

Mitteilung des Instituts
für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 111

Ramminduzierte Spannungsfeldänderungen im Nahbereich von Rohrprofilen großen Durchmessers

von
Jan Fischer

Braunschweig 2021

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig
zur Erlangung des Grades
eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation.

Eingereicht am: 14. Oktober 2019
Disputation am: 25. Juni 2020
Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann
Berichterstatterin: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Kerstin Lesny

Eigenverlag: Institut für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 391-62000
Fax : (0531) 391-62040
E-Mail : igg@tu-bs.de
Internet : www.igg-tubs.de
ISBN : 978-3-948141-03-5

Druck: DruckVoll UG Anne Seckelmann
Weinbergweg 40 a · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 390 679 64
Fax : (0531) 390 718 35
E-Mail : info@druckvoll-bs.de
Internet : www.druckvoll-bs.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

Ramminduzierte Spannungsfeldänderungen im Nahbereich von Rohrprofilen großen Durchmessers

Der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
eingereichte

Dissertation

von
Jan Fischer
geboren am 11.09.1978
in Lindwedel

2021

"If you cannot measure it, you cannot improve it"

Sir William Thomson, 1st Baron Kelvin

Vorwort des Verfassers

Die der vorliegenden Arbeit zugrundeliegenden Modellversuche wurden in meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, dem heutigen Institut für Geomechanik und Geotechnik, durchgeführt. Der Abschluss der Arbeit erfolgte in meiner Zeit als Mitarbeiter der Fichtner Water & Transportation GmbH in Hamburg.

Für die Betreuung der Arbeit von der ersten Idee bis zur fertigen Dissertation gilt mein besonderer Dank meinem Doktorvater, Herrn Professor Dr.-Ing. Joachim Stahlmann. Seiner Geduld, den zahlreichen konstruktiven Gesprächen sowie seiner Übernahme der Funktion als Richter im Rahmen des Promotionsverfahrens verdankt die Arbeit sehr viel. Frau Professorin Dr.-Ing. habil. Kerstin Lesny danke ich sehr herzlich für die vielen fachlichen Diskussionen bis zur der Fertigstellung der Arbeit und die Übernahme der Funktion als Richterin. Im Rahmen des Promotionsverfahrens danke ich zusätzlich Herrn Professor Dr.-Ing. Patrick Schwerdtner für den Vorsitz der Prüfungskommission und die Leitung der Disputation sowie Herrn Professor Dr. sc. techn. Klaus Thiele für die Übernahme der Funktion des Prüfers.

Für die erfolgreiche Durchführung der Modellversuche auf dem Freigelände des Instituts bin ich im Speziellen Werner Peters und Eckhard Feistel sehr dankbar. Dank gilt ebenfalls den studentischen Hilfskräften für ihre tatkräftige Unterstützung, wobei hier stellvertretend für eine Vielzahl von Helferinnen und Helfern Ina Döring, Tamara Eggeling, Felix Eggersgluß, Johannes Hartmann, Christian Kornemann, Eric Kuate Simo, Santiago Navarro Duarte und Steffen Seidel genannt seien.

Mein außerordentlicher Dank gilt Anna Brünig, die neben dem Motivationscoaching auch das Korrekturlesen übernommen hat, meinen Eltern Elfriede und Dr. Hermann Fischer für ihre Beharrlichkeit, mich bei der Fertigstellung der Arbeit zu fördern sowie meinem Lehrer und Mentor Peter Middendorp. Sehr dankbar bin ich auch Dr. Hartmut Tworuschka und Oliver Jost für die ausdauernde Unterstützung bis zur Abgabe der Arbeit, Dr. Maik Fritsch und Dr. Jörg Gattermann als Initiatoren des Forschungsthemas sowie meinen Freunden und Kollegen Dr. Tim Pucker, Dr. Jens Wiemann, Benedikt Bruns und Jörn Zahlmann, die mir jederzeit mit Rat und Tat zur Seite standen.

Jan Fischer

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen in der deutschen Nordsee.....	3
2.1	Bezug zur Arbeit	3
2.2	Baugrundaufbau in der deutschen Nordsee	3
2.3	Offshore-Windenergieanlagen	8
2.3.1	Gründungsstrukturen	8
2.3.2	Pfahleinbringung	9
3	Kenntnisstand zum Tragverhalten offener Stahlrohrpfähle.....	11
3.1	Grundlegendes	11
3.2	Das axiale Tragverhalten von Stahlrohrpfählen	11
3.3	Verspannung des Bodens im Inneren des Rohrfahles	15
3.3.1	Pfropfenbildung.....	15
3.3.2	Berechnungsansätze zur Bewertung der Pfropfenbildung	15
3.4	Spannungsänderungen durch den Rammvorgang	20
3.4.1	Veränderung der Spannungen im Bereich des Pfahlmantels	20
3.4.2	Veränderung des Porenwasserdrucks im Pfahlnahbereich	27
3.4.3	Veränderung der Spannungen unterhalb der Pfahlspitze	30
3.5	Bodenmechanische Modellvorstellungen zum Pfahllängeneffekt	32
3.5.1	Verformungsverhalten des Pfahles durch den Rammschlag	32
3.5.2	Statische Kontaktreibungsversuche zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes	39
3.5.3	Zyklische Kontaktreibungsversuche zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes	42
3.6	Berechnungsansätze zur Ermittlung der statischen Pfahlwiderstände während der Impulsrammung eines Stahlrohrpfahles.....	45
3.6.1	Grundlagen	45
3.6.2	Pfahlmantelreibung während der Rammung.....	46
3.6.3	Pfahlspitzendruck während der Rammung	47
3.6.4	Verfahren nach Toolan & Fox (1977).....	47
3.6.5	Verfahren nach Stevens et al. (1982)	48
3.6.6	Verfahren nach Alm & Hamre (2001).....	50
3.6.7	Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes	52

3.6.8	Weitere Vorschläge zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes	52
4	Ziel der Arbeit	55
5	Modellversuche	58
5.1	Dimensionierung des Versuchsstandes.....	58
5.1.1	Grundlagen des Ähnlichkeitsprinzips	58
5.1.2	Dimensionierung des Versuchstroges	61
5.1.3	Zusammenfassende Bewertung der Versuchsstanddimensionierung	62
5.2	Versuchsprogramm.....	63
5.3	Modellversuchsstand	64
5.3.1	Der Versuchsstand	64
5.3.2	Modellsand	65
5.3.3	Einbau des Modellsandes.....	67
5.3.4	Fluten und Entwässern des Versuchsstandes	70
5.3.5	Verwendete Messtechnik im Modellboden.....	71
5.4	Modellpfähle	73
5.4.1	Verwendete Modellpfähle	73
5.4.2	Versuchstechnische Bestimmung des Kontaktreibungswinkels.....	74
5.4.3	Oberflächenrauheit der Modellpfähle	77
5.5	Pfahlrammung.....	77
5.6	Messtechnische Bestückung der Modellpfähle	80
5.7	Statische Probelastung	82
5.7.1	Durchführung der statischen Probelastungen	82
5.7.2	Auswertung der statischen Probelastungen.....	84
5.8	Messung der Bodensäule im Pfahl	86
5.9	Initiale Spannungen nach dem Aufbau des Modellbodens	86
5.9.1	Plausibilitätskontrolle der Sensoren	86
5.9.2	Einfluss von Temperatur und Luftdruck auf die Spannungsmessungen	87
5.9.3	Analytisch berechneter Überlagerungsdruck	88
5.9.4	Gemessener Überlagerungsdruck	91
6	Darstellung und Interpretation der Messergebnisse	99
6.1	Grundlegendes	99
6.2	Methodik der Messwertaufbereitung	99
6.2.1	Datenaufbereitung	99
6.2.2	Synchronisierung mit der Rammung.....	100
6.3	Messergebnisse.....	101
6.3.1	Spannungsmessungen im erdfeuchten Boden	101
6.3.2	Spannungsmessungen im wassergesättigten Boden	107

6.3.3	Spannungsmessungen im wassergesättigten und erdfeuchten Modellboden	115
6.4	Zusammenfassung der Messergebnisse	115
7	Auswertung der Versuchsergebnisse in Bezug auf den Pfahllängeneffekt.....	117
7.1	Pfahllängeneffekt im Rahmen der Modellversuche.....	117
7.1.1	Vorgehen bei der Auswertung	117
7.1.2	Allgemeine Beschreibung des Pfahllängeneffekts	117
7.1.3	Residuale effektive Horizontalspannungen $\sigma'_{h,res}$	119
7.1.4	Residualwert	123
7.1.5	Mathematische Beschreibung des Pfahllängeneffektes.....	124
7.2	Pfahllängeneffekt in Abhängigkeit von Lagerungsdichte und Sättigung des Bodens.....	128
7.2.1	Einteilung in Versuchsgruppen und Auswertung der Versuchsergebnisse	128
7.2.2	Auswertung der im erdfeuchten Modellboden ausgeführten Versuche, gruppiert nach Lagerungsdichten	130
7.2.3	Auswertung der im wassergesättigten Modellboden ausgeführten Versuche, gruppiert nach Lagerungsdichten	131
7.2.4	Ergebnisse	132
7.3	Einfluss des Pfahldurchmessers auf den Pfahllängeneffekt	133
8	Vorschlag für die Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes auf Grundlage der durchgeführten Versuche.....	136
9	Simulation der Modellpfahlrammung.....	138
9.1	Grundlegendes	138
9.1.1	Rammsimulationsstudie.....	138
9.1.2	Simulation der Modellpfahlrammung.....	139
9.2	Initiale Pfahlmantelreibung (Modellversuche)	139
9.3	Pfahlspitzendruck (Modellversuche)	146
9.4	Energie des Hammers	148
9.5	Verwendete Software.....	149
9.6	Dynamische Pfahlwiderstände.....	150
9.7	Elastische Grenzverschiebung (Quake).....	151
9.8	Modellhammer / Pfahlkopfplatte.....	151
9.9	Pfahllängeneffekt	152
9.10	Simulation der Modellpfahlrammung.....	153
10	Bewertung des Berechnungsvorschlags zum Pfahllängeneffekt.....	160
10.1	Vergleich des Berechnungsvorschlags mit der Literatur	160
10.2	Diskussion der Vergleichsbetrachtung.....	161

