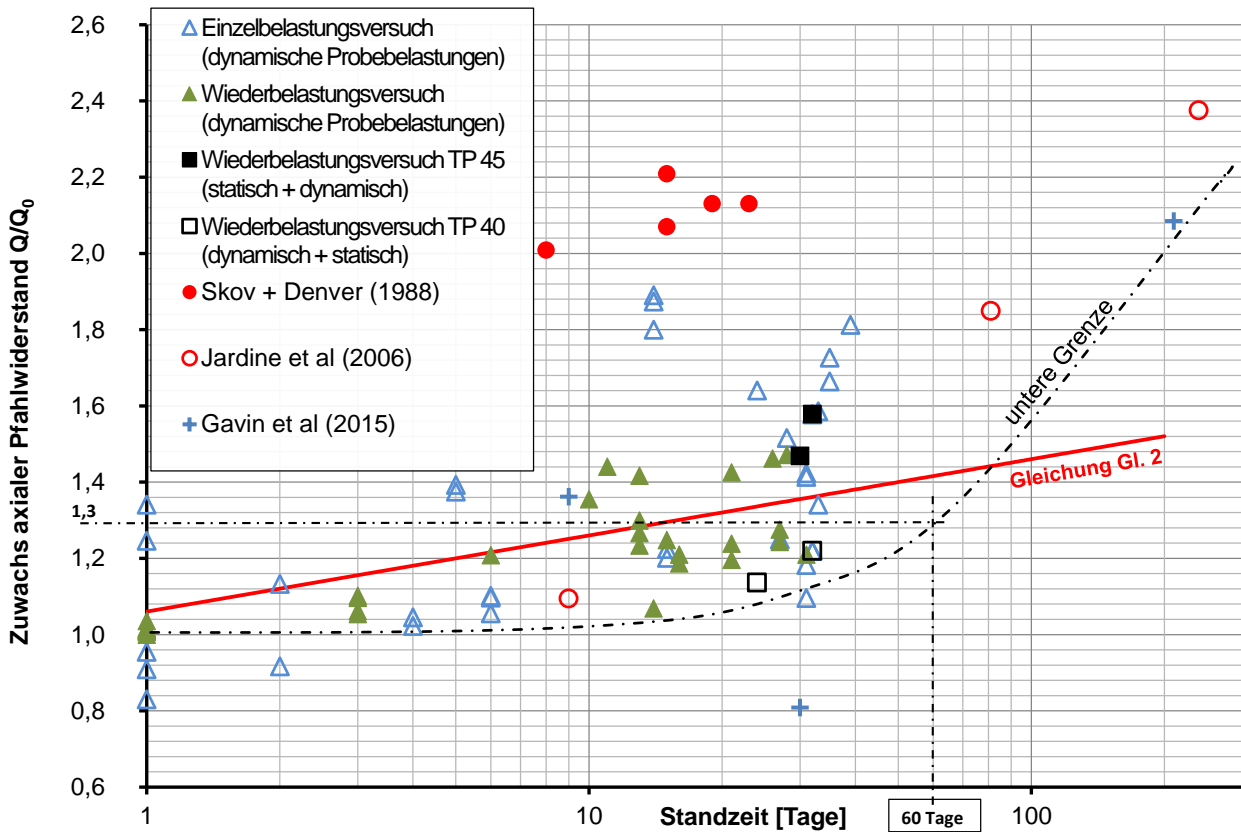


Abbildung 6: Probelastungsergebnisse an Fertigrammpfählen in Sanden

In Abbildung 7 sind die Ergebnisse aus dynamischen und statischen Probelastungen in verschiedenen bindigen Böden zusammengestellt.

