

Bachelorarbeit

FERTIGRAMMPFÄHLE AUS STAHLBETON

Optimierungspotential in Anwendungsfällen mit Zusatzlasten durch
negative Mantelreibung

Eingereicht von:	Anna Frederike Nagel Lindenweg 7 25709 Marne Matrikelnummer: 265013 anagel@stud.hs-bremen.de
Erstprüfer:	Prof. Dr.-Ing. Harry Harder Institut für Geotechnik Hochschule Bremen
Zweitprüfer:	Prof. Dr. sc. techn. Dipl.-Kfm. Dipl.-Volksw. Christian Brockmann Hochschule Bremen
Eingereicht am:	10.01.2014

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	II
Tabellenverzeichnis	IV
Abbildungsverzeichnis	V
Verwendete Formelzeichen.....	VI
1. Einleitung.....	1
1.1 Thematische Einleitung.....	1
1.2 Struktur der Arbeit.....	2
2. Tiefgründungen mit Pfählen	4
2.1 Voraussetzungen zur Anwendung von Tiefgründungen mit Pfählen	4
2.2 Pfähle als Bestandteil einer Tiefgründungsart	5
2.3 Übersicht der gängigen Pfahlsysteme und Einsatzgebiete	7
2.3.1 Verdrängungspfähle.....	8
2.3.2 Bohrspfähle	12
2.3.3 Mikropfähle.....	13
2.4 Baugrundeigenschaften	14
2.4.1 Zuordnung der Böden	14
2.4.2 Bodenmechanische Parameter	15
3. Fertigrammpfähle aus Stahlbeton	17
3.1 Eigenschaften einer Tiefgründung mit Fertigrammpfählen aus Stahlbeton	17
3.2 Pfahlmaterial.....	18
3.3 Einwirkungen auf Pfähle.....	19
3.3.1 Bauwerkslasten.....	19
3.3.2 Negative Mantelreibung	19
3.3.3 Seitendruck	21
4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen	23
4.1 Äußere Tragfähigkeit nach DIN EN 1997-1, Eurocode 7	23
4.2 Innere Tragfähigkeit.....	30
4.3 Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit am Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“	31
4.3.1 Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls nach Ergebnissen der statischen Probelastung..	32
4.3.2 Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls nach Erfahrungswerten aus EA Pfähle	35
4.3.3 Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls auf Grundlage einer dynamischen Probelastung.	39
4.3.4 Vergleich der Ergebnisse	41

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen.....	43
5.1 Mantelreibung zum Lastabtrag (positive Mantelreibung).....	43
5.1.1 Gegenüberstellung der charakteristischen Pfahlwiderstände aus empirischen Berechnungsverfahren.....	43
5.1.2 Vergleich der Tragfähigkeit am Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“	44
5.2 Mantelreibung als Lasteinwirkung (negative Mantelreibung)	47
5.2.1 Optimierungspotential des Stahlbetonfertigpfahls gegenüber dem Simplexfahl 1. Ansatz.....	48
5.2.2 Optimierungspotential des Stahlbetonfertigpfahls gegenüber dem Simplexfahl 2. Ansatz.....	49
5.3 Tragfähigkeitsnachweise am Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“	60
5.3.1 Untersuchung am Testpfahl 3.....	61
5.3.2 Untersuchung am Testpfahl 4.....	63
5.4 Negative Mantelreibung in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands	65
6. Schlussfolgerung.....	71
6.1 Gegenüberstellung und Vergleich der Ergebnisse.....	71
6.2 Wirtschaftliche Konsequenz	76
7. Zusammenfassung und Ausblick.....	78
Literaturverzeichnis	79

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Streuungsfaktoren ξ_i zur Ableitung charakteristischer Pfahlwiderstände.....	26
Tabelle 2: Spannen und Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlwiderstände.....	28
Tabelle 3: Grundwerte ξ_0, i für Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6	29
Tabelle 4: Allgemeine Daten der Probepfähle (statische Probelastung).....	32
Tabelle 5: Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit des TP 3 aus Erfahrungswerten nach EA Pfähle.....	37
Tabelle 6: Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit des TP 4 aus Erfahrungswerten nach EA Pfähle.....	39
Tabelle 7: Allgemeine Daten der Probepfähle (dynamische Probelastung).....	41
Tabelle 8: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 3 ermittelt aus statischer Probelastung.....	41
Tabelle 9: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 4 ermittelt aus statischer Probelastung.....	42
Tabelle 10: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 3 ermittelt aus dyn. Probelastung.....	42
Tabelle 11: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 4 ermittelt aus dyn. Probelastung.....	42
Tabelle 12: Mindertragfähigkeit [%] des Stahlbetonrammpfahls gegenüber dem Simplexfahl.....	44
Tabelle 13: Äußere Tragfähigkeit des fiktiv hergestellten Ortbetonrammpfahls (TP 3).....	45
Tabelle 14: Äußere Tragfähigkeit des fiktiv hergestellten Ortbetonrammpfahls (TP 4).....	46
Tabelle 15: Gegenüberstellung der charakteristischen Pfahlwiderstände.....	47
Tabelle 16: Bodenkennwerte zum Bauvorhaben „Lackierhalle Airbus“.....	50
Tabelle 17: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 3 (mit Begrenzung der Mantelreibung).....	53
Tabelle 18: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 4 (mit Begrenzung der Mantelreibung).....	56
Tabelle 19: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 3 (ohne Begrenzung der Mantelreibung).....	58
Tabelle 20: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 4 (ohne Begrenzung der Mantelreibung).....	59
Tabelle 21: Gegenüberstellung der berechneten Zusatzbelastungen durch neg. Mantelreibung.....	60
Tabelle 22: Ermittlung Pfahllänge des TP 3, Zusatzbelastung $Q_n, k = 466,18\text{kN}$	61
Tabelle 23: Ermittlung Pfahllänge des TP 3, Zusatzbelastung $Q_n, k(Red) = 404,46\text{kN}$	62
Tabelle 24: Ermittlung Pfahllänge des TP 4, Zusatzbelastung $Q_n, k = 381,12\text{kN}$	63
Tabelle 25: Ermittlung Pfahllänge des TP 4, Zusatzbelastung $Q_n, k(Red) = 327,12\text{kN}$	64
Tabelle 26: Bodenkennwerte für einen gängigen Baugrund Norddeutschlands.....	65
Tabelle 27: Berechnung der neg. Mantelreibung in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands.....	68
Tabelle 28: Ermittlung der Pfahllänge, Zusatzbelastung nach Burland $Q_n, k = 347,54\text{kN}$	69
Tabelle 29: Ermittlung der Pfahllänge, Zusatzbelastung $Q_n, k(Red) = 275,56\text{kN}$	70
Tabelle 30: Einwirkungsanteil durch neg. Mantelreibung bezogen auf die Gesamteinwirkung.....	71
Tabelle 31: Gegenüberstellung der Einwirkungsgrößen auf den TP 3 (Lackierhalle Airbus).....	72
Tabelle 32: Gegenüberstellung der Einwirkungsgrößen auf den TP 4 (Lackierhalle Airbus).....	73
Tabelle 33: Gegenüberstellung der Einwirkungsgrößen auf den Pfahl in Norddeutschland.....	73
Tabelle 34: Gründungskosten des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“.....	77
Tabelle 35: Reduzierte Gründungskosten des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“.....	77

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: a) Spitzenpfahl; b) schwimmender Pfahl	6
Abbildung 2: Gründung des Hamburger Hauptbahnhofs	7
Abbildung 3: Übersicht der genormten Pfahlsysteme differenziert nach Herstellungsnorm	8
Abbildung 4: Herstellung des Frankipfahls mit Kiesverdichtung	11
Abbildung 5: Herstellung des Simplexfahls	12
Abbildung 6: Zuordnung der Bodengruppen nach DIN 18196	14
Abbildung 7: Qualitative Zusammenstellung zwischen Pfahlwiderständen u. Bauwerksbeansprg.	20
Abbildung 8: Graphische Ermittlung des neutralen Punktes aus Setzung des Pfahls	21
Abbildung 9: Seitendruck, resultierend aus einer Aufschüttung	22
Abbildung 10: Seitendruck resultierend aus einem Aushub	22
Abbildung 11: Pfahlgegründetes Hallenbauwerk mit flachgegründeter Sohlplatte	22
Abbildung 12: Beispiel einer Belastungseinrichtung für eine statische Pfahlprobebelastung	24
Abbildung 13: Widerstand-Setzungs-Linie aus Probebelastung	25
Abbildung 14: Diagramm zur Ermittlung der Streufaktoren ξ_5 und ξ_6	30
Abbildung 15: Werkslageplan Airbus Deutschland, Hamburg	31
Abbildung 16: Widerstand-Setzungs-Linie aus statischer Probebelastung am TP 3	33
Abbildung 17: Widerstand-Setzungs-Linie aus statischer Probebelastung am TP 4	34
Abbildung 18: Statische Probebelastung auf dem aufgespülten Baugelände	35
Abbildung 19: Ergebnisse der Drucksondierung 17A am TP 3	36
Abbildung 20: Ergebnisse der Drucksondierung 27 am TP 4	38
Abbildung 21: Ergebnisse aus dynamischer Probebelastung an den Testpfählen 3 u. 4	40
Abbildung 22: Einteilung der Bodenschichten nach Spitzendruck und Scherfestigkeit (TP 3)	51
Abbildung 23: Einteilung der Bodenschichten nach Spitzendruck (TP 4)	54
Abbildung 24: Spitzendrucksondierung in einem für Norddeutschland gängigen Baugrund	66
Abbildung 25: Graphische Darstellung der unterschiedlichen Einwirkungsgrößen	74
Abbildung 26: Prozentuale Reduzierung der neg. Mantelreibung	75
Abbildung 27: Prozentuale Reduzierung der neg. Mantelreibung	75

Verwendete Formelzeichen

φ	Winkel der inneren Reibung
σ'	effektive Normalspannung
τ	Scherfestigkeit
c'	Kohäsion
τ_f	Schubspannung in der Scherfuge
$\tau_{n,k}$	charakteristische negative Mantelreibung
q_s	Mantelreibung bzw. Pfahlmantelreibung
q_b	Spitzendruck bzw. Pfahlspitzendruck
F	Bauwerkslast
D_s	Pfahlschaftdurchmesser
s_g	Grenzsetzung
R_c	Pfahldruckwiderstand
R_b	Pfahlspitzenwiderstand
R_s	Pfahlmantelwiderstand
ξ	Streuungsfaktor zur Bewertung von Pfahlprobelastungen
q_c	Drucksondierungswiderstand
$c_{u,k}$	undrained Scherfestigkeit
D_{eq}	äquivalenter Durchmesser des Pfahlschaftes
a_s	Seitenlänge eines Pfahls mit quadratischem Querschnitt
A_b	Pfahlfußfläche
A_s	Pfahlschaftfläche
K_0	Erdrückdruckbeiwert
α	Faktor zur Festlegung der neg. Mantelreibung für bindige Böden
δ	Wandreibungswinkel
γ	Wichte des Bodens
h	Mächtigkeit der Bodenschicht
E_s	Steifemodul
t_w	Mächtigkeit der Weichschicht
$Q_{n,k}$	Zusatzlast durch negative Mantelreibung
$Q_{n,k(Red)}$	Reduzierte Zusatzlast durch negative Mantelreibung

γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten
γ_t	Teilsicherheitsbeiwert für Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten

1. Einleitung

1.1 Thematische Einleitung

Heute ist die Standortwahl einer baulichen Anlage nicht nur von den Gegebenheiten des Baugrundes abhängig; fortschreitende Urbanisierung in Industrie- und Schwellenländern bewirkt, dass Bauland immer knapper wird und Bauingenieure gezwungen sind, Gebäude auch auf weniger geeigneten Böden abzusetzen. Durch das stetige Wachstum der Wirtschaft herrscht zu dem ein permanenter Drang nach Vergrößerung der Gebäude, was dazu führt, große Belastungen auf begrenzte Flächen in den Baugrund abzuleiten.

Verfügt ein zu bebauender Baugrund nicht über ausreichende Tragfähigkeit, kann eine Pfahlgründung zum Einsatz kommen, die auch tieferliegende Bodenschichten zur Abtragung der Bauwerkslasten heranzieht.

Besonders in Großstädten sind Tiefgründungen mit Pfählen oft unumgänglich. Aufgrund der engen Bebauung kann es bei Flachgründungen oft zu einer gegenseitigen Beeinflussung benachbarter Gründungen kommen. Infolge Ausbreitung der Bauwerkslasten in den oberen Bodenschichten treten Überlagerungen von Spannungen an benachbarten Fundamenten auf, die schädliche Setzungen auslösen können.

Eine Pfahlgründung setzt einen tiefen Aufschluss des Baugrundes und die Ermittlung der bodenmechanischen Parameter durch Labor- und Feldversuche voraus, um den Lastabtrag aus den Pfählen in den Boden hinein berechenbar zu machen. Karl von Thierzaghi hat sich zu Beginn des letzten Jahrhunderts um die Modellierung und physikalische Erfassung von Bodenparametern verdient gemacht. Bis heute ist es jedoch noch nicht gelungen, ein abschließendes mechanisches Modell der Böden zu erstellen.

Die von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. herausgegebene Empfehlung des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle) beinhaltet den heutigen Stand der Anwendungstechnik und gibt Spannen und Erfahrungswerte vor, über die die äußere Tragfähigkeit unterschiedlicher Pfahlsysteme ermittelt werden kann. Diese aus Empirie gewonnenen Werte unterscheiden sich für den Mantelwiderstand (positive Mantelreibung) nach Pfahlsystemen und fallen für einen Ortbetonrammpfahl mit rauer Pfahlmanteloberfläche größer aus, als bei einem Stahlbetonfertigungspfahl mit glatter Oberfläche, was besagt, dass der Ortbetonrammpfahl eine größere Lastabtragungseffizienz über den Pfahlschaft aufweist. Der Pfahlwiderstand aus Mantelreibung entsteht durch eine nach unten gerichtete Relativverschiebung des Pfahles gegenüber dem in Ruhe befindlichen Boden. Kehrt sich diese Relativverschiebung z. B. durch starke Setzung des Bodens um, so dass sich der Boden gegenüber dem

Pfahl nach unten bewegt, kommt es zu einer Zusatzbelastung auf den Pfahl durch negative Mantelreibung. Die Bemessung dieser Einwirkungsgröße aus der negativen Mantelreibung erfolgt nach der EA Pfähle für alle Pfahlsysteme gleich, das heißt, es wird hierbei kein Unterschied zwischen der „rauen“ Pfahloberfläche des Ortbetonrammpfahls und dem „glat-ten“ Schaft des Stahlbetonfertigpfahles gemacht.

Mit dieser Bachelorarbeit soll herausgefunden werden, ob der aus Empirie ermittelte Nachteil im Tragverhalten (Mantelreibung beim Stahlbetonfertigpfahl ist kleiner als bei einem Ortbetonrammpfahl) einen Vorteil für die Ermittlung der Lasteinwirkung durch negative Mantelreibung erbringen kann. Damit ist gemeint, dass die negative Mantelreibung bei einem Stahlbetonfertigpfahl gegenüber dem Ortbetonrammpfahl evtl. reduziert werden kann.

Zu diesem Zweck wurden im Rahmen dieser Arbeit rechnerische Untersuchungen an einem Fallbeispiel durchgeführt, die eine Reduzierung der negativen Mantelreibung am Fertigrammpfahl gegenüber dem Ortbetonrammpfahl „System Simplex“ vertreten lassen. Für das Fallbeispiel wurden mir freundlicherweise Ausführungsdaten von der Firma Centrum Pfähle, Hamburg zur Verfügung gestellt.

1.2 Struktur der Arbeit

Nach einer kurzen Übersicht über die gängigen Pfahlsysteme und Nennung der Voraussetzungen einer Tiefgründung mit Pfählen im zweiten Kapitel, wird im dritten Kapitel auf die Eigenschaften einer Pfahlgründung mit Fertigteiltrampfpfählen aus Stahlbeton näher eingegangen.

Das vierte Kapitel befasst sich ausführlich mit Methoden zur Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeit nach DIN EN 1997-1, Eurocode 7. Die erlangten theoretischen Grundlagen werden am Ende des vierten Kapitels auf ein praxisbezogenes Beispiel angewendet, dass auch im fünften Kapitel durch differenzierte Mantelreibungsansätze an den zu untersuchenden Testpfählen weiter Verwendung findet. Durch rechnerisch ermittelte Tragfähigkeitsvergleiche der Stahlbetonfertigpfähle mit fiktiven Ortbetonrammpfählen wird die Abhängigkeit der lastabtragenden Mantelreibung (positive Mantelreibung) von der Pfahloberflächenbeschaffenheit verdeutlicht. Im weiteren Verlauf des Kapitels wird diese Abhängigkeit rechnerisch auch für die Ermittlung der belastenden negativen Mantelreibung angesetzt. Durch einen, im Rahmen dieser Arbeit ermittelten vertretbaren Ansatz, der die negative Mantelreibung am Stahlbetonfertigpfahl im Gegensatz zum Ortbetonrammpfahl reduziert, wurde ein Optimierungspotential am Fertigrammpfahl aus Stahlbeton erzielt. Im nach-

folgenden sechsten Kapitel werden die Ergebnisse dieser Untersuchung ausgewertet und auf ihre wirtschaftliche Konsequenz hin beurteilt. Anschließend wird im siebten Kapitel ein Fazit aus den vorangegangenen Ergebnissen gezogen.

2. Tiefgründungen mit Pfählen

2.1 Voraussetzungen zur Anwendung von Tiefgründungen mit Pfählen

Die Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Boden stellt die Schnittstelle des aufgehenden Gebäudes zum Baugrund dar. An dieser Stelle werden die Bauwerkslasten auf den Boden übertragen bzw. von hier aus über weitere Bauteile in den Baugrund geführt. Der lastaufnehmende Boden, der durch chemische, mechanische und thermische Einflüsse über Milliarden von Jahren seine heutige Form angenommen hat, unterscheidet sich durch sein disperses System wesentlich von den sonstigen Baustoffen, die sich modellhaft über Stoffgesetze beschreiben lassen. Tragfähigkeit und Verformungsverhalten des Baugrundes können durch rein oberflächliches Betrachten oder durch geläufige mechanische Gesetze schwer oder gar nicht bestimmt werden. Baugrundeigenschaften lassen sich nur durch besondere Baugrunduntersuchungen und Bewertungen von Sachverständigen für Geotechnik angeben. Erschwerend kommt hinzu, dass die Baugrundverhältnisse lokal unterschiedlich sind und durch besondere Erkundungsverfahren, die auf das Bauvorhaben und die Örtlichkeit abgestimmt sind, an jedem Bauort festgestellt werden müssen.

Bei tragfähigen Böden werden die äußeren Lasten per Flachgründung ausschließlich über die horizontale oder gering geneigte Sohlfläche in den Baugrund geleitet. Dabei ist zu beachten, dass die Gründungskörper (Gründungsplatte, Einzel- oder Streifenfundamente) in frostfreier Tiefe eingebaut und die zulässige Bodenpressung, die der Baugrundsachverständige in Labor- und Feldversuchen ermittelt, rechnerisch nicht von der vorhandenen überschritten wird [vgl. Witt, 2009, S.1ff].

Liegen die tragfähigen Schichten tief, stellt das Bauwerk eine Störung des Gleichgewichtes in den oberen Schichten des Bodens dar. Bauwerkslasten erzeugen aus den Bodenpressungen Formänderungen, die zu Setzungen, Schiefstellungen bis hin zu Schäden an der Konstruktion führen können [vgl. Stigler, 1973, S. 15 ff].

Zur Vermeidung solcher Schäden, wird üblicherweise eine Tiefgründung mit Pfählen gewählt. Die anfallenden Lasten werden im Wesentlichen über Normalkräfte im Pfahl in tiefere tragfähige Bodenschichten transportiert und dort durch Mantelreibungs- und Spitzendruckreaktionen in den Baugrund abgetragen.

Zudem sind Baugrundverbesserungen, Schächte, Senkkästen oder Druckluftgründungen für die Realisierung der Lastabtragung in tiefere Schichten geeignet, die jedoch in dieser Arbeit nicht weiter behandelt werden.

2.2 Pfähle als Bestandteil einer Tiefgründungsart

Der Pfahl als Bestandteil einer Tiefgründung, der sogenannten Pfahlgründung, ist ein stabförmiges Bauelement mit meist rundem oder quadratischem Querschnitt. Seine Aufgabe besteht darin, Bauwerkslasten durch die direkt am Bauwerk auftretenden, nicht hinreichend tragfähigen Bodenschichten zu leiten und sie in den tiefer anstehenden, tragfähigen Baugrund abzusetzen. Dabei werden die Lasten punktuell durch Widerstand in einer festen Schicht unter dem Pfahlfuß (Spitzendruck) und/oder flächig durch Reibung zwischen Boden und Pfahlschaft (Mantelreibung) abgetragen. Man spricht von äußerer Tragfähigkeit, bei der stets gewährleistet sein muss, dass der Pfahl die Last mit der erforderlichen Sicherheit in den Boden überträgt. Die innere Tragfähigkeit des Pfahls ist die Tragfähigkeit des Pfahlbaustoffes selbst, über die die Bauwerkslasten in die tieferen tragfähigeren Bodenschichten bis zum Pfahlfuß geführt werden.

Statisch betrachtet ist ein Pfahl als Stabtragwerk anzusehen, das auf Druck, Zug und Biegung beansprucht werden kann. Der Stab kann senkrecht, geneigt oder waagrecht eingebaut werden. Die Länge wird je nach den Erfordernissen, die sich aus dem Aufbau und den mechanischen Parametern des anstehenden Bodens ergeben, bestimmt. [Stiegler, 1968, S. 20 ff].

Man unterscheidet Pfähle nach [vgl. Lang, 2011, S. 205 ff]:

- *Art und Ort der Herstellung:* Der Fertigpfahl wird als Fertigteil an den Einbringungsort geliefert und dort durch Rammen (Einschlagen), Vibrieren oder Drücken in den Baugrund eingeführt, wohingegen der auf der Baustelle hergestellte Pfahl in einem durch Rammen, Drücken, oder Bohren angelegtem Bodenhohlraum, in der Regel mit Beton, erstellt wird.
- *Art und Weise der Einbringung in den Boden:* Ein durch Rammen im Erdreich eingebrachter Pfahl, verdrängt den pfahlumgebenden Boden (Rammpfahl). Um einen Bohrpfahl einzubringen, wird das Bodenvolumen aus dem eigens für den Pfahl hergestellten Hohlraum entfernt. Die Herstellung des Pfahls erfolgt im Bohrloch, oft mit Hilfe einer Verrohrung oder Stützflüssigkeit (Bohrpfahl).
- *Art und Weise der Lastabtragung:* Steht ein Pfahl mit seiner gesamten Länge in sehr weichen oder stark wasserhaltigen Bodenschichten, kann der Lastabtrag wesentlich nur über den Spitzendruck erfolgen. Man spricht von einem Spitzenpfahl, der zwar in der tragenden, pfahlfußumgebenden Schicht kleine Anteile durch Mantelreibung an den Baugrund abgibt, aber die Last überwiegend an der Pfahlspitze in den Boden abträgt. Ist die tragfähige Schicht aus wirtschaftlichen oder konstruktiven Gründen für den Pfahl nicht zugänglich, so dass die Lastabtragung über den

Spitzendruck nicht möglich ist, spricht man von einer „schwimmenden“ Pfahlgründung. Die Lastübertragung aus dem Pfahl in den Boden erfolgt dabei wesentlich über die Mantelreibung (siehe **Abbildung 1**).

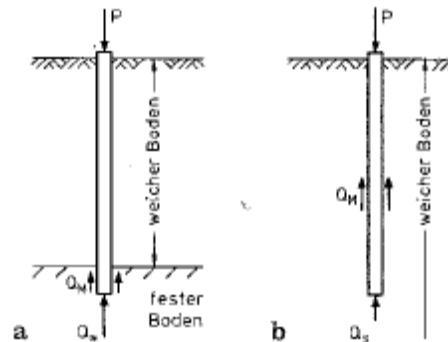


Abbildung 1: a) Spitzenpfahl; b) schwimmender Pfahl
(Quelle: Lang, 2011, S.205)

Pfahlgründungen haben eine lange Geschichte im Bauwesen und gehören heute zu den am häufigst verwendeten Tiefgründungsarten. Schon ca. 3.000 v. Chr. wurde im Alpenraum auf Pfählen gegründet. Bis Anfang des 20. Jahrhunderts verwendete man überwiegend Holz als Pfahlmaterial, das mit Fallgewichten in den Boden eingetrieben wurde.

Heutzutage existieren zahlreiche Pfahltypen, die sich durch Herstellverfahren und dem Baustoff in Ort- und Fertigpfahl unterscheiden. Im nachfolgenden Kapitel wird auf die verschiedenen Typen näher eingegangen.

Ein Pfahl stellt somit ein beständiges Bauelement zur Abtragung von Lasten dar. Er vereinfacht die Fixierung größerer Bauten am Baugrund und kann materialabhängig in fast allen Gebieten des Bauwesens, z. B. im Wohnungs-, Brücken-, Hoch- und Wasserbau, verwendet werden [vgl. Schnell, S. 10].



Abbildung 2: Gründung des Hamburger Hauptbahnhofs mit Fertigpfählen aus Eisenbeton (Quelle: Everts - G., 1998, S. 21)

Eine der ersten großen Pfahlgründungen in Deutschland, die nicht aus Holzpfählen bestand, ist das im Jahr 1902 von der Firma Züblin errichtete Empfangsgebäude des Hamburger Hauptbahnhofs (**Abbildung 2**). Für die Maßnahme wurden 800 aus Eisenbeton (damalige Bezeichnung für Stahlbeton) bestehende Fertigpfähle durch Rammen in den Baugrund getrieben. Die Pfahllängen betragen zwischen 6 bis 10 Metern [vgl. Everts - G., 1998, S. 21 ff].

2.3 Übersicht der gängigen Pfahlsysteme und Einsatzgebiete

Wie vorangestellt beschrieben, werden Pfahlsysteme aufgrund verschiedener Einbauarten und Gebrauchsmöglichkeiten unterschieden und in drei Kategorien zusammengefasst (siehe **Abbildung 3**).

Ausschlaggebender Unterschied von Verdrängungs- und Bohrpfählen ist das Verfahren zur Beseitigung des überschüssigen Bodenvolumens, welches für die Erzeugung des Pfahlhohlraumes weichen muss. Beim Einbau des Verdrängungspfahls entsteht keine bedeutende Bodenförderung. Bei einer Tiefgründung mit Bohrpfählen hingegen wird der Boden vollständig oder teilweise gelöst und gefördert. Für Mikropfähle lassen sich beide Herstellverfahren anwenden.

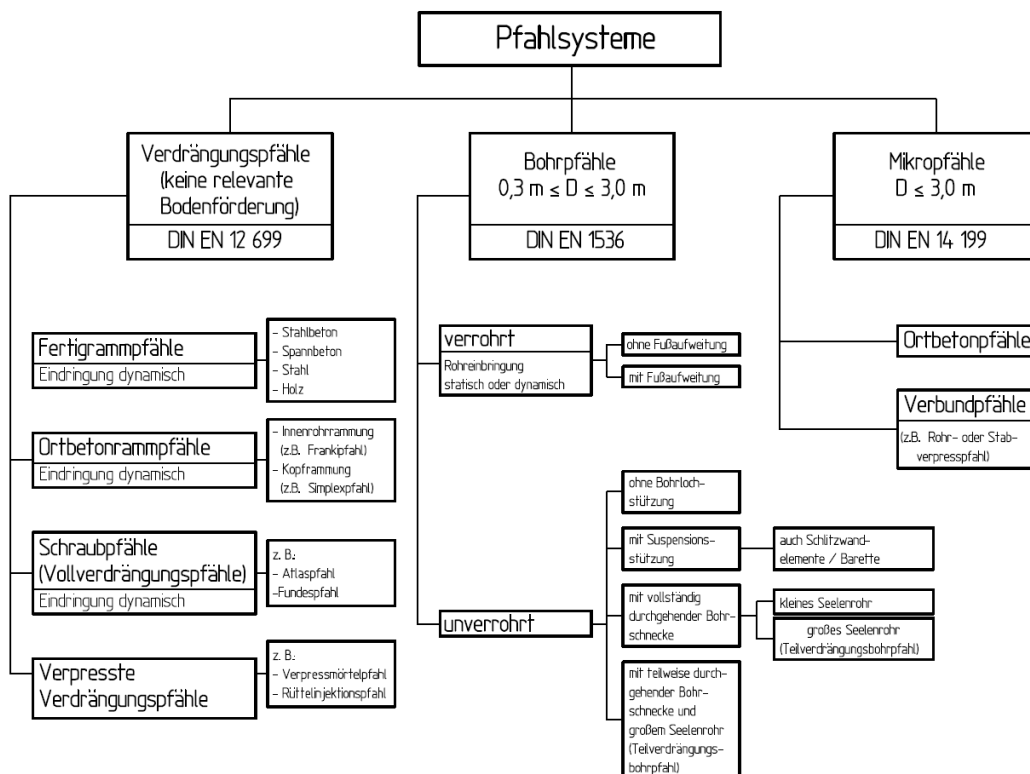


Abbildung 3: Übersicht der genormten Pfahlsysteme differenziert nach Herstellungsnorm (Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 10)

Die Herstellung der Pfahlsysteme erfolgt nach folgenden europäischen Normgrundlagen [vgl. Witt, 2009, S. 77]:

- DIN EN 12 699 Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau); Verdrängungspfähle,
- DIN EN 1536 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Bohrpfähle und
- DIN EN 14 199 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle).