10.3	Validierung der Berechnungsvorschläge anhand der Rammung eines Großrohrpfahls	162
11	Ausblick für eine mögliche Weiterentwicklung des Berechnungsvorschlages	169
11.1	Gewonnene Erkenntnisse	169
11.2	Einflussfaktoren auf den Pfahllängeneffekt.....	170
11.3	Empfehlungen für weitergehende Untersuchungen	174
12	Zusammenfassung	176
	Literaturverzeichnis	178
	Verwendete Normen und Richtlinien	188
	Verwendete Software	189
	Anhang	190
A1	Lateinische Buchstaben (Symbolverzeichnis)	
A2	Griechische Buchstaben (Symbolverzeichnis)	
A3	Verwendete Abkürzungen	
B1	Modellhammer Delmag D2	
B2	Pfahlführungskonstruktion	
B3	Mäkler	
C1	Ergebnisse Versuch 1	
C2	Ergebnisse Versuch 2	
C3	Ergebnisse Versuch 3	
C4	Ergebnisse Versuch 4	
C5	Ergebnisse Versuch 5	
C6	Ergebnisse Versuch 6	
C7	Ergebnisse Versuch 7	
C8	Ergebnisse Versuch 8	
C9	Ergebnisse Versuch 9	
C10	Ergebnisse Versuch 10	
C11	Ergebnisse Versuch 11	
D1	Abnahme der Horizontalspannung (Pfahllängeneffekt)	

1 Einleitung

Durch die Verwendung von fossilen Rohstoffen wie Kohle, Erdöl oder Erdgas zur Energieerzeugung wurde seit dem Beginn der industriellen Revolution eine große Menge von Kohlendioxid und anderen Treibhausgasen zusätzlich in die Erdatmosphäre emittiert, was u. a. zu einer Verstärkung der natürlichen Erwärmung der Erdoberfläche führt. Um die Erhöhung der Oberflächentemperatur der Erde zu begrenzen, wurden von der Bundesregierung Klimaziele zur Reduktion von Treibhausgasen vorgegeben. Um diese Klimaziele erreichen zu können, ist der Ausbau von erneuerbaren Energien unumgänglich. Eine Vielzahl von Studien zeigt hierbei, dass eine erfolgreiche Energiewende ohne einen signifikanten Beitrag aus der Offshore-Windenergie kaum zu erreichen sein wird (Rohrig et al., 2013).

Im Jahr 2010 wurde mit *alpha ventus* der erste deutsche Offshore- (Forschungs-) Windpark in Betrieb genommen. Seit dieser Zeit wurde der Ausbau der Offshore-Windenergie stark forciert. Aktuell (Frühjahr 2020) liegt die aus Offshore-Windenergie erzielte Leistung in Deutschland bei etwa bei 7.400 MW, die aus 27 Windparks in das Stromnetz eingespeist werden. Die Wirtschaftlichkeit einer Offshore-Windenergieanlage spielt eine bedeutende Rolle, um ein Windparkprojekt finanzieren und wirtschaftlich betreiben zu können. Der Forschungsbedarf zur weiteren Optimierung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) ist daher groß.

Teilt man die derzeit aus der Offshore-Windenergie generierte Leistung in Nord- und Ostsee auf, so werden rd. 86% in der Nordsee und rd. 14% in der Ostsee erzeugt. Unter Betrachtung der Prognosen für die nächsten Jahre und Jahrzehnte, ist auch zukünftig von einer ähnlichen Aufteilung bei der Windenergieerzeugung in der Nord- und Ostsee auszugehen.

Offshore-Windenergieanlagen werden vorwiegend über einzelne bzw. über mehrere Rohrpfähle mit großem Durchmesser gegründet. Übliche Praxis ist bisher, die Gründungspfähle mindestens abschnittsweise mit einem Rammhammer in den Boden einzubringen (vgl. Abbildung 1-1). Dies führt zu Spannungsfeldänderungen im Untergrund, die maßgebend für die Tragfähigkeit der Pfähle sind.

Im Rahmen dieser Dissertation wurden die Ergebnisse des vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMU) geförderten Forschungsprojektes "Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore-Gründungsstrukturen (FKZ: 0325162)" neu ausgewertet und hinsichtlich der auf den Pfahlmantel wirkenden Horizontalspannungsänderungen untersucht.



Abbildung 1-1: Installation des Monopiles der Messstation FINO3 durch Rammung

Im Forschungsprojekt selbst wurden auf dem Freigelände des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig offene Stahlrohrpfähle in einen großmaßstäblichen Versuchsstand eingebracht und die Spannungsfeldänderungen im Nahfeld des Pfahles aufgezeichnet und ausgewertet. Im Fokus standen hierbei die Spannungsänderungen seitlich neben dem Pfahlmantel und unterhalb des Pfahlfußes. Die Ergebnisse der rambbegleitend und kontinuierlich erfassten Spannungsänderungen sind in Stahlmann & Fischer (2013) beschrieben.

Eine detaillierte Auswertung und Beschreibung der Versuchsergebnisse erfolgt erst im Rahmen dieser Dissertation. Im Speziellen wurden hierbei die Messergebnisse hinsichtlich des Pfahllängeneffektes - der Veränderung der Pfahlmantelreibung im Verlauf der Pfahlinstallation - untersucht. Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung eines optimierten Bemessungsvorschlages zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes im Pfahldesign bzw. bei der Simulation der Pfahleinbringung durch numerische Verfahren.

2 Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen in der deutschen Nordsee

2.1 Bezug zur Arbeit

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Genese des Untergrundes sowie der hier vorherrschende Baugrundaufbau mit seinen bodenmechanischen Kennwerten und Eigenschaften beschrieben. Zusätzlich werden bereits installierte Gründungsstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen vorgestellt. Der Fokus liegt hier bei den Großrohrpfählen als Verankerungselement mit dem Baugrund.

2.2 Baugrundaufbau in der deutschen Nordsee

Die deutsche Nordsee wird nach dem Seerechtsübereinkommen in das innere Gewässer, das Küstenmeer und die Ausschließliche Wirtschaftszone (AWZ) aufgeteilt. Das innere Gewässer beschreibt hierbei vereinfacht den Bereich innerhalb der vorgelagerten Inselketten. Das Küstenmeer beschreibt die 12-Seemeilen-Zone, welche sich seewärts ab dem inneren Gewässer erstreckt. Die AWZ beginnt außerhalb der 12-Seemeilen-Zone und kann Abbildung 2-1 entnommen werden.

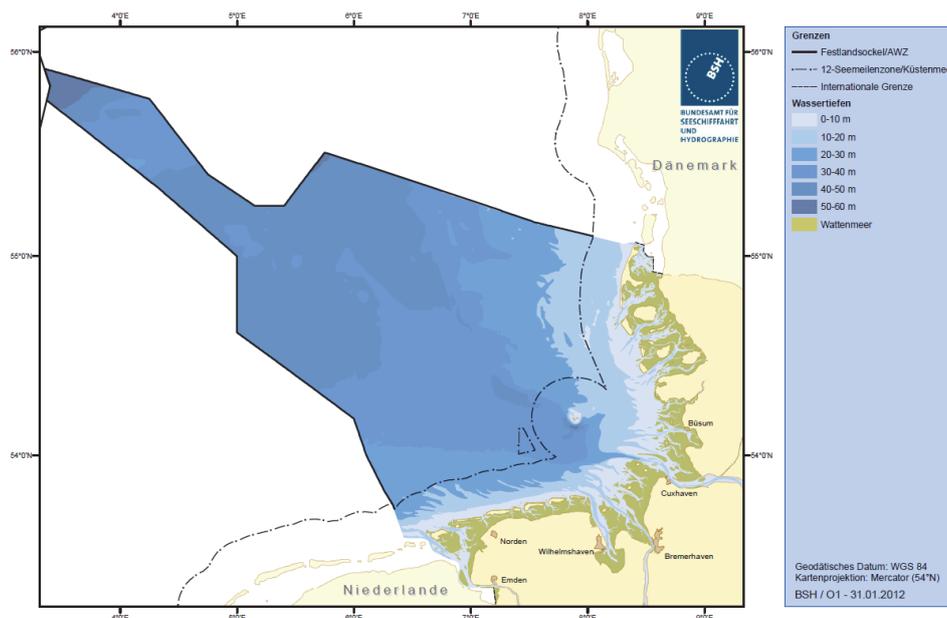


Abbildung 2-1: Festlandsockel, AWZ und 12-Seemeilen-Zone, in der deutschen Nordsee (Quelle: Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie; BSH)

Die AWZ der deutschen Nordsee ist im Wesentlichen mit dem Festlandssockel der deutschen Bucht identisch, welcher den Meeresboden und Meeresuntergrund außerhalb des Küstenmeers darstellt. Abbildung 2-1 zeigt die Grenzen der AWZ, des Festlandssockels und der 12-Seemeilen-Zone in der deutschen Nordsee.

In Abbildung 2-1 sind ebenfalls die Wassertiefen dargestellt, die im Bereich der deutschen Nordsee maximal 60 m betragen und vom inneren Gewässer über das Küstenmeer zur AWZ sukzessive ansteigen. Geplant ist derzeit die Errichtung von Windparks bis in Wassertiefen von rd. 50 m. Bisher wurden Offshore-Windparks sowohl für den Bereich der 12-Seemeilen-Zone als auch für den Bereich der AWZ genehmigt. Mit Ausnahme der beiden Windparks Nordergründe und Riffgat liegen jedoch alle weiteren Nordsee-Windparks außerhalb der 12-Seemeilen-Zone. Somit ist vorrangig der nachfolgend beschriebene Baugrund in der AWZ relevant für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen.