Bei diesen Böden handelt es sich um überkonsolidierte Tertiärtone mit steifer bis halbfester Konsistenz. Bei Wassergehalten an der Fließgrenze von $0,43 \leq w_L \leq 0,92$ sowie errechneten Plastizitätszahlen von $0,22 \leq I_P \leq 0,62$ ergibt sich eine Klassifizierung als mittel- bis ausgeprägt plastische Tone (TM – TA). Weiterhin liegen Probelastungsergebnisse in normalkonsolidierten Beckenschluffen mit zunächst überwiegend steifer, mit zunehmender Tiefe steif bis halbfester Konsistenz vor. Mit Wassergehalten zwischen $0,18 \leq w_n \leq 0,3$ und Fließgrenzen zwischen $0,35 \leq w_L \leq 0,4$ ergeben sich rechnerische Plastizitätszahlen von $0,18 \leq I_P \leq 0,22$. Die im Labor ermittelten undrännierten Scherfestigkeiten lagen zwischen $c_u = 150 \text{ kN/m}^2$ und 250 kN/m^2 .

Bei den in Abbildung 7 als „Seeton“ bezeichneten Ergebnisse wurden dynamische Probelastungen an Stahlbetonpfählen ausgeführt, die durch einen oberen Seeton aus schwach humosen fein-sandigen Tonen breiiger bis weicher Konsistenz ($c_u \leq 10 \text{ kN/m}^2$) und in einen unteren Seeton als feinsandigem Ton von weicher bis steifer Konsistenz ($20 \text{ kN/m}^2 \leq c_u \leq 120 \text{ kN/m}^2$) einbinden. Die Seetone sind normalkonsolidiert.

Bei dem als „Seeton + Geschiebemergel“ gekennzeichneten Fallbeispiel sind die Zuwächse der Pfahlwiderstände nur moderat. Die Pfähle binden hier in einen aus leicht bis mittelplastischen Tonen breiig bis weicher Konsistenz bestehenden Seeton ein, der von einem Geschiebemergel (leicht plastischen Ton) steifer bis halbfester Konsistenz unterlagert wird.

Im Tertiärton wurden nach rd. 50 Tagen Zuwächse von $Q/Q_0 = 1,08$ bis $1,46$ gemessen. Die Ergebnisse von dynamischen Probelastungen in Beckenschluffen zeigen deutlich höhere Zuwächse von bis zu $Q/Q_0 = 2,36$. Das ergänzende Ergebnis einer statischen Probelastung im zuvor beschriebenen Beckenschluff ist ebenfalls in Abbildung 7 dargestellt. Vor der Probelastung wurde vor Aufbringung der statischen Belastung eine projektbezogene Schwelllast in 50 Zyklen aufgebracht. Der Zuwachs der Tragfähigkeit im Vergleich zur Anfangstragfähigkeit (dynamische Probelastung) ist mit $Q/Q_0 = 1,25$ deutlich kleiner als bei den zuvor beschriebenen Wiederbelastungsversuchen.

Die nachgewiesenen Zuwächse der Pfahlwiderstände in den Seetonen liegen nach 8 Tagen bei rd. $Q/Q_0 = 1,7$ und nach 80 Tagen bei rd. $Q/Q_0 = 2,2$.

Die von Karlsrud et al. (2014) ausgeführten Versuche zeigen Zuwachsfaktoren, die von den Baugrundverhältnissen an den Teststandorten abhängig sind. Die in leicht plastischen, normal konsolidierten Tonen in Stöndal ($w_n = 0,3$; $I_P = 0,14$) ausgeführten Probelastungen zeigen eine Zunahme von $Q/Q_0 = 1,9$ (nach 65-175 Tagen) bis $2,7$ (nach 345-375 Tagen). Für den Standort Onsøy ($w_n = 0,6$; $I_P = 0,33$) wurden in einem normal konsolidierten, ausgeprägt plastischen Ton nach bis zu 345 Tagen Zuwachsraten von $1,1 \leq Q/Q_0 \leq 1,3$ ermittelt. Die Ergebnisse am Standort Cowden ($w_n = 0,16$; $I_P = 0,18$), die in einem leicht plastischen überkonsolidierten Geschiebemergel gewonnen wurden, liegen in einer ähnlichen Größenordnung, wie in Onsøy.