2.3.1 Verdrängungspfähle

Pfähle, die durch Rammen, Rütteln, Eindrücken oder Drehen in den Baugrund getrieben werden und dabei den Boden ganz und gar verdrängen, werden Vollverdrängungspfähle genannt. Wird der Boden nur teilweise verdrängt und ein Teil des Bodens gefördert, nennt man den Pfahl Teilverdrängungspfahl. Das Beiseitedrücken des Bodens (Verdrängung) führt durch die seitliche Verdichtung zu einer Zunahme der äußeren Tragfähigkeit des Pfahles in den tragfähigen Schichten. Bei einem nicht wassergesättigten bindigen Boden, und

bei nichtbindigen Böden wird eine Verdichtung (Vorspannung) und bei wassergesättigten, bindigen Böden ein Porenwasserüberdruck hervorgerufen. Diese mechanischen Veränderungen des Bodenzustandes in der Pfahlumgebung wirkt sich positiv auf die äußere Tragfähigkeit aus. Verdrängungspfähle werden in Fertigteilrammpfahl, Ortbetonrammpfahl, Schraubpfahl und Verdrängungsverpresspfahl unterschieden. Auf letztere Pfahltypen wird nicht eingegangen, sie zeigen keine Relevanz für die weitere Ausarbeitung dieser Arbeit [vgl. Witt, 2009, S. 89,79].

2.3.1.1 Fertigrammpfahl

Der Fertigrammpfahl ist ein Verdrängungspfahl, der werkseitig als Fertigteil hergestellt, auf die Baustelle geliefert und dort durch Rammen in den Baugrund eingebracht wird. Das Pfahlelement kann aus Stahlbeton, Spannbeton, Stahl oder Holz bestehen und komplett oder abschnittsweise zum Einbauort transportiert werden. Fertigrammpfähle werden aufgrund des Transportes und der Einbringung unter die Ramme nur in begrenzten Längen hergestellt [vgl. EA Pfähle, 2012, S. 18].

Der Fertigrammpfahl aus Holz ist die älteste existierende Pfahlart. Heute wird dieser Pfahltyp wegen der Nachteile im Material und der vergleichsweise mäßigen Tragfähigkeit nur noch selten für eine Pfahlgründung von Bauwerken verwendet. Der wechselnde Kontakt mit Sauerstoff und Wasser, z. B. bei schwankenden Grundwasserständen, führt auf Dauer zur Zerstörung durch Fäulnis. Holzpfähle haben einen nahezu runden Querschnitt mit Durchmessern von 0,15 – 0,35m. Für den Rammvorgang können die Füße zum Schutz mit Stahlringen verstärkt werden. Eingesetzt werden diese Pfähle überwiegend bei temporären Baumaßnahmen wie der Gründung von Lehrgerüsten, sowie für gestalterische Zwecke bei z. B. Geländeabtreppungen im Landschaftsbau oder Verbaumaßnahmen an Flüssen. Der charakteristische Pfahlwiderstand im Gebrauchszustand liegt bei einem Holzpfahl, je nach Länge, Querschnitt und Untergrund, bei 0,1 – 0,6 MN [vgl. EA Pfähle, 2012, S. 20 ff].

Stahlpfähle werden in einer Vielzahl von Querschnitten verwendet. Träger-, Kasten- oder Rundprofile sind die gängigen Profilformen, die mit oder ohne geschlossenen Pfahlfuß zur Anwendung kommen. Bedarfsweise können auch am Pfahlende Platten oder Flügel angeschweißt werden, die bei nichtbindigen Böden zu einer Erhöhung des Pfahlsitzenwiderstandes und bei bindigen Böden zur höheren Mantelreibung führen. Durch Schweißverbindungen lassen sich Fertigpfähle aus Stahl flexibel an die Gegebenheiten vor Ort anpassen und entsprechend aufstocken. Um Beulerscheinungen bei harter Rammung zu vermeiden, wird der Pfahlkopf ggf. verstärkt. Anwendung findet der Stahlpfahl überwiegend dort, wo seine vergleichsweise hohe Zugfestigkeit und Dauerhaftigkeit ausgenutzt wird, z. B. im Offshore- oder Hafenbau. Im Gebrauchszustand liegt die charakteristische Tragfähigkeit bei

üblichen Stahlpfählen zwischen 0,5 und 2 MN [vgl. EA Pfähle, 2012, S. 19, Witt, 2009, S. 79 ff].

Fertigrammpfähle aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton kommen in Deutschland meist mit quadratischem Querschnitt von 0,20m x 0,20m bis 0,45m x 0,45m zum Einsatz, werden aber auch in rechteckigen oder kreisförmigen, hohlen oder massiven Profilformen erstellt. Der Pfahlbeton wird in der Regel in einer hohen Betonfestigkeitsklasse ab C50/60 hergestellt und schlaff oder vorgespannt bewehrt. Die hohe Druckfestigkeit des Betons wird benötigt, damit das Pfahlmaterial die große mechanische Beanspruchung beim Rammen aufnehmen kann. Beschädigungen am Pfahlkopf durch die hohe Aufschlagsenergie des Rammhärgewichtes werden durch eine Rammhaube mit darunterliegendem Futtermaterial aus Holz oder Kunststoff vermieden.

Zur Anpassung der erforderlichen Pfahllängen vor Ort können die Pfahlabschnitte mit verschiedenen Kupplungssystemen unter der Ramme zusammengefügt und beliebig verlängert werden. Auf kleinen Baustellen, auf denen sich die Pfahllängen nicht akkurat vorherbestimmen lassen, ist die Anwendung daher oft praktisch. Der charakteristische Pfahlwiderstand im Gebrauchszustand liegt wie bei dem Fertigteilrammpfahl aus Stahl bei 0,5 – 2 MN [vgl. EA Pfähle, 2012, S. 18 ff, Witt, 2009, S. 81 ff].

2.3.1.2 Ortbetonrammpfahl

Der Bodenhohlraum zur Herstellung des Ortbetonrammpfahls wird durch ein Vortreibrohr aus Stahl, das in den Baugrund gerammt wird, hergestellt. Nach Einführung eines ggf. erforderlichen Bewehrungskorbes wird das Vortreibrohr unter gleichzeitigem Nachfüllen von Beton gezogen. Unterschiedliche Einbringungsarten des Stahlrohres differenzieren den Ortbetonrammpfahl in zwei Typen;

- a) Der sogenannte „Frankipfahl“, der durch eine Freifallrammung, bei der das Rammhärgewicht innerhalb des Rohrhohlraumes auf einen am Fußbereich gebildeten Beton- oder Kiespfropfen fallengelassen wird, ins Erdreich getrieben wird (Innenrohrrammung). Eine Erhöhung der Tragfähigkeit wird bei diesem System durch eine Pfahlfußausrammung erzielt, die zu einer Pfahlfußvergrößerung (die Fläche zur Aufnahme des Spitzendruckes vergrößert sich) führt. Der Durchmesser des Rammrohres liegt zwischen 335 und 610mm. Die charakteristischen aufnehmbaren Pfahllasten betragen beim Frankipfahl zwischen 1,0 und 6,0 MN. In **Abbildung 4** sind die Schritte zur Herstellung eines Frankipfahls dargestellt.

2. Tiefgründungen mit Pfählen

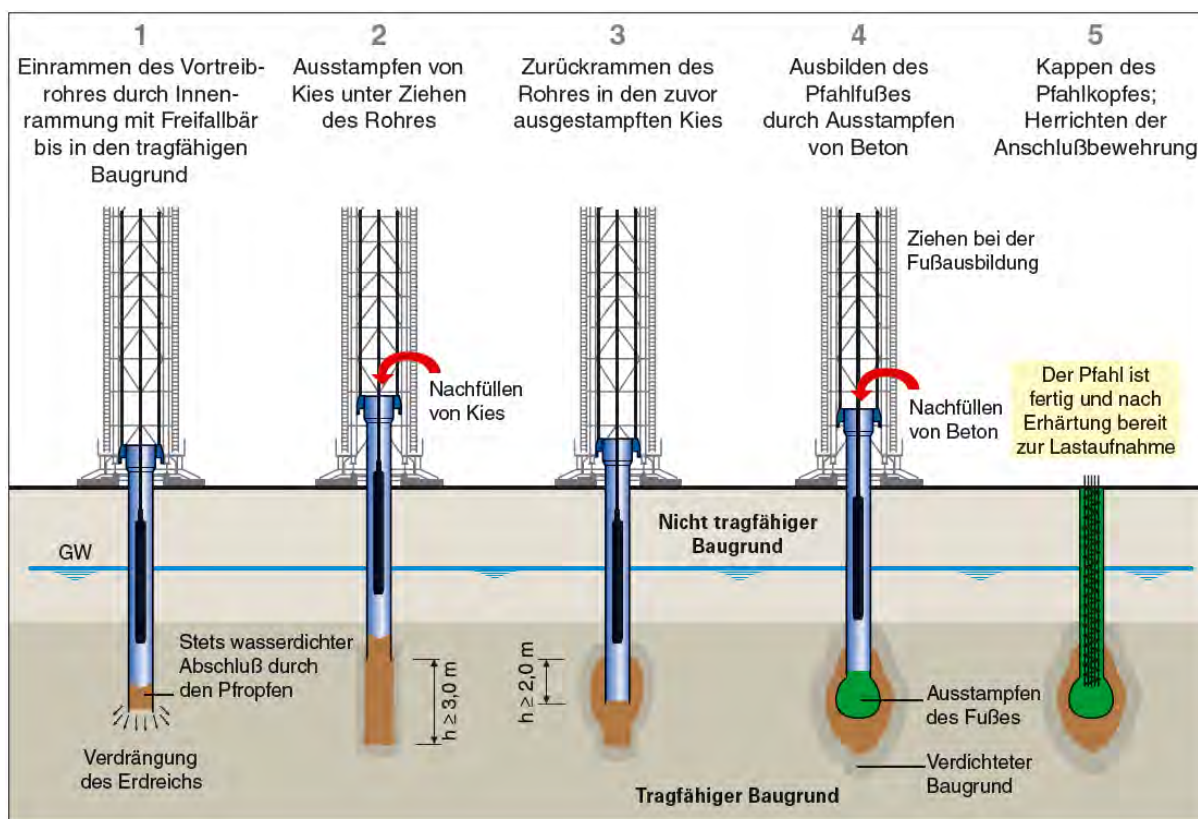


Abbildung 4: Herstellung des Frankipfahls mit Kiesverdichtung
 (Quelle: Franki Grundbau)

- b) Beim sogenannten „Simplexpfahl“ erfolgt die Hohlraumherstellung durch eine Kopframmung auf das mit Durchmessern von 340 bis 720mm bestehende Stahlrohr wobei die Pfahlaufstandsfläche mit einer wasserdichten Fußplatte aus Stahl verschlossen ist. Beim anschließenden Ziehen des Rohres löst sich die Fußplatte und verbleibt im Erdreich. Im Gebrauchszustand, abhängig vom Untergrundverhältnis und Durchmesser, beträgt der charakteristische Pfahlwiderstand zwischen 0,5 und 2,0 MN und ist damit, im Vergleich zum Frankipfahl deutlich geringer [vgl. EA Pfähle, 2012, S. 21 ff, Witt, 2009, S. 85 ff]. **Abbildung 5** sind die Herstellungsschritte eines Simplexpfahls zu entnehmen.

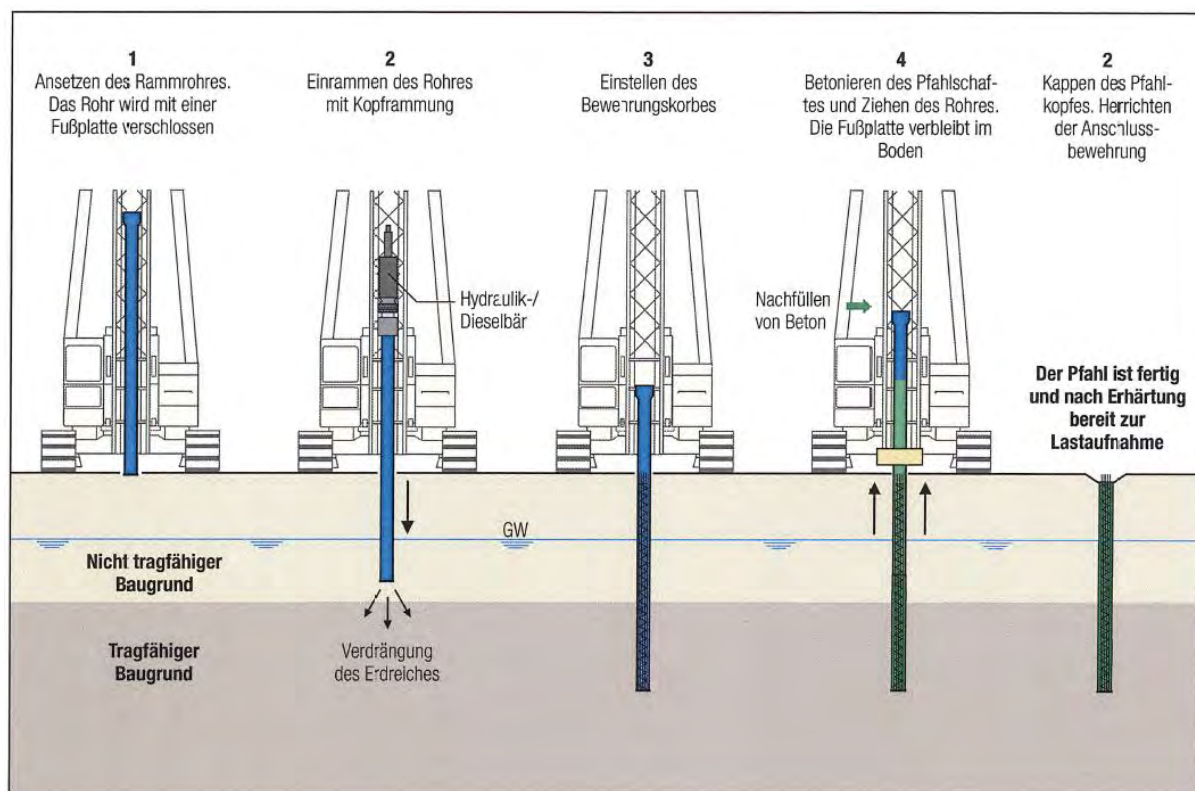


Abbildung 5: Herstellung des Simplexpfahls
(Quelle: Franki Grundbau)

2.3.2 Bohrpfähle

Die kennzeichnenden Vorteile eines Bohrpfahls liegen in der weitgehend erschütterungsfreien Herstellung. Bei diesem Herstellungsverfahren wird der Boden im Bereich des Pfahls „ausgebohrt“; es erfolgt keine Bodenverdrängung und keine Verdichtung des pfahlumgebenden Bodens.

2.3.2.1 Verrohrt hergestellter Bohrpfahl

Bei der Herstellung eines Bohrpfahls mit einer Verrohrung soll die Auflockerung des umgebenden Bodens durch ein schützendes Vortreibrohr vermieden werden. Das Rohr wird im Baugrund bis nach der Betoneinbringung belassen, damit der Boden im Schutz der Verrohrung durch ein entsprechendes Bohrwerkzeug gelöst und gefördert werden kann. Dabei ist darauf zu achten, dass die Verrohrung dem Ausräumfortschritt in nicht standfesten Böden vorausseilt. Das Rohr wird bei der Herstellung in den Baugrund eingetrieben und der Boden parallel dazu gefördert. Nach Erreichen der Solltiefe wird der entstandene Hohlraum mit Beton gefüllt, wobei das Stahlrohr schrittweise gezogen wird. Bedarfsweise kann zusätzlich auch ein Bewehrungskorb eingelegt werden. Die Herstellung eines verrohrten Bohrpfahls kann in allen Böden mit Schaftdurchmesser von bis zu 2,5m erfolgen. Je nach

Durchmesser und Untergrund können sie mit einer Tiefe bis ca. 60m hergestellt werden und weisen im Gebrauchszustand eine charakteristische Tragfähigkeit von 1,0 – 10 MN auf [vgl. vgl. EA Pfähle, 2012, S. 13 ff].

2.3.2.2 Flüssigkeitsgestützt hergestellter Bohrpfahl

Ungestützte Bohrpfähle werden ohne Verrohrung oder andere Stützungen des Bohrloches hergestellt. In nicht ausreichend standfesten Böden verhindert eine Verwendung von Stützflüssigkeiten mit besonderen mechanischen Eigenschaften schon während des Aushubvorganges das Eindringen von seitlichen Bodenmassen (Stützung der Bohrlochwandung). Verdrängt wird die Stützflüssigkeit anschließend bei Einbringung des Betons, dem die endgültige Tragfunktion zugeordnet ist.

2.3.2.3 Erdgestützt mit durchgehender Bohrschnecke hergestellter Bohrpfahl

Ebenso werden bei der ungestützten Bohrpfahlherstellung Schneckenbohrpfähle verwendet. Zur Vermeidung der abnehmenden Pfahltragfähigkeit wird die Stützung der Bohrlochwandung durch die durchgehend mit Boden gefüllte Bohrschnecke gewährleistet. Es wird eine über die gesamte Pfahllänge reichende Bohrschnecke in den Boden gedreht und anschließend beim Ziehen der Schnecke Beton in den Hohlraum eingepumpt. Bei der Bohrung mit einem relativ kleinen Seelenrohrdurchmesser von 10 -15cm wird der Bewehrungskorb in das mit Beton gefüllte Bohrloch eingerüttelt. Bohrseelendurchmesser ab 40cm lassen es zu den Bewehrungskorb in die Seele einzufädeln und anschließend zu betonieren. Die charakteristischen Pfahlwiderstände im Gebrauchszustand liegen, abhängig von Pfahldurchmesser und Untergrund, zwischen 0,5 und 2 MN.

2.3.3 Mikropfähle

Zur Hohlraumherstellung eines Mikropfahls eignen sich Bohr- und Verdrängungsverfahren. Dabei werden die Durchmesser bei gebohrten Mikropfählen kleiner als 0,3 und bei bodenverdrängenden kleiner als 0,15m hergestellt. Die Herstellung von Mikropfählen gestaltet sich lärm- und erschütterungsarm und gelingt auch bei beengten Platzverhältnissen. Die Übertragung der Kräfte in den Boden wird durch das Verpressen des entstehenden Hohlraumes mit Beton oder Zementmörtel erreicht, mit dem ein guter Verbund zwischen Pfahlbaustoff und Boden erreicht wird.

Differenziert werden Mikropfähle in Ortbetonpfahl und Verbundpfahl. Ersterer weist eine durchgehende Längsbewehrung auf; der erforderliche Mindestschaftdurchmesser beträgt dabei 0,15m. Anwendungsgebiet findet der Mikropfahl meist an Orten, an denen die räumlichen Bedingungen begrenzt sind, wie z. B. unter Brücken, unter Bahnüberleitungen

oder in Hallen. Die üblichen charakteristischen Pfahlwiderstände im Gebrauchszustand belaufen sich je nach Untergrundverhältnis und Querschnitt in einer Größenordnung bis ca. 1,0 MN [vgl. vgl. EA Pfähle, 2012, S. 25 ff].

2.4 Baugrundeigenschaften

Das Tragverhalten von Pfählen hängt maßgebend von den Baugrundeigenschaften am Einbauort ab. Baugrunduntersuchungen für Tiefgründungen mit Pfählen sind daher, durch Labor- und Feldversuche im Vorwege sehr umfangreich auszuführen. Dabei muss der Baugrund in jedem Fall tiefer als die Lage des späteren Pfahlfußes aufgeschlossen werden. In Feld- sowie Laboruntersuchungen müssen alle Baugrundinformationen und Schichtungen festgestellt und die Tragfähigkeits- und Verformungseigenschaften des Baugrunds erfasst und dargestellt werden. Von großer Bedeutung für die anschließende Tragfähigkeitsbemessung der Pfähle ist die Spitzendrucksondierung, die über die Entnahme von ungestörten Bodenproben hinaus vor Ort erstellt wird.

2.4.1 Zuordnung der Böden

Nachfolgend wird die Baugrundklassifizierung nach „DIN 18196 Klassifikation für bautechnische Zwecke“ beschrieben. **Abbildung 6** zeigt die Zuordnung der Bodengruppen unterteilt in „bindige“ und „nichtbindige“ Böden.

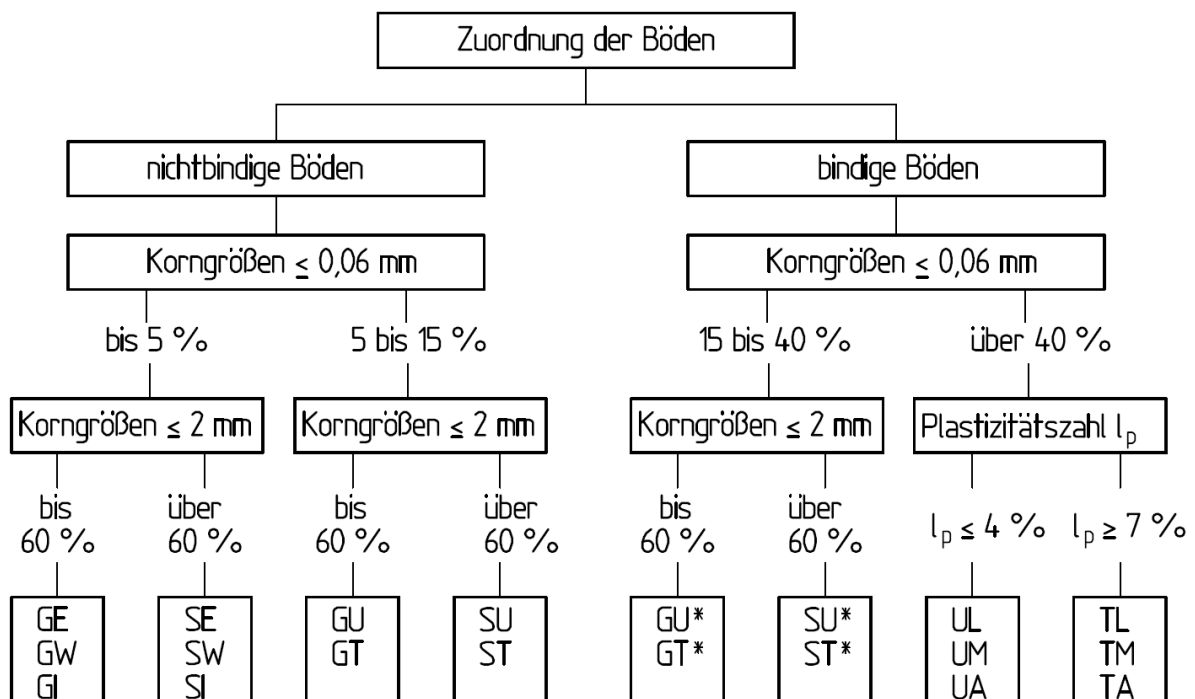


Abbildung 6: Zuordnung der Bodengruppen nach DIN 18196 zu den nichtbindigen und bindigen Böden für Regelfälle (Quelle: EA Pfähle, 2012, S.43)

Zu den nichtbindigen Böden zählen Bodenarten, bei denen der Feinkornanteil (Korngrößen $\leq 0,06$ mm) weniger als 5 % beträgt. Die Eingruppierung in die verschiedenen Bodengruppen, bei denen es sich um Kiese (G) und Sande (S) handelt, ist von der Korngrößenverteilung und der Form der Körnungslinie abhängig. Beträgt der Massenanteil der Bestandteile mit Korngrößen ≤ 2 mm maximal 60 % handelt es sich um Kiese bzw. Kies-Sand-Gemische. Ist der Bestandteil größer als 60 % gliedert sich das Haufwerk in die Gruppe der Sande bzw. Sand-Kies-Gemische ein.

Ermittelt man bei einem Boden einen Feinkornanteil (Korngrößen $\leq 0,06$ mm) zwischen 5 – 40 %, handelt es sich um einen gemischtkörnigen Boden. Dieser differenziert sich wiederum aufgrund des Massenanteils der Bestandteile mit einer Korngröße ≤ 2 mm in Kies- und Sandgemische.

Liegt der Anteil bei maximal 60 % zählt der Boden zu den Kies-Ton oder Kies-Schluffgemischen. Bei einem Anteil von über 60 %, wird der gemischtkörnige Boden zu den Sand-Ton oder Sand-Schluffgemischen gezählt.

Um bindige Böden handelt es sich, wenn der Feinkornanteil (Korngrößen $\leq 0,06$ mm) bei über 40 % liegt. Das Verhalten eines bindigen Bodens hängt von den plastischen Eigenschaften des feinkörnigen Anteils ab. Aus diesem Grund muss die Plastizitätszahl und die Fließgrenze ermittelt werden, bevor man die Gruppenzugehörigkeit bestimmen kann. Bei bindigen Böden handelt es sich um Tone (T) und Schluffe (U) (vgl. DIN 18196, 2011).

2.4.2 Bodenmechanische Parameter

Die physikalischen Eigenschaften der Böden werden durch bodenmechanische Parameter dargestellt (Scherfestigkeiten). Die wesentlichen Parameter sind

- a) der Winkel der inneren Reibung (Reibungswinkel) φ [°] und
- b) die Kohäsion c' [kN/m^2].

Die Kenntnis der Scherfestigkeiten wird für erdstatische Berechnungen am Bauwerk benötigt.

Die auf den Boden wirkende Spannung löst bei ausreichender Größe ein plastisches Versagen des Bodens aus. In welcher Form und wie der Boden auf diese Einwirkungen reagiert, ist abhängig von seiner Beschaffenheit, die durch die Scherfestigkeitsparameter beschrieben werden.

Die Scherfestigkeit eines Felsgesteins ist daher durch die „Verkittung“ der einzelnen Feststoffteilchen wesentlich höher als die Scherfestigkeit solcher Böden, die „rollig“ sind und deren Poren im Korngerüst mit Wasser oder Luft gefüllt sind. Die Parameter, die den Bruchzustand des Bodens beschreiben, werden in Laborversuchen bestimmt, sie bilden die Grundlage der Festigkeits- und Tragfähigkeitsberechnungen der Bauwerke in Wechselspiel mit dem Baugrund.

Die Scherparameter werden durch einen sogenannten Scherversuch ermittelt. Aus dem Scherversuch ergibt sich das τ / σ' – Diagramm, das den Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Scherbruchspannung im Boden darstellt.

Im τ / σ' – Diagramm werden die Normalspannungen $[\sigma']$ und die Scherfestigkeiten $[\tau]$, die im Grenzzustand in der Trennfläche des zu untersuchenden Körpers auftreten, durch einen Punkt wiedergegeben. Die Wertepaare mehrerer abgescherter Probekörper unter verschiedenen Auflastspannungen liegen bei unterschiedlichen Größen der Normalspannungen annähernd auf einer Geraden. Die Grenzgerade wird durch die Gleichung nach Coulomb $\tau_f = c' + \sigma' * \tan \varphi'$ beschrieben (vgl. DIN 18 137, 1990, Teil 1, Abschnitt 3).

Der Scherparameter φ erscheint als Winkel zwischen der Abszisse und der Grenzgeraden, die Kohäsion c' lässt sich an der Ordinate im Nullpunkt ablesen.

3. Fertigrammpfähle aus Stahlbeton

Seit mehr als 100 Jahren hat sich der Stahlbetonfertigpfahl als Gründungselement bewährt. Von Beginn des 20. Jahrhunderts bis heute hat eine enorme Entwicklung bzgl. der Herstellung und Einbringung von Fertigrammpfählen in den Baugrund stattgefunden. Die früher auf der Baustelle von Hand gefertigten Gründungselemente werden heute als Massenprodukt im Betonfertigteilwerk auf höchstem Qualitätsniveau hergestellt. Auch das Einbringen führt heute, gegenüber Pfahlgründungen aus früherer Zeit, durch hoch entwickelte Rammgeräte zu einer erheblichen Steigerung von Leistung und Qualität (vgl. Centrum Pfähle Pfahlgründungen (Firmenbroschüre)).