Die Entstehungsgeschichte der deutschen Nordseeböden ist unter anderem in Sindowski (1970), Wiemann et al. (2002) oder Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (2008) beschrieben und soll hier nur kurz skizziert werden. Entstanden ist der für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen relevante Baugrund in der deutschen AWZ (etwa bis 50 m unterhalb der Meeresboden-Oberfläche) in der Periode des Quartärs, welche die Epochen des Pleistozäns und des Holozäns umfasst. Die Epoche des Holozäns begann mit dem Ende der letzten Eiszeit (Weichsel-Eiszeit) vor ca. 12.000 Jahren und dauert bis heute an. Das Pleistozän umfasst mehrere Warm- und Eiszeiten. Die wechselnden Klimabedingungen innerhalb des Quartärs führten dazu, dass der betrachtete Bereich der deutschen Nordsee zeitweise Festland, zeitweise überflutet und zeitweise von Gletschern überlagert war. Hierdurch prägten wechselnde Ablagerungs- und Transportbedingungen, insbesondere durch den Einfluss der Gletscher und deren Schmelzwasserströme, den Aufbau der oberflächennahen Bodenschichten maßgeblich (Lesny, 2008). Durch das abfließende Schmelzwasser ist der Baugrund zusätzlich von Rinnensystemen wie z. B. dem Elbe-Urstromtal durchzogen. In diesen Bereichen weichen der Baugrundaufbau und die Baugrundeigenschaften z. T. deutlich von den sonst üblichen Eigenschaften des Quartärs ab.

Nach Streif (1996) werden in der südlichen Nordsee ca. 90 % der holozänen Ablagerungen bis zu einer Tiefe von 4,0 m unter Meeresboden (TUM) angetroffen. Diese Schichten sind in der Regel gering tragfähig und für die Lastabtragung von Pfählen nur bedingt geeignet. Dies gilt vorrangig für den vom Elbe-Urstromtal unbeeinflussten Bereich (1) und (3) in der nachfolgenden Abbildung 2-2.

Im Vergleich hierzu zeigt die Rinne des Elbe-Urstromtals, welche sich mit einer Breite von bis zu 40 km im Zentrum der Deutschen Bucht von Südsüdost nach Nordnordwest ausbreitet, holozäne Ablagerungen bis in Tiefen von etwa 30 m TUM, vorwiegend bis etwa 15 m TUM (Geopotenzial Deutsche Nordsee - Modul B, 2013).

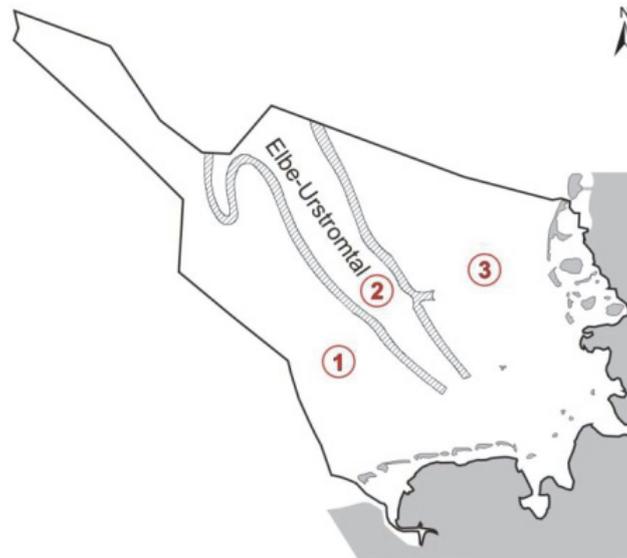


Abbildung 2-2: Gebiete ähnlicher geologischer Entwicklung seit dem jüngsten Pleistozän/Holozän (1 - westliche Deutsche Bucht, 2 - Elbe-Urstromtal, 3 - östliche Deutsche Bucht) aus Geopotenzial Deutsche Nordsee - Modul B (2013)

Die tiefer liegenden pleistozänen Schichten sind im Allgemeinen gut tragfähig und weisen gegenüber den holozänen Sanden nur geringe Schwankungen in ihren geotechnischen Eigenschaften auf. Da die betrachteten Gründungsstrukturen hauptsächlich deutlich unterhalb des Holozäns einbinden, wird der Hauptteil der auf die Gründungsrohre einer Offshore-Windenergieanlage (OWEA) einwirkenden Lasten über die pleistozänen Schichten abgetragen.

In Lesny (2008) wird der Baugrundaufbau wie folgt zusammengefasst: "In der südlichen Nordsee steht in der Regel ein tragfähiger Baugrund in erreichbarer Tiefe an, der grundsätzlich für jede Gründungsart geeignet ist. Diese eiszeitlich vorbelasteten Böden haben eine dichte bis sehr dichte Lagerung bzw. eine hohe Konsistenz".

Für einzelne Standorte wurden in der Vergangenheit umfassende Informationen über die Beschaffenheit des Baugrundes in der deutschen Nordsee veröffentlicht. Exemplarisch zeigt Abbildung 2-3 den Baugrundaufbau sowie den dazugehörigen Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde (CPT) für die Forschungsplattformen FINO1 (F1) und FINO3 (F3) sowie für je einen Windpark aus dem südwestlichen (SN1) und dem nordöstlichen (SN2) Bereich der deutschen Nordsee. Der hier dargestellte Baugrundaufbau beschränkt sich auf die Bereiche außerhalb des Elbe-Urstromtals.

Nach Angabe des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) befindet sich im Bereich des Elbe-Urstromtals derzeit kein Offshore-Windpark (OWP) im Bau oder im Betrieb. Ergebnisse von Drucksondierungen sind für diesen Bereich nicht vorhanden. Der Baugrundaufbau innerhalb des Elbe-Urstromtals ist für einzelne Abschnitte auf der Website des Verbundprojektes 'Geopotential Deutsche Nordsee' (GPDN) angegeben.

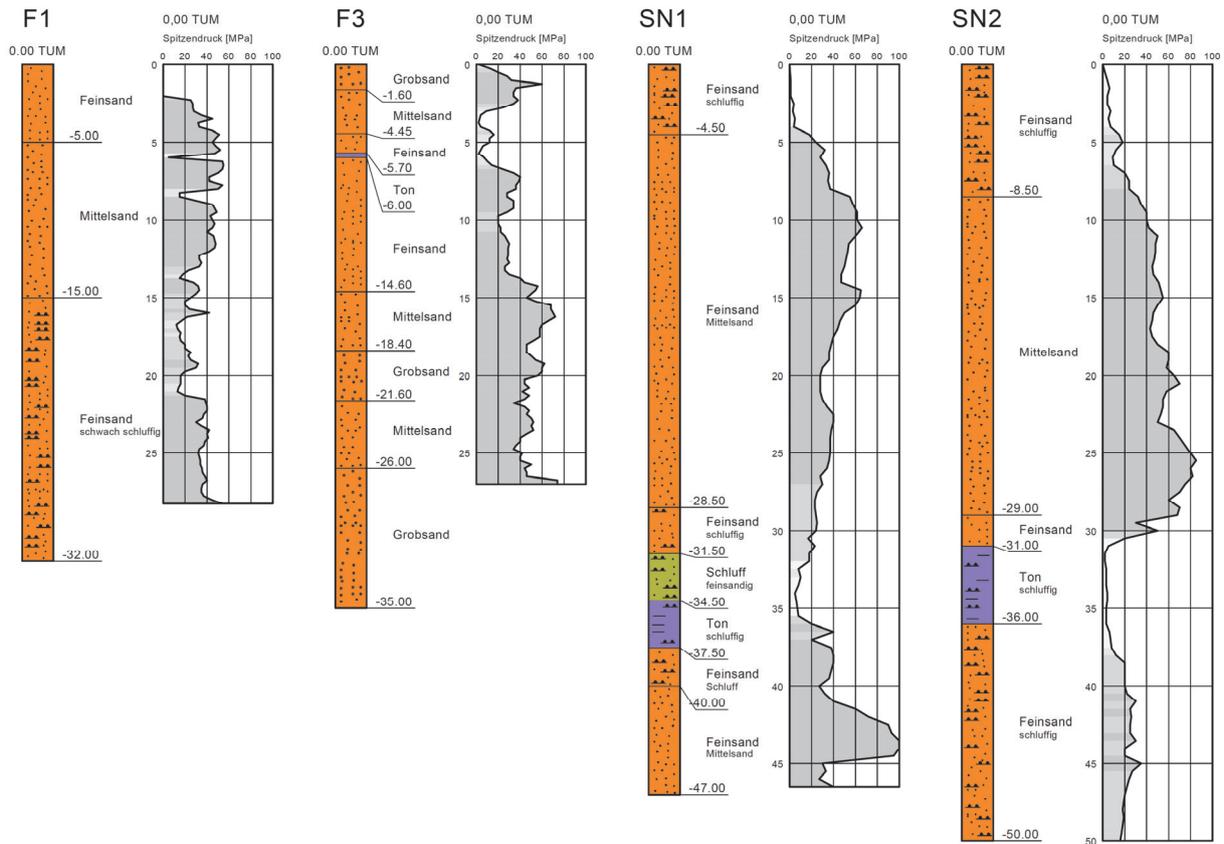


Abbildung 2-3: Typischer Baugrundaufbau in der deutschen Nordsee (Quelle: FINO1, FINO3, vertraulich)

Die vorliegenden Informationen (Abbildung 2-3) bestätigen, dass der für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen relevante Baugrund in der deutschen Nordsee überwiegend als sandig, mit wechselnden Anteilen von Fein-, Mittel- und Grobsand, stellenweise mit unterschiedlich starken schluffigen, tonigen und kiesigen Beimengungen beschrieben werden kann. Die Ergebnisse der geotechnischen Vor- und Haupterkundungen, die bisher im Rahmen der Genehmigungsphase eines Windparks durchgeführt wurden, zeigen aber auch, dass in nahezu jedem Untersuchungsgebiet bindige Bodenschichten beispielsweise innerhalb von lokalen Rinnenstrukturen anstehen. Diese erstrecken sich in der Regel nicht über das gesamte Areal des Windparks, sondern sind lokal begrenzt. Lokal können somit auch in einem Windparkgebiet außerhalb des Elbe-Urstromtals Rinnensysteme angetroffen werden. Sollte der Baugrund in den Rinnenstrukturen und innerhalb der berechneten Einbindetiefe der Gründungspfähle vorwiegend aus gering tragfähigen Schichten bestehen, wird das Windparklayout üblicherweise so angepasst, dass Turbinenstandorte innerhalb dieser Bereiche vermieden werden.