Dessen ungeachtet zeigt sich, dass normal konsolidierte Tone, wie z.B. Seeton oder Beckenschluffe, einen größeren Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes zeigen, als überkonsolidierte Geschiebeböden oder Tertiärtonen.

In Abbildung 7 wurden die Messergebnisse dem Prognosemodell gegenübergestellt, wobei eine gute Übereinstimmung der Messwerte in normal konsolidierten Böden festzustellen ist. Die Messwerte in überkonsolidierten Böden werden mit der Prognose deutlich überschätzt.

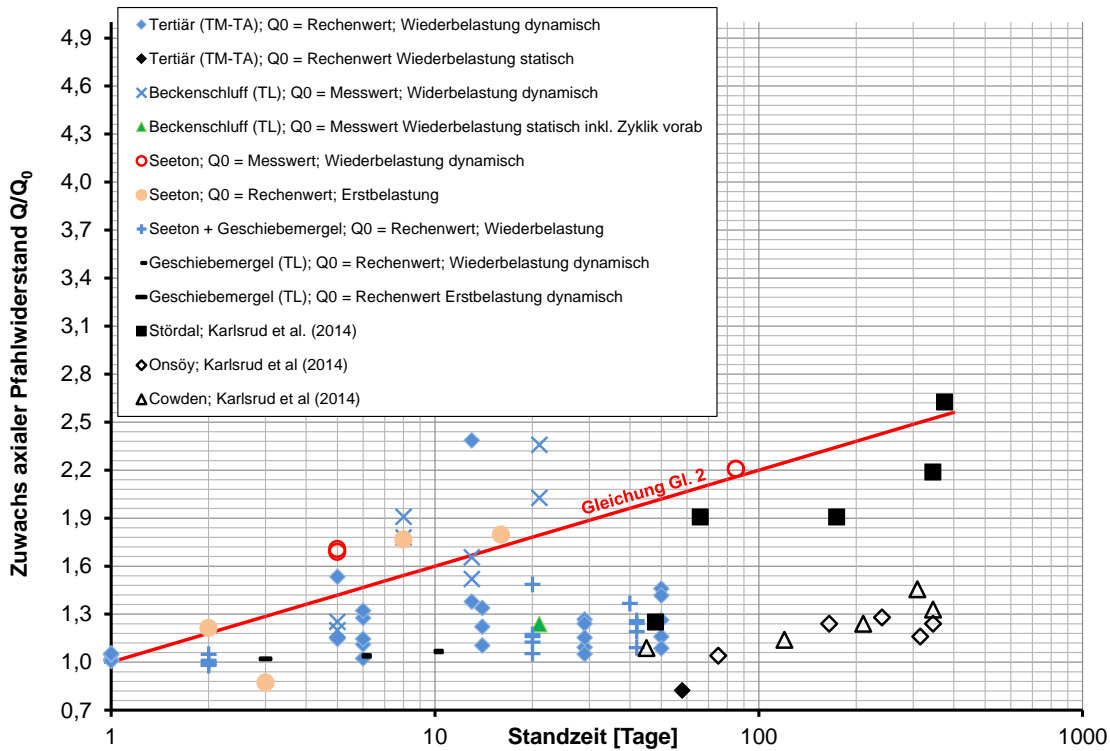


Abbildung 7: Probelastungsergebnisse an Fertigrampfpfählen in bindigen Böden

6. Bewertung bestehender Prognosemodelle

In den vorherigen Abschnitten wurden Messergebnisse von Zuwächsen des axialen Pfahlwiderstandes Q/Q_0 an Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton vorgestellt, die an extra dafür hergestellten Versuchspfählen sowie an projektbezogenen Probepfählen ermittelt wurden. Diese Messergebnisse belegen, dass der Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes allein auf die Mantelreibung zurückzuführen ist. In bindigen Böden konnte in den ersten Tagen nach der Pfahlinstallation zum Teil sogar eine Abnahme des Fußwiderstandes beobachtet werden.