3.1 Eigenschaften einer Tiefgründung mit Fertigrammpfählen aus Stahlbeton

Im heutigen Baugeschehen nimmt die Terminpriorität auf Baustellen, d. h. letztlich die vorherplanbare Inbetriebnahme eines Neubaus, immer mehr zu. Verzögerungen in der Bauausführung werden in der Regel durch schlechte Witterungsverhältnisse verursacht. Hier zeichnen sich Stahlbetonfertigrammpfähle gegenüber anderen Pfahlsystemen besonders aus, da die Herstellung und Einbringung in den Baugrund unabhängig von Jahreszeiten nahezu bei allen Witterungs- und Baugrundverhältnissen (ausgenommen stehendes Wasser in der Baugrube) erbracht werden kann. Die Herstellung des Fertigpfahls selbst ist von der Witterung unbeeinflusst, da der Pfahl ganzjährig im qualitätszertifiziertem Werk unter gleichbleibenden idealen Bedingungen hergestellt wird. Durch entsprechende Maßnahmen bei der Vorfertigung (Wahl der Betonüberdeckung und Expositionsklasse) können die Fertigpfähle individuell auf alle möglichen Baugrundverhältnisse vorbereitet werden.

Ein weiterer Vorteil ist das relativ „schlanke“, gut bewegliche Rammgeschirr. Rammen für Stahlbetonfertigrammpfähle sind leichter und damit einfacher auch bei schlechten Baugrundverhältnissen einzusetzen. Dies bringt zudem geldliche Vorteile für die Baustelleneinrichtung.

Baugrundspezifisch zeigt sich ein Vorteil gegenüber Bohrpfählen: Durch Einrammung in den Baugrund wird der Boden unter dem Pfahlfuß seitlich verdrängt und verdichtet, so dass auch durch Rammerschütterung eine allgemeine Baugrundverbesserung und damit eine Steigerung der Pfahltragfähigkeit für den Stahlbetonfertigpfahl entsteht. Hinzu kommt, dass eine zeitaufwendige Entsorgung von Aushubmaterial (Bohrgut) beim Bohren entfällt.

Die im Werk hergestellten Fertigpfähle können standardmäßig in ausreichender Menge vorproduziert und in einem Lager vorgehalten werden. Bei Abruf werden sie unter Voraussetzung geeigneter Zufahrtswege nach Bedarf direkt an den Einbauort transportiert. Eine

besondere Lagerfläche in der Nähe der Ramme ist dafür auf dem Baufeld vorzusehen, die dagegen für einen vor Ort herzustellenden Pfahl nicht erforderlich wäre.

Pfahlgründungen mit Fertigrammpfählen aus Stahlbeton erfolgen unabhängig von zeitsensiblen, witterungsabhängigen Ortbetonverarbeitungen auf der Baustelle. Auf eine genaue Taktung der Frischbetonzulieferung muss nicht geachtet werden. Auch sind die im Werk ausreichend ausgehärteten Stahlbetonfertigpfähle sofort nach der Einbringung belastbar; eine weitere Aushärtezeit des Pfahles, wie sie z. B. bei der Herstellung des Ortbetonrammpfahls notwendig ist, wird beim Fertigpfahl nicht benötigt.

Vorgefertigte Fertigrammpfähle aus Stahlbeton werden, gegenüber anderen vor Ort hergestellten Pfahlsystemen, aufgrund der Transport- und Biegeempfindlichkeiten nur bis zu einer Länge von 18m hergestellt; sie können jedoch durch zugelassene Kupplungssysteme unter der Ramme zusammengefügt und längenmäßig an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden.

Stahlbetonfertigpfähle können bis zu einer Neigung von 1:1 schräg in den Baugrund gerammt werden (vgl. Centrum Pfähle Pfahlgründungen (Firmenbroschüre)).

3.2 Pfahlmaterial

Der Bewehrungskorb eines Stahlbetonfertigpfahls wird durch einen modernen Bewehrungsautomaten unter hoher und immer gleich bleibender Qualität in einer Fertigungshalle hergestellt. Nach „DIN - EN 12794: Betonfertigteile – Gründungspfähle“ sind Nenndurchmesser der Längsbewehrung von 8mm nicht zu unterschreiten und bei rechteckigen Pfählen ist mindestens ein Bewehrungsstab in jeder Ecke anzuordnen. Im Pfahlkopfbereich ist, aufgrund der hohen Lasteinleitung durch das Aufschlagen des Rammhärens, auf einer Länge von 750mm eine Querbewehrung von mindesten 9 Bügeln vorzusehen. Eine erhöhte Querbewehrung im Pfahlfußbereich ist über eine Länge von mindestens 200mm zu verteilen. Es sind mindestens 5 Bügeln anzuordnen, damit eine „Umschnürung“ bei erhöhten Lasten z. B. durch Rammhindernisse schützend für den Pfahl wirkt (vgl. Witt, 2009, S. 81). In der Stahlschalung verweilt der Bewehrungskorb durch Abstandshalter in seiner exakten Position bis der selbsterdichtende Beton (C50/60) mit Hilfe der Betonieranlage eingebracht wird (vgl. Centrum Pfähle Pfahlgründungen (Firmenbroschüre)).

3.3 Einwirkungen auf Pfähle

3.3.1 Bauwerkslasten

Alle Lasten, die auf ein Bauwerk wirken sind unter dem Begriff „Bauwerkslasten“ zusammengefasst.

Zum Eigengewicht zählen die Eigenlasten der Baustoffe und der Ausbaustoffe, die als ständige Beanspruchung von einer Pfahlgründung in den Baugrund übertragen werden.

Auch Nutzlasten, die als veränderliche Beanspruchungen über das Bauwerk den Pfahl belasten, sind „Bauwerkslasten“. Sie werden erzeugt z. B. aus Wind, Schnee, Personen und Mobiliar, die als veränderliche Lasten über die Gründungskörper in den Boden abgegeben werden müssen.

3.3.2 Negative Mantelreibung

Negative Mantelreibung $\tau_{n,k}$ erzeugt über die Pfahlmantelfläche eine nach unten gerichtete Kraft, die nach dem Teilsicherheitskonzept als eine ständig auf den Pfahl wirkende Zusatzbelastung anzusetzen ist. Sie wird durch eine Relativbewegung zwischen Boden und Pfahl, bei der sich der Boden stärker setzt als der Pfahl, hervorgerufen. Ausgelöst wird die Relativverschiebung durch die Setzung einer Weichschicht, die beispielsweise durch eine nachträgliche Geländeaufschüttung (Konsolidierung unter Auflast), Grundwasserabsenkungen (Auflast wird durch den Fortfall des Auftriebs vergrößert) o. ä. eintreten kann.

Über Reibung am Pfahlschaft hängt der sich setzende Boden (Weichschicht und darüber liegende Schichten) an den Pfahl und belastet ihn bis zu dem Punkt, an dem die Setzungen von Pfahl und Boden identisch sind (neutraler Punkt).

Der neutrale Punkt stellt die Grenze zwischen negativer Mantelreibung (Lasteinwirkung) und positiver Mantelreibung (Lastabtrag) dar; oberhalb des Punktes wirkt die negative (belastende) und unterhalb des Punktes die positive (pfahlstützende) Mantelreibung. In der Nähe des neutralen Punktes tritt die größte innere Beanspruchung des Pfahls in axialer Richtung auf, da bis dahin keine Lastabtragung in den Boden durch positive Mantelreibung $q_{s,k}$ oder Spitzendruck $q_{b,k}$ stattgefunden hat.

Abbildung 7 zeigt die qualitativen Zusammenhänge zwischen Pfahlwiderständen und Bauwerksbeanspruchungen. Wird der Pfahl durch Bauwerkslasten F_a nur gering beansprucht, setzt sich dementsprechend der Pfahl auch nur sehr wenig. Die Relativverschiebung zwischen dem sich setzenden Boden und Pfahl wird dadurch groß und der Einfluss der negativen Mantelreibung $\tau_{n,k}$ reicht tief.

Umgekehrt erzeugt eine große Bauwerkslast F_b eine große Pfahlsetzung und damit eine geringe Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl. Der Einfluss von $\tau_{n,k}$ reicht nicht sehr tief und es kommt zu einer oberflächennahen Aktivierung der positiven Mantelreibung $q_{s,k}$ (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 54 ff).

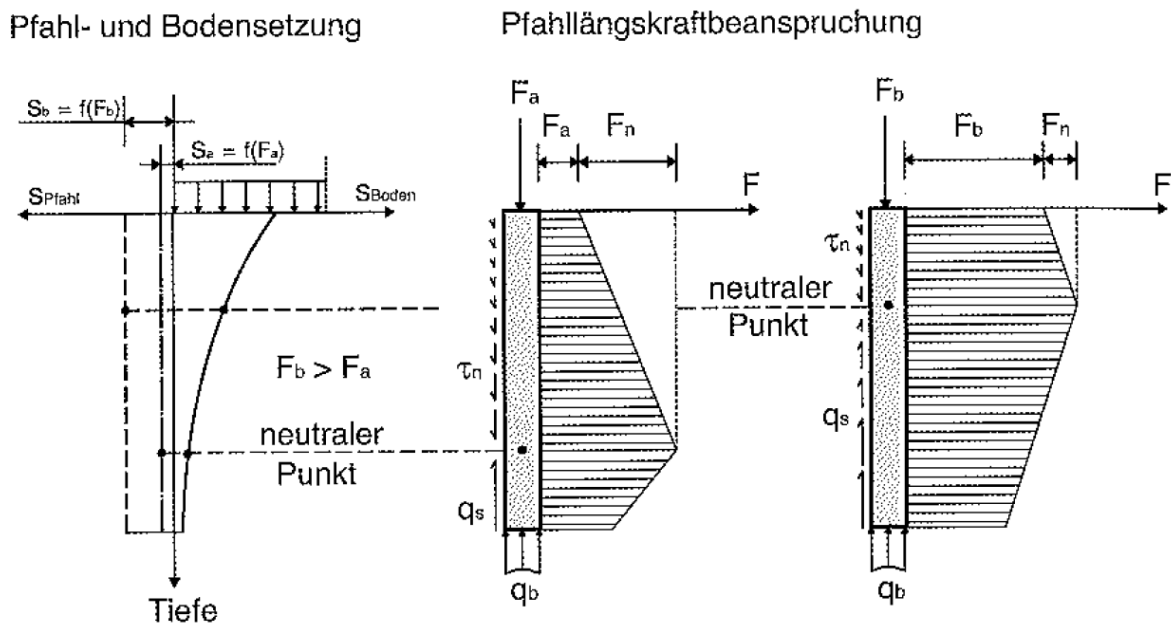


Abbildung 7: Qualitative Zusammenstellung zwischen Pfahlwiderständen u. Bauwerksbeansprg. und negativer Mantelreibung bei homogenem Baugrund (Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 54)

In **Abbildung 8** sind die neutralen Punkte an zwei Pfählen mit unterschiedlichen Setzungen dargestellt. Die negative Mantelreibung wird hier beispielhaft durch die Setzung einer Weichschicht unter einer 2m mächtigen Sandaufschüttung hervorgerufen. In einer Setzungsberechnung wurde errechnet, dass sich die Weichschicht an der Geländeoberfläche um 5cm unter der zusätzlichen Auflast setzen wird. Die ermittelten Pfahlsetzungen eines unendlich steifen Pfahles werden lastabhängig mit 2cm (rote Linie bei kleiner Pfahlkraft) und 3,5cm (blaue Linie bei großer Pfahlkraft) angegeben. Die graphische Darstellung der neutralen Punkte an den unterschiedlichen Pfählen sind am Schnittpunkt mit der Setzung der Weichschicht (grüne Linie) vorzufinden, können aber auch durch Aufstellung einer Geradengleichung über die Mächtigkeit der Weichschicht ermittelt werden.

Deutlich wird durch die Abbildung nochmal, dass geringere Pfahlsetzungen einen tiefer liegenden neutralen Punkt zur Folge haben und die Beanspruchung aus negativer Mantelreibung damit größer wird (vgl. Witt, 2009, S. 194 ff).

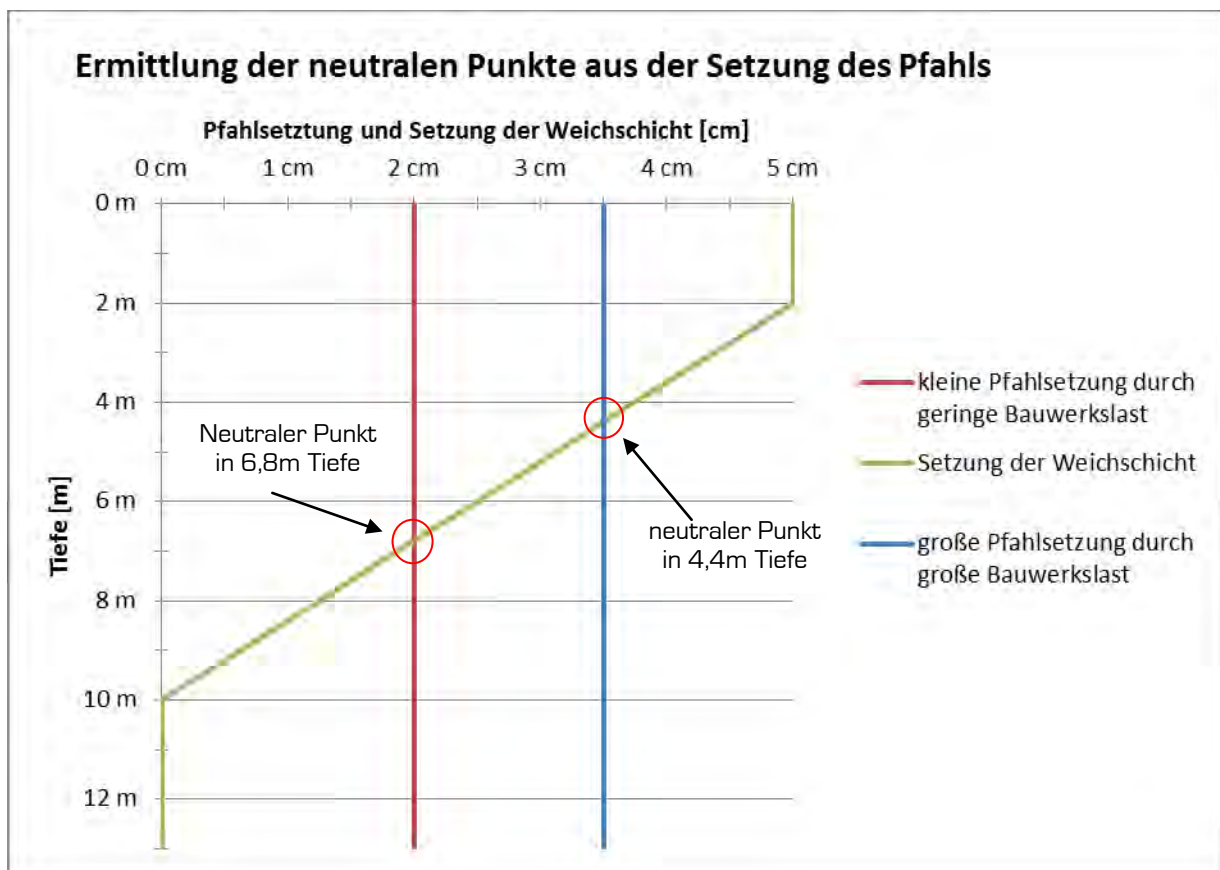


Abbildung 8: Graphische Ermittlung des neutralen Punktes aus Setzung des Pfahls
(Quelle: Eigene Darstellung in Anlehnung an EA Pfähle, 2012, S. 388)

3.3.3 Seitendruck

Auf Seitendruck beanspruchte Pfähle werden durch den Baugrund selbst belastet. Die Einwirkung wird durch waagerechte Bodenbewegung in weichen bindigen Bodenschichten erzeugt und führt durch das Umfließen der Pfähle zu senkrecht auf der Systemlinie wirkenden Seitenlasten, die Querkraft- und Biegebeanspruchungen im Pfahl erzeugen. Dabei hängt die Größe der Einwirkung von dem Betrag der Bodenbewegung und der Pfahlsteifigkeit ab. Unabhängig von der zeitlichen Beanspruchung ist Seitendruck als eine ständige, horizontale Einwirkung auf den Pfahl anzusehen (vgl. Witt, 2009, S. 201).

Beispiele für Seitendruckbeanspruchungen:

Abbildung 9 zeigt eine Seitendruckbeanspruchung auf eine Pfahlgruppe, wie sie durch seitliche Auflasten in Verbindung mit Fließerscheinungen entstehen (Grundbruch). Das Gewicht der Auffüllung belastet den weichen, bindigen Boden und erzeugt durch Fließerscheinungen Horizontalkräfte auf die Pfähle.

3. Fertigrammpfähle aus Stahlbeton

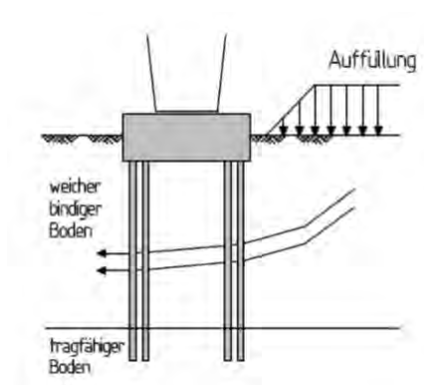


Abbildung 9: Seitendruck, resultierend aus einer Aufschüttung
(Quelle: Witt, 2009, S. 201)

Abbildung 10 zeigt Fließerscheinungen des Bodens durch Geländesprünge, die zu Seitendruck auf eine Pfahlgruppe führen (Geländebruch).

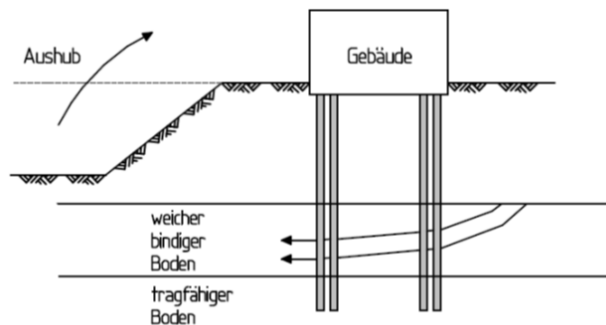


Abbildung 10: Seitendruck resultierend aus einem Aushub
(Quelle: Witt, 2009, S. 201)

Abbildung 11 zeigt ein pfahlgegründetes Hallenbauwerk, dessen Boden durch Schüttgut belastet wird. Durch Druck auf die Weichschichten werden Horizontalkräfte erzeugt, die zu Seitendruck auf die Pfahlgründung führen. Solche Seitenlasten sind genau zu untersuchen und bei der Pfahlbemessung zu berücksichtigen.

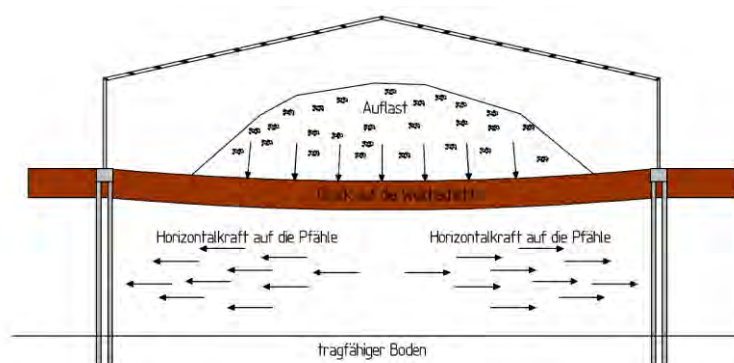


Abbildung 11: Pfahlgegründetes Hallenbauwerk mit flachgegründeter Sohlplatte
(Quelle: Eigene Darstellung)

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Bei der Pfahltragfähigkeit unterscheidet man, wie schon in Kapitel 2.2 angesprochen, zwischen äußerer und innerer Tragfähigkeit. In diesem Kapitel werden die verschiedenen Verfahren zur Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstandsgrößen (Mantelreibung und Spitzendruck) nach DIN EN 1997-1 erklärt und anhand eines Fallbeispiels berechnet und dargestellt.

Die innere Tragfähigkeit wird kurz behandelt, aber nicht weiter ausgeführt, da sie zur Themenbearbeitung dieser Arbeit keine Relevanz zeigt. Es ist jedoch immer sicherzustellen, dass die Einwirkungen auf den Pfahl sicher in den Baugrund geleitet werden (äußere Tragfähigkeit) und der Pfahlbaustoff bei Belastung nicht versagt (innere Tragfähigkeit).

4.1 Äußere Tragfähigkeit nach DIN EN 1997-1, Eurocode 7

Die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit von Pfählen als Bestandteil einer Tiefgründung ist in DIN EN 1997-1 festgelegt und muss nach einem der folgenden Varianten berechnet werden:

- a) auf Grundlage der Ergebnisse von statischen Pfahlprobelastungen,
- b) aus empirischen oder analytischen Berechnungsverfahren, deren Gültigkeit durch statische Probelastungen unter vergleichbaren Umständen abgeleitet worden sind oder
- c) auf Grundlage von Ergebnissen dynamischer Probelastungen, deren Gültigkeit durch statische Probelastungen in vergleichbaren Situationen nachgewiesen worden sind.

a) Ermittlung von Pfahlwiderständen aus statisch axialer Probelastung

Bei der Herstellung statischer Probelastungen ist darauf zu achten, dass die Standorte der Probepfähle so gewählt werden, dass die Baugrundverhältnisse für das Baufeld repräsentativ sind. Sie werden durch einen Sachverständigen für Geotechnik aufgrund von Baugrunduntersuchungen festgelegt.

Wird nur eine Probelastung durchgeführt, sollte sich der Testpfahl an einer Stelle befinden, an der die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden.

Probepfähle müssen dem gleichen Pfahlsystem entsprechen wie die Bauwerkspfähle und sind geometrisch mit gleichen oder ähnlichen Abmessungen herzustellen. Dabei kann ein

Testpfahl nach Abschluss der Probelastung durchaus als Bauwerkspfahl verwendet werden. Liegen vergleichbare Probelastungen in der Nähe des Baugeländes vor, dürfen diese zur Bestimmung der charakteristischen Pfahltragfähigkeit herangezogen werden (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 169 ff).

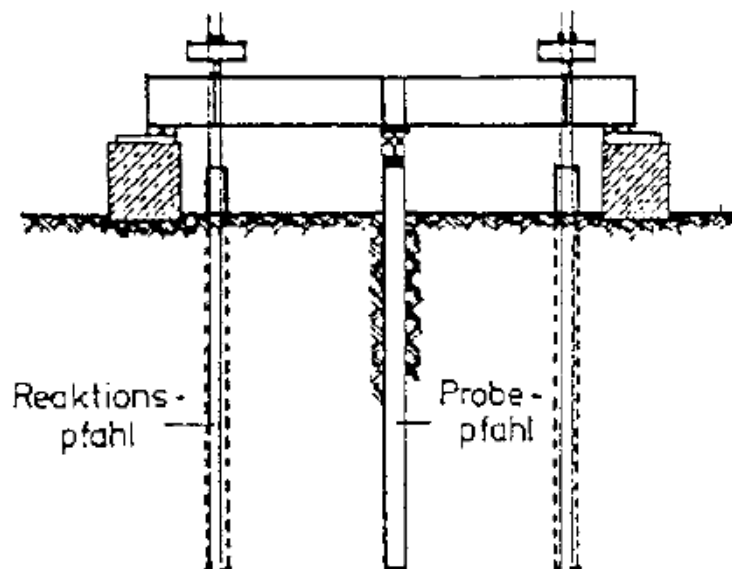


Abbildung 12: Beispiel einer Belastungseinrichtung für eine statische Pfahlprobelastung
(Quelle: Schnell, 1996, S. 215)

In **Abbildung 12** ist ein Versuchsaufbau einer statischen Probelastung skizziert. Die Druckkraft auf den Probepfahl wird als Zugkraft von den Reaktionspfählen aufgenommen und in den Baugrund abgetragen. Dabei wird die Setzung des Probepfahls sowie die aufgebrachte Druckkraft durch entsprechende Messgeräte erfasst und an einen PC weitergeleitet, auf dem die Daten gespeichert und ausgewertet werden.

Ziel einer vertikalen Probelastung ist es, die Tragfähigkeit eines Testpfahls in axialer Richtung durch eine aufgebrachte Druck- bzw. Zuglast zu ermitteln. Während der Belastung wird die Setzung bzw. Hebung des Pfahlkopfes in Abhängigkeit von der aufgebrachten Last gemessen und deren Beziehung in einem Last-Setzungs-Diagramm aufgetragen. Bei der Probelastung wird die Last so lange gesteigert, bis die sogenannte Grenzlast erreicht ist. Die Grenzlast ist erreicht, wenn die aufzubringende Last nicht mehr zunimmt, die Setzung somit ohne Zunahme der Last weiter steigt oder sich bei Zugbelastung der Pfahl merkbar hebt. Im Rahmen einer statischen Probelastung auf Druckpfähle ist es nicht immer möglich die Belastung auf den Pfahl soweit zu erhöhen, dass sich hinreichend große Setzungen

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

einstellen. Als Hilfskriterium definiert man die Grenzlast dann als die Last, bei der sich eine Setzung von 10 % des Pfahldurchmessers D_s einstellt (vgl. Witt, 2009, S. 147):

$$s_g = 0,1 * D_s \quad [1]$$

Bei quadratischen Pfahlquerschnitten $D_s = D_{eq}$

$$D_{eq} = 1,13 * a_s \quad [2]$$

Aus den Ergebnissen der statischen Probelastung ergibt sich der Gesamtpfahlwiderstand $R_{c,k}$ in Abhängigkeit der Grenzsetzung. Bei Druckbelastung entsteht eine charakteristische Widerstands-Setzungs-Linie und bei Zugpfählen eine Widerstands-Hebungs-Linie. Die getrennten Widerstände von Mantelreibung und Spitzendruck lassen sich nur bei sehr aufwendiger Instrumentierung und Ausstattung bestimmen. Bei Fertigverdrängungspfählen ist das mit sehr großem Aufwand verbunden und es wird in der Regel nur die gesamte Pfahlwiderstandskraft gemessen (vgl. Witt, 2009, S. 209). **Abbildung 13** zeigt eine beispielhafte Widerstands-Setzungs-Linie eines Druckpfahls mit Trennung von Pfahlfußwiderstand $R_{b,k}$ und Pfahlmantelreibung $R_{s,k}$. Die lastabhängige Setzung ist in negativer Richtung an der Ordinate angetragen und die aufgebrachte Last lässt sich an der Abszisse des Diagramms ablesen.

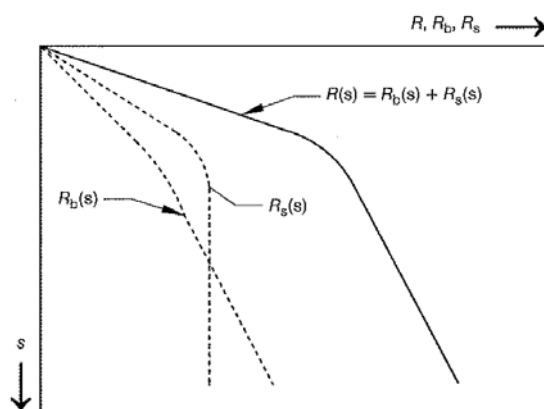


Abbildung 13: Widerstand-Setzungs-Linie aus Probelastung
mit getrennter Erfassung von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand (Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 121)

Zur Berücksichtigung von Baugrundunregelmäßigkeiten und ungewollten Abweichungen während der Pfahlherstellung werden die aus statischer Probelastung ermittelten Pfahlwiderstände durch Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 auf eine charakteristische Pfahlwiderstandsgröße $R_{c,k}$ reduziert.

$$R_{c,k} = MIN \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mitt}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad [3]$$

Die Streuungsfaktoren sind abhängig von der Anzahl der durchgeführten Probelastungen, die auf den Mittelwert $(R_{c,m})_{mitt}$ bzw. den kleinsten Wert $(R_{c,m})_{min}$ angewendet werden. Sie sind **Tabelle 1** zu entnehmen.