Weitere Informationen über den Baugrundaufbau in der deutschen Nordsee können über den Kartenserver des Niedersächsischen Bodeninformationssystem (NIBIS®)

des Landesamts für Bergbau, Energie und Geologie (LBEG) bezogen werden. Zusätzliche geowissenschaftliche Informationen über den strukturellen Aufbau des Nordseeraumes können beispielsweise über das GPDN abgefragt werden, wobei das Modul B explizit die Baugrundverhältnisse beschreibt.

Zusammenfassend kann der Baugrund in der deutschen Nordsee als überwiegend nichtbindig beschrieben werden.

Bodenkennwerte der Nordseesande

Bisherige Erfahrungen aus CPT-Sondierungen in der Deutschen Nordsee zeigen für die nichtbindigen Bodenschichten wechselnde Spitzendrücke, die im Maximum Werte von 100 MN/m^2 überschreiten können. Im Mittel wurden Spitzendrücke im Bereich zwischen 20 MN/m^2 und 80 MN/m^2 erkundet (vgl. Abbildung 2-3). In Anlehnung an z. B. GBT (2018) kann bei einem Sondierspitzendruck im Bereich zwischen 15 und 25 MN/m^2 von einer dichten, im Bereich ab 25 MN/m^2 von einer sehr dichten Lagerung des Bodens ausgegangen werden. Für größere Einbindetiefen sollte zusätzlich der Überlagerungsdruck in die Beurteilung der Lagerungsdichte mit einfließen (Jamiolkowski et al., 1988). Korrelationen zwischen dem Spitzenwiderstand der CPT-Sonde und dem Reibungswinkel des Bodens sind bekannt (vgl. Meyerhof, 1974; Mitchell & Durgunoglu, 1983 oder Robertson & Campanella, 1988). Im Bereich sehr hoher Spitzendrücke können daher für Sande Reibungswinkel deutlich über 40° abgeleitet werden. Eine typische Kornverteilungskurve für einen Sand im Bereich der deutschen Nordsee kann nicht angegeben werden. Allein die Korngrößenanalysen, die im Rahmen des Baugrundgutachtens für die Forschungsplattform FINO3 durchgeführt wurden, zeigen auf den ersten 34 Metern unter Meeresboden (TUM) stark wechselnde Kornverteilungen aus Fein- Mittel- und Grobsand sowie Feinkies.

2.3 Offshore-Windenergieanlagen

2.3.1 Gründungsstrukturen

Für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen in der deutschen Nordsee wurden bisher vier Gründungsstrukturen eingesetzt (vgl. Abbildung 2-4). Die aufgelösten Gründungsstrukturen Tripod, Jacket und Tripile werden üblicherweise über drei bzw. vier Gründungspfähle mit einem Durchmesser zwischen ca. 2,5 m und 3,5 m mit dem Meeresboden verankert. Im Vergleich hierzu ist der Durchmesser einer Einzelpfahlgründung (Monopile) mit aktuell bis zu 10,0 m deutlich größer.

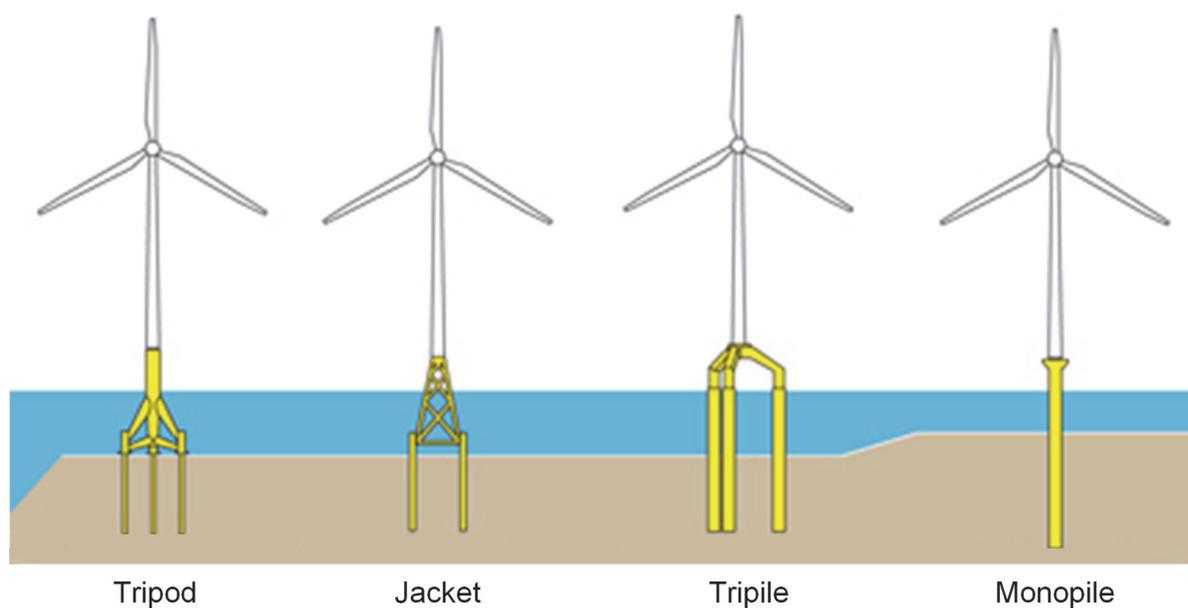


Abbildung 2-4: Gründungsvarianten bereits installierter OWEAs in der deutschen Nordsee (Quelle: Stiftung OFFSHORE WINDENERGIE, Blickfang)

Allen sich in der Bauphase befindlichen bzw. fertiggestellten Windparks ist gemein, dass die Verankerung der OWEA mit dem Untergrund über offene Stahl-Großrohrpfähle erfolgt. Informationen über installierte Gründungspfähle sind Tabelle 2-1 zu entnehmen. Die Angaben sind als Näherungswerte zu verstehen, da detaillierte Angaben seitens der Hersteller nur selten zur Verfügung gestellt werden.

Tabelle 2-1: Bereits installierte Stahl-Großrohrpfähle in der deutschen Nordsee Stand 2019

Windpark / Forschungsplatt- form	Gründungspfahl	Außen- durchmesser (D_a) [m]	mittlere Wandstärke t_{mean} [mm]	Einbindetiefe [m]
alpha ventus	Tripod-Pfahl	1,8 - 2,5	32 - 50	35 - 43
Amrumbank West	Monopile	5,20	---	---
Bard Offshore I	Tripile-Pfahl	3,35	---	35 - 40
Borkum Riffgrund I	Monopile	6,00	50 - 90	16 - 30
Butendiek	Monopile	5,50	---	---
DanTysk	Monopile	6,00	---	bis 32
FINO1	Jacket-Pfahl	1,52	18 - 40	30,0
FINO3	Monopile	4,75	~ 65	26,0
Global Tech I	Tripod-Pfahl	2,50	~ 60	35 - 40
Gode Wind 1/2	Monopile	7,50	---	33
Meerwind Süd Ost	Monopile	5,50	---	---
Merkur	Monopile	bis 8,0 m	---	25 - 35
Nordergründe	Monopile	5,5	≤ 60	---
Riffgat	Monopile	5,70 - 6,50	---	30 - 40
Sandbank	Monopile	6,40 - 6,80	60 – 80	30
Trianel Borkum I	Tripod-Pfahl	2,50	---	25 - 30
Trianel Borkum II	Monopile	7,0	50 - 90	28 - 38
Veja Mate	Monopile	7,8	-	~ 40

2.3.2 Pfahleinbringung

Zur Installation der Stahl-Großrohrpfähle existieren derzeit zwei Verfahren. Entweder werden die Pfähle während des gesamten Einbringvorgangs mit einem Hydraulikhammer eingeschlagen oder es wird eine kombinierte Lösung aus Vibrieren und Schlagen gewählt. Die Vor- und Nachteile der jeweiligen Installationsmethode sind in Fischer et al. (2013) beschrieben. Insgesamt wurden alle bisher in der deutschen Nordsee installierten OWEA-Gründungspfähle für mind. 10 m, üblicherweise aber für mehr als 20 m, mit einem Hydraulikhammer auf Endtiefe geschlagen. Hierbei kamen ausschließlich Hämmer der Firma MENCK GmbH, Kaltenkirchen, Deutschland bzw. der Firma IHC Hydrohammer B.V. Kinderdijk, Niederlande zum Einsatz.

Oftmals werden derzeit Hämmer mit einer maximalen Schlagenergie oberhalb von 3.000 kJ eingesetzt. Da die Pfähle üblicherweise auch mit einer geringeren und für das Material schonenderen Schlagenergie eingebracht werden können, dient die maximale Schlagenergie des eingesetzten Hammers in der Regel nur als Reserve für mögliche, extrem feste Baugrundsichten.