Nach diesen Auswertungen kann in Sanden nach Standzeiten von ≥ 60 Tagen ohne weiteren Nachweis von einem Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes von $Q/Q_0 = 1,3$ bezogen

auf den Zeitpunkt 60 Tage nach der Pfahlinstallation ausgegangen werden. Im Mittel aller Messungen lagen die Zuwächse nach 60 Tagen sogar bei $Q/Q_0 = 1,5$. Die Anwendung von Gleichung Gl. 2 liefert mit einem Anwachsfaktor von $\Delta_{10} = 0,2$ und einer Referenzzeit von $t_0 = 0,5$ Tagen einen Zuwachs von $Q/Q_0 = 1,4$ nach 60 Tagen. Damit wird der Ansatz eines Zuwachses von $Q/Q_0 = 1,3$ nach 60 Tagen zusätzlich bestätigt (vgl. Abbildung 6).

Die Auswertung der Messergebnisse für bindige Böden bestätigt den Ansatz nach Karlsrud et al. (2014) und zeigt, dass der Proportionalitätsfaktor zwischen der Mantelreibung und der Standzeit mit abnehmendem Konsolidierungsgrad und abnehmender Plastizitätszahl zunimmt. Der Zusammenhang nach Karlsrud et al. (2014) ist in Abbildung 8 inklusive der Anwachsfaktoren Δ_{10} für die Versuchsreihen in Konstanz und Emden sowie Beckenschluff und Geschiebemergel dargestellt. Die übrigen Messwerte aus Abbildung 7 konnten nicht ausgewertet werden, da keine Angaben zum Anteil der Mantelreibung vorliegen.

Bei der Bewertung der Proportionalitätsfaktoren in Abbildung 8 ist allerdings zu berücksichtigen, dass dieser Proportionalitätsfaktor nach Gl. 4 für eine Referenzzeit von $t_0 = 100$ Tage gilt. Da die Standzeit der projektbezogenen Ergebnisse bei <100 Tage lag, wurde hier in Anlehnung an Skov & Denver (1988) die Referenzzeit $t_0 = 1$ Tag angesetzt.

Die Ergebnisse aus der Versuchsreihe in Konstanz ergeben für die Referenzzeit von $t_0 = 1$ Tag und einem Anfangsmantelwiderstand von $Q_{0s} = 141$ kN einen Proportionalitätsfaktor von $\Delta_{10} = 1,09$. Der Proportionalitätsfaktor für die Messung der Versuchsreihe in Emden ergibt sich bei ebenfalls $t_0 = 1$ Tag Referenzzeit und einem Anfangsmantelwiderstand von $Q_{0s} = 1734$ kN zu $\Delta_{10} = 0,6$. Für Beckenschluff und Geschiebemergel ergibt sich der Proportionalitätsfaktor zu $\Delta_{10} = 0,6$ und $\Delta_{10} = 0,47$ mit Anfangsmantelwiderständen von $Q_{0s} = 1.597$ kN bzw. $Q_{0s} = 244$ kN.