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,35	1,25	1,15	1,05	1,00
ξ_2	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

n ist die Anzahl der probelasteten Pfähle

Tabelle 1: Streuungsfaktoren ξ_i zur Ableitung charakteristischer Pfahlwiderstände aus statischer Probelastung [Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 340]

Eine zusätzliche Reduzierung der Streuungsfaktoren um 10 % kann bei Tragwerken mit ausreichender Steifigkeit und Festigkeit erfolgen, sie müssen dann imstande sein, Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern. Zu „weichen“ Pfählen zählen Einzelpfähle, die unabhängig voneinander wirken, bei „steifen“ Pfählen handelt es sich um mehrere Pfähle, die Lasten in Form einer Gruppenwirkung, z. B. über eine steife Kopfplatte aufnehmen (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 340).

b) Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten

Der charakteristische axiale Pfahlwiderstand darf, wenn keine Probelastungen am Bau-
feld durchgeführt oder keine Ergebnisse aus vergleichbaren Probelastungen vorliegen,
auf der Grundlage von Erfahrungswerten bestimmt werden. Die charakteristischen Erfah-
rungswerte für Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ und Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ sind durch die Auswer-
tung einer Sammlung von statischen und dynamischen Pfahlprobelastungsergebnissen
ermittelt worden, die nach einheitlichem Schema an verschiedenen Pfahlsystemen durch-
geführt wurden. Um einen zuverlässigen Bezug zwischen der Baugrundfestigkeit und den
Pfahlwiderständen zu ermöglichen, wurden nur solche Ergebnisse verwendet, die in Berei-
chen mit hinreichenden Baugrundaufschlüssen getestet wurden. In Abhängigkeit von
Drucksondierungswiderstand q_c bei nichtbindigen Böden und der charakteristischen
undrännierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ bei bindigen Böden liefern die Erfahrungswerte Spannen
für den Pfahlwiderstand $R_{c,k}$, der sich wiederum aus einem Anteil von Pfahlspitzenwider-
stand $R_{b,k}$ und der Pfahlmantelreibung $R_{s,k}$ zusammensetzt [vgl. Witt, 2009, S. 148].

Es gelten die Grundgleichungen:

$$R_{b,k} = A_b * q_{b,k} \quad (4)$$

$$R_{s,k} = \sum A_{s,i} * q_{s,k,i} \quad (5)$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} \quad (6)$$

Die Tabellen mit den Spannweiten (untere und obere Werte) der Erfahrungswerte sind der EA Pfähle, 2012 zu entnehmen. Im Regelfall kommen die Kleinstwerte der Pfahlwiderstände zur Anwendung, günstige Werte dürfen nur mit ausdrücklicher Bestätigung eines Sachverständigen für Geotechnik angewendet werden (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 82 ff.).

Die Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlwiderstände sind nachfolgend aus **Tabelle 2** für den Fertigrammpfahl aus Stahlbeton und den Ortbetonrammpfahl (System Simplex) zu entnehmen.

Bei der Anwendung dieser Werte soll der Pfahl mindestens 2,5m in eine tragende nichtbindige Schicht, in der ein Spitzendruck $q_c \geq 10,00 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen ist, einbinden. Die Mächtigkeit der tragenden Schicht muss unter dem Pfahlfuß mindestens fünf mal dem Pfahldurchmesser aber nicht weniger als 1,5m betragen. Des Weiteren dürfen die Werte aus **Tabelle 2** nur angewendet werden, wenn die Bodenschichten einen Spitzendruck von $q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$ bzw. eine undrained Scherfestigkeit von $c_{u,k} = 100 \text{ kN/m}^2$ nicht unterschreiten. Die Bereiche mit unterschreitenden Werten dürfen als lastabtragende Bodenschicht nicht angesetzt werden (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 90).

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Fertigrammpfähle aus Stahlbeton			
Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in nichtbindigen Böden			
Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]		
	bei mittlerem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]		
	7,5	15	25
0,035	2.200-5.000	4.000-6.500	4.500-7.500
0,100	4.200-6.000	7.600-10.200	8.750-11.500

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Simplexpfähle			
Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ für Simplexpfähle in nichtbindigen Böden			
Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]		
	bei mittlerem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]		
	7,5	15	25
0,035	2.200-5.000	4.000-6.500	4.500-7.500
0,100	4.200-6.000	7.600-10.200	8.750-11.500

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in nichtbindigen Böden			
Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	bei mittlerem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]		
	7,5	15	25
s_{sg}^*	30-40	65-90	85-120
$s_g=0,1D_{eq}$	40-60	95-125	125-160

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Simplexpfähle in nichtbindigen Böden			
Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	bei mittlerem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]		
	7,5	15	25
s_{sg}^*	55-70	105-135	130-165
$s_g=0,1D_{eq}$	55-70	105-135	130-165

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in bindigen Böden			
Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens [kN/m ²]		
	100	150	250
0,035	350-450	550-700	800-950
0,100	600-750	850-1.100	1.150-1.500

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ für Simplexpfähle in bindigen Böden			
Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens [kN/m ²]		
	Die Datengrundlage für den Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ in bindigen Böden ist zu gering, so dass dafür noch keine Erfahrungswerte angegeben werden können.		
0,035			
0,100			

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in bindigen Böden			
Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens [kN/m ²]		
	60	150	250
s_{sg}^*	20-30	35-50	45-65
$s_g=0,1D_{eq}$	20-35	40-60	55-80

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Simplexpfähle in bindigen Böden			
Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens [kN/m ²]		
	60	150	250
s_{sg}^*	25-40	45-65	60-85
$s_g=0,1D_{eq}$	25-40	45-65	60-85

Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.

Tabelle 2: Spannen und Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlwiderstände vom Fertigrammpfahl aus Stahlbeton und Simplexpfahl (Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 91 u. 96)

c) Ermittlung von Pfahlwiderständen aus dynamischer Probelastung

Die Tragfähigkeitsermittlung eines Testpfahls erfolgt bei einer dynamischen Probelastung durch die Messung von Dehnung und Beschleunigung während eines Rammschlages auf den Pfahlkopf. Ausgewertet werden diese Daten durch entsprechende Verfahren, die sich für die Bestimmung der Widerstandskraft des Bodens eignen.

Wird der axiale Druckpfahlwiderstand allein auf Grundlage von dynamischen Probelastungen bestimmt, ist eine Plausibilitätskontrolle der Ergebnisse durch einen Sachverständigen für Geotechnik erforderlich. Der Mittelwert der Versuchswerte aus der dynamischen

Probelastung $(R_{c,m})_{mitt}$ wird mit dem obersten Grenzwert der Erfahrungswerte für das entsprechende Pfahlsystem bzw. an Ergebnissen aus statischen Probelastungen mit vergleichbaren Baugrundverhältnissen verglichen und bei Auftreten deutlicher Differenzen modifiziert (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 79 ff). Der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{c,k}$ wird ermittelt indem Mittel- und Kleinstwert der Messergebnisse durch die Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 dividiert werden. Wie auch bei der statischen Probelastung ist der kleinere der beiden Werte maßgebend.

$$R_{c,k} = MIN \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mitt}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\} \quad [7]$$

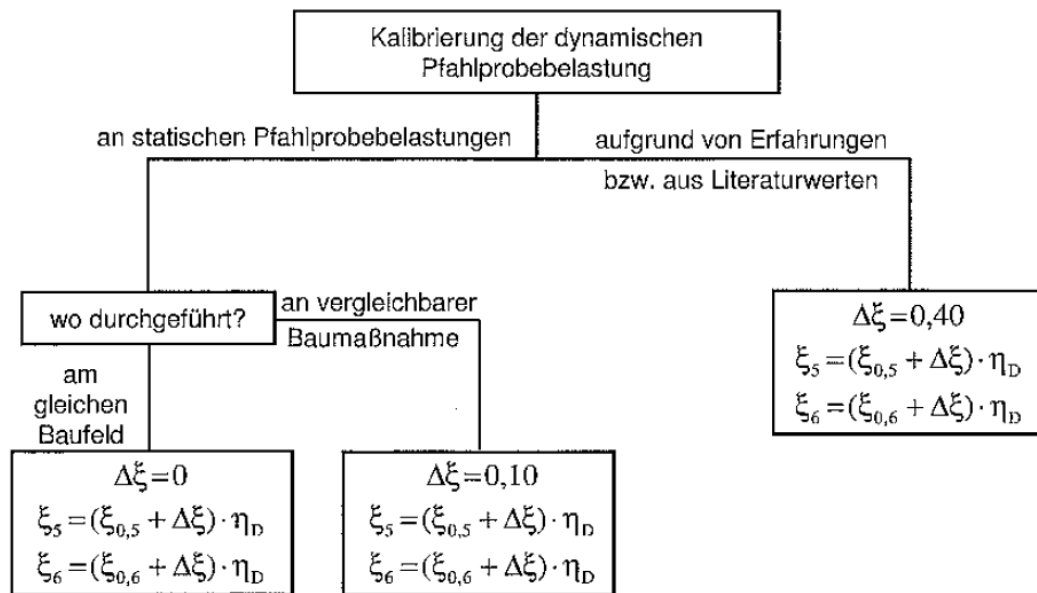
Die Abhängigkeit der Streuungsfaktoren von der Anzahl der durchgeführten Probelastungen ist **Tabelle 3** zu entnehmen. Je mehr Probelastungen durchgeführt werden, desto kleiner werden die Streuungsfaktoren, was sich positiv auf die charakteristische Pfahlwiderstandsgröße auswirkt.

n	2	5	10	15	≥ 20
$\xi_{0,5}$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_{0,6}$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25
n ist die Anzahl der probelasteten Pfähle; Zwischenwerte dürfen von $\xi_{0,5}$ und $\xi_{0,6}$ für n=2-20 gradlinig interpoliert werden					

Tabelle 3: Grundwerte $\xi_{0,i}$ für Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 zur Ableitung der charakteristischen Pfahlwiderstände aus dynam. Probelastung (Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 342)

Eine Reduzierung der Streuungsfaktoren um 10 % kann auch hier bei „steifen“ Pfählen mit ausreichender Steifigkeit des Tragwerks erfolgen (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 341 ff).

Abbildung 14 bietet in Zusammenhang mit **Tabelle 3** eine schematische Erläuterung, die die Ableitung der Streuungsfaktoren für eine dynamische Probelastung darstellt.



- Für den Modellfaktor gilt:
 - $\eta_D = 1,00$ für das direkte Verfahren,
 - $\eta_D = 0,85$ für das erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung,
 - $\eta_D = 1,05 / 1,10 / 1,20$ bei Anwendung von Rammformeln entsprechend Tabelle A 4.2, Fußnote e
- Bei Tragwerken, die Lasten von "weichen" zu "steifen" Pfählen umlagern können, darf ξ_5 bzw. ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

Abbildung 14: Diagramm zur Ermittlung der Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6
(Quelle: EA Pfähle, 2012, S. 343)

4.2 Innere Tragfähigkeit

Die innere Tragfähigkeit von Pfählen ist abhängig von den Pfahlmaterialien nachzuweisen. Die Bemessung erfolgt bei Rammpfählen aus Stahl- bzw. Spannbeton nach DIN EN 1992-1, Eurocode 2, wobei auch die Ausführungsnorm DIN EN 12699 berücksichtigt werden muss. Die regelnden Normen zur Bemessung der inneren Pfahltragfähigkeit beinhalten z. B. den Nachweis zur Dauerhaftigkeit der Konstruktion innerhalb der vorgesehenen Lebensdauer. Dieser wird basierend auf ausreichend Betondeckung der Bewehrung und Betonqualität geführt. Ein weiterer Nachweis der inneren Tragfähigkeit ist zu führen, wenn beispielsweise der Pfahl in weichen Bodenschichten oder teilweise im Wasser steht. Die stützende Wirkung des pfahlumgebenden Bodens ist dann nur eingeschränkt gegeben, so dass der Pfahl auf Knickversagen untersucht werden muss. Die angesetzten Schnittgrößen bei rechnerischen Nachweisen der inneren Pfahltragfähigkeit werden entsprechend den Angaben nach DIN EN 1997-1, Eurocode 7 bestimmt (vgl. EA Pfähle, 2012, S. 125 ff).

4.3 Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit am Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“

Im Jahr 2003 wurde für den Flugzeughersteller Airbus Deutschland in Hamburg eine Lackierhalle des A 380 errichtet. Unterhalb der Elbinsel Finkenwerder am Mühlenberger Loch, angrenzend an das Airbus Werksgelände wurden ca. 140 Hektar Landfläche eingedeicht und aufgefüllt. **Abbildung 15** ist die Lage des aufgespülten Geländes, mit Einzeichnung der neuen Halle zu entnehmen.

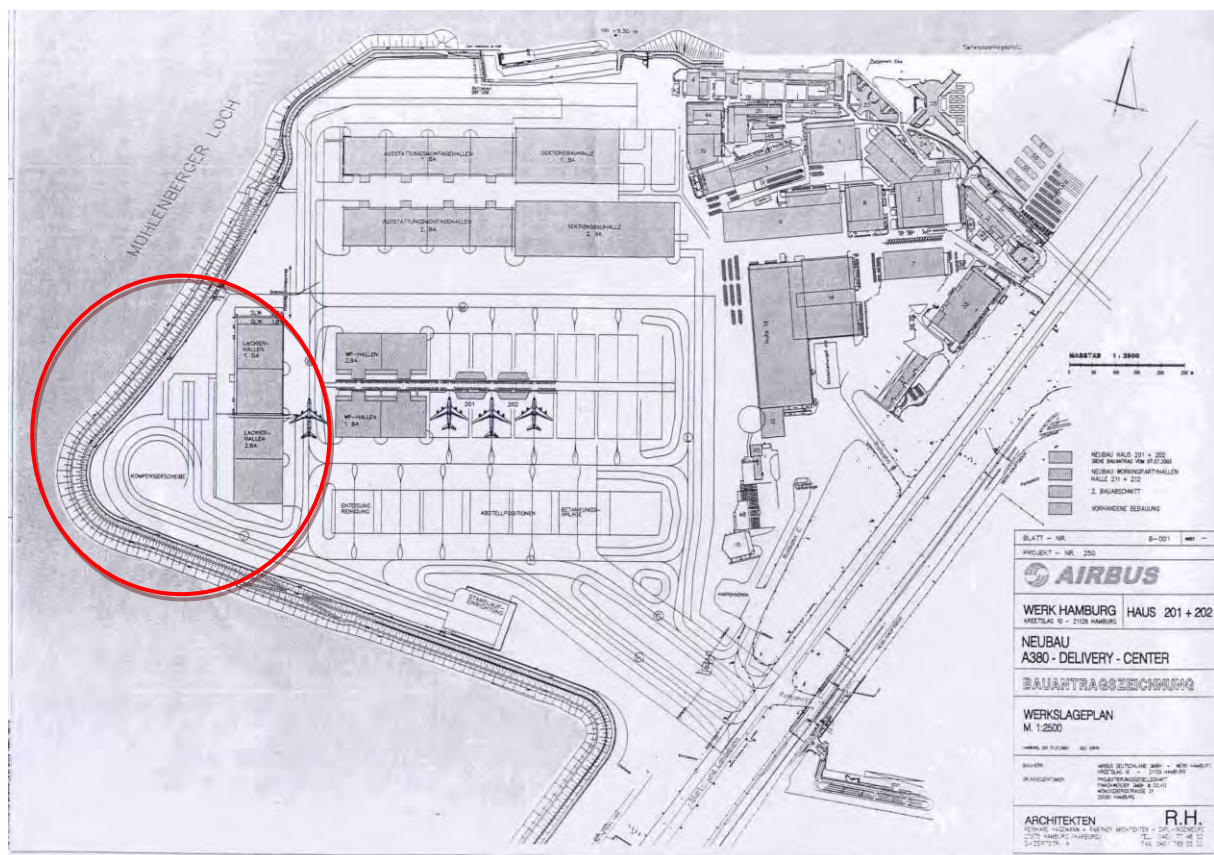


Abbildung 15: Werkslageplan Airbus Deutschland, Hamburg
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Für den Neubau der Lackierhalle, mit Abmessungen von 215m Länge, 105m Breite und einer Höhe von 38m, wurde die neu aufgespülte Fläche als Baugelände genutzt. Der Bodenaufbau am Mühlenberger Loch besteht von oben nach unten aus ca. 8m aufgespülten Sanden, einer 7-8m mächtigen Weichschicht und tragfähigem Boden, der aus gewachsenen Sanden besteht. Der Grundwasserspiegel steht in einer Tiefe von 5,7m an. Aus der Tragwerksbemessung ergab sich eine maximale Bauwerkslast von $F_{d,max} = 1.500 \text{ kN}$ auf einen Bauwerkspfahl mit quadratischem Querschnitt $a_s = 40\text{cm}$ (TP 4) und $F_{d,max} =$

2000 kN auf einen Bauwerkspfahl mit der Seitenlänge $a_s = 45\text{cm}$ (TP 3). Die Einwirkung aus negativer Mantelreibung ist in der Bauwerkslast nicht enthalten.

Die Firma Centrum Pfähle war beauftragt die Tiefgründung mit Fertigrammpfählen aus Stahlbeton herzustellen. Zur Bemessung der äußeren Pfahltragfähigkeit wurden statische und dynamische Probelastungen an zwei Pfählen mit unterschiedlichem Querschnitt durchgeführt, deren Ergebnisse für die Bearbeitung dieser Arbeit von der Firma CENTRUM Pfähle GmbH, Hamburg zur Verfügung gestellt wurden. Aufgrund der Ergebnisse der Probelastungen und der Tatsache, dass durch die noch nicht konsolidierte Weichschicht eine Einwirkung durch negative Mantelreibung zum Tragen kam, erschien dieses Fallbeispiel zur Veranschaulichung sehr geeignet. Nachfolgend werden die aus Probelastungen ermittelten Pfahlwiderstände mit den Pfahlwiderständen verglichen, die sich auf Grundlage der Erfahrungswerte der EA Pfähle ermitteln lassen.

4.3.1 Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls nach Ergebnissen der statischen Probelastung

Auf dem Baufeld des o. g. Bauvorhabens wurden zur Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeit statische Probelastungen an zwei Testpfählen mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen durchgeführt. Der **Tabelle 4** sind die allgemeinen Daten der Probelastpfähle zu entnehmen.

Pfahl	Typ	Querschnitt [cm x cm]	Länge [m]	Gerammt Datum
TP 3 (Testpfahl 3)	Fertigrammpfahl aus Stahlbeton	45 x 45	28,00	10.02.2003
TP 4 (Testpfahl 4)	Fertigrammpfahl aus Stahlbeton	40 x 40	28,00	10.02.2003

Tabelle 4: Allgemeine Daten der Probelastpfähle [statische Probelastung]
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Die Ergebnisse der Probelastungen werden in einer Widerstands-Setzungs-Linie wiedergegeben. Die erste Belastungslinie stellt (nach Schenk, Der Rammpfahl S. 11) die „Jungfräuliche Kurve“ dar. Durch die Entlastung sollen bleibende Umlagerungen der Bodenstruktur bzw. die Vorverdichtung des pfahlumgebenden Bodens während der Zweitbelastung berücksichtigt sein.

Die Widerstands-Setzungs-Linie aus durchgeführter Probelastung am Testpfahl 3 (nachfolgend Abgekürzt mit TP3) ist **Abbildung 16** zu entnehmen.

Statische Probelastung - 4900 kN
 Pfahl Nr.: TP 3
 Querschnitt: 45x45 cm²

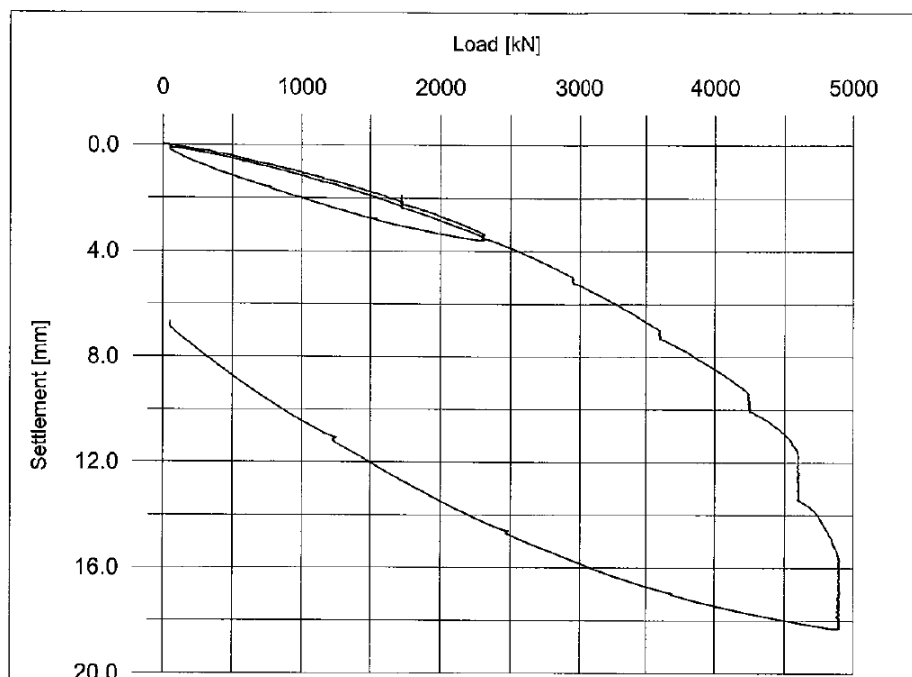


Abbildung 16: Widerstand-Setzungs-Linie aus statischer Probelastung am TP 3
 (Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Der Testpfahl wurde in der Erstbelastung mit der vom Tragwerksplaner vorgegebenen maximalen Bauwerkslast von 2.300 kN (inklusive der vom Baugrundgutachter angegebenen negativen Mantelreibung) belastet. Dabei wurde eine vertikale Bewegung von 3,59mm erreicht. Nach Entlastung wurde eine bleibende Setzung von 0,10mm festgestellt. Die zweite Belastung auf den Probepfahl wurde so lange erhöht, bis nach DIN 1054 (Normgrundlage 2003) die 2-fache Sicherheit der Bauwerkslast erreicht wurde. Die Setzung bei der Endlaststufe von 4.900 kN betrug 18,30mm. Nach der Entlastung ist der Pfahl mit einer Setzung von 6,69mm stehen geblieben. Da durch die aufgebrachte Last die Grenzsetzung s_g nicht erreicht wurde, kommt das Hilfskriterium aus Gleichung 1 zum Tragen. Insgesamt wurde nur eine statische Probelastung, also keine weitere am TP 3 durchgeführt. Es handelt sich hier um ein „steifes“ Pfahlsystem, die Bauwerkslasten werden über die Sohlplatte der Halle auf mehrere Pfähle verteilt. Eine Reduzierung der Streuungsfaktoren um 10% kann somit erfolgen. Mit Gleichung 3 und unter Anwendung der Streuungsfaktoren aus **Tabelle 1** ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand für den Testpfahl TP 3 zu:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{4.900 \text{ kN}}{1,35/1,1}; \frac{4.900 \text{ kN}}{1,35/1,1} \right\} = 3.993 \text{ kN}$$

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Die Probelastung am Testpfahl 4 (nachfolgend Abgekürzt mit TP 4) wurde nach gleichem Schema wie die Probelastung am TP 3 durchgeführt. **Abbildung 17** zeigt die Widerstands-Setzungs-Linie aus durchgeführter Probelastung am TP 4.

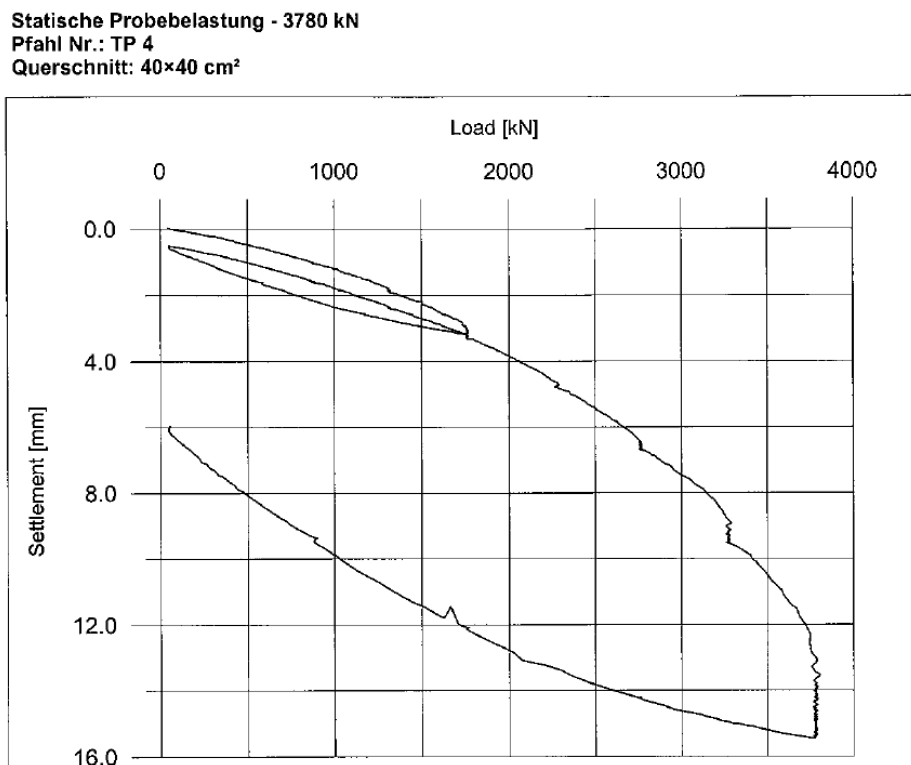


Abbildung 17: Widerstands-Setzungs-Linie aus statischer Probelastung am TP 4
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Während der Vorbelastung mit der vom Tragwerksplaner vorgegebenen maximalen Bauwerkslast von 1.760 kN (inklusive der vom Baugrundgutachter angegebenen negativen Mantelreibung) wurde am TP 4 eine vertikale Bewegung von 3mm gemessen. Nach Entlastung wurde ca. 0,5mm als bleibende Setzung festgestellt. Bei Aufbringung der Last mit 2-facher Sicherheit nach DIN 1054 (3780 kN) betrug die Setzung 15mm. Die bleibende Setzung nach Entlastung des Testpfahls betrug 6mm. Auch an der statischen Probelastung am TP 4 wurde die Grenzsetzung s_g durch Lastaufbringung nicht erreicht. Sie ergibt sich hier nach Gleichung 1 zu $0,1 * D_s$. Mit Gleichung 3 und unter Anwendung der Streuungsfaktoren aus **Tabelle 1** ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand für TP 4 zu:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{3.780 \text{ kN}}{1,35/1,1}; \frac{3.780 \text{ kN}}{1,35/1,1} \right\} = 3.080 \text{ kN}$$



Abbildung 18: Statische Probelastung auf dem aufgespülten Baugelände Mühlenberger Loch für das Bauvorhaben „Lackierhalle Airbus“ (Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

4.3.2 Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls nach Erfahrungswerten aus EA Pfähle

Vergleichend zum charakteristischen Pfahlwiderstand aus statischer Probelastung wird der Pfahlwiderstand für die Testpfähle 3 und 4 nun mithilfe von Erfahrungswerten bestimmt. Die Erfahrungswerte zur Ermittlung des Pfahlsitzenwiderstands $R_{b,k}$ und der Mantelreibung $R_{s,k}$ werden **Tabelle 2** entnommen.

Die Ergebnisse der Drucksondierung 17A sind **Abbildung 19** zu entnehmen, sie wurde unmittelbar in der Nähe von TP 3 durchgeführt. Die undrained Scherfestigkeit der Weichschicht ist kleiner als 100 kN/m^2 und damit nicht zur Lastabtragung anzusetzen. Der aufgeschüttete Sand über der noch nicht konsolidierten Weichschicht ist als Einwirkung auf den Pfahl durch negative Mantelreibung anzusetzen und wird bei der Ermittlung des Pfahlwiderstandes nicht berücksichtigt.

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

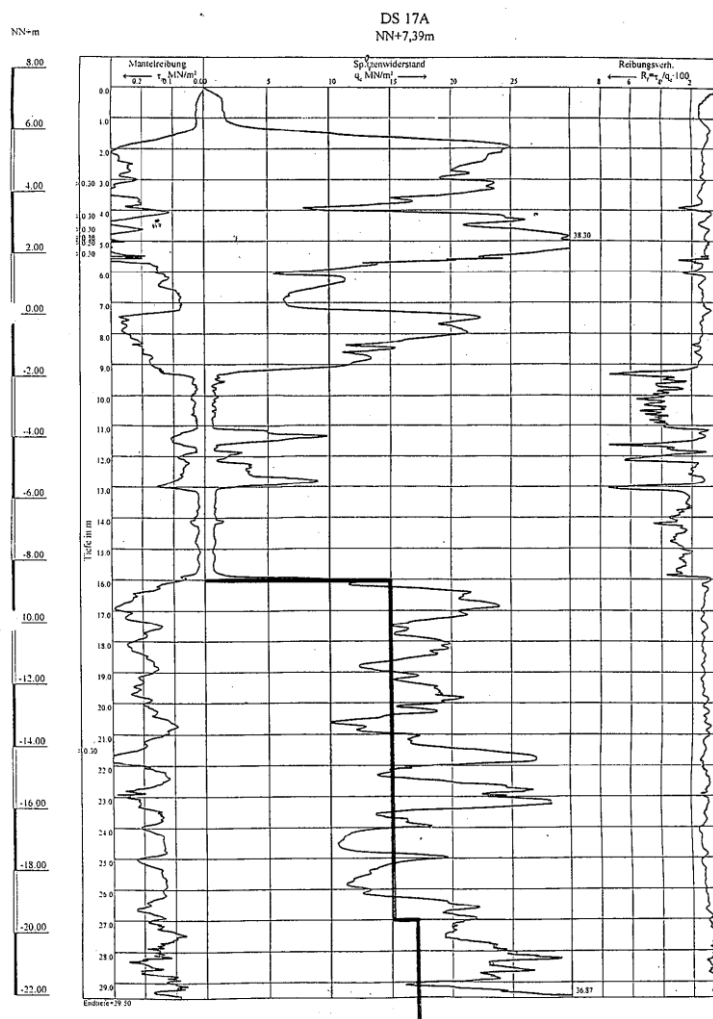


Abbildung 19: Ergebnisse der Drucksondierung 17A am TP 3
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Tabelle 5 beinhaltet die Grundgleichungen 4 - 6 zur Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstands $R_{c,k}$ auf der Grundlage von Erfahrungswerten in nichtbindigen Böden. Anhand der Messwerte der durchgeführten Drucksondierung wird der Baugrund in Schichten, die in etwa denselben Spitzenwiderstand aufweisen, eingeteilt. Die Mächtigkeit der Bodenschicht, multipliziert mit dem Pfahlumfang, ergibt die Mantelfläche $A_{s,i}$ des Pfahls in der entsprechenden Schicht.