Bei der Rammung 'Stahl auf Stahl' kommt es üblicherweise zu Kontaktzeiten zwischen Hammer und Pfahlkopf von 5 bis 10 Millisekunden. Abbildung 2-5 zeigt beispielhaft das Messergebnis eines Rammschlages, aufgezeichnet während der Impulsrammung eines OWEA-Gründungsrohres in der deutschen Nordsee. Die gemessene Kontaktzeit des Hammers liegt bei etwa 6 ms.

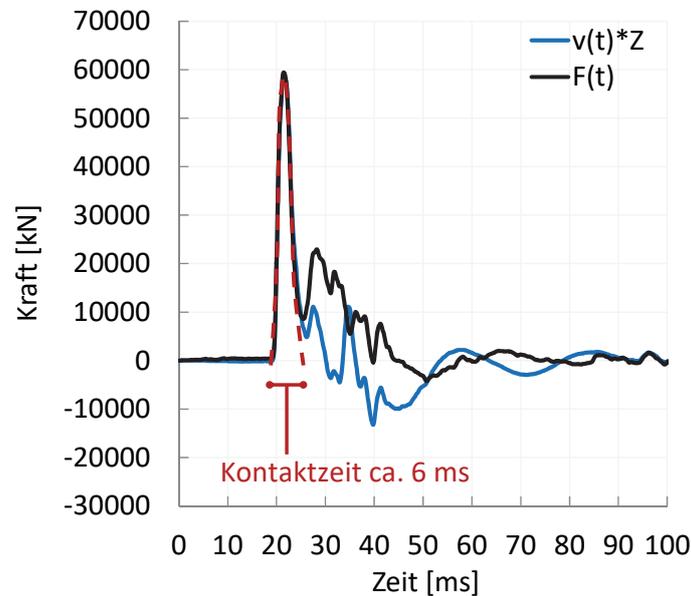


Abbildung 2-5: Kraft $F(t)$ und Geschwindigkeit mal Pfahlimpedanz $v(t) \cdot Z$ eines Rammschlages, gemessen am Pfahlkopf eines OWEA-Gründungsrohres in der deutschen Nordsee (ausgewertet auf Grundlage von am IGB-TUBS vorliegenden Messdaten)

Dargestellt ist der Verlauf der Kraft über die Zeit $F(t)$ sowie der Geschwindigkeit über die Zeit $v(t)$. Zur Herstellung einer gleichen Dimension zwischen Kraft und Geschwindigkeit wurde die Geschwindigkeit mit dem Proportionalitätsfaktor, der Pfahlimpedanz Z , multipliziert (Stahlmann et al., 2004). Die Messdaten wurden über am Pfahlkopf installierte Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer erfasst.

3 Kennntnisstand zum Tragverhalten offener Stahlrohrpfähle

3.1 Grundlegendes

Pfähle haben die Aufgabe, sowohl vertikale als auch horizontale Lasten eines Bauwerkes in den Untergrund zu übertragen.

Die Belastung der Stahlrohrpfähle in der Betriebsphase der OWEA hängt von der gewählten Gründungsvariante ab. Bei den aufgelösten Strukturen werden die Biegemomente, die aus der Einwirkung von Wind und Welle auf die Gesamtstruktur entstehen, zu einem großen Anteil über Zug- und Druckkräfte in die Gründungspfähle übertragen. Im Vergleich hierzu erfolgt der Lastabtrag bei einer Einzelpfahlgründung (Monopile) hauptsächlich über dessen seitliche Bettung. Im Vergleich zur Betriebsphase ist die Belastung der Stahlrohrpfähle während der Installation unabhängig von der gewählten Gründungsvariante. Der Hydraulikhammer schlägt die Gründungsrohre in pfahlaxialer Richtung in den Boden, wobei die Widerstände des Bodens entgegengesetzt zur Einbringrichtung wirken.

Nach Abschnitt 2.2 besteht der für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen relevante Baugrund vorwiegend aus Sand. Für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Modellversuche wurde daher ebenfalls ein Sand gewählt. Somit ist eine generelle Übertragbarkeit der Modellversuchsergebnisse - die durch die Rammung von Rohrpfählen auftretenden Spannungsänderungen im Boden - auf die meisten der in Deutschland installierten Offshore-Gründungspfähle gegeben.

In den folgenden Abschnitten wird einleitend auf das generelle Tragverhalten eines Rohrpfahles mit großem Durchmesser eingegangen. Die nachfolgenden Abschnitte stellen den bisherigen Kenntnisstand zu den durch die Rammung verursachten Spannungsänderungen im Boden dar. Abschließend werden bestehende Berechnungsansätze zur Ermittlung der Pfahlwiderstände während der Rammung aufgezeigt.

3.2 Das axiale Tragverhalten von Stahlrohrpfählen

Der Druckwiderstand R_c eines axial belasteten Einzelrohrpfahles setzt sich aus dem Pfahlmantelwiderstand R_s und dem Pfahlfußwiderstand R_b zusammen und berechnet sich zu:

$$R_c = R_s + R_b \quad 3-1$$

Der Pfahlmantelwiderstand R_s entspricht dem Reibungswiderstand, der bei Belastung (Rammschlag) infolge der Relativbewegung zwischen dem Pfahl und dem umgebenden Boden entsteht. Er ergibt sich aus dem Integral der Pfahlmantelreibungsspannungen q_s , die über die gesamte Einbindelänge des Pfahles wirken. In Abhängigkeit des Verspannungsgrades des Bodens im Inneren des Stahlrohrpfahles wirkt die Pfahlmantelreibung entweder nur auf der Außenseite ($R_{s,a}$) oder auf der Innen- und Außenseite der Pfahlwandung ($R_{s,a} + R_{s,i}$) (vgl. Abbildung 3-1 sowie Gleichung 3-2 und 3-3).

$$R_{s,a} = \pi \cdot D_a \cdot \int_0^{L_p} q_s(z) \cdot dz \quad 3-2$$

$$R_{s,i} = \pi \cdot D_i \cdot \int_0^{L_p} q_s(z) \cdot dz \quad 3-3$$

Mit:

L_p	Pfahleinbindetiefe unter GOK
D_a	Pfahlaufendurchmesser
D_i	Pfahlinnendurchmesser

Die Pfahlmantelreibung q_s bzw. die Schubspannung τ_s wird üblicherweise über das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium aus der effektiven Horizontalspannung normal zur Gleitfläche (Pfahlmantelfläche) σ'_h und dem Kontaktreibungswinkel zwischen Pfahl und Boden δ bestimmt:

$$q_s(z) = \tau_s(z) = \sigma'_h(z) \cdot \tan \delta \quad 3-4$$

Der Pfahlfußwiderstand R_b berechnet sich nach Gleichung 3-5 aus der Pfahlspitzen-druckspannung q_b , die bei der Eindringung des Pfahles in den Boden unterhalb der wirksamen Fußfläche A_b aktiviert wird. Die wirksame Pfahlfußfläche ist ebenfalls abhängig vom Verspannungszustand des Bodens im Pfahlinneren.

$$R_b = A_b \cdot q_b \quad 3-5$$

Bildet sich keine Verspannung des Bodens im Pfahlinneren, werden die axial einwirkenden Lasten hauptsächlich über die innere und die äußere Mantelreibung ($R_{s,i}$ und $R_{s,a}$) abgetragen. Der Widerstand am Pfahlfuß wird ausschließlich von der Querschnittsfläche der Pfahlwandung aufgenommen. Der Druckwiderstand im unverspannten Zustand $R_{c,u}$ ergibt sich somit zu:

$$R_{c,u} = R_{s,i} + R_{s,a} + R_{b,w} \quad 3-6$$

Bildet sich eine vollständige Verspannung des Bodens im Inneren des Rohres, wird ein Großteil der axial einwirkenden Lasten über die Pfahlfußfläche abgetragen. Die

Widerstände am Pfahlfuß werden sowohl unterhalb der Pfahlwandung ($R_{b,w}$) als auch unterhalb der Querschnittfläche im Rohrrinneren ($R_{b,i}$), auf dem dort wirkenden Bodenpfropfen, mobilisiert. Da der Pfahlfuß als vollständig verschlossen betrachtet wird, wirkt zusätzlich nur noch die äußere Mantelreibung ($R_{s,a}$). Der Druckwiderstand im voll verspannten Zustand ($R_{c,v}$) ergibt sich somit zu:

$$R_{c,v} = R_{s,a} + R_{b,w} + R_{b,i} \quad 3-7$$

Die über die Einbindelänge eines Rohrfahles angreifenden Widerstände sind in der nachfolgenden Abbildung 3-1 für die Grenzzustände unverspannt (a) und voll verspannt (b) dargestellt.