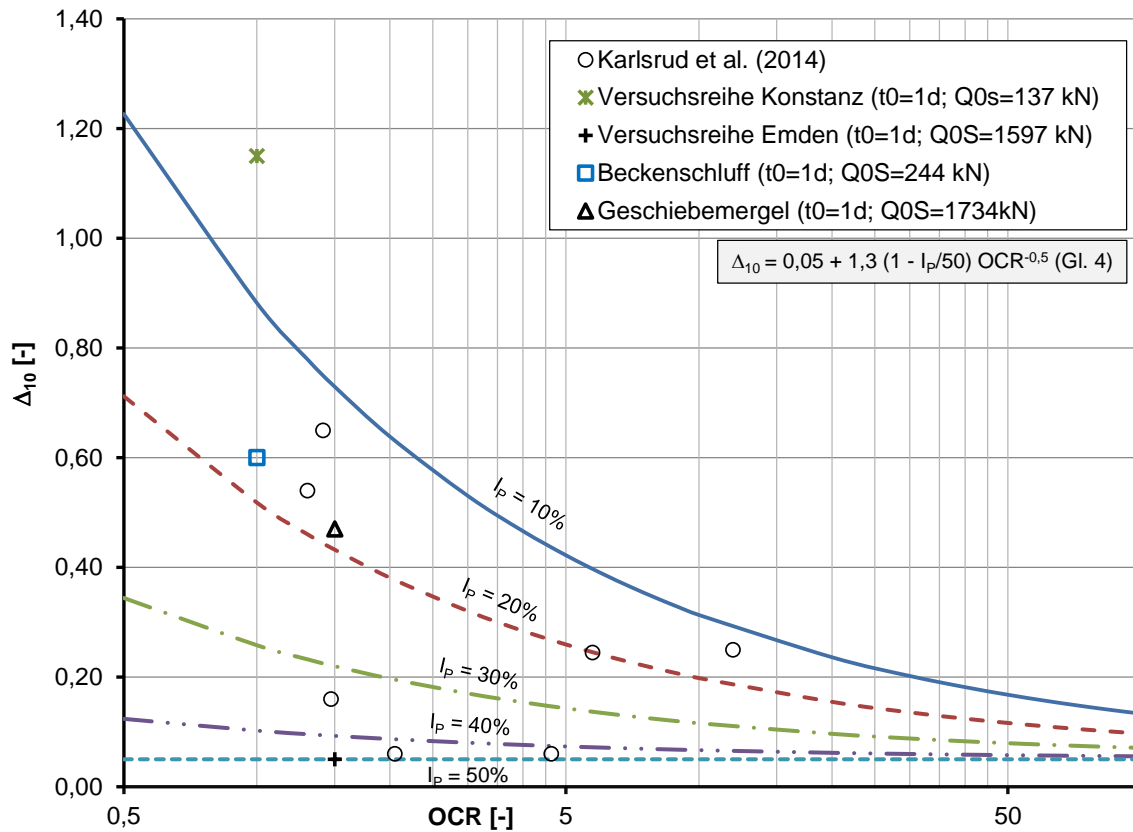


Abbildung 8: Zusammenhang zwischen dem Anwachsfaktor, Konsolidierungsgrad und Plastizitätszahl für Pfähle in bindigen Böden

Insgesamt sind die aus den Messungen zurückgerechneten Werte für Δ_{10} höher als die nach Gl. 4 ermittelten, so dass ein Ansatz nach Gl. 4 auf der sicheren Seite liegt.

Zusammenhänge zwischen der undränierten Scherfestigkeit und dem Zuwachs Q/Q_0 konnten nicht bestätigt werden (vgl. Abbildung 9). Zwar nimmt der Anwachsfaktor überproportional mit zunehmender Scherfestigkeit ab, insgesamt liegt aber der Anwachsfaktor hier in einer anderen Größenordnung als durch Gl. 5 induziert.