Durch eine gradlinige Interpolation des mittleren Spitzenwiderstands q_c und dem zugehörigen Wert der Mantelreibung $q_{s,k}$ aus **Tabelle 2** (nichtbindige Böden) wird die rechnerische Mantelreibung $q_{s,k}$ für die jeweilige Bodenschicht ermittelt. Die gradlinige Interpolation wurde nach Gleichung 8 wie folgt durchgeführt.

$$y = y_1 + \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} * (x - x_1) \quad (8)$$

y = Pfahlwiderstand $q_{s,k}$ bzw. $q_{b,k}$, x = mittlerer Spitzendruck der Drucksonde q_c

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Der schichtbezogene Mantelreibungswiderstand $R_{s,k,i}$ wird wie folgt nach Gleichung 9 ermittelt:

$$R_{s,k,i} = A_{s,i} * q_{s,k} \quad [9]$$

Anschließend erfolgt eine Aufsummierung der schichtbezogenen Pfahlmantelwiderstände mit dem Ergebnis des gesamten Pfahlwiderstands zur Mantelreibung $R_{s,k}$:

$$R_{s,k} = \sum R_{s,k,i} \quad [10]$$

Der Pfahlwiderstand aus Spitzendruck, der unter dem Pfahlfuß vom Boden aufgenommen wird, wird auf folgende Weise ermittelt:

Durch eine gradlinige Interpolation zwischen dem mittleren Spitzendruck der Drucksondierung q_c und dem nach **Tabelle 2** [nichtbindige Böden] zugehörigen Pfahlspitzendruckwert, ermittelt aus Empirie, erhält man den für diesen Bereich rechnerisch anzusetzenden Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$. Das Produkt aus Pfahlfußfläche A_b und Pfahlwiderstand ist nach Gleichung 4 der maßgebende Pfahlwiderstand aus Spitzendruck $R_{b,k}$ im Bereich der Pfahlabsetzung:

$$R_{b,k} = A_b * q_{b,k}$$

Durch Addition der Pfahlwiderstände aus Mantelreibung und Spitzendruck erhält man abschließend den Gesamtwert des charakteristischen Pfahlwiderstands $R_{c,k}$ (Gleichung 6):

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

Äußere Tragfähigkeit für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Lackierhalle Airbus TP 3											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,45 m									
Pfahlumfang:		1,80 m									
Sicherheitskoeffizient η :		1,00									
	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzendruck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\sum R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
Schicht 1	0,00	16,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	16,00	11,00	15,0	95	19,80	1881,00					
Schicht 3	27,00	1,00	17,0	101	1,80	181,80					
	28,00										
			17,0				2062,80				
								7830,00	0,20	1585,58	3.648

Tabelle 5: Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit des TP 3 aus Erfahrungswerten nach EA Pfähle
(Quelle: Eigene Berechnung)

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Aus **Tabelle 5** ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand für den Testpfahl 3, ermittelt durch Erfahrungswerte nach EA Pfähle, zu 3.648 kN.

Die charakteristische Pfahlwiderstandsberechnung anhand von Erfahrungswerten für den Testpfahl 4 wird analog zur Pfahlwiderstandsberechnung vom TP 3 durchgeführt.

In **Abbildung 20** sind die Ergebnisse der Drucksondierung 27 zu entnehmen. Der aufgesülpte Sand und die Weichschicht tragen zur Lastabtragung nicht bei.

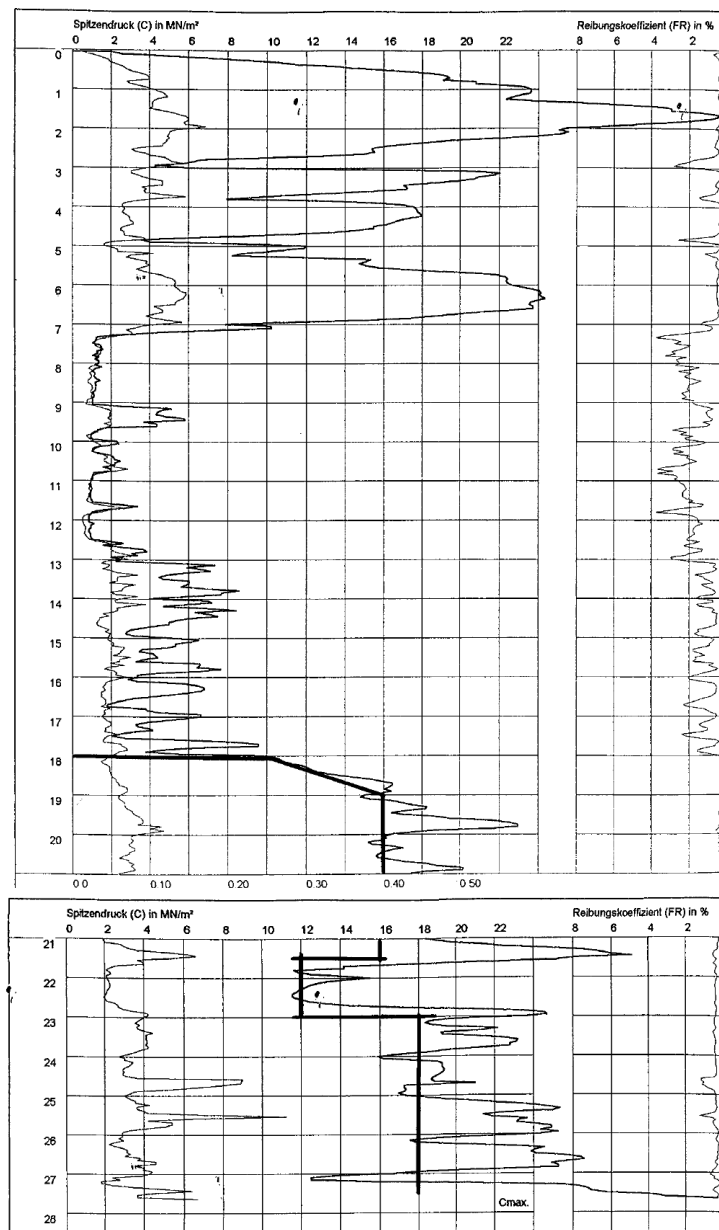


Abbildung 20: Ergebnisse der Drucksondierung 27 am TP 4
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Äußere Tragfähigkeit für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel:		Lackierhalle Airbus TP 4									
Pfahlkantenlänge a_s :	0,40 m										
Pfahlumfang:	1,60 m										
Sicherheitskoeffizient γ :	1,00										
Schicht- grenzen	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]	
Schicht 1	0,00	18,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	18,00	1,00	13,0	80	1,60	128,53					
Schicht 3	19,00	2,50	16,0	98	4,00	392,00					
Schicht 4	21,50	1,50	12,0	73	2,40	175,20					
Schicht 5	23,00	5,00	18,0	104	8,00	832,00					
	28,00										
			18,0			1527,73					
							7945,00	0,16	1271,20	2.799	

Tabelle 6: Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit des TP 4 aus Erfahrungswerten nach EA Pfähle
(Quelle: Eigene Berechnung)

Aus **Tabelle 6** ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand für den Testpfahl 4, ermittelt durch Erfahrungswerte nach EA Pfähle, zu 2.799 kN.

4.3.3 Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Pfahls auf Grundlage einer dynamischen Probelastung

Die Durchführung einer dynamischen Probelastung beansprucht gegenüber der statischen Probelastung weniger Zeit und Aufwand. Es werden meist mehrere Pfähle getestet. Die Ergebnisse der dynamischen Probelastung an den Testpfählen 3 und 4 werden in **Abbildung 21** dargestellt. Es wurde ein sogenanntes „Direktes- und Erweitertes Verfahren“ angewandt. Informationen der Versuchsverfahren sind der EA Pfähle Kapitel 10.4 zu entnehmen. Eine Erklärung der Verfahren wird in dieser Arbeit nicht vorgenommen, da diese keine Bedeutung zur eigentlichen Aufgabenstellung zeigen.

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

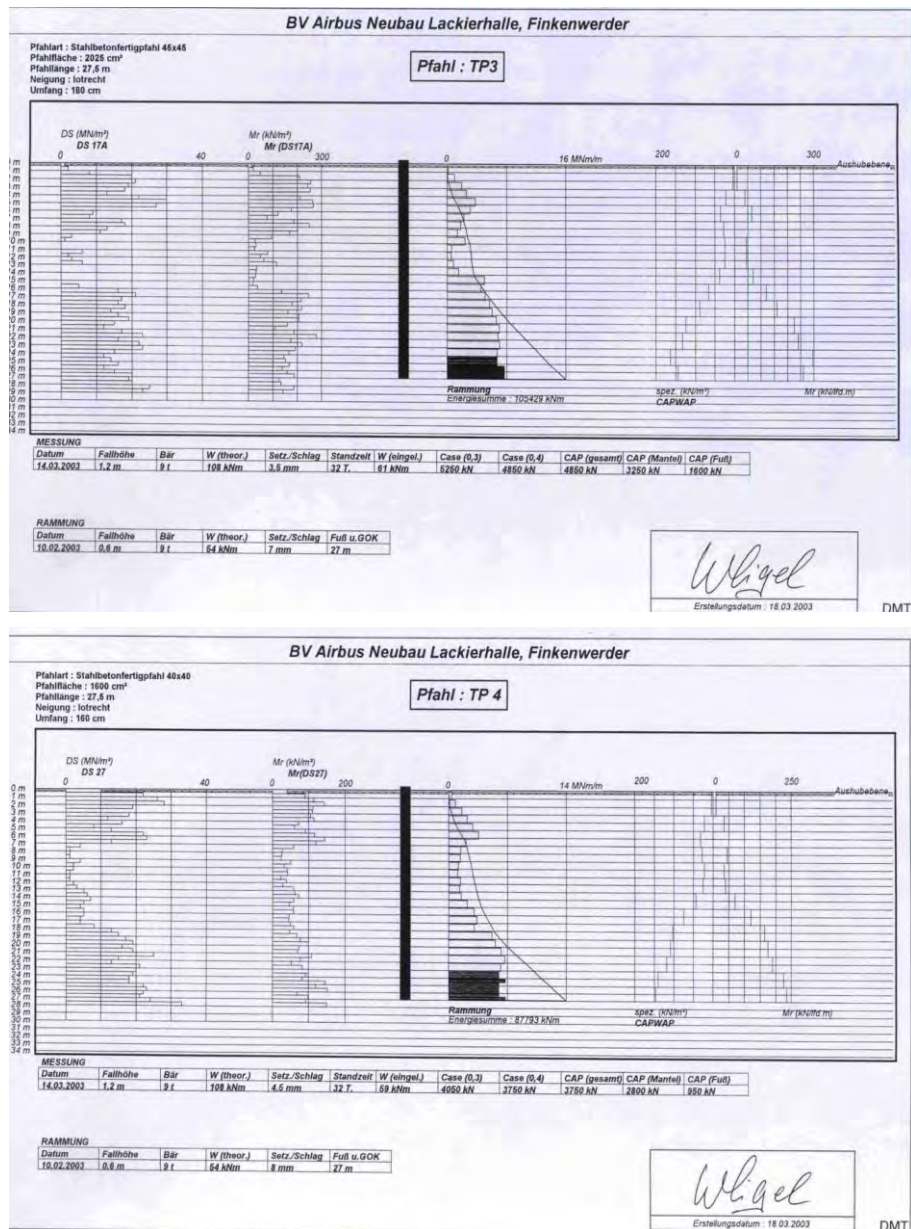


Abbildung 21: Ergebnisse aus dynamischer Probelastung an den Testpfählen 3 u. 4
 (Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Die Belastungsergebnisse aus den unterschiedlichen Messvarianten der Testpfähle 3 und 4 sind **Tabelle 7** zu entnehmen. Insgesamt wurde jeder der beiden Pfähle nur einmal getestet. Dies ist nach Normgrundlage DIN EN 1997-1 heute nicht mehr zulässig. Es müssen mindestens zwei Proben pro Testpfahl erfolgen, um die Anwendung der Streuungsfaktoren zu ermöglichen. Um trotzdem einen charakteristischen Pfahlwiderstand ermitteln zu können, wird hier von zwei durchgeführten Probelastungen ausgegangen um die dafür vorgesehenen Streuungsfaktoren aus **Tabelle 3** anwenden zu können. Die Streuungsfaktoren können zusätzlich um 10 % reduziert werden, da es sich um „steife“ Pfähle handelt.

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Pfahl	Messvariante	Querschnitt [cm x cm]	Länge [m]	Gerammt Datum	Mess- ergebniss
TP 3 (Testpfahl 3)	Direktes Verfahren	45 x 45	28,00	10.02.2003	5050 kN
TP 3 (Testpfahl 3)	Erweitertes Verfahren	45 x 45	28,00	10.02.2003	4850 kN
TP 4 (Testpfahl 4)	Direktes Verfahren	40 x 40	28,00	10.02.2003	3750 kN
TP 4 (Testpfahl 4)	Erweitertes Verfahren	40 x 40	28,00	10.02.2003	3750 kN

Tabelle 7: Allgemeine Daten der Probepfähle (dynamische Probelastung)
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Unter Anwendung von **Abbildung 14** ergeben sich die charakteristischen Pfahlwiderstände von TP 3 unterschieden nach Messvariante zu:

Direktes Verfahren am TP 3:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{5050 \text{ kN}}{(1,45 + 0) * 1}; \frac{5050 \text{ kN}}{(1,36 + 0) * 1} \right\} = 3483 \text{ kN}$$

Erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung am TP 3:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{4850 \text{ kN}}{(1,45 + 0) * 0,85}; \frac{4850 \text{ kN}}{(1,36 + 0) * 0,85} \right\} = 3935 \text{ kN}$$

Direktes Verfahren am TP 4:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{3900 \text{ kN}}{(1,45 + 0) * 1}; \frac{3900 \text{ kN}}{(1,36 + 0) * 1} \right\} = 2690 \text{ kN}$$

Erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung am TP 4:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{3750 \text{ kN}}{(1,45 + 0) * 0,85}; \frac{3750 \text{ kN}}{(1,36 + 0) * 0,85} \right\} = 3043 \text{ kN}$$

4.3.4 Vergleich der Ergebnisse

Die Vergleiche der äußeren Pfahltragfähigkeit, ermittelt aus statischer Probelastung und Erfahrungswerten gemäß EA Pfähle am Testpfahl 3 und 4 sind **Tabelle 8** und **Tabelle 9** zu entnehmen:

Testpfahl 3		
Variante:	R _{c,k}	Differenz
statische Probelastung	3993 kN	9,46 %
Erfahrungswerte aus EA P	3648 kN	

Tabelle 8: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 3 ermittelt aus statischer Probelastung und Erfahrungswerten aus EA Pfähle (Quelle: Eigene Berechnung)

4. Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen

Testpfahl 4		
Variante:	R_{c,k}	Differenz
statische Probelastung	3080 kN	10,04 %
Erfahrungswerte aus EA P	2799 kN	

Tabelle 9: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 4 ermittelt aus statischer Probelastung und Erfahrungswerten aus EA Pfähle (Quelle: Eigene Berechnung)

Die Vergleiche der äußeren Pfahltragfähigkeit, ermittelt aus dynamischer Probelastung und Erfahrungswerten gemäß EA Pfähle am Testpfahl 3 und 4 sind **Tabelle 10** und **Tabelle 11** zu entnehmen:

Testpfahl 3			
Variante:	R_{c,k}	Differenz zum Erfahrungswert	
dynamische Probelastung "Direktes Verfahren"	3483 kN	-4,52 %	
dynamische Probelastung "Erweitertes Verfahren"	3935 kN		7,87 %
Erfahrungswerte aus EA Pfähle	3648 kN		

Tabelle 10: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 3 ermittelt aus dyn. Probelastung und Erfahrungswerten aus EA Pfähle (Quelle: Eigene Berechnung)

Testpfahl 4			
Variante:	R_{c,k}	Differenz zum Erfahrungswert	
dynamische Probelastung "Direktes Verfahren"	2690 kN	-3,89 %	
dynamische Probelastung "Erweitertes Verfahren"	3043 kN		8,72 %
Erfahrungswerte aus EA Pfähle	2799 kN		

Tabelle 11: Vergleich der äußeren Tragfähigkeit des TP 4 ermittelt aus dyn. Probelastung und Erfahrungswerten aus EA Pfähle (Quelle: Eigene Berechnung)

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

5.1 Mantelreibung zum Lastabtrag (positive Mantelreibung)

Der Mantelwiderstand am Pfahlschaft, genannt Mantelreibung, ist die Reibungswirkung zwischen Pfahlmantelfläche und umgebenden Boden. Die Mobilisierung dieser Reibung zum Lastabtrag setzt eine Relativbewegung zwischen Pfahl und Boden in axialer Richtung voraus. Abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Pfahlschaftes ändert sich die Größe der Mantelreibung; sie ist bei Pfählen mit rauher Oberfläche größer als bei Pfählen mit glatter Oberfläche. Über die fallspezifischen Erfahrungswerte der Pfahlwiderstandsgrößen (entnommen aus der EA Pfähle), lässt sich dieser Unterschied der verschiedenen Pfahltypen rechnerisch erfassen und vergleichen. Stahlbetonfertigpfähle unterscheiden sich durch die Herstellungsart in der Beschaffenheit ihrer Oberfläche von den Ortbetonrammpfählen, da sie an drei Seiten gegen eine glatte Stahlschalung betoniert werden und nicht wie die Ortbetonrammpfähle gegen das Erdreich.

In diesem Kapitel wird untersucht, inwieweit eine glatte Oberfläche von Fertigrammpfählen aus Stahlbeton gegenüber einer rauhen Oberfläche von Ortbetonrammpfählen „System Simplex“ den aus Mantelreibung hervorgerufenen Pfahlwiderstand verändert. Zur Veranschaulichung wird das Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“ aus Kapitel 4 auch im Rahmen dieser Untersuchung genutzt.

5.1.1 Gegenüberstellung der charakteristischen Pfahlwiderstände aus empirischen Berechnungsverfahren

Tabelle 2 zeigt die Spannen und Erfahrungswerte für die charakteristischen Pfahlwiderstände eines Fertigrammpfahls aus Stahlbeton und eines Simplexpfahls. Ihr ist zu entnehmen, dass bei gleichem mittleren Spitzendruck q_c des pfahlumgebenden Bodens der Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ in einem nichtbindigen Boden nicht vom Pfahlsystem abhängt, da die Widerstände beider Pfahltypen in der Tabelle gleich angegeben sind.

Die Mantelreibung $q_{s,k}$ lässt jedoch eine Abhängigkeit zum jeweiligen Pfahlsystem erkennen. Die Pfahlwiderstandsgrößen sind, bei sonst gleichen Voraussetzungen, an den verschiedenen Pfahlsystemen unterschiedlich. Es ist zu vermuten, dass die Oberflächenbeschaffenheit der Pfähle für diesen Unterschied verantwortlich ist.

Stellt man die angegebenen Spannen und Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ vom Stahlbetonfertigpfahl und Simplexpfahl gegenüber, ergeben sich aus Mantelreibung am Ortbetonrammpfahl höhere Pfahlwiderstände. **Tabelle 12** sind die Spannen der prozentualen Mindertragfähigkeit des Fertigrammpfahls aus Stahlbeton

verglichen mit dem Simplexpfahl, in bindigen und nichtbindigen Böden abhängig vom Spitzendruck und der undrännierten Scherfestigkeit, zu entnehmen. Je kleiner der mittlere Spitzendruck q_c der Drucksonde oder die undrännierte Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des bindigen Bodens, desto erheblicher ist die Mindertragfähigkeit des Fertigramppfahls aus Stahlbeton gegenüber dem Simplexpfahl. Umgekehrt wird der Unterscheid des Tragverhaltens durch Mantelreibung geringer, umso größer der Spitzendruck q_c oder die Scherfestigkeit $c_{u,k}$ werden.

Mindertragfähigkeit durch charakteristische Pfahlmantelreibung eines Fertigramppfahls aus Stahlbeton verglichen mit der Mantelreibung eines Simplexpfahls in nichtbindigen Böden									
	Mindertragfähigkeit [%]								
	bei mittlerem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]								
	7,5			15			25		
Spannen	unterer Wert	mittlerer Wert	oberer Wert	unterer Wert	mittlerer Wert	oberer Wert	unterer Wert	mittlerer Wert	oberer Wert
$s_g=0,1D_{eq}$	27,27	20,00	14,29	9,52	8,33	7,41	3,85	3,39	3,03
Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.									

Mindertragfähigkeit durch charakteristische Pfahlmantelreibung eines Fertigramppfahls aus Stahlbeton verglichen mit der Mantelreibung eines Simplexpfahls in bindigen Böden									
	Mindertragfähigkeit [%]								
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undrännierten Bodens [kN/m ²]								
	60			150			250		
Spannen	unterer Wert	mittlerer Wert	oberer Wert	unterer Wert	mittlerer Wert	oberer Wert	unterer Wert	mittlerer Wert	oberer Wert
$s_g=0,1D_{eq}$	20,00	15,38	12,50	11,11	9,09	7,69	8,33	6,90	5,88
Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.									

Tabelle 12: Mindertragfähigkeit [%] des Stahlbetonramppfahls gegenüber dem Simplexpfahl
(Quelle: Eigene Ermittlung in Anlehnung an EA Pfähle, 2012, S. 91 u. 96)

5.1.2 Vergleich der Tragfähigkeit am Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“

Im Kapitel 4.3.2 wurde im Rahmen des Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“ der charakteristische Pfahlwiderstand für die Testpfähle 3 und 4 (Stahlbetonfertigtöpfe) auf Grundlage der Erfahrungswerte ermittelt. Der **Tabelle 5** und **Tabelle 6** sind die charakteristischen Pfahlwiderstandsgrößen aus Mantelreibung $\Sigma R_{s,k}$ und Spitzendruck $R_{b,k}$ zu entnehmen.

Mit den Gegebenheiten des Fallbeispiels „Lackierhalle Airbus“, die in Kapitel 4.3 beschrieben wurden, wird die Tragfähigkeit der Testpfähle 3 und 4 nun vergleichend, fiktiv hergestellt, als Ortbetonrampfpfähle „System Simplex“, ermittelt.

Die charakteristischen Pfahlwiderstände der Testpfähle 3 und 4, hergestellt als Simplexpfähle, sind auf Grundlage der zum Pfahlsystem gehörenden Erfahrungswerte geführt. Die

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Berechnung erfolgt analog zum Fertigrampfpfahl aus Stahlbeton in einer Berechnungstabelle (Tabelle 13 und Tabelle 14). Die Erklärung der Tabellen sind Kapitel 4.3.2 zu entnehmen.

Ortbetonrampfpfähle werden im Gegensatz zum Fertigteiltrampfpfahl aus Stahlbeton mit runder Querschnittsfläche hergestellt. Um einen exakten Vergleich im Tagverhalten zu erlangen, war es nötig, die Pfahlmantel- und Pfahlfußfläche der beiden unterschiedlichen Pfahltypen fiktiv, identisch anzusetzen.

Äußere Tragfähigkeit für Ortbetonrampfpfähle System Simplex gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.6 + 5.7 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Lackierhalle Airbus TP 3											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,45 m									
Pfahlumfang:		1,80 m									
Sicherheitskoeffizient γ :		1,00									
	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	
Schicht 1	0,00	16,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	16,00	11,00	15,0	105	19,80	2079,00					
Schicht 3	27,00	1,00	17,0	110,00	1,80	198,00					
	28,00			0	0	0,00					
				0	0	0,00					
				0	0	0,00					
			17,0	110,00	0	0,00	2277,00	7830,00	0,20	1585,58	3.863

Tabelle 13: Äußere Tragfähigkeit des fiktiv hergestellten Ortbetonrampfpfahls (TP 3) gemäß Erfahrungswerten aus EA Pfähle (Quelle: Eigene Berechnung)

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Äußere Tragfähigkeit für Ortbetonrammpfähle System Simplex gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.6 + 5.7 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Lackierhalle Airbus TP 4											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,40 m									
Pfahlumfang:		1,60 m									
Sicherheitskoeffizient γ :		1,00									
Schicht- grenzen	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]	
Schicht 1	0,00	18,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	18,00	1,00	13,0	91,67	1,60	146,67					
Schicht 3	19,00	2,50	16,0	107,50	4,00	430,00					
Schicht 4	21,50	1,50	12,0	85,00	2,40	204,00					
Schicht 5	23,00	5,00	18,0	112,50	8,00	900,00					
	28,00			0	0	0,00					
			18,0	112,50	0	0,00	1680,67				
							7945,00	0,16	1271,20	2.952	

Tabelle 14: Äußere Tragfähigkeit des fiktiv hergestellten Ortbetonrammpfahls (TP 4) gemäß Erfahrungswerten aus EA Pfähle (Quelle: Eigene Berechnung)

Die charakteristischen Pfahlwiderstände der Testpfähle 3 und 4, hergestellt als Stahlbetonfertigmppfahl, werden mit den Pfahlwiderständen der Testpfähle, fiktiv hergestellt als Simplexpfahl, verglichen. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse ist **Tabelle 15** zu entnehmen.

Wie schon erwähnt zeigt der Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ keine Abhängigkeit zum Pfahlsystem; die Widerstände aus Spitzendruck sind bei äußeren, gleichen Umständen identisch. Anders ist es bei der Mantelreibung. Der Pfahlwiderstand aus Mantelreibung $R_{s,k}$ an den getesteten Fertigmppfählen aus Stahlbeton ist gut 10 % geringer als bei den Ortbetonrammpfählen. Der gesamte Pfahlwiderstand $R_{c,k}$ unterscheidet sich hier um ca. 5%.

Gegenüberstellung der charakteristischen Pfahlwiderstände der Testpfähle 3 und 4 hergestellt als Stahlbetonfertigpfahl und fiktiv als Ortbetonrammpfahl				
Testpfahl 3				
	Fertigrammpfahl aus Stahlbeton	Ortbetonrammpfahl "System Simplex"	Differenz der Tragfähigkeit	Prozentual
R _{s,k}	2062,80 kN	2277,00 kN	214,20 kN	9,41%
R _{b,k}	1585,58 kN	1585,58 kN	0,00 kN	0,00 %
R _{c,k}	3648,00 kN	3863,00 kN	215,00 kN	5,57 %

Testpfahl 4				
	Fertigrammpfahl aus Stahlbeton	Ortbetonrammpfahl "System Simplex"	Differenz der Tragfähigkeit	Prozentual
R _{s,k}	1527,73 kN	1680,67 kN	152,94 kN	9,10 %
R _{b,k}	1271,20 kN	1271,20 kN	0,00 kN	0,00 %
R _{c,k}	2799,00 kN	2952,00 kN	153,00 kN	5,48 %

Tabelle 15: Gegenüberstellung der charakteristischen Pfahlwiderstände
(Quelle: Eigene Berechnung)

Zwar zeigt sich beim Gesamttragverhalten beider Pfahlsysteme nur eine relativ kleine Differenz von ca. 5%, es wird jedoch deutlich, dass dieser Unterschied im Wesentlichen aus der Mantelreibung resultiert.

5.2 Mantelreibung als Lasteinwirkung (negative Mantelreibung)

Das Ergebnis aus Kapitel 5.1 zeigt einen Unterschied der Lastabtragsgröße, verursacht durch Mantelreibung, zwischen Fertigrammpfahl aus Stahlbeton und Simplexpfahl. Die raue Pfahlmanteloberfläche des Ortbetonrammpfahles, die daraus resultiert, dass der Beton während der Einbringung in die Hohlräume des angrenzenden Bodens eindringt, verschafft dem Pfahlsystem einen Vorteil beim Lastabtrag durch Mantelreibung.