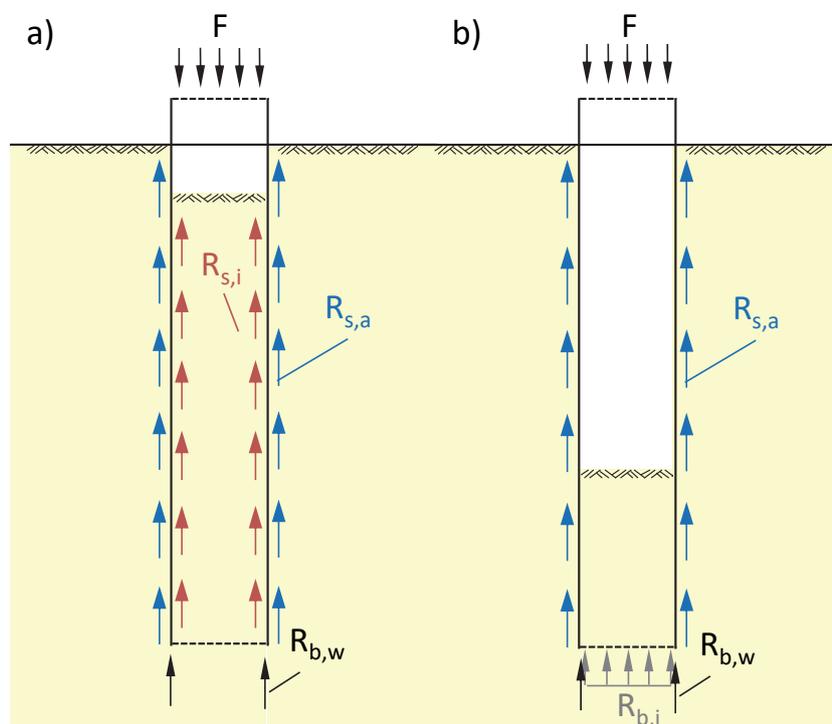


Abbildung 3-1: Pfahlwiderstände bei Rohrfählen, a) unverspannt, b) voll verspannt

Es sei erwähnt, dass der Spitzendruck eines offenen Stahlrohrpfahles im voll verspannten Zustand geringer ist als der Spitzendruck eines gerammten Rohrfahles mit geschlossener Spitze. Dies liegt zum einen an der erforderlichen Verschiebung des Bodens im Pfahl zur Bildung einer festen Verspannung und zum anderen an den Spannungen und Verdichtungen, die sich Laufe der Rammung unterhalb des Pfahlfußes gebildet haben (Jardine et al., 2005). Sobald die Widerstände unterhalb der Querschnittfläche im Rohrrinneren ($R_{b,i}$) größer sind als die Summe der inneren Pfahlmantelreibung, kommt es im Pfahlinneren zu einer Scherverformung bzw. einem Versagen des Bodenpfropfens im Pfahlinneren. Somit kann der Pfahlfußwiderstand unterhalb der Querschnittfläche im Rohrrinneren ($R_{b,i}$) nicht größer werden als der Widerstand der inneren Mantelreibung.

Neben den dargestellten Grenzzuständen "offen bzw. unverspannt" und "geschlossen bzw. voll verspannt" kann sich nach White et al. (2005) jede Zwischenform im Sinne einer teilweisen Verspannung im Pfahlfußbereich einstellen. Abbildung 3-2 zeigt auf der linken Hälfte des Pfahles den Bodenfluss, der sich bei einer Verschiebung des Pfahles in axialer Richtung einstellt. Die rechte Seite des Pfahles zeigt den Verlauf der auf den Pfahlfuß wirkenden Radialspannungen σ_r . Im voll verspannten Zustand des Bodens im Pfahlinneren kann kein weiterer Boden in den Pfahl eindringen. Der Bodenfluss führt ausschließlich an dem Pfahl vorbei (links). Durch die hierbei entstehende seitliche Verdrängung des Bodens erhöhen sich die Radialspannungen signifikant. Deutlich abweichend verhalten sich die Radialspannungen bei einem unverspannten Pfahl (Mitte). Bei axialer Verschiebung fließt der Großteil des Bodens unterhalb des Pfahlfußes in das Rohrlinnere, lediglich der Boden unterhalb der Pfahlwandung muss verdrängt werden. Die aus Verdrängungseffekten entstehenden Radialspannungszuwächse sind somit gering. Im teilverspannten Zustand (rechts) kann nach wie vor Boden in das Pfahlinnere eindringen, hierfür müssen aber im Vergleich zum unverspannten Pfahl größere Widerstände überwunden werden, sodass ein Teil des Bodens unterhalb des Pfahles seitlich nach außen verdrängt wird und die Radialspannungen im Vergleich zum unverspannten Zustand ansteigen. Das Maximum im Fall eines geschlossenen Pfahles wird hierbei aber nicht erreicht.

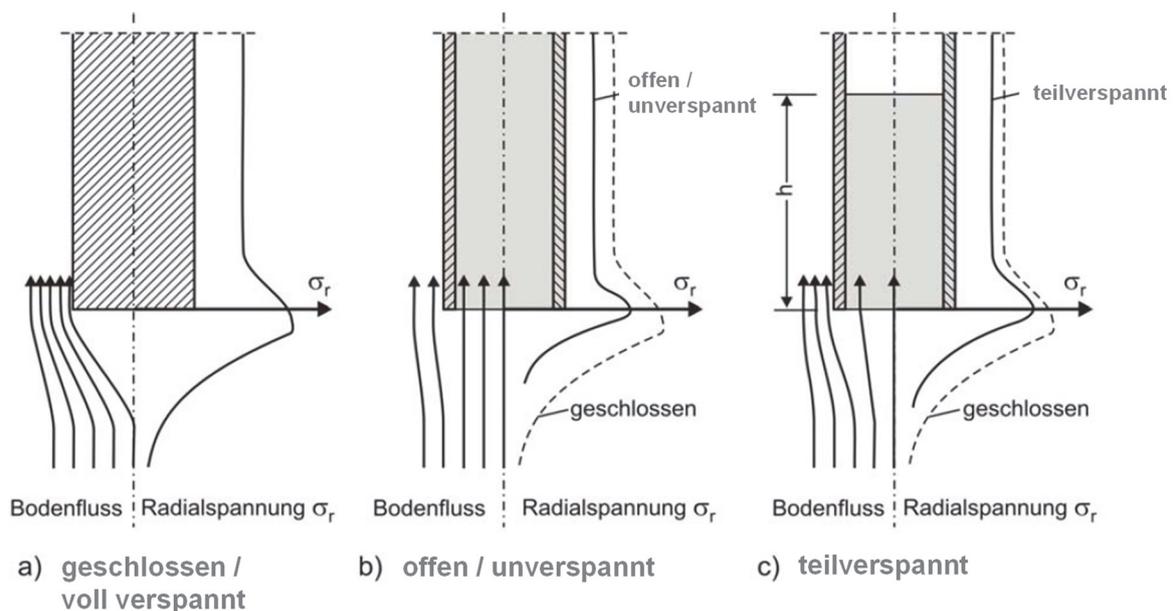


Abbildung 3-2: Einfluss der Verspannung des Bodens im Pfahlinneren auf den Bodenfluss während der Rammung und die damit zusammenhängenden Radialspannungen im Pfahlfußbereich nach White et al. (2005) aus Achmus et al. (2009).

Der nachfolgende Abschnitt beschreibt den zu erwartenden Verspannungszustand, der sich bei der Rammung von Rohrpfählen mit offshore-typischen Durchmessern zwischen rd. 1,5 m und rd. 8,0 m einstellt (vgl. Tabelle 2-1). Hierin sind übliche Pfahldurchmesser für Jacket-, Tripod- und Monopilegründungen enthalten.

3.3 Verspannung des Bodens im Inneren des Rohrfahles

3.3.1 Pfropfenbildung

Zu den Aspekten der Pfropfenbildung wurden in der Vergangenheit zahlreiche Untersuchungen zur Verspannung des Bodens im Inneren eines Rohrfahles bei dessen Installation und bei einer nachfolgenden statischen Druckbelastung durchgeführt. Danach wird allgemein angenommen, dass die Ausbildung einer inneren Verspannung u. a. vom Pfahlinnendurchmesser D_i , der Pfahllänge L , der Einbindetiefe L_p , der Sättigungszahl S_r , der Lagerungsdichte D bzw. Konsistenzzahl I_c und der Installationsmethode abhängt (Jardine et al., 2005; Lehane et al., 2005; Henke & Grabe, 2008; Henke, 2009; Lüking, 2010; Rausche et al., 2011; Henke, 2012a oder Henke, 2012b).

Vereinfacht ist bei einem langsamen Eindringen des Pfahles in den Boden von einer Verspannung im Pfahlinneren auszugehen, wenn die nach unten gerichteten Kräfte im Pfahlinneren $R_{s,i}$ größer sind als der unterhalb der Pfahlfußfläche entgegenwirkende Pfahlfußwiderstand $R_{b,i}$.

$$R_{s,i} > R_{b,i} \Rightarrow \text{Pfahl ist verspannt} \quad 3-8$$

Bei einer dynamischen Belastung des Pfahls, beispielsweise durch einen Rammschlag, wirkt neben dem Pfahlspitzendruck $R_{b,i}$ zusätzlich die Massenträgheit der Bodensäule im Pfahl R_{MT} der Pfahlmantelreibung $R_{s,i}$ entgegen (Rausche & Webster, 2007). Somit ergibt sich:

$$R_{s,i} > R_{b,i} + R_{MT} \Rightarrow \text{Pfahl ist verspannt} \quad 3-9$$

Bei einer dynamischen Belastung des Pfahles ist somit eine teilweise oder vollständige Verspannung des Bodens im Pfahl deutlich unwahrscheinlicher als bei einer statischen Belastung.

3.3.2 Berechnungsansätze zur Bewertung der Pfropfenbildung

In den letzten Jahrzehnten wurden zahlreiche Untersuchungen vorgenommen, um die Ausbildung einer Verspannung des Bodens im Inneren eines Rohrfahles zu bestimmen bzw. Grenzkriterien festzulegen.

Inkrementeller Füllungsgrad

Von Paikowsky et al. (1989) wird vorgeschlagen, den Grad der Verspannung durch Gegenüberstellung der Relativbewegung der Bodensäule im Pfahlinneren Δ_L zur abschnittswisen Eindringung des Pfahles Δ_D zu ermitteln. Beispielhaft wird alle 1,0 m Pfahleindringung die Lage des Bodens im Pfahl mit der Höhe des Bodens vor Beginn des betrachteten Rammabschnittes verglichen. Der prozentuale Verspannungsgrad y berechnet sich hierbei zu:

$$y = IFR \approx \frac{\Delta_L}{\Delta_D} \cdot 100\% \quad 3-10$$

Mit:

- Δ_L Inkrementeller Anstieg der Bodensäule im Pfahl
- Δ_D Inkrementelle Pfahleindringung
- y IFR = Incremental Filling Ratio bzw. Grad der Verspannung in %

Verändert sich während des betrachteten Rammabschnittes die Lage des Bodens im Pfahl nicht, so ist der Anstieg der Bodensäule im Pfahl Δ_L identisch mit der Pfahleindringung Δ_D , gleichbedeutend mit einer unverspannten Pfahlrammung ($y = 100\%$). Bleibt die Höhe der Bodensäule im Pfahl trotz zunehmender Pfahleindringung konstant (die Oberkante des Bodens bewegt sich mit dem Pfahl in den Boden) so ist der Pfahlfuß als voll verspannt zu bewerten ($y = 0\%$). Im Zwischenstadium wird von einer Teilverspannung ausgegangen ($0\% < y < 100\%$).