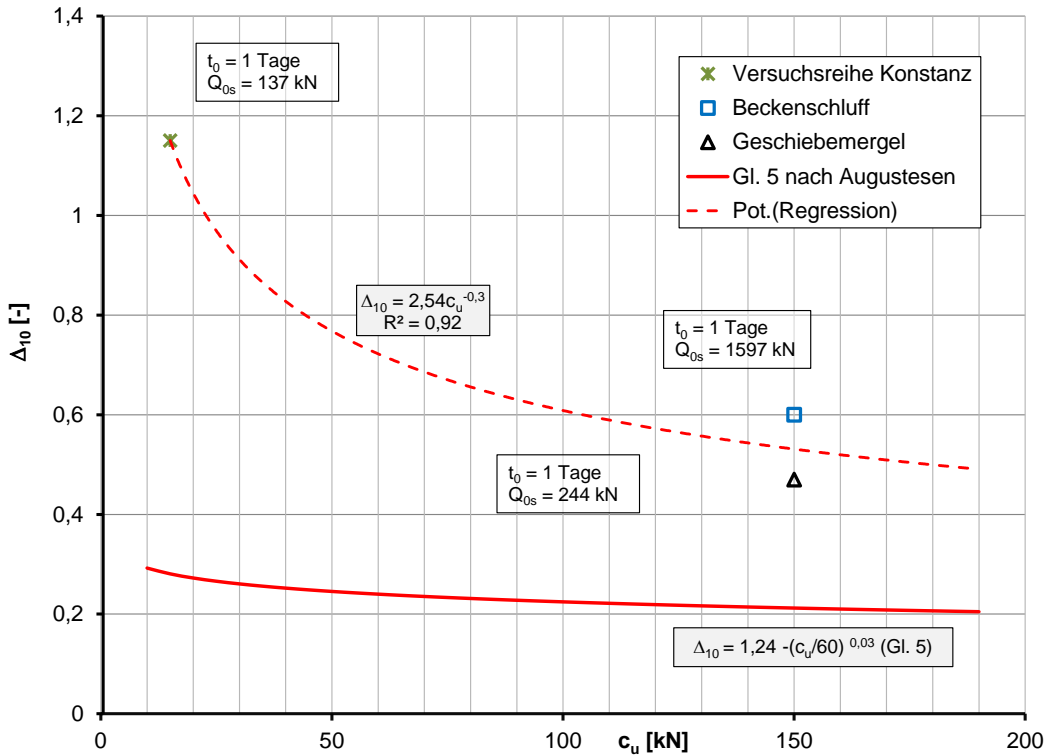


Abbildung 9: Zusammenhang zwischen Anwachsfaktor und undrännierter Scherfestigkeit

7. Konzept zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses unter Berücksichtigung der Bodenart und der Bodeneigenschaften

Die in diesem Beitrag vorgestellten Prognosen berücksichtigen die Bodenart und die entsprechenden Bodeneigenschaften nicht differenziert. So unterscheidet Gleichung Gl. 2 zwar nach Sanden, Tonen und Kreide, die Auswertung der Datenbank zeigt allerdings, dass mit diesem einfachen Ansatz für Sande und normal konsolidierte bindige Böden eine relativ gute Prognose möglich ist, aufgrund der Variabilität bindiger Böden jedoch eine zusätzliche Differenzierung notwendig wäre. Die nach Karlsrud et al. (2014) vorgeschlagene Differenzierung nach dem Konsolidierungsgrad erscheint im Vergleich mit den Ergebnissen der Probelastungsdatenbank zielführend, während der Ansatz auf Differenzierung nach der undrännierten Scherfestigkeit im Vergleich mit den Ergebnissen der Datenbank nicht bestätigt werden konnte.

Für eine konzeptionelle Vorgehensweise zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses ist zunächst der relevante Betrachtungszeitraum einzugrenzen, da für den Anwachseffekt sowohl Kurzzeit- als auch Langzeiteffekte eine Rolle spielen. Bei den meisten Bauvorha-

ben ist die Ausführung der Fertigpfahlgründung je nach Ausführungsumfang spätestens nach 14 bis 21 Tagen abgeschlossen. Innerhalb dieser Zeit haben sich die aus Kurzzeiteffekten resultierenden Anwachseffekte eingestellt. Die vollständige Belastung der Pfähle tritt in der Regel erst nach Fertigstellung der Rohbauarbeiten, also je nach Bauwerk und Bauablauf nach ≥ 60 Tagen ein. In diesem Zeitraum sind die Kurzzeiteffekte je nach Bodenart und -eigenschaften meist abgeschlossen, weshalb eine Prognose für den Zeitraum ≥ 60 Tagen wichtig wäre. Ein Rückgang der Tragfähigkeiten ist nach diesem Zeitpunkt so gut wie auszuschließen.