Kehrt sich die Relativbewegung zwischen Pfahlschaft und Boden um, verursacht die Reibungswirkung eine Lasteinwirkung durch negative Mantelreibung auf den Pfahl (Boden setzt sich stärker als der Pfahl). Die Berechnung der negativen Mantelreibung gemäß dem gängigen Ansatz nach BURLAND erfolgt für die verschiedenen Pfahlsysteme identisch.

Für nichtbindige Böden:

$$\tau_{n,k} = K_0 * \tan \varphi * \sigma' \quad [11]$$

mit $K_0 = (1 - \sin \varphi)$

Für bindige Böden:

$$\tau_{n,k} = \alpha * c_{u,k} \quad [12]$$

Der Sachverhalt, dass Mantelreibung zum Lastabtrag bei den Pfahlsystemen unterschiedlich ermittelt wird, die Lasteinwirkung durch negative Mantelreibung hingegen an allen Pfahlsystemen gleich zu berechnen ist, wird nachfolgend genauer betrachtet. Hierzu wer-

den die Testpfähle 3 und 4 des Fallbeispiels „Lackierhalle Airbus“ erneut herangezogen. Aufgrund der dabei vorliegenden Konsolidierung der Weichschicht, die durch aufgespülte Sande belastet wird, kommt es zu einer Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung am Pfahl. Es wird im Folgenden untersucht, ob sich ein nutzbares Optimierungspotential am Stahlbetonfertignpfahl, gegenüber dem Ortbetonrammpfahl „System Simplex“ durch einen pfahlspezifischen Ansatz aus negativer Mantelreibung ergibt.

5.2.1 Optimierungspotential des Stahlbetonfertignpfahls gegenüber dem Simplexpfahl 1. Ansatz

Die Oberflächenbeschaffenheit des Pfahls wird durch den Wandreibungswinkel δ in die Berechnung der negativen Mantelreibung einfließen. Das Ergebnis dieses Ansatzes hat sich im Verlauf der Untersuchungen als nicht verwendbar herausgestellt, dennoch wird die Überlegung kurz beschrieben:

Auf der empirischen Annahme, dass die Reibungswirkung zwischen glatter Pfahlmantelfläche und Boden geringer ist als zwischen rauer Manteloberfläche und Boden, wird für die glatte Oberfläche des Stahlbetonfertignpfahls ein kleinerer Wandreibungswinkel als bei Ortbetonrammpfahl berücksichtigt. Durch Scherversuche im Labor könnte der unbekannte Wandreibungswinkel δ zwischen glatter Betonfläche und Sand ermittelt werden. Da der Scherversuch im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt wurde, wird die nicht belegte Hypothese aufgestellt, den Wandreibungswinkel zwischen der glatten Pfahlmanteloberfläche und dem aufgespülten Sand mit $\delta = 2/3 * \varphi$ anzusetzen. Für den Ortbetonrammpfahl wird angenommen, dass die Bruchscherfuge durch die stark strukturierte Oberfläche nicht an der Betonoberfläche selbst, sondern vielmehr außerhalb des Pfahls im Boden entsteht. Der Wandreibungswinkel muss dann die Größe des Reibungswinkels φ selbst annehmen. Der festgestellte innere Reibungswinkel des aufgespülten Sandes beträgt auf dem Baugelände des Fallbeispiels (Mühlenberger Loch) $\varphi = 32,5^\circ$.

Eine Verkleinerung der Reibungswirkung am Pfahlschaft ergibt sich nach der vorangestellten These durch das Verhältnis des Wandreibungswinkels $\delta = 2/3 * \varphi$ zum Reibungswinkel φ zu:

$$r_1 = \frac{\tan 21,67^\circ}{\tan 32,50^\circ} = 0,62 = 62\%$$

Die Einwirkung durch negative Mantelreibung an einer geschalteten Oberfläche erreicht danach nur 62% des Wertes aus einer gegen das Erdreich betonierten Fläche.

Genau genommen, werden in der liegenden Schalung eines Stahlbetonfertigpfahls nur drei Seiten an einer glatten Schalung betoniert. Nimmt man die vierte Seite konservativ wie eine gegen den Boden betonierte Fläche an, ergibt sich ein Verkleinerungsfaktor von:

$$r_4 = \frac{(3 * 0,62 + 1)}{4} = 0,706 \approx 71\%$$

Nach diesem ersten Ansatz könnte die negative Mantelreibung in der hier untersuchten Bodenschicht bei einem Fertigrammpfahl aus Stahlbeton mit 71% des entsprechend dem Ansatz nach BURLAND ermittelten Wertes angesetzt werden.

Vernachlässigt wurde bei dem Ansatz jedoch, dass durch verschiedene Herstellverfahren nicht der gleiche Erddruck auf die zu vergleichenden Pfahltypen wirkt. Beide Pfahlsysteme verdrängen den anliegenden Boden bei der Pfahleinbringung und erzeugen dadurch eine Art „Vorspannung“ des pfahlumgebenden Bodens. Durch Ziehen des zur Ortbetonpfahlherstellung benötigten Stahlrohrs wird der Boden jedoch hierbei um ein bestimmtes Maß entspannt, was bei der Herstellung eines Stahlbetonfertigpfahls nicht der Fall ist. Im Rahmen dieser Arbeit war es nicht möglich, die durch Ziehung des Stahlrohrs verminderte Größe des Erddruckes horizontal auf den Pfahl wirkend zu erfassen. Eine Anpassung des Erddruckes an dem entsprechenden Pfahlsystem kann somit nicht vorgenommen werden, um damit für einen Vergleich identische äußere Umstände zu schaffen. Die unbekannte Größe macht diesen ersten Ansatz zur Ermittlung eines Optimierungspotentials der Mantelreibung am Stahlbetonfertigpfahl damit nichtig.

5.2.2 Optimierungspotential des Stahlbetonfertigpfahls gegenüber dem Simplexpfahl 2. Ansatz

Der zweite Ansatz bezieht sich auf die prozentuale Mindertragfähigkeit des Fertigrammpfahls aus Stahlbeton gegenüber dem Simplexpfahl durch den Vergleich der Tabellenwerte der EA Pfähle für die charakteristische Pfahlmantelreibung (**Tabelle 12**). Die Pfahlwiderstände zum Lastabtrag für den Stahlbetonfertigpfahl, die gegenüber dem Ortbetonrammpfahl kleiner sind, werden nun bei der Lasteinwirkung durch negative Mantelreibung um den gleichen Prozentsatz reduziert.

Anhand der Drucksondierungsergebnisse des Fallbeispiels „Lackierhalle Airbus“ und dem zugehörigen Bodenprofil, lassen sich hier die Bodenschichten, die den Pfahl durch negative Mantelreibung belasten, nach gleichem Spitzendruck q_c (nichtbindiger Boden) und nach gleichen undrännierten Scherfestigkeitswerten $c_{u,k}$ (bindigen Boden) aufteilen.

Die Bodenkennwerte, entnommen aus dem Bodengutachten des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“, sind nachfolgend in **Tabelle 16** zusammengestellt.

Bodenkennwerte:

Nr.	Bodenart	Wassergehalt w[%] bzw. Spitzendruck q_c [MN/m ²]	Wichte γ/γ' (kN/m ³)	Scherfestigkeit		Steifemodul E_s (MN/m ²)
				φ (°)	$c_{u,k}$ (kN/m ²)	
1	Aufgespülte Sande	-	18/10	32,5	-	15
2	Schlick	-	13/3	17,5	20	0,5
3	Klei	w < 60%	16/6	17,5	30	1,5
4	Klei	60 ≤ w ≤ 120 %	15/5	17,5	30	1
5	Klei	1200 ≤ w ≤ 190 %	14/4	15,0	25	0,8
6	Torf		11/1	15,0	25	0,7
7	Sand	$q_c < 10$	17/10	32,5	-	35
8	Sand	$q_c \geq 10$	18/10,5	35,0	-	60-80
9	Sand	$q_c \geq 15$	19/11	37,5	-	100

Tabelle 16: Bodenkennwerte zum Bauvorhaben „Lackierhalle Airbus“
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Der Sachverständige für Geotechnik gibt in der Baugrundbeurteilung vor, dass der rechnerische Wert der Mantelreibung auf maximal $\tau_{n,k} = 10 \text{ kN/m}^2$ in der Weichschicht und $\tau_{n,k} = 30 \text{ kN/m}^2$ in den Auffüllsanden zu beschränken sind.

5.2.2.1 Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung am TP 3

Abbildung 22 zeigt die Aufteilung der Bodenschichten an der Drucksondierung 17A, die für die Bemessung der negativen Mantelreibung am TP 3 genutzt wird.

Drucksondierung und Bodenentnahme liegen nicht an der gleichen Versuchsstelle, sondern in einem Abstand von etwa 5m. Die Mächtigkeit der Weichschicht zeigt sich im Bodenprofil mit 4,3m, wurde jedoch auf Grundlage der Drucksondierung, die unmittelbar neben dem Testpfahl 3 gemacht wurde, mit 6,8m angenommen.

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

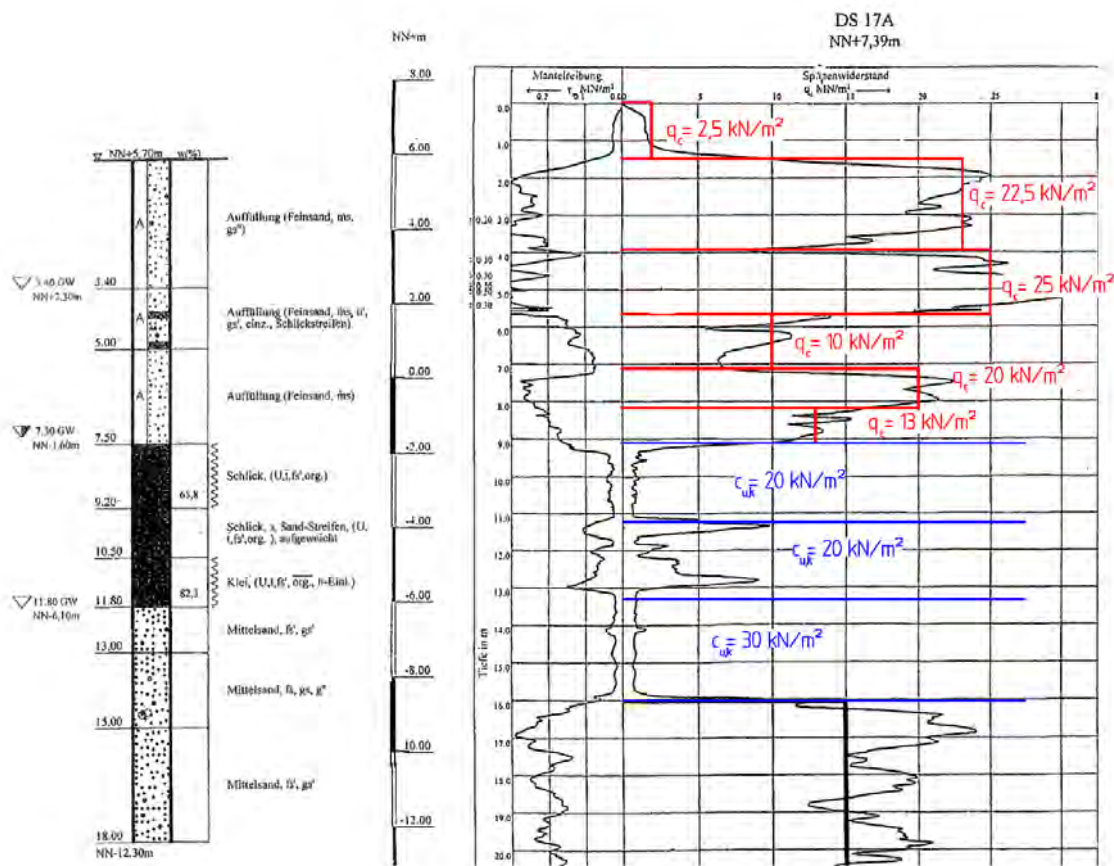


Abbildung 22: Einteilung der Bodenschichten nach Spitzendruck und Scherfestigkeit (TP 3)
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

In **Tabelle 17** sind die Werte der negativen Mantelreibung $\tau_{n,k}$, die am Testpfahl 3 wirken, errechnet. Die Ermittlung des neutralen Punktes erfolgt an Hand der Setzung der Weichschicht wie folgt:

setzungserzeugende Auflast:
$$\Delta\sigma' = \gamma * h = 18 \text{ kN/m}^3 * 5,7\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 * 3,5\text{m} = 137,6 \text{ kN/m}^2$$

Setzung Weichschicht [Schlick]:
$$s_{w,S} = (\Delta\sigma' / E_s) * t_w = (137,6 \text{ kN/m}^2 / 500\text{m}^2) * 3,8\text{m} = 1,05\text{m}$$

setzungserzeugende Auflast:
$$\Delta\sigma' = \gamma * h = 137,6 \text{ kN/m}^2 + 3,8\text{m} * 3 \text{ kN/m}^3 = 149 \text{ kN/m}^2$$

Setzung Weichschicht [Klei]:
$$s_{w,K} = (\Delta\sigma' / E_s) * t_w = (149 \text{ kN/m}^2 / 1000\text{m}^2) * 3\text{m} = 0,447\text{m}$$

Gesamte Setzung der

Weichschicht:
$$s_w = 1,05\text{m} + 0,447\text{m} = 1,5\text{m}$$

Grenzsetzung des Pfahls s_g :
$$s_g = 0,1 * D_{eq} = 0,1 * 0,51\text{m} = 5,1\text{cm} = 0,051\text{m}$$

Die Weichschicht (Klei), mit einer Mächtigkeit von 3m, beginnt in einer Tiefe von 13m (44,7cm Setzung) und endet bei 16m (0cm Setzung). Mit den Punkten (44,7/13) und (0/16) ergibt sich die Geradengleichung:

$$y = -6,7114 * x + 16$$

Durch die Grenzsetzung des Pfahls bei 5,1cm ergibt sich der neutrale Punkt in einer Tiefe von 15,66m. Konservativ wird die Beanspruchung über die komplette Weichschicht (16m) angesetzt.

Die Berechnung der Lasteinwirkung durch negative Mantelreibung erfolgt mit Gleichung 11 für nichtbindige Böden und Gleichung 12 für bindige Böden.

Auffüllung (nichtbindiger Boden), Schicht 1:

$$\tau_{n,k} = (1 - \sin 32,5) * \tan 32,5 * 18 \text{ kN/m}^3 * 1,5\text{m} = 7,96 \text{ kN/m}^2$$

Auffüllung (nichtbindiger Boden), Schichten 2-6:

Analog zu Auffüllung Schicht 1

Weichschicht, Schicht 1:

$$\tau_{n,k} = 1 * 10 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Weichschicht, Schichten 2-3:

Analog zu Weichschicht 1

Die Zusatzlast durch negative Mantelreibung aus der Auffüllung $Q_{n,k}$ ergibt sich am TP 3 wie folgt:

$$\begin{aligned} Q_{n,k} &= 2,7 * \frac{7,96}{2} + 4,5 * \frac{(7,96 + 21,22)}{2} + 3,06 * \frac{(21,22 + 30)}{2} + 2,7 * 30 + 1,8 * 30 + 1,8 * 30 \\ &= 343,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Analog dazu ergibt sich die Zusatzlast aus der Weichschicht am TP 3 zu:

$$Q_{n,k} = 3,24 * 10 + 3,6 * 10 + 5,4 * 10 = 122,4 \text{ kN}$$

An dem Testpfahl 3 wirkt somit eine gesamte Zusatzlast durch negative Mantelreibung von:

$$Q_{n,k} = 343,78 + 122,4 = 466,18 \text{ kN}$$

Anhand der Schichtaufteilung nach gleichem Spitzendruck q_c und undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$, wird die Mantelreibung $\tau_{n,k}$ um den zugehörigen Prozentsatz aus **Tabelle 12** durch Interpolation nach Gleichung 8 reduziert. Die Zusatzlast durch negative Mantelreibung wird dann anhand der reduzierten Mantelreibungswerte $\tau_{n,k}$, wie oben beschrieben,

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

ermittelt und man erhält eine knapp 15% kleinere Beanspruchung, nämlich $Q_{n,k(Red)} = 404,46 \text{ kN}$.

Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung (mit Begrenzung der Mantelreibung)											
$\tau_{n,k} = (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi * \sigma$ (Auffüllung); $\tau_{n,k} = \alpha * c_{u,k}$ (Weichschicht)											
Berechnungsbeispiel: Negative Mantelreibung am Testpfahl 3 "Lackierhalle Airbus"											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,45 m									
Pfahlumfang:		1,80 m									
Winkel der inneren Reibung φ :		32,50 °									
Drucksondierung											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red.) [kN]
Auffüllung	Schicht 1	0,00	1,50	2,5	7,96	2,70	10,74		27,27	5,79	7,81
	Schicht 2	1,50	2,50	22,5	21,22	4,50	65,66		5,27	20,11	58,26
	Schicht 3	4,00	1,70	25,0	30,00	3,06	78,37		3,85	28,85	74,89
	Schicht 4	5,70	1,50	10,0	30,00	2,70	81,00		21,35	23,59	70,79
	Schicht 5	7,20	1,00	20,0	30,00	1,80	54,00		6,69	27,99	46,43
	Schicht 6	8,20	1,00	13,0	30,00	1,80	54,00		14,25	25,72	48,35
		9,20						343,78			
undrainede Scherfestigkeit											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red.) [kN]
Weichschicht	Schicht 1	9,20	1,80	10,0	10,00	3,24	32,40		20,00	8,00	25,92
	Schicht 2	11,00	2,00	10,0	10,00	3,60	36,00		20,00	8,00	28,80
	Schicht 3	13,00	3,00	10,0	10,00	5,40	54,00		20,00	8,00	43,20
		16,00									
							122,40				97,92
Gesamte Einwirkung durch negative Mantelreibung auf den Pfahl: $Q_{n,k} = 466,18 \text{ kN}$ $Q_{n,k(Red.)} = 404,46 \text{ kN}$											

Tabelle 17: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 3 (mit Begrenzung der Mantelreibung)

(Quelle: Eigene Berechnung)

5.2.2.2 Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung am TP 4

Die Aufteilung der Bodenschichten am TP 4 erfolgt nur anhand der Drucksondierung (Siehe **Abbildung 23**).

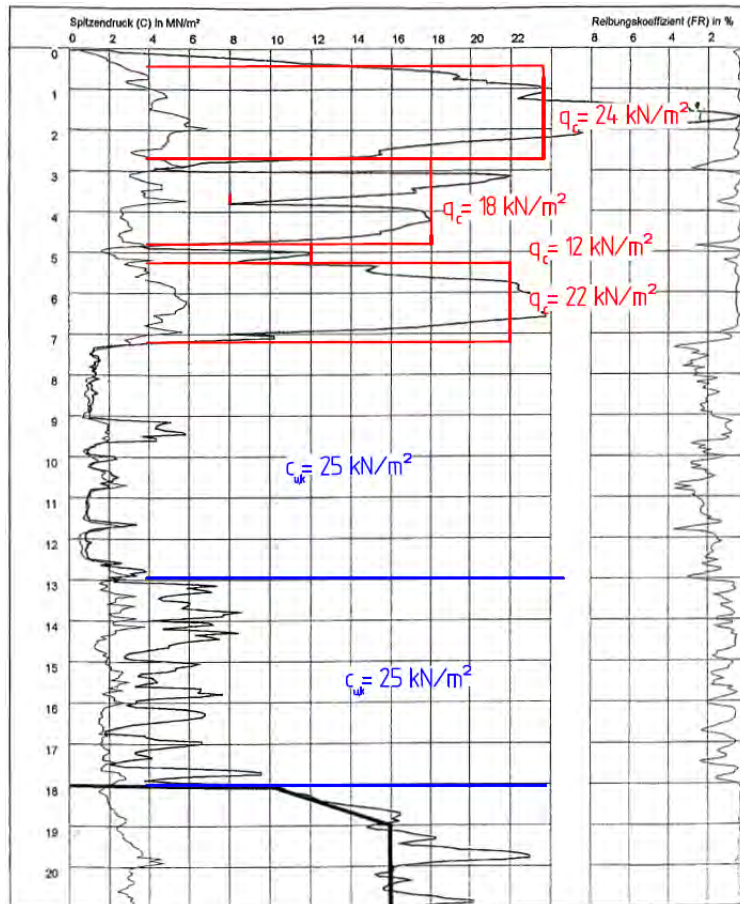


Abbildung 23: Einteilung der Bodenschichten nach Spitzendruck (TP 4)
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Die Einwirkung aus negativer Mantelreibung $\tau_{n,k}$, die am Testpfahl 4 wirkt wurde in **Tabelle 18** errechnet. Die Ermittlung des neutralen Punktes erfolgt an Hand der Setzung der Weichschicht, die im Bereich des TP 4 aus Torf und Klei besteht, wie folgt:

setzungserzeugende Auflast:
$$\Delta\sigma' = \gamma * h = 18 \text{ kN/m}^3 * 5,7\text{m} + 10 \text{ kN/m}^3 * 1,5\text{m}$$

$$= 117,6 \text{ kN/m}^2$$

Setzung Weichschicht (Torf):
$$s_{w,T} = (\Delta\sigma' / E_s) * t_w = (117,6 \text{ kN/m}^2 / 700\text{m}^2) * 5,8\text{m}$$

$$= 0,97\text{m}$$

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

setzungserzeugende Auflast: $\Delta\sigma' = \gamma * h = 117,6 \text{ kN/m}^2 + 5\text{m} * 4 \text{ kN/m}^3$
 $= 137,6 \text{ kN/m}^2$

Setzung Weichschicht (Klei): $s_{w,K} = (\Delta\sigma' / E_s) * t_w = (137,6 \text{ kN/m}^2 / 800\text{m}^2) * 5\text{m}$
 $= 0,86\text{m}$

Gesamte Setzung der

Weichschicht: $s_w = 0,97\text{m} + 0,86\text{m} = 1,83\text{m}$

Grenzsetzung des Pfahls s_g : $s_g = 0,1 * D_{eq} = 0,1 * 0,45\text{m} = 4,5\text{cm} = 0,045\text{m}$

Die Weichschicht (Klei), mit einer Mächtigkeit von 5m, beginnt in einer Tiefe von 13m (86cm Setzung) und endet bei 18m (0cm Setzung). Mit den Punkten (86/13) und (0/18) wird eine Geradengleichung wie folgt aufgestellt:

$$y = -6,7114 * x + 16$$

Durch die Grenzsetzung des Testpfahls 4 bei 4,5cm ergibt sich der neutrale Punkt in einer Tiefe von 17,74m. Auch hier wird die Beanspruchung konservativ über die komplette Weichschicht (18m) angesetzt.

Die Berechnungen der Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung am Testpfahl 4 erfolgt wie am Testpfahl 3 und ergibt $Q_{n,k} = 381,12 \text{ kN}$. Eine Reduzierung entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit ergibt eine Einwirkung von $Q_{n,k(Red)} = 327,12 \text{ kN}$. Wie auch am TP 3 wurde am TP 4 eine Reduzierung der Zusatzlast aus negativer Mantelreibung von knapp 15% erzielt.

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung (mit Begrenzung der Mantelreibung)											
$\tau_{n,k} = (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi * \sigma$ (Auffüllung); $\tau_{n,k} = \alpha * c_{u,k}$ (Weichschicht)											
Berechnungsbeispiel: Negative Mantelreibung am Testpfahl 4 "Lackierhalle Airbus"											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,40 m									
Pfahlumfang:		1,60 m									
Winkel der inneren Reibung φ :		32,50°									
Drucksondierung											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red) [kN]
Auffüllung	Schicht 1	0,00									
		2,70	2,70	24,0	14,33	4,32	30,94		4,42	13,69	29,58
	Schicht 2	4,80	2,10	18,0	25,47	3,36	66,85		7,82	23,48	62,45
		5,20	0,40	12,0	27,59	0,64	16,98		16,62	23,01	14,87
	Schicht 4	5,70	0,50	12,0	29,06	0,80	22,66		16,62	24,23	18,90
	Schicht 5	7,20	1,50	22,0	30,00	2,40	70,88		5,55	28,33	63,08
							208,32				188,88
undrÄnrierte Scherfestigkeit											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red) [kN]
Weichschicht	Schicht 1	7,20	5,80	10,0	10,00	9,28	92,80		20,00	8,00	74,24
	Schicht 2	13,00	5,00	10,0	10,00	8,00	80,00		20,00	8,00	64,00
		18,00									
								172,80			
Gesamte Einwirkung durch negative Mantelreibung auf den Pfahl: $Q_{n,k} = 381,12 \text{ kN}$ $Q_{n,k}(\text{Red.}) = 327,12 \text{ kN}$											

Tabelle 18: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 4 (mit Begrenzung der Mantelreibung)

(Quelle: Eigene Berechnung)

Eine Zusatzlast durch negative Mantelreibung auf den Pfahl entsteht durch eine Bewegung (Setzung) des pfahlumgebenden Bodens. Der aufgespülte Sand verursacht in Form einer Auflast auf die konsolidierende Weichschicht eine Formänderung (Setzung) dieser, wodurch eine Bewegung des Bodens nach unten entsteht. Der sich setzende Boden hängt sich am Pfahl auf und belastet den Pfahl durch Reibungskräfte, die mit zunehmender Setzung entlang des Pfahls immer größere Lasten erzeugen. Ab einer gewissen Belastungsgröße reißt der angehängte Boden jedoch vom Pfahlschaft ab, die lasterzeugende Reibung wird durch Gleiten abgelöst (mechanisch stellt das „Abreißen“ den Übergang von Haft- zur Gleitreibung dar). Die aus Wandgleitreibung am Pfahlmantel entstehenden Lasten werden ab diesem Punkt nicht größer, sondern bleiben konstant.

Eine im Baugrundgutachten vorgegebene Begrenzung der rechnerischen negativen Mantelreibungswerte, auf maximal $\tau_{n,k} = 30 \text{ kN/m}^2$ in den Auffüllsanden und $\tau_{n,k} = 10 \text{ kN/m}^2$ in der Weichschicht, erfolgte aus der Erfahrung des Baugrundgutachters; ein rechnerischer Beleg wurde nicht erstellt.

Die nachfolgenden Berechnungstabellen zur Bestimmung der negativen Mantelreibung am TP 3 und TP 4 vernachlässigen die vorgenannte Begrenzung der rechnerischen negativen Mantelreibungswerte.

Die voll angesetzte Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung soll anschließend mit der ermittelten Belastung, die durch eine vorgeschriebene Begrenzung vom Baugrundgutachter ermittelt wurde, verglichen werden.

Die Werte der Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung am TP 3 (ohne Begrenzung) sind **Tabelle 19** zu entnehmen.

Die Zusatzlast durch negative Mantelreibung aus der Auffüllung $Q_{n,k}$ ergibt sich ohne Begrenzung am TP 3 wie folgt:

$$Q_{n,k} = 2,7 * \frac{7,96}{2} + 4,5 * \frac{(7,96 + 21,22)}{2} + 3,06 * \frac{(21,22 + 30,24)}{2} + 2,7 * \frac{(30,24 + 34,67)}{2} + 1,8 * \frac{(34,67 + 37,61)}{2} + 1,8 * \frac{(37,61 + 40,56)}{2} = 378,18 \text{ kN/m}^2$$

Analog dazu ergibt sich die Zusatzlast aus der Weichschicht am TP 3 zu:

$$Q_{n,k} = 3,24 * 20 + 3,6 * 20 + 5,4 * 30 = 298,80 \text{ kN}$$

An dem Testpfahl 3 wirkt somit eine gesamte Zusatzlast durch negative Mantelreibung (ohne Begrenzung) von:

$$Q_{n,k} = 378,18 + 298,80 = 676,98 \text{ kN}$$

Anhand der Schichtaufteilung nach gleichem Spitzendruck q_c und undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$, wird die Mantelreibung $\tau_{n,k}$, auch bei der Berechnung ohne Begrenzung der Mantelreibung, um den zugehörigen Prozentsatz aus **Tabelle 12** durch Interpolation nach Gleichung 8 reduziert. Die Zusatzlast durch negative Mantelreibung wird dann anhand der reduzierten Mantelreibungswerten $\tau_{n,k}$ noch einmal ermittelt und man erhält eine knapp 15% kleineren Beanspruchung, nämlich $Q_{n,k(Red)} = 575,45 \text{ kN}$.