Brucy et al. (1991) führen in diesem Zusammenhang den Begriff des inkrementellen Füllungsgrades (IFR, Incremental Filling Ratio) ein, der sich analog zum Vorschlag von Paikowsky et al. (1989) berechnet d. h. $y = IFR$. Über die abschnittsweise Messung der Bodensäule im Pfahl während der Rammung und Auftragung über die Pfahleindringung kann nach Abbildung 3-3 der Verspannungsgrad während der Rammung anhand des Neigungsverlaufes bestimmt werden.

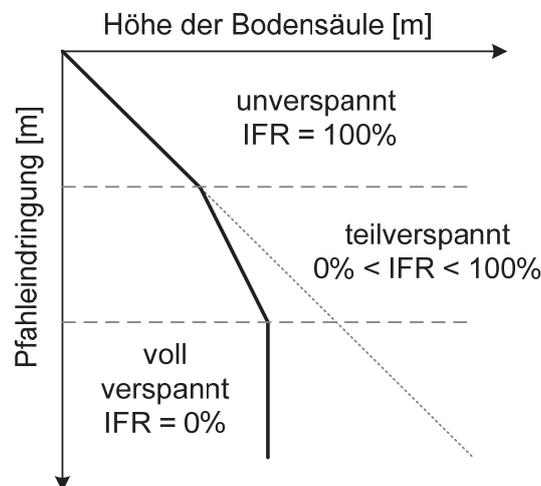


Abbildung 3-3: Verspannungsgrad in Abhängigkeit der inkrementellen Entwicklung der Bodensäule zur inkrementellen Eindringung des Pfahles

Abbildung 3-4 zeigt Versuchsergebnisse von Kitiyodom et al. (2004). Hierbei wurde ein Modell-Stahlrohrpfahl mit einem Durchmesser von $D_a = 10,16$ cm und einer Wandstärke von $t = 2,17$ mm in einen dicht gelagerten Sand ($D_r > 90\%$, $D_{50} = 0,25$ mm) eingerammt. Während der gesamten Impulsrammung blieb der Boden im Pfahlinneren unverspannt (IFR $\approx 100\%$). Im Vergleich hierzu wurde bei den nachfolgenden statischen Belastungen eine vollständige Verspannung im Pfahlinneren gemessen (IFR = 0%).

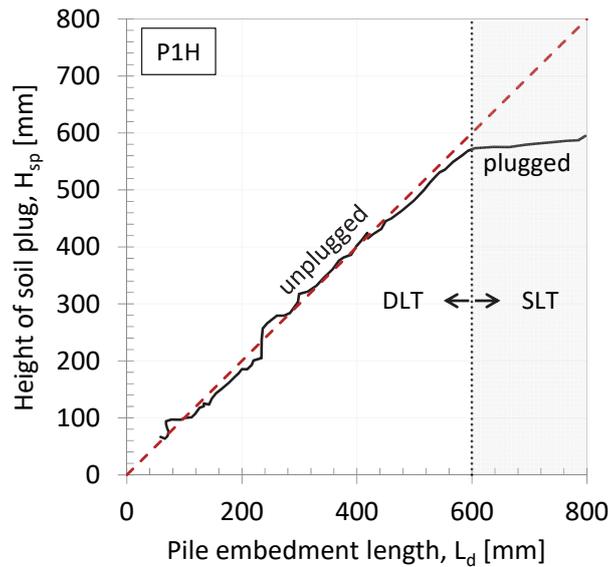


Abbildung 3-4: Verspannungsgrad während der Rammung von Kleinrohrpfählen (Kitiyodom, et al., 2004)

Vergleichbare Versuchsergebnisse wurden unter anderem von Brucy et al. (1991) an Rohrpfählen mit einem Durchmesser von 324 mm und einer Wandstärke von 12,7 mm erzielt.

Versuche von Fugro (1996) zeigen, dass die Höhe der Bodensäule während der Rammung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des durchörterten, nichtbindigen Bodens variieren kann. In einem großmaßstäblichen Versuch wurde ein Stahlrohrpfahl mit einem Außendurchmesser von $D_a = 76,2$ cm und einer Wandstärke von $t = 3,6$ cm mit einem IHC S-90 Hydrohammer eingerammt. Parallel wurde die relative Höhenveränderung des Bodens im Pfahl gemessen. Im Bereich der oberflächennahen, locker gelagerten Sandschichten kam es zu einer geringen Setzung der Bodenschicht im Pfahlinneren, relativ zur Geländeoberkante (z.B. -0,4 m bei 17 m Einbindung). Als mögliche Ursache wird von den Autoren eine Teilverspannung des Bodens bzw. eine Verdichtung des Bodens durch den Rammschlag angenommen. Sobald der Pfahlfuß in die sehr dicht gelagerten Sande ($q_{c,max} = 80$ MPa) eingerammt wurde, drehte sich das Phänomen um. Der Boden im Pfahl stieg relativ zur Geländeoberkante an. Diese Ergebnisse können mit einer möglichen Entspannung bzw. Auflockerung des Bodens durch die dynamische Beanspruchung erklärt werden. Das Ergebnis, dass während einer Impulsrammung die Bodensäule in einem Rohrpfahl ansteigt, konnte auch von

Foray et al. (1998) in kleinmaßstäblichen 1g Modellversuchen mit erhöhtem Spannungsniveau bestätigt werden. Mit Zunahme der Lagerungsdichte und des Spannungsniveaus wurde ein zunehmender Anstieg der Bodensäule im Pfahl gemessen. Während des Installationsprozesses eines Rohrpfahles können somit Kornumlagerungen im Pfahlinneren zu einer Erhöhung bzw. Reduzierung der Lagerungsdichte führen. Beide Effekte beeinflussen die Verspannung des Bodens im Pfahl und damit den inkrementellen Füllungsgrad nach Gl. 3-10. Bei einer unzutreffenden Bewertung des mechanischen Verhaltens des Bodens im Pfahlinneren kann somit das Ergebnis der IFR-Messung zu einer Fehleinschätzung des Verspannungsgrades und somit des Pfahltragverhaltens führen. Diese bedeutet, dass über die bloße Messung von Δ_L und Δ_D der berechnete Verspannungsgrad im Pfahlinneren nur bedingt aussagefähig ist.

Vergleichbar zu den Versuchen von Fugro (1996) wurde 1998 in Ras Tanajib, Saudi Arabien ein nahezu identischer Pfahl ($D_a = 76,2$ cm, $t = 3,85$ cm) insgesamt 25 m in einen sehr dicht gelagerten Quarzsand eingerammt (Kolk et al., 2005b). Bei der initialen Rammung auf eine Tiefe von 17,0 m und bei einem mittleren Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c von etwa 40 MN/m² wurde keine Verspannung des Bodens im Pfahl gemessen. Bei fortschreitender Rammung in Sande mit einem Sondierspitzenwiderstand q_c im Bereich von 80 bis 120 MN/m² wurde auf der Bewertungsgrundlage des IFR eine Teilverspannung festgestellt. Da hier im Übergang in die sehr dicht gelagerten Böden keine Hebung (sondern eine Setzung der Bodensäule im Pfahl) gemessen wurde, ist hier - auch unter Berücksichtigung der vorgenannten bodenmechanischen Effekte - von einer tatsächlichen Teilverspannung des Bodens im Pfahlinneren auszugehen.

Weitere Forschungsergebnisse und Berechnungsansätze

Erddruckmessungen von Henke & Fischer (2011) während der Rammung eines Stahlrohrpfahles mit einem Außendurchmesser von 71 cm in einen mitteldicht bis dicht gelagerten Sand bestätigen, dass bei der Impulsrammung eines Rohrpfahls mit einem Außendurchmesser $D_a < 100$ cm mindestens eine Teilverspannung des Bodens im Pfahlinneren möglich ist. Während der Impulsrammung stiegen die am Pfahlfuß gemessenen, effektiven Horizontalspannungen auf der Mantelinnenseite überproportional zur Mantelaußenseite an.

Aufbauend auf Ergebnissen aus Modellversuchen kommt Lüking (2010) durch zusätzliche numerische Analysen zu dem Ergebnis, dass sich mit zunehmendem Pfahldurchmesser die innere Mantelreibung eines Stahlrohrpfahles der äußeren Pfahlmantelreibung annähert. Ab einem Pfahlinnendurchmesser D_i von ca. 2,0 m bis 3,0 m sind die auf den Pfahlmantel wirkenden Horizontalspannungen innerhalb und außerhalb des Rohres gleich. Die Ergebnisse wurden sowohl für locker gelagerte als auch für dicht gelagerte trockene Sande nachgewiesen. Untersucht wurde hierbei ausschließlich der Effekt, welcher sich bei einer statisch axialen Druckbelastung des Pfahles in trockenen, nichtbindigen Böden einstellt.