Folgende Aspekte können einer Prognose im Sinne einer Vorbemessung bzw. einer ersten Bewertung von Probelastungsergebnissen nach derzeitigem Kenntnisstand zu Grunde gelegt werden:

- Eine Prognose für Standzeiten < 60 Tage erscheint nicht sinnvoll.
- Grundsätzlich sind Zuwächse ausschließlich für den Mantelreibungswiderstand zu erwarten.
- In nichtbindigen Böden kann für Standzeiten ≥ 60 Tagen entweder pauschal ein (Mindest-)Zuwachs von 30% angesetzt oder eine Prognose nach Gleichung Gl. 2 vorgenommen werden.
- In bindigen Böden ist nach dem Konsolidierungsgrad zu unterscheiden:
 - Bei normalkonsolidierten Böden kann nach 60 Tagen ein Zuwachs von $Q/Q_0 = 2$ angenommen werden. Ansonsten liefert Gleichung Gl. 2 für normalkonsolidierte bindige Böden eine gute Orientierung.
 - Bei überkonsolidierten Böden kann nach 60 Tagen von einem Zuwachs von $Q/Q_0 = 1,3$ ausgegangen werden.

Grundsätzlich sind zur Überprüfung und Ausnutzung einer zeitabhängigen Zunahme des Widerstandes von Fertigrammpfählen bzw. zur weiteren Absicherung der Prognosemodelle insbesondere in bindigen Böden die Ausführung wiederholte Pfahlprobelastungen zu empfehlen.

Literatur

Augustesen, A. (2006): The effects of time on soil behaviour and pile capacity: PhD Thesis, Aalborg University, Denmark, Department of Civil Engineering, (DCE Thesis; No. 4).

Axelsson, G. (2000): Long-term set-up of driven piles in sand, Ph.D. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

Bowman, E.T., Soga, K. (2003); Creep ageing and microstructural change in dense granular materials. *Soils & Foundations*, Vol. 43 (4), 107-117

Gavin, K., Jardine, R. J., Karlsrud, K., Lehane, B.M. (2015): The effects of pile ageing on the shaft capacity of offshore piles in sand. *Proc. Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics III (ISFOG)*, Meyer (ed.), Taylor & Francis Group, Oslo, 129-151

Grabe, J., König, F. (2006): Zeitabhängige Traglaststeigerung von Verdrängungspfählen. *Vorträge der Baugrundtagung 2006 in Bremen, DGGT*, 291-298

Jardine, R.J., Standing, J.R. and Chow, F.C. (2006): Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand. *Géotechnique* 56(4), 227-244

Karlsrud, K., Jensen, T.G, Lied, W.E.K, Nowacki, F. & Simonsen, A.S. (2014): Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests. *Proc. of Offshore Technology Conference, Houston, May 2014, Paper No. OTC-25197-MS*

Lim. J.K., Lehane, B.M. (2014): Characterisation of the effects of time on the shaft friction of displacement piles in sand. *Géotechnique* 64(6), 476-485

Moormann, Ch., Kirsch, F., Herwig, V. (2016): Vergleich des axialen und lateralen Tragverhaltens von vibrierten und geramnten Stahlrohrpfählen. *Vorträge der 34. Baugrundtagung, 15.-17.09.2016, Bielefeld, DGGT*, 73-81

Rimoy, S.P., Silva, M., Jardine, R.J., B.T., Tsuha, C.H.C. (2015): Field and model investigations into the influence of age on axial capacity of displacement piles in silica sands, *Géotechnique*, 65(7), 576-589

Skov, R.; Denver H. (1988): Time-Dependence of bearing capacity of piles, *3rd Int. Conf. App. Stress-Wave Theory to Piles*

Zhang, Z., Wang, Y.H. (2014): Examining setup mechanisms of driven piles in sand using laboratory model pile tests. J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 141(3), 04014114.

Autoren

Dr.-Ing. Lars Vavrina

vavrina@arsleff-grundbau.de

Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann

plohmann@arsleff-grundbau.de

Dipl.-Ing. MBA Peter Wardinghus

wardinghus@arsleff-grundbau.de

Aarsleff Grundbau

Friedrich-Ebert-Damm 111

22047 Hamburg

www.arsleff-grundbau.de

Tel.: 040.69 67 21 04

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Christian Moormann

christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

Institut für Geotechnik (IGS), Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 35

70569 Stuttgart

www.uni-stuttgart.de/igs/

Tel.: 0711.685 62436