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung (ohne Brenzung der Mantelreibung)											
$\tau_{n,k} = (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi * \sigma$ (Auffüllung); $\tau_{n,k} = \alpha * c_{u,k}$ (Weichschicht)											
Berechnungsbeispiel: Negative Mantelreibung am Testpfahl 3 "Lackierhalle Airbus"											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,45 m									
Pfahlumfang:		1,80 m									
Winkel der inneren Reibung φ		32,50°									
Drucksondierung											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red) [kN]
Auffüllung	Schicht 1	0,00									
		1,50	1,50	2,5	7,96	2,70	10,74		27,27	5,79	7,81
	Schicht 2	1,50	2,50	22,5	21,22	4,50	65,66		5,27	20,11	58,26
		4,00	1,70	25,0	30,24	3,06	78,74		3,85	29,08	75,25
	Schicht 3	4,00	1,70	25,0	30,24	3,06	78,74		3,85	29,08	75,25
		5,70	1,50	10,0	34,67	2,70	87,63		21,35	27,26	76,06
	Schicht 4	5,70	1,50	10,0	34,67	2,70	87,63		21,35	27,26	76,06
	7,20	1,00	20,0	37,61	1,80	65,05		6,69	35,10	56,13	
Schicht 5	7,20	1,00	20,0	37,61	1,80	65,05		6,69	35,10	56,13	
	8,20	1,00	13,0	40,56	1,80	70,36		14,25	34,78	62,89	
Schicht 6	8,20	1,00	13,0	40,56	1,80	70,36		14,25	34,78	62,89	
	9,20						378,18				336,41
undrÄnrierte Scherfestigkeit											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red) [kN]
Weichschicht	Schicht 1	9,20	1,80	20,0	20,00	3,24	64,80		20,00	16,00	51,84
		11,00	2,00	20,0	20,00	3,60	72,00		20,00	16,00	57,60
	Schicht 2	11,00	2,00	20,0	20,00	3,60	72,00		20,00	16,00	57,60
		13,00	3,00	30,0	30,00	5,40	162,00		20,00	24,00	129,60
	16,00										
							298,80				239,04
Gesamte Einwirkung durch negative Mantelreibung auf den Pfahl: $Q_{n,k} = 676,98 \text{ kN}$ $Q_{n,k(Red.)} = 575,45 \text{ kN}$											

Tabelle 19: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 3 (ohne Begrenzung der Mantelreibung)
(Quelle: Eigene Berechnung)

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Die Berechnung der negativen Mantelreibung ohne Begrenzung am TP 4 erfolgt analog zum TP 3. Die Berechneten Werte sind **Tabelle 20** zu entnehmen.

Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung (ohne Brenzung der Mantelreibung)												
$\tau_{n,k} = (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi * \sigma$ (Auffüllung); $\tau_{n,k} = \alpha * c_{u,k}$ (Weichschicht)												
Berechnungsbeispiel: Negative Mantelreibung am Testpfahl 4 "Lackierhalle Airbus"												
Pfahlantenlänge a_i :		0,40 m										
Pfahlumfang:		1,60 m										
Winkel der inneren Reibung φ :		32,50°										
Auffüllung	Drucksondierung											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen-druck q_c [MN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu-zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red) [kN]	
	Schicht 1	0,00	2,70	24,0	14,33	4,32	30,94		4,42	13,69	29,58	
	Schicht 2	2,70	2,10	18,0	25,47	3,36	66,85		7,82	23,48	62,45	
	Schicht 3	4,80	0,40	12,0	27,59	0,64	16,98		16,62	23,01	14,87	
	Schicht 4	5,20	0,50	12,0	30,24	0,80	23,13		16,62	25,22	19,29	
	Schicht 5	5,70	1,50	22,0	34,67	2,40	77,89		5,55	32,74	69,55	
		7,20										
								215,80				195,74
	Weichschicht	undrainede Scherfestigkeit										
		Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu-zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red) [kN]
Schicht 1		7,20	5,80	25,0	25,00	9,28	232,00		20,00	20,00	185,60	
Schicht 2		13,00	5,00	25,0	25,00	8,00	200,00		20,00	20,00	160,00	
		18,00										
								432,00				345,60
Gesamte Einwirkung durch negative Mantelreibung auf den Pfahl: $Q_{n,k} = 647,80 \text{ kN}$ $Q_{n,k}(\text{Red.}) = 541,34 \text{ kN}$												

Tabelle 20: Berechnung der neg. Mantelreibung am TP 4 (ohne Begrenzung der Mantelreibung)
(Quelle: Eigene Berechnung)

Die Differenz der Belastungen aus negativer Mantelreibung auf die Testpfähle 3 und 4 ermittelt durch vorgegebene Begrenzung der Mantelreibung und ohne diese, lässt bei einer unterstellten Fehleinschätzung des Übergangspunktes von Haft- zur Gleitreibung erkennen, um wieviel Last die negative Mantelreibung zu niedrig liegen könnte.

Vergleichend sind die unterschiedlich berechneten Zusatzbeanspruchungen, die durch negative Mantelreibung an den Testpfählen 3 und 4 auftreten, in **Tabelle 21** zusammengefasst. Im schlimmsten Fall wäre durch die Begrenzung der Mantelreibung auf $\tau_{n,k} = 10 \text{ kN/m}^2$ in der Weichschicht und $\tau_{n,k} = 30 \text{ kN/m}^2$ in der Auffüllung am Testpfahl 3 eine

Belastung von 210,8 kN und am Testpfahl 4 eine Belastung von 266,68 kN nicht berücksichtigt.

Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung an den Testpfählen 3 und 4				
Zusammenfassung der Ergebnisse nach dem Bemessungsansatz von Burland mit und ohne vorgegebene Begrenzung der Mantelreibung auf $\tau_{n,k} = 10 \text{ kN/m}^2$ in der Weichschicht und $\tau_{n,k} = 30 \text{ kN/m}^2$ in der Auffüllung und den dazugehörigen, nach Spitzendruck und undrännierter Scherfestigkeit entwickelten, Reduzierungen.				
	Ansatz nach Burland mit Begrenzung der Mantelreibung	Ansatz nach Burland ohne Begrenzung der Mantelreibung	Δ [kN]	Δ [%]
$Q_{n,k}$ am TP 3:	466,18 kN	676,98 kN	210,80	31,14
$Q_{n,k(\text{Red.})}$ am TP 3:	404,18 kN	575,45 kN	171,27	29,76
$Q_{n,k}$ am TP 4:	381,12 kN	647,80 kN	266,68	41,17
$Q_{n,k(\text{Red.})}$ am TP 4:	327,12 kN	541,34 kN	214,22	39,57

Tabelle 21: Gegenüberstellung der berechneten Zusatzbelastungen durch neg. Mantelreibung auf die Testpfähle 3 und 4 (Quelle: Eigene Berechnung)

5.3 Tragfähigkeitsnachweise am Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit bezieht sich bei Pfahlgründungen darauf, dass die Pfahlwiderstände infolge der gewählten Pfahlabmessungen den Einwirkungen bzw. Beanspruchungen auf den Pfahl gegenübergestellt werden. Es werden nach EC 7 Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt, die auf der Seite der Einwirkungen als Multiplikator und auf der Seite der Pfahlwiderstände als Divisor agieren. Mit den Bemessungswerten wird nachgewiesen, dass die Pfahlbeanspruchung ausreichend weit vom Bruchzustand entfernt ist.

Aus den charakteristischen axialen Einwirkungen F_k auf den Pfahl, ergeben sich die Bemessungswerte F_d wie folgt:

$$F_d = F_{k,G} * \gamma_G + F_{k,Q} * \gamma_Q \quad [13]$$

Der ermittelte charakteristische Druckpfahlwiderstand ergibt sich aus EC 7 nach folgendem Ansatz zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t \quad [14]$$

Mit den ermittelten axialen Bemessungseinwirkungen und Bemessungswiderständen ist die Einhaltung der Grenzzustandsbedingungen nach folgender Gleichung sicherzustellen:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad [15]$$

(vgl. Witt, 2009, S. 172)

Nachfolgend wird durch den Tragfähigkeitsnachweis an den Testpfählen 3 und 4 des Fallbeispiels „Lackierhalle Airbus“ die Pfahllänge bestimmt. Dabei wird der Pfahl zum Ersten durch Bauwerkslast inklusive der Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung nach dem

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Ansatz von Burland belastet und zum Zweiten vergleichend dazu die Pfahlänge noch einmal über den Tragfähigkeitsnachweis bestimmt, indem der Pfahl diesmal durch Bauwerkslast inklusive der ermittelten reduzierten Beanspruchung durch negative Mantelreibung belastet wird.

5.3.1 Untersuchung am Testpfahl 3

Der Testpfahl 3 wird durch eine Bauwerkslast von $F_{d,max} = 2000\text{kN}$ und einer Zusatzbeanspruchung durch negative Mantelreibung, ermittelt nach dem Ansatz von Burland, von $Q_{n,k} = 466,18\text{kN}$ belastet. Die Bemessungseinwirkung nach Gleichung 13 ergibt sich zu:

$$F_d = 2000\text{kN} + 466,18 * 1,35 = 2629\text{kN}$$

Ermittlung der Pfahlänge eines Stahlbetonfertigrammpfahls gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Lackierhalle Airbus TP 3											
Pfahlkantenlänge a_c :		0,45 m		$\gamma_t = 1,4$		Pfahleinwirkung $F_d = 2000 + 466,18 * 1,35 = 2629,34\text{ kN}$					
Pfahlumfang:		1,80 m									
Sicherheitskoeffizient η :		1,00									
	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
Schicht 1	0,00 16,00	16,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	16,00 27,00	11,00	15,0	95	19,80	1881,00					
Schicht 3	27,00 28,20	1,20	17,0	101,00	2,16	218,16					
				0	0	0,00					
				0	0	0,00					
				0	0	0,00					
			17,0	101,00	0	0,00	2099,16				
								7830,00	0,20	1585,58	3.685
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstand $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$ 2631,95 kN											

Tabelle 22: Ermittlung Pfahlänge des TP 3, Zusatzbelastung $Q_{n,k} = 466,18\text{kN}$

(Quelle: Eigene Berechnung)

Bei einer Pfahlänge von 28,20m ist der charakteristische Pfahlwiderstand am TP 3 $R_{c,k} = 3685\text{kN}$. Nach Gleichung 14 ergibt sich der Pfahlwiderstand wie folgt zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = 3685 / 1,4 = 2632\text{kN}$$

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Der Nachweis der Tragfähigkeit nach Gleichung 15 ist damit am Testpfahl 3 mit Querschnittsabmessungen von 45 x 45cm bei einer Pfahllänge von 28,20m erfüllt (siehe **Tabelle 22**).

$$F_d = 2629kN \leq R_{c,d} = 2632kN$$

Nachfolgend wird die erforderliche Pfahllänge des TP 3 noch einmal über den Nachweis der Tragfähigkeit ermittelt. Diesmal wird jedoch die in 5.2 ermittelte reduzierte Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung $Q_{n,k,red} = 404,46kN$ angesetzt. Die Bemessungseinwirkung nach Gleichung 13 ergibt sich zu:

$$F_d = 2000kN + 404,46 * 1,35 = 2546kN$$

Ermittlung der Pfahllänge eines Stahlbetonfertigrammpfahls gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Lackierhalle Airbus TP 3											
Pfahlkantenlänge a_s :			0,45 m		$\gamma_t = 1,4$						
Pfahlumfang:			1,80 m		Pfahleinwirkung $F_d = 2000 + 404,46 * 1,35 = 2546,02$ kN						
Sicherheitskoeffizient η :			1,00								
	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	
Schicht 1	0,00	16,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	16,00	11,00	15,0	95	19,80	1881,00					
Schicht 3	27,00	0,55	17,0	101,00	0,99	99,99					
	27,55			0	0	0,00					
				0	0	0,00					
				0	0	0,00					
			17,0	101,00	0	0,00	1980,99	7830,00	0,20	1585,58	3.567
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstand $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$											2547,55 kN

Tabelle 23: Ermittlung Pfahllänge des TP 3, Zusatzbelastung $Q_{n,k(Red)} = 404,46kN$

(Quelle: Eigene Berechnung)

Bei einer Pfahllänge von 27,55m ist der charakteristische Pfahlwiderstand am TP 3 $R_{c,k} = 3576kN$. Nach Gleichung 14 ergibt sich der Pfahlwiderstand wie folgt zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = 3576 / 1,4 = 2548kN$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit nach Gleichung 15 ist damit am Testpfahl 3 mit Querschnittsabmessungen von 45 x 45cm bei einer Pfahllänge von 27,55m erfüllt (siehe **Tabelle 23**).

$$F_d = 2546kN \leq R_{c,d} = 2548kN$$

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Durch eine Reduzierung der negativen Mantelreibung von knapp 15%, entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit aus Kapitel 5.2, kann am TP 3 eine Pfahlminderlänge von 0,65m ermittelt und eingespart werden.

5.3.2 Untersuchung am Testpfahl 4

Der Testpfahl 4 wird durch eine Bauwerkslast von $F_{d,max} = 1500kN$ und einer Zusatzbeanspruchung durch negative Mantelreibung, ermittelt nach dem Ansatz von Burland, von $Q_{n,k} = 381,12kN$ belastet. Die Bemessungseinwirkung nach Gleichung 13 ergibt sich zu:

$$F_d = 1500kN + 381,12 * 1,35 = 2014,5kN$$

Ermittlung der Pfahllänge eines Stahlbetonfertigrammpfahls gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Lackierhalle Airbus TP 4											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,40 m		$\gamma_t = 1,4$		Pfahleinwirkung $F_d = 1500 + 381,12 * 1,35 = 2014,51 kN$					
Pfahlumfang:		1,60 m									
Sicherheitskoeffizient η :		1,00									
Schichtgrenzen	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]	
Schicht 1	0,00	18,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	18,00	1,00	13,0	80,33	1,60	128,53					
Schicht 3	19,00	2,50	16,0	98,00	4,00	392,00					
Schicht 4	21,50	1,50	12,0	73,00	2,40	175,20					
Schicht 5	23,00	5,20	18,0	104,00	8,32	865,28					
	28,20			0	0	0,00					
			18,0	104,00	0	0,00	1561,01				
								7945,00	0,16	1271,20	2.832
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstand $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$ 2023,01 kN											

Tabelle 24: Ermittlung Pfahllänge des TP 4, Zusatzbelastung $Q_{n,k} = 381,12kN$

(Quelle: Eigene Berechnung)

Bei einer Pfahllänge von 28,20m ist der charakteristische Pfahlwiderstand am TP 4 $R_{c,k} = 2832kN$. Nach Gleichung 14 ergibt sich der Pfahlwiderstand wie folgt zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = 2832 / 1,4 = 2023kN$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit nach Gleichung 15 ist damit am Testpfahl 4 mit Querschnittsabmessungen von 40 x 40cm bei einer Pfahllänge von 28,20m erfüllt (siehe **Tabelle 24**).

$$F_d = 2014,5kN \leq R_{c,d} = 2023kN$$

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Nachfolgend wird die erforderliche Pfahlänge des TP 4 noch einmal über den Nachweis der Tragfähigkeit ermittelt. Diesmal wird genau wie am TP 3 auch hier die in 5.2 ermittelte reduzierte Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung $Q_{n,k,red} = 404,46kN$ angesetzt.

Die Bemessungseinwirkung nach Gleichung 13 ergibt sich zu:

$$F_d = 1500kN + 327,12 * 1,35 = 1942kN$$

Ermittlung der Pfahlänge eines Stahlbetonfertigrammpfahls gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel:		Lackierhalle Airbus TP 4									
Pfahlkantenlänge a_s :	0,40 m	$\gamma_t = 1,4$		Pfahleinwirkung $F_d = 1500 + 327,12 * 1,35 = 1941,61 kN$							
Pfahlumfang:	1,60 m										
Sicherheitskoeffizient η :	1,00										
	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
Schicht 1	0,00	18,00	0,0	0	28,80	0,00					
Schicht 2	18,00	1,00	13,0	80,33	1,60	128,53					
Schicht 3	19,00	2,50	16,0	98,00	4,00	392,00					
Schicht 4	21,50	1,50	12,0	73,00	2,40	175,20					
Schicht 5	23,00	4,55	18,0	104,00	7,28	757,12					
	27,55			0	0	0,00					
			18,0	104,00	0	0,00	1452,85				
								7945,00	0,16	1271,20	2.724
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstand $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$				1945,75 kN							

Tabelle 25: Ermittlung Pfahlänge des TP 4, Zusatzbelastung $Q_{n,k(Red)} = 327,12kN$

(Quelle: Eigene Berechnung)

Bei einer Pfahlänge von 27,55m ist der charakteristische Pfahlwiderstand am TP 3 $R_{c,k} = 2724kN$. Nach Gleichung 14 ergibt sich der Pfahlwiderstand wie folgt zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = 2724 / 1,4 = 1946kN$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit nach Gleichung 15 ist damit am Testpfahl 4 mit Querschnittsabmessungen von 40 x 40cm bei einer Pfahlänge von 27,55m erfüllt (siehe **Tabelle 25**).

$$F_d = 1942kN \leq R_{c,d} = 1946kN$$

Durch eine Reduzierung der negativen Mantelreibung von knapp 15%, entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit aus Kapitel 5.2, kann auch am TP 4 eine Pfahlminderlänge von 0,65m ermittelt und eingespart werden.

5.4 Negative Mantelreibung in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands

Nachfolgend wird der erarbeitete Ansatz 2 aus Kapitel 5.2 zur Gewinnung eines Optimierungspotentials infolge negativer Mantelreibung am Stahlbetonfertigpfahl gegenüber dem Ortbetonrammpfahl auf einen für Norddeutschland gängigen Baugrund angewendet.

Bodenart	Wichten γ/γ' (kN/m ³)	Druckfestigkeit q_u (MN/m ²)	Reibungswinkel φ (°)	Kohäsion c (kN/m ²)	Steifemodul E_s (MN/m ²)
Spülsand	17,3 / 10,5	-	35	-	40...60
Oberer Klei	11,5 / 7,0	0,07	21	6,5	2,0...2,5
Wattsand	15,5 / 10,0	-	30	-	6...8
Unterer Klei	9,5 / 5,0	0,04	17	5	4...6
Basissand	20,0 / 12,0	-	42,5	-	80...110

Tabelle 26: Bodenkennwerte für einen gängigen Baugrund Norddeutschlands
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Baugrundverhältnisse:

Zur Herrichtung des Baugeländes wurde Sand in unterschiedlicher Dicke aufgefüllt.

Danach steht unter einer aufgespülten Sandschicht eine Kleischicht an, die als „obere Kleischicht“ bezeichnet wird. Darunter folgt eine bis zu mehreren Metern dicke Wattsandschicht, die von einer Kleischicht („untere Kleischicht“) abgelöst wird. Unter dieser Kleischicht, stehen die Basissande an.

Da es in den anstehenden Weichschichten durch die nachträglich aufgebrachten Belastungen (Sandauffüllung) zu Konsolidierungen kommt, ist von vornherein mit Setzungen und infolge dessen mit negativer Mantelreibung zu rechnen. Die angenommene undrained Scherfestigkeit $c_{u,k}$ der Weichschichten beträgt 15,00 kN/m².

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

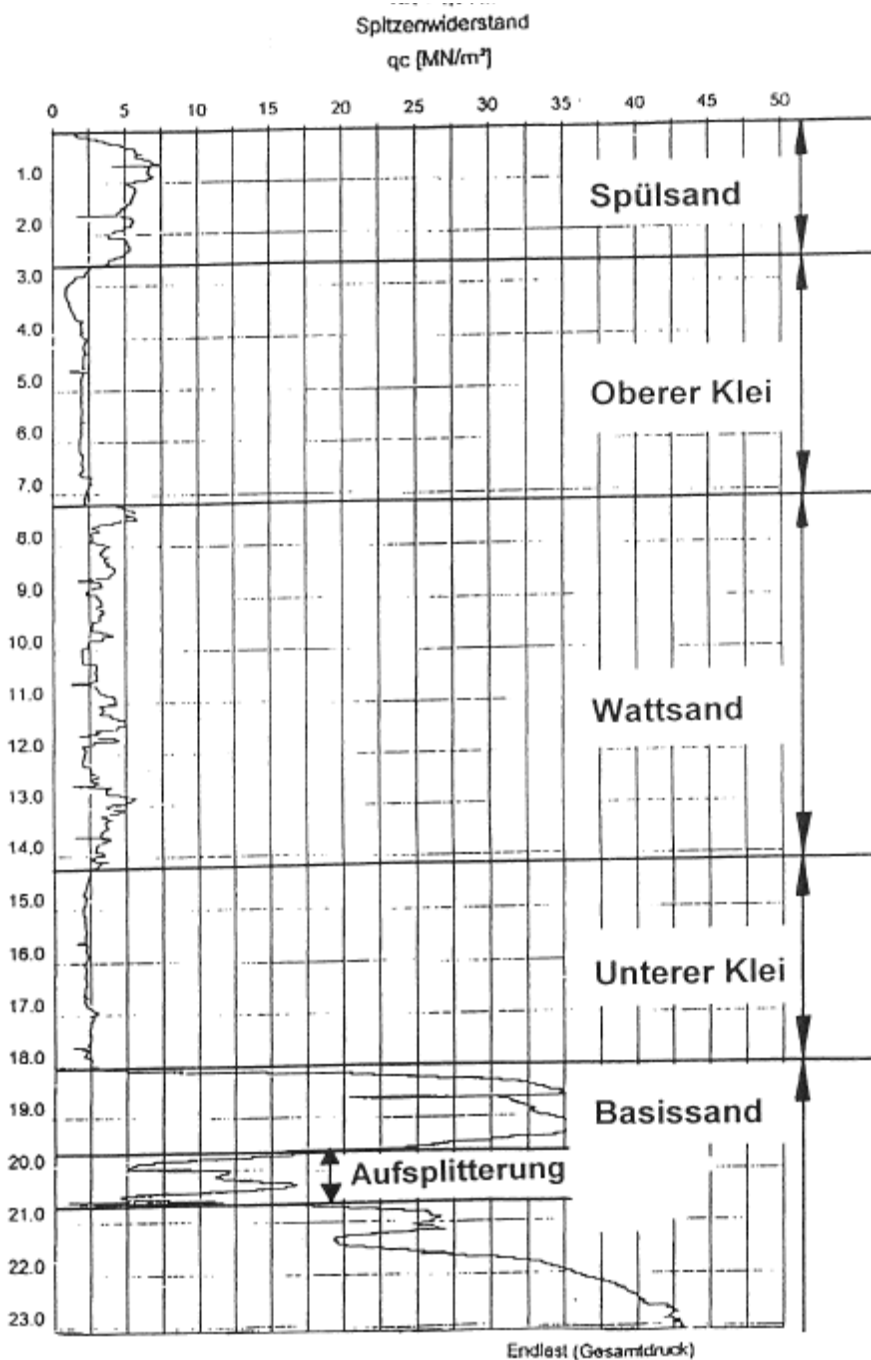


Abbildung 24: Spitzendrucksondierung in einem für Norddeutschland gängigen Baugrund
(Quelle: Fa. Centrum Pfähle)

Einwirkungen auf den Pfahl:

Bauwerkslast $F_{d,max} = 1000\text{kN}$

Die Zusatzbelastung durch negative Mantelreibung am Pfahl mit Querschnittsabmessungen von $0,35 \times 0,35\text{m}$ wird zum Einen nach dem Ansatz von Burland und zum Anderen nach dem 2. Ansatz aus Kapitel 5.2 (reduzierter Wert der Mantelreibung in Abhängigkeit der prozentualen Mindertragfähigkeit **Tabelle 12**) ermittelt. Der Übergang

von positiver zu negativer Mantelreibung (neutralen Punkt) wird in diesem Beispiel nicht berechnet, die negative Mantelreibung wird von vornherein konservativ über die gesamte Weichschicht (15m) angenommen.

Die Zusatzbelastung auf den Pfahl durch negative Mantelreibung infolge der Auffüllung wurde in **Tabelle 27** wie folgt berechnet:

$$Q_{n,k} = 1,4 * \frac{5,17}{2} + 2,8 * \frac{(5,17 + 15,5)}{2} = 32,54 kN$$

Analog dazu ergibt sich die Zusatzlast aus der Weichschicht zu:

$$Q_{n,k} = 6,3 * 15 + 9,8 * 15 + 4,9 * 15 = 315 kN$$

Somit wirkt eine gesamte Zusatzlast durch negative Mantelreibung von:

$$Q_{n,k} = 32,54 + 315 = 347,54 kN$$

Anhand der Schichtaufteilung nach gleichem Spitzendruck q_c und undrännierter Scherfestigkeit $c_{u,k}$, wird die Mantelreibung $\tau_{n,k}$, auch in einem für Norddeutschland gängigem Baugrund, um den zugehörigen Prozentsatz aus **Tabelle 12** durch Interpolation nach (Gleichung 9) reduziert. Die Zusatzlast durch negative Mantelreibung wird dann anhand der reduzierten Mantelreibungswerten $\tau_{n,k}$ noch einmal ermittelt und man erhält eine knapp 20% kleinere Beanspruchung, nämlich $Q_{n,k(Red)} = 275,67 kN$.

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung												
$\tau_{n,k} = (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi * \sigma$ (Auffüllung); $\tau_{n,k} = \alpha * c_{u,k}$ (Weichschicht)												
Berechnungsbeispiel: Pfahlgründung in einem gängigem Baugrund Norddeutschlands												
Pfahlkantenlänge a_s :		0,35 m										
Pfahlumfang:		1,40 m										
Winkel der inneren Reibung φ :		35,00°										
Auffüllung	Drucksondierung											
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red.) [kN]	
	Schicht 1	0,00										
		1,00	1,00	3,0	5,17	1,40	3,62		27,27	3,76	2,63	
	Schicht 2	3,00	2,00	5,0	15,50	2,80	28,93		27,27	11,27	21,04	
								32,54				23,67
	Weichschichten	undrÄnrierte Scherfestigkeit										
Schichtgrenzen		Mächtigkeit [m]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$\tau_{n,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$Q_{n,k,i}$ [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ [kN]	Redu- zierung um [%]	$\tau_{n,k}$ (Red.) [kN/m ²]	$Q_{n,k,i}$ (Red.) [kN]	$\Sigma Q_{n,k}$ (Red.) [kN]	
Schicht 1		3,00	4,50	15,0	15,00	6,30	94,50		20,00	12,00	75,60	
Schicht 2		7,50	7,00	15,0	15,00	9,80	147,00		20,00	12,00	117,60	
Schicht 3		14,50	3,50	15,0	15,00	4,90	73,50		20,00	12,00	58,80	
		18,00										
								315,00				252,00
Gesamte Einwirkung durch negative Mantelreibung auf den Pfahl: $Q_{n,k} = 347,54 \text{ kN}$ $Q_{n,k(Red.)} = 275,67 \text{ kN}$												

Tabelle 27: Berechnung der neg. Mantelreibung in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands
(Quelle: Eigene Berechnung)

Durch den in 5.2 entwickelten 2. Ansatz zur Verringerung einer aus negativer Mantelreibung erzeugten Beanspruchung am Stahlbetonfertigpfahl gegenüber einem Ortbetonrammpfahl ergibt sich an einem Stahlbetonfertigpfahl in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands eine reduzierte Zusatzbeanspruchung von $Q_{n,k(Red.)} = 275,67 \text{ kN}$ gegenüber $Q_{n,k} = 347,54 \text{ kN}$.

Damit wurde die Einwirkung der negativen Mantelreibung mit dem in dieser Arbeit ausgearbeiteten 2. Ansatz (Kapitel 5.2) am Stahlbetonfertigpfahl in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands um ca. 20% vermindert.

Die Pfahllänge wird über den Nachweis der Tragfähigkeit (Gleichung 15) bestimmt. Um die Pfahlminderlänge durch Ansetzen der reduzierten Mantelreibung herauszufinden, werden

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

die verschiedenen Pfahllängen im ersten Schritt durch Ansetzen beider Beanspruchungsgrößen ermittelt und anschließend verglichen.

Zum Ersten wird die Pfahllänge des Fertigrampfpfahls aus Stahlbeton in **Tabelle 28** mit Beanspruchungen aus Bauwerkslast $F_{d,max} = 1000\text{kN}$ und negativer Mantelreibung nach dem Ansatz von Burland $Q_{n,k} = 347,54\text{kN}$ ermittelt.