Auf Grundlage von Messungen an eingedrückten Rohrfählen entwickelten Jardine et al. (2005) mit der ICP-Methode einen Berechnungsansatz zur Abschätzung einer vollen Verspannung des Bodens im Inneren eines Rohrfahles. Danach ist bei einer statisch axialen Druckbelastung eine Verspannung möglich, wenn eines der nachfolgenden zwei Berechnungskriterien erfüllt ist:

$$D_i < 0,02 \cdot (D_r - 30) \quad 3-11$$

$$\frac{D_i}{q_c} < \frac{0,083 \cdot q_{ca}}{p_a} \quad 3-12$$

Mit:

D_i	Pfahlinnendurchmesser
D_r	bezogene Lagerungsdichte
q_c	Spitzenwiderstand der Drucksonde
q_{ca}	äquivalenter Spitzenwiderstand der Drucksonde nach (Bustamante & Gianceselli, 1982)
p_a	Luftdruck / atmosphärischer Druck

In Abbildung 3-5 aus Henke (2012) sind beide Kriterien grafisch über den äquivalenten Spitzenwiderstand der Drucksonde q_{ca} sowie den Pfahlinnendurchmesser D_i dargestellt. In der Darstellung wurde die bezogene Lagerungsdichte D_r aus dem Spitzendrucksondiererergebnis für einen enggestuften Sand ermittelt (Lunne et al., 1997). In dem Bereich oberhalb der roten bzw. schwarzen Linie ist bei einer statisch axialen Druckbelastung des Rohrfahles von keiner Verspannung des Bodens im Rohrinne auszugehen.

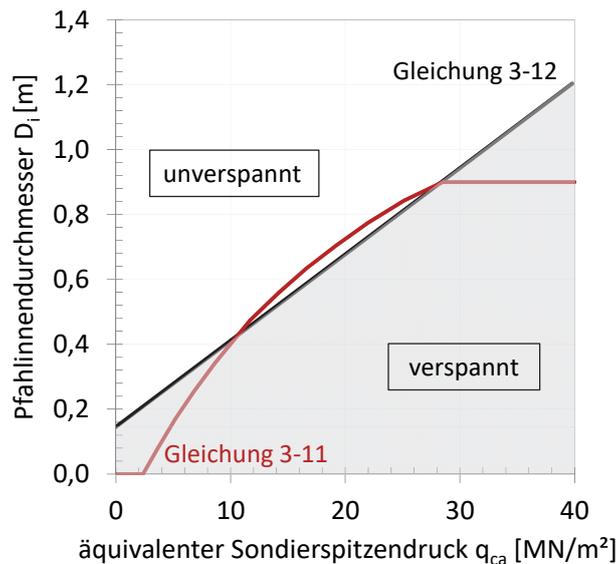


Abbildung 3-5: Bereich einer vollen Verspannung des Bodens in einem Rohrfahl in Abhängigkeit des äquivalenten Sondierspitzendrucks und des Pfahldurchmessers nach Jardine et al. (2005) aus Henke (2012)

Bei einem Pfahlnendurchmesser oberhalb von 200 cm ist selbst bei sehr hohen Lagerungsdichten bzw. Sondierspitzendrücken und einer statischen Pfahlverschiebung eine Verspannung des Bodens im Pfahlinneren sehr unwahrscheinlich.

Zu einem ähnlichen Ergebnis kommen Lehane et al. (2005) bei der Ermittlung des Verspannungsgrades am Ende der Rammung durch den finalen Füllungsgrad FFR (Final Filling Ratio). Existiert keine direkte Messung des FFR, schlagen Xu et al. (2005) vor, diesen wie folgt zu berechnen:

$$FFR \approx \min \left[1; \left(\frac{D_i(m)}{1,5m} \right)^{0,2} \right] \quad 3-13$$

Dieser Berechnungsansatz ist gleichbedeutend mit der Annahme, dass ab einem Innendurchmesser des Rohrfahles D_i von 1,5 m der Boden im Pfahl als unverspannt (IFR = 100%, FFR = 1) angenommen werden kann.

Die zuvor genannten Forschungsergebnisse wurden von Rausche et al. (2011) bestätigt. Anhand einer Vielzahl von rambbegleitenden Messungen an offenen Stahlrohrpfählen gehen die Autoren davon aus, dass ab einem Pfahlaußendurchmesser von 1,5 m während der Rammung keine Verspannung des Bodens im Pfahlinneren entsteht (IFR = 100%). Bei Pfahlaußendurchmessern $< 0,5$ m hingegen ist von einer Verspannung im Pfahlinneren auszugehen. Im Zwischenbereich ist eine Verspannung bzw. Teilverspannung möglich.

3.4 Spannungsänderungen durch den Rammvorgang

3.4.1 Veränderung der Spannungen im Bereich des Pfahlmantels

Während der Installation eines Rohrfahles wirken Spannungen auf den Pfahlmantel und die Pfahlspitze, wobei die Größe dieser Spannungen den statisch axialen Widerstand des Pfahles bestimmt. Durch den Rammprozess kommt es zu einer ständigen Veränderung der Spannungen infolge der in den Boden eingetragenen Energie, die zu Umlagerungen im Korngerüst und zu Spannungsumlagerungen im Untergrund führt. In Abhängigkeit von der Pfahlpenetration kommt es zu zeitlich veränderlichen Spannungszuständen.

Nach Abschnitt 3.3.2 kann angenommen werden, dass die Pfahlmantelreibung bei Großrohrpfählen sowohl auf der Pfahlinnen-, als auch auf der Pfahlaußenseite wirkt. Ein Bodenelement, welches in direktem Kontakt mit der Mantelfläche des Pfahles steht, erfährt durch die Pfahlrammung und in Abhängigkeit seiner Lage unterhalb der Geländeoberkante (GOK) eine Vielzahl von Belastungszyklen. Im Mittel wird ein Offshore-Gründungsrohr in der deutschen Nordsee mit 1.500 bis 5.000 Rammschlägen auf Endtiefe gebracht. Ein oberflächennahes Bodenelement in der Scherzone zur

Pfahlwandung wird somit ähnlich oft beansprucht, tiefer liegende Bodenelemente entsprechend seltener. In Anlehnung an White & Deeks (2007) zeigt Abbildung 3-6 die Veränderung der Horizontal- und Schubspannungen eines Bodenelements, welches sich während der Rammung in der Scherzone zur Pfahlwandung befindet.

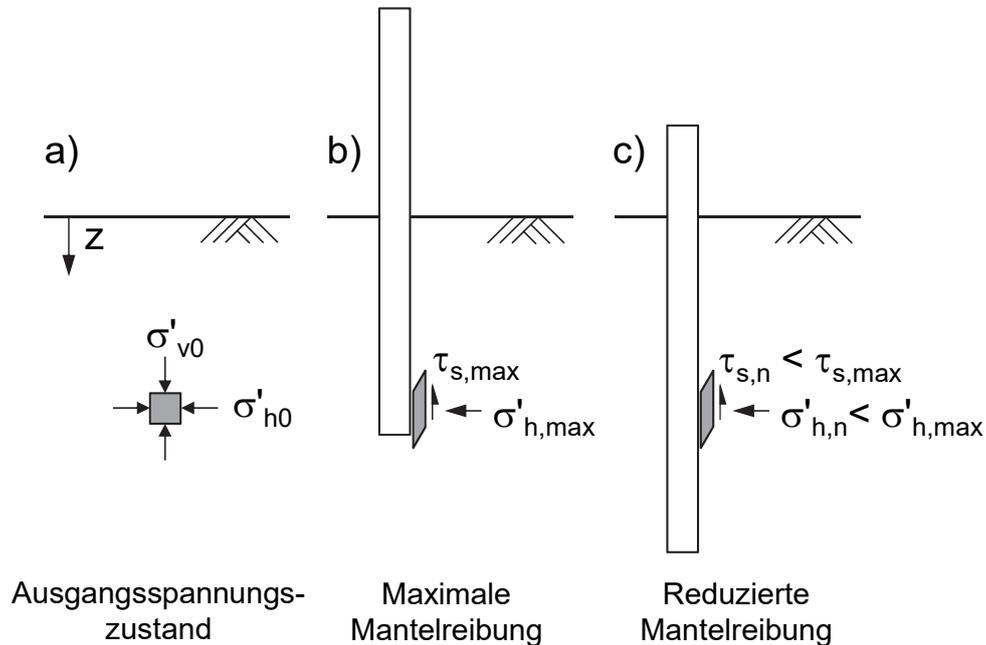


Abbildung 3-6: Veränderung der Horizontal- und Schubspannungen während der Pfahlinstallation nach White & Deeks (2007)

Im ungestörten Zustand (a) befindet sich das Bodenelement mit den Horizontalspannungen σ'_{h0} und den Vertikalspannungen σ'_{v0} im Ausgangsspannungszustand. Mit Beginn der Impulsrammung steigen die auf das Element wirkenden Horizontalspannungen an. Bei dem ersten Kontakt des Pfahlmantels mit dem Bodenelement sind die auf die Pfahlwandung wirkenden Horizontal- und Schubspannungen maximal (b). Im weiteren Verlauf der Rammung und mit zunehmendem Abstand zum Pfahlfuß reduzieren sich die Horizontal- und Schubspannungen (c). Das hier dargestellte Phänomen wird in der Literatur häufig als Pfahllängeneffekt, Friction Fatigue oder Friction Degradation bezeichnet, wobei der Begriff Pfahllängeneffekt nachfolgend verwendet wird.

Die Veränderung der Pfahlmantelreibung durch die Pfahlinstallation wurde in zahlreichen Veröffentlichungen beschrieben, wobei einige Ergebnisse nachfolgend diskutiert werden. Generell kann zwischen der Messung direkt am Pfahl und der Messung in dem den Pfahl umgebenden Boden unterschieden werden.

Spannungsmessung am Pfahlmantel

Erstmals wurde in Versuchen von Vesic (1970) beobachtet, dass sich die Pfahlmantelreibung in einer horizontalen Ebene unterhalb der Geländeoberkante mit fortschreitender Pfahleinbindung (Rammung) reduziert. Bei den Versuchen wurde ein mit Dehnungsmessstreifen (DMS) bestückter Pfahl (\varnothing 45 cm) in mitteldicht bis dicht gelagerte

Sande gerammt. Die