Der Bemessungswert der axialen Einwirkung auf den Pfahl ergibt sich nach Gleichung 13 zu:

$$F_d = 1000\text{kN} + 347,54 \cdot 1,35 = 1469,18\text{kN}$$

Ermittlung der Pfahllänge eines Stahlbetonfertigrampfpfahls gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Pfahlgründung in einem gängigem Baugrund Norddeutschlands											
Pfahlkantenlänge a_s :	0,35 m			$\gamma_t = 1,4$		Pfahleinwirkung $F_d = 1000 + 347,54 \cdot 1,35 = 1469,18\text{ kN}$					
Pfahlumfang:	1,40 m										
Sicherheitskoeffizient η :	1,00										
Schichtgrenzen	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]	
Schicht 1	0,00	18,00	0,0	0	25,20	0,00					
Schicht 2	18,00	2,00	27,5	125,00	2,80	350,00					
Schicht 3	20,00	1,00	10,0	58,33	1,40	81,67					
Schicht 4	21,00	1,00	22,5	117,50	1,40	164,50					
Schicht 5	22,00	2,30	30,0	125,00	3,22	402,50					
	24,30			0	0	0,00					
			30,0	125,00	0	0,00	998,67	8750,00	0,12	1071,88	2.071
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstand $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$ 1478,96 kN											

Tabelle 28: Ermittlung der Pfahllänge, Zusatzbelastung nach Burland $Q_{n,k} = 347,54\text{kN}$

(Quelle: Eigene Berechnung)

Bei einer Pfahllänge von 24,30m beträgt der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{c,k} = 2071\text{kN}$. Der ermittelte Druckpfahlwiderstand ergibt sich nach Gleichung 14 zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = 2071\text{kN} / 1,4 = 1479\text{kN}$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit ist bei einer Pfahllänge von 24,30m somit wie folgt erbracht:

$$F_d = 1469\text{kN} \leq R_{c,d} = 1479\text{kN}$$

5. Betrachtung von Mantelreibung an Verdrängungspfählen

Zum Zweiten wird die Pfahlänge des Stahlbetonfertigpfahls unter Beanspruchung des Bauwerks $F_{d,max} = 1000\text{kN}$ und der reduzierten Mantelreibung $Q_{n,k(Red)} = 275,56\text{kN}$ in Tabelle 29 ermittelt. Der Bemessungswert der axialen Einwirkung auf den Pfahl ergibt sich damit nach Gleichung 13 zu:

$$F_d = 1000\text{kN} + 275,56 * 1,35 = 1372,00\text{kN}$$

Ermittlung der Pfahlänge eines Stahlbetonfertiggrammpfahls gemäß EA Pfähle Bemessungsgrundlage : EA Pfähle Tab. 5.1 + 5.2 (untere Werte)											
Berechnungsbeispiel: Pfahlgründung in einem gängigem Baugrund Norddeutschlands											
Pfahlkantenlänge a_s :		0,35 m		$\gamma_t = 1,4$		Pfahleinwirkung $F_d = 1000 + 275,56 * 1,35 = 1372\text{ kN}$					
Pfahlumfang:		1,40 m									
Sicherheitskoeffizient η :		1,00									
	Drucksondierung			Mantelreibung				Spitzendruck			Gesamt
	Schichtgrenzen	Mächtigkeit [m]	Spitzen- druck q_c [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$A_{s,i}$ [m ²]	$R_{s,k,i}$ [kN]	$\Sigma R_{s,k}$ [kN]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	A_b [m ²]	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
Schicht 1	0,00	18,00	0,0	0	25,20	0,00					
Schicht 2	18,00	2,00	27,5	125,00	2,80	350,00					
Schicht 3	20,00	1,00	10,0	58,33	1,40	81,67					
Schicht 4	21,00	1,00	22,5	117,50	1,40	164,50					
Schicht 5	22,00	1,50	30,0	125,00	2,10	262,50					
	23,50			0	0	0,00					
			30,0	125,00	0	0,00	858,67				
								8750,00	0,12	1071,88	1.931
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstand $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$ 1378,96 kN											

Tabelle 29: Ermittlung der Pfahlänge, Zusatzbelastung $Q_{n,k(Red)} = 275,56\text{kN}$

(Quelle: Eigene Berechnung)

Bei einer Pfahlänge von 23,50m beträgt der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{c,k} = 1931\text{kN}$. Der ermittelte Druckpfahlwiderstand ergibt sich nach Gleichung 14 zum Bemessungswert:

$$R_{c,d} = 1931\text{kN} / 1,4 = 1379\text{kN}$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit ist bei einer Pfahlänge von 23,5m und einem Pfahlquerschnitt von 35 x 35m wie folgt erbracht:

$$F_d = 1372\text{kN} \leq R_{c,d} = 1379\text{kN}$$

Auch in einem für Norddeutschland üblichen Baugrund wird durch die ermittelte Reduzierung der negativen Mantelreibung von knapp 20%, entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit aus Kapitel 5.2, eine Pfahlminderlänge von 0,80m rechnerisch festgestellt.

6. Schlussfolgerung

6.1 Gegenüberstellung und Vergleich der Ergebnisse

In dieser Arbeit wurde im Rahmen von Fallbeispielen an 3 verschiedenen Fertigpfählen aus Stahlbeton Zusatzbelastungen aus negativer Mantelreibung infolge von Geländeauffüllungen ermittelt.

Des Weiteren wurde eine Möglichkeit zur Reduzierung der negativen Mantelreibung an Stahlbetonfertigpfählen gegenüber Ortbetonrammpfählen dargestellt und rechnerisch bewertet. Die Größe der Reduzierung entspricht der prozentualen Mindertragfähigkeit eines Stahlbetonfertigpfahls gegenüber einem Ortbetonrammpfahl (System Simplex).

Negative Mantelreibung als Einwirkung auf Pfähle kann einen erheblichen Einfluss auf die Bauteilbemessung der Gründungskörper haben.

Im Folgenden wird versucht, ein nennenswertes Optimierungspotential bezüglich der negativen Mantelreibung an Stahlbetonfertigpfählen gegenüber Ortbetonrammpfählen in Abhängigkeit der verschiedenen Böden zu ermitteln. Zu diesem Zweck werden die in Kapitel 5 ermittelten Ergebnisse verglichen.

Der nachfolgenden **Tabelle 30** ist der Einwirkungsanteil durch negative Mantelreibung bezogen auf die gesamte Pfahleinwirkung im Bemessungsfall, an den in dieser Arbeit untersuchten Pfählen, zu entnehmen.

	TP 3 (Lackierhalle Airbus)	TP 4 (Lackierhalle Airbus)	Pfahl (im gängigen norddeutschen Baugrund)
Bemessungswert der neg. Mantelreibung nach dem Ansatz von Burland:	629,34 kN	514,51 kN	469,18 kN
Gesamte Bemessungseinwirkung:	2629,34 kN	2014,51 kN	1469,18 kN
Einwirkungsanteil aus neg. Mantelreibung nach dem Ansatz von Burland:	23,94 %	25,54 %	31,93 %
Bemessungswert der reduzierte neg. Mantelreibung:	546,02 kN	441,61 kN	372,15 kN
Gesamte Bemessungseinwirkung:	2546,02 kN	1941,61 kN	1372,15 kN
Einwirkungsanteil aus reduzierter neg. Mantelreibung:	21,45 %	22,74 %	27,12 %

Tabelle 30: Einwirkungsanteil durch neg. Mantelreibung bezogen auf die Gesamteinwirkung im Bemessungsfall [Quelle: Eigene Berechnung]

Es zeigt sich, dass z. B. der Einwirkungsanteil aus negativer Mantelreibung im Bemessungsfall, ermittelt nach dem Ansatz von Burland, an dem dargestellten Pfahl im gängigen Bau-

grund Norddeutschlands, etwa 32% der gesamten Bemessungseinwirkung einnimmt. Würde der Pfahl jedoch mit der beschriebenen reduzierten negativen Mantelreibung belastet, verkleinerte sich der Einwirkungsanteil auf bis zu 27%.

In **Tabelle 31** sind die durch unterschiedliche Ansätze ermittelten Bemessungsgrößen, die den Testpfahl 3 im Rahmen des Fallbeispiels „Lackierhalle Airbus“ belasten, zusammengefasst und gegenübergestellt. Die daraus resultierenden unterschiedlichen Pfahllängen sind in der Tabelle enthalten.

Testpfahl 3 aus dem Fallbeispiel "Lackierhalle Airbus"			
Bemessung der neg. Mantelreibung nach dem Ansatz von Burland	Reduzierung der neg. Mantelreibung entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit	Einsparung durch unterschiedliche Ermittlung der Zusatzbelastung durch neg. Mantelreibung	Prozentuale Einsparung
Allgemeine Informationen: $a_s = 0,45\text{m}$, $F_{d,\text{max}} = 2000\text{kN}$			
Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung:			
$Q_{n,d} = 629,34\text{ kN}$	$Q_{n,d(\text{Red})} = 546,02\text{ kN}$	83,32 kN	13,24 %
Gesamte Pfahlbelastung inklusive neg. Mantelreibung:			
$F_d = 2629,34\text{ kN}$	$F_d = 2546,02\text{ kN}$	83,32 kN	3,17 %
Erforderliche Pfahllänge:			
28,20 m	27,55 m	0,65 m	2,31 %

Tabelle 31: Gegenüberstellung der Einwirkungsgrößen auf den TP 3 (Lackierhalle Airbus) und die daraus resultierenden unterschiedlichen Pfahllängen [Quelle: Eigene Zusammenstellung]

Die ermittelte Reduzierung der Mantelreibung um 13,24% am Testpfahl 3 aus dem Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“ verkleinert die gesamte Bemessungseinwirkung um 3,17%. Infolge dessen, ergibt sich aus dem Nachweis der Tragfähigkeit eine ermittelte Pfahlminderlänge von 0,65m.

Die durch unterschiedliche Ansätze ermittelten Bemessungseinwirkungen auf den Testpfahl 4 aus dem Fallbeispiels „Lackierhalle Airbus“ und die sich daraus ergebenden resultierende Pfahllängenveränderung sind in **Tabelle 32** gegenübergestellt.

Testpfahl 4 aus dem Fallbeispiel "Lackierhalle Airbus"			
Bemessung der neg. Mantelreibung nach dem Ansatz von Burland	Reduzierung der neg. Mantelreibung entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit	Einsparung durch unterschiedliche Ermittlung der Zusatzbelastung durch neg. Mantelreibung	Prozentuale Einsparung
Allgemeine Informationen: $a_s = 0,40\text{m}$, $F_{d,\text{max}} = 1500\text{kN}$			
Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung:			
$Q_{n,d} = 514,51\text{ kN}$	$Q_{n,d(\text{Red})} = 441,61\text{ kN}$	72,90 kN	14,17 %
Gesamte Pfahlbelastung inklusive neg. Mantelreibung:			
$F_d = 2014,51\text{ kN}$	$F_d = 1941,61\text{ kN}$	72,90 kN	3,62 %
Erforderliche Pfahllänge:			
28,20 m	27,55 m	0,65 m	2,31 %

Tabelle 32: Gegenüberstellung der Einwirkungsgrößen auf den TP 4 (Lackierhalle Airbus) und die daraus resultierenden unterschiedlichen Pfahllängen [Quelle: Eigene Zusammenstellung]

Es ergibt sich auch am Testpfahl 4 aus dem Fallbeispiel „Lackierhalle Airbus“ eine Pfahlminderlänge von 0,65m, die durch die ermittelte Reduzierung der negativen Mantelreibung um 14,17% entsteht. Die reduzierte negative Mantelreibung verkleinert die Gesamteinwirkung auf den Pfahl um 3,62%.

Tabelle 33 stellt die unterschiedlich ermittelten Bemessungseinwirkungen des Pfahles in einem für Norddeutschland gängigen Baugrund gegenüber.

Pfahl in einem gängigen Baugrund Norddeutschlands			
Bemessung der neg. Mantelreibung nach dem Ansatz von Burland	Reduzierung der neg. Mantelreibung entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit	Einsparung durch unterschiedliche Ermittlung der Zusatzbelastung durch neg. Mantelreibung	Prozentuale Einsparung
Allgemeine Informationen: $a_s = 0,35\text{m}$, $F_{d,\text{max}} = 1000\text{kN}$			
Negative Mantelreibung infolge Geländeauffüllung:			
$Q_{n,d} = 469,18\text{ kN}$	$Q_{n,d(\text{Red})} = 372,15\text{ kN}$	97,03 kN	20,68 %
Gesamte Pfahlbelastung inklusive neg. Mantelreibung:			
$F_d = 1469,18\text{ kN}$	$F_d = 1372,15\text{ kN}$	97,03 kN	6,61 %
Erforderliche Pfahllänge:			
24,30 m	23,50 m	0,80 m	3,29 %

Tabelle 33: Gegenüberstellung der Einwirkungsgrößen auf den Pfahl in Norddeutschland und die daraus resultierenden unterschiedlichen Pfahllängen [Quelle: Eigene Zusammenstellung]

Durch die ermittelte Reduzierung der negativen Mantelreibung um 20,68% entsteht über den Nachweis der Tragfähigkeit am Pfahl in einem solchen Baugrund eine Pfahlminderlänge von 0,80m. Die gesamte Bemessungseinwirkung verkleinert sich durch die Reduzierung der negativen Mantelreibung um 6,61%.

Einen graphischen Überblick über die Bemessungseinwirkungen auf die untersuchten Pfähle aus Bauwerkslast und negativer Mantelreibung verschafft **Abbildung 25**.

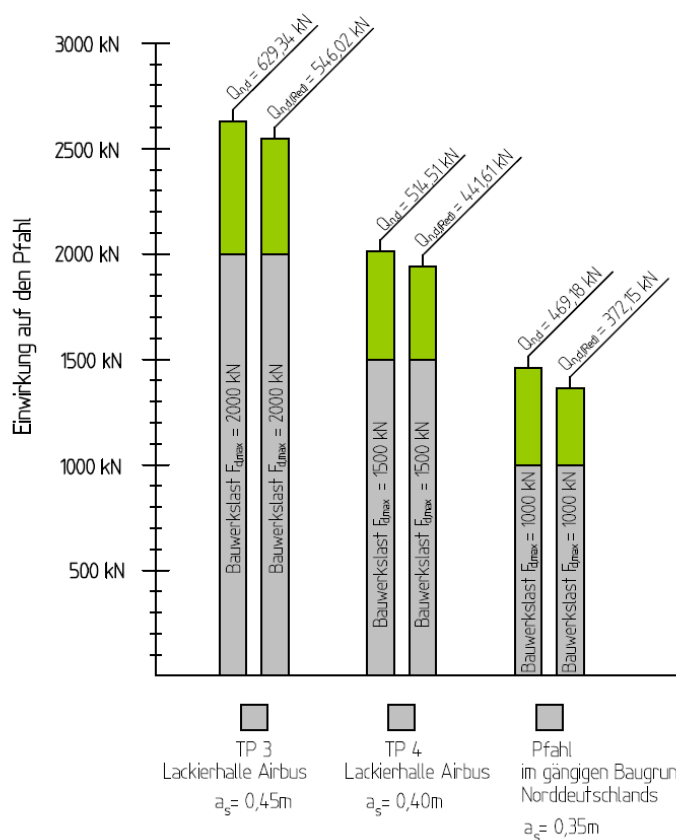


Abbildung 25: Graphische Darstellung der unterschiedlichen Einwirkungsgrößen auf die untersuchten Pfähle [Quelle: Eigene Darstellung]

Die Reduzierung der negativen Mantelreibung hängt rechnerisch von dem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde oder der Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undrained Bodens ab.

In den nachfolgenden Graphiken (**Abbildung 26** und **Abbildung 27**) wird dargestellt, bei welchem Spitzendruck oder bei welcher Scherfestigkeit sich die negative Mantelreibung entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit reduziert.

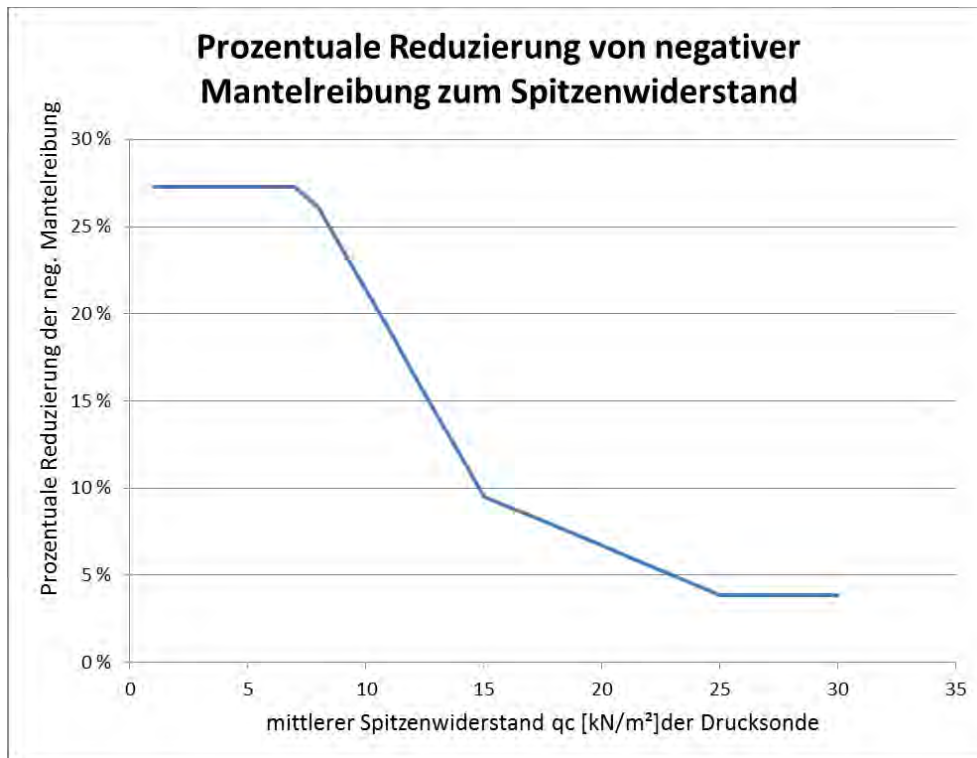


Abbildung 26: Prozentuale Reduzierung der neg. Mantelreibung zum Spitzendruck [Quelle: Eigene Darstellung]

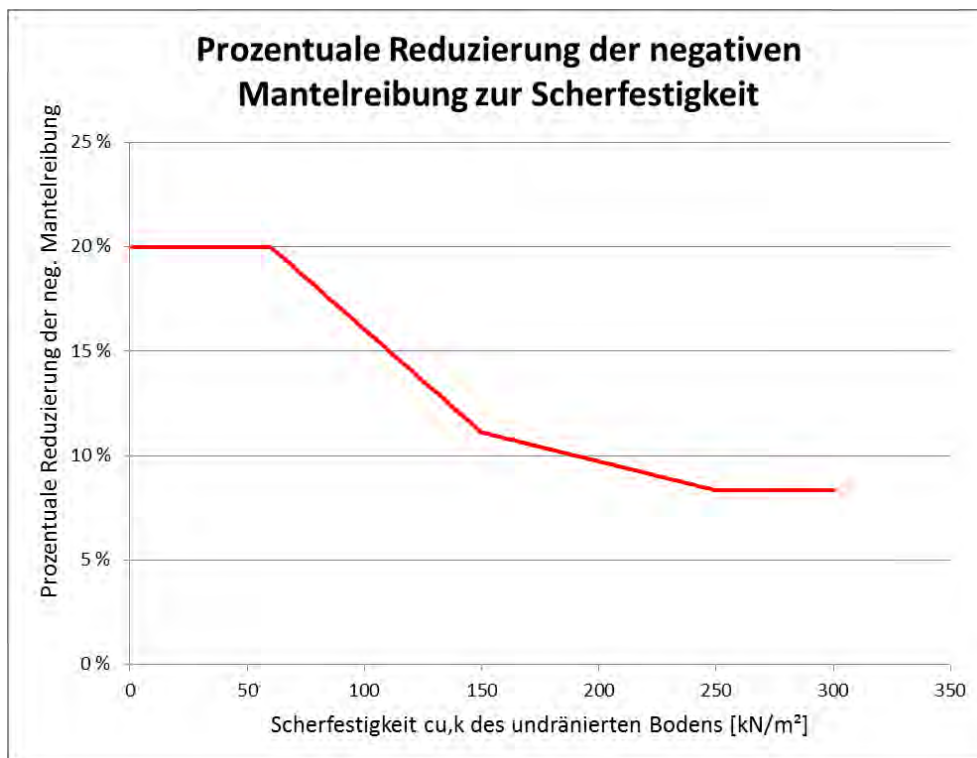


Abbildung 27: Prozentuale Reduzierung der neg. Mantelreibung zur undranierten Scherfestigkeit [Quelle: Eigene Darstellung]

An den Ergebnissen zeigt sich, dass ein nutzbares Optimierungspotential durch Reduzierung der negativen Mantelreibung an Fertigpfählen aus Stahlbeton gegenüber Ortbetonpfählen nennenswert entstehen, wenn die undrained Scherfestigkeit oder der Spitzenwiderstand in den Bodenschichten, die für die rechnerische Größe der negativen Mantelreibung verantwortlich sind, relativ klein sind.

6.2 Wirtschaftliche Konsequenz

Für die Pfahlgründung des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“ wurden von der Fa. Centrum Pfähle, Hamburg 1.200 Stahlbetonfertigpfähle in den Baugrund gerammt. 600 Pfähle mit Pfahlkantenlängen $a_s = 0,45\text{m}$ und 600 Pfähle mit Pfahlkantenlängen von $a_s = 0,40\text{m}$.

Die Bemessung der negativen Mantelreibung wurde über den gängigen Ansatz von Burland errechnet, woraus sich eine erforderliche Pfahllänge von 28,20m ergab.

Fertigpfähle aus Stahlbeton werden von der Firma Centrum Pfähle so hergestellt, dass die Pfahllänge immer auf ganze Meter aufgerundet wird. Demzufolge wurden für das o. g. Bauvorhaben ausschließlich gekuppelte Pfähle mit einer Länge von 29,00m gefertigt und eingebaut.

Über die in Kapitel 5 ermittelten Reduzierungen der negativen Mantelreibung an den Testpfählen 3 und 4 konnten beide Pfähle um 0,65m verkürzt werden, wodurch der Nachweis der Tragfähigkeit schon mit einer Pfahllänge von 27,55m erfüllt ist. Herstellungsbedingt würden die Pfähle dann mit einer Länge von 28,00m an die Baustelle geliefert und eingebaut.

Der überschlägige Richtpreis für einen Fertigrammpfahl aus Stahlbeton mit einer Pfahlkantenlänge von $a_s = 0,45\text{m}$ beträgt, laut Angaben der Fa. Centrum Pfähle, netto 60,- €/lfdm einschließlich Rammung.

Auf 55,- €/lfdm belaufen sich die Richtkosten für einen Stahlbetonfertigpfahl mit Pfahlkantenlänge von $a_s = 0,40\text{m}$.

Die Kosten für die von der Firma Centrum Pfähle ausgeführten Pfahlgründung des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“ beliefen sich im Jahre 2003 auf rund 2 Mio. Euro. Sie sind nachfolgend in **Tabelle 34** nach Pfahlquerschnittsfläche aufgeschlüsselt aufgeführt.

Bemessungseinwirkung der negativen Mantelreibung ermittelt nach dem Ansatz von Burland		
	$a_s = 0,45\text{m}$	$a_s = 0,40\text{m}$
Anzahl:	600 Stck	600 Stck
Pfahllänge:	29,00 m	29,00 m
Kosten/lfdm:	60,00 €	55,00 €
Kosten:	1.044.000,00 €	957.000,00 €
Gründungskosten gesamt:	2.001.000,00 €	

Tabelle 34: Gründungskosten des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“
[Quelle: Eigene Berechnung]

Wäre an der negativen Mantelreibung eine entsprechende Reduzierung, wie in dieser Arbeit ermittelt, möglich gewesen, lägen die Kosten für die Pfahlgründung der Lackierhalle Airbus bei rund 1,93 Mio. Euro.

Tabelle 35 sind die aufgeschlüsselten fiktiven Kosten der Pfähle zu entnehmen.

Bemessungseinwirkung der negativen Mantelreibung ermittelt nach dem Ansatz von Burland mit Reduzierung entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit		
	$a_s = 0,45\text{m}$	$a_s = 0,40\text{m}$
Anzahl:	600 Stck	600 Stck
Pfahllänge:	28,00 m	28,00 m
Kosten/lfdm:	60,00 €	55,00 €
Kosten:	1.008.000,00 €	924.000,00 €
Gründungskosten gesamt:	1.932.000,00 €	

Tabelle 35: Reduzierte Gründungskosten des Bauvorhabens „Lackierhalle Airbus“
[Quelle: Eigene Berechnung]

Insgesamt hätte durch eine reduzierte negative Mantelreibung, entsprechend der prozentualen Mindertragfähigkeit eines Stahlbetonfertigpfahls gegenüber einem Ortbetonrammpfahl nach dem Ansatz in Kapitel 5, eine Einsparung von 69.000 € erlangt werden können. Dies entspräche knapp 3,5% [exakter Wert 3,45%] der Gesamtgründungskosten.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Die Absicht der vorliegenden Bachelorarbeit war es, ein mögliches Optimierungspotential an Fertigrammpfählen aus Stahlbeton gegenüber Ortbetonrammpfählen (System Simplex) in Bezug auf die belastende Einwirkung, die durch negative Mantelreibung entsteht und rechnerisch berücksichtigt werden muss, zu identifizieren.

Grundlage für die Untersuchungen ist der Sachverhalt, dass dem Ortbetonrammpfahl durch seine „grob strukturierte Mantelfläche“ einen Vorteil im Lastabtrag zum Stahlbetonfertigpfahl mit glatter Mantelfläche durch positive stützende Mantelreibung über die aus Empirie gewonnene äußere Tragfähigkeitsermittlung gemäß EA Pfähle zugesprochen wird. Dieser Nachteil im Tragverhalten findet jedoch keine Entsprechung für den Lastansatz der negativen Mantelreibung, die hier einen Vorteil schaffte.

Nach einer allgemeinen Darstellung und Erläuterung von Tiefgründungen mit Pfählen, wurde eine Gründung mit Fertigrammpfählen aus Stahlbeton näher betrachtet. Die nach DIN EN 1997-1, Eurocode 7 vorgeschriebenen Methoden zur Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeit wurden erklärt und anhand von Fallbeispielen nachvollziehbar durchgeführt. Im Hauptteil der Arbeit wurde ein Ansatz zur Reduzierung der negativen Mantelreibung an Stahlbetonfertigpfählen aus den Vorgaben der Tabellenwerte nach EA Pfähle hergeleitet und mit verschiedenen Fallbeispielen aus der Baupraxis verglichen. Die sich ergebenden wirtschaftlichen Vorteile wurden ermittelt und dargestellt.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen, verdeutlichen das Potenzial, das durch die ermittelte Reduzierung der negativen Mantelreibung am Stahlbetonfertigpfahl gegenüber dem Ortbetonrammpfahl entsteht.

In wie weit sich dieses Potential als nutzbar herausstellt, hängt maßgebend von den Baugrundgegebenheiten am Baugelände ab. Dabei spielen Spitzenwiderstand der Drucksonde und die undrained Scherfestigkeit der Bodenschichten, die eine Pfahlbelastung in Form von negativer Mantelreibung auslösen, eine entscheidende Rolle.

Weitere Untersuchungen im Bereich dieser Aufgabenstellung sollten, insbesondere zur Erfassung unterschiedlich strukturierter Pfahlmantelflächen durchgeführt werden, um zu einer weiteren abgesicherten Reduzierung beim Rechenansatz der negativen Mantelreibung für Stahlbetonfertigpfähle mit glatter Oberfläche zu kommen.

Literaturverzeichnis

Centrum Pfähle Pfahlgründungen [Abruf: 02.12.2013].

<http://www.centrum.de/media/doc/Firmenbroschuere-CentrumPfaehle.pdf>.

Franki Grundbau [Abruf 13.11.2013].

http://www.franki.de/pdf/Franki_Pfahl.pdf.

DIN EN 12699:2000 (2001). Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten
(Spezialtiefbau) Verdrängungspfähle.

DIN EN 1997-1 (2009). Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der
Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln - Pfahlgründungen.

DIN 18196:2011-05 (2011). Erd- und Grundbau – Bodenklassifikationen für
bautechnische Zwecke.

DIN 18 137 (1990). Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 1: Begriffe und Grundsätzliche
Versuchsbedingungen.

EA Pfähle (2012). Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle). 2. Auflage,
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Everts-Grigat, K. (1998). Züblin 100 Jahre Bautechnik 1898 – 1998. Züblin AG, Stuttgart.

Kempfert, H.-G.; Raithel, M. (2009). Bodenmechanik und Grundbau, Band 1:
Bodenmechanik, 2. Auflage. Bauwerk Verlag, Berlin.

Kempfert, H.-G.; Raithel, M. (2009). Bodenmechanik und Grundbau, Band 2: Grundbau,
2. Auflage. Bauwerk Verlag, Berlin.

Lang, H.-J; Huder, H.; Amann, P.; Putzrin, A. M. (2011). Bodenmechanik und Grundbau – Das
Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, 9.
Auflage. Springer-Verlag, Berlin.

Schenk, W. (1951). Der Rammpfahl – Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Schnell, W. (1996). Verfahrenstechnik der Pfahlgründungen. B. G. Teubner, Stuttgart.

Stiegler, W. (1973). Baugrundlehre für Ingenieure, 4. Auflage. Werner-Verlag, Düsseldorf.

Stiegler, W. (1968). Grundbau-Lehrbuch, Teil 2: Gründung und besondere Bauverfahren. Werner-Verlag, Düsseldorf.

Witt, K. J. (2009). Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke, 7. Auflage. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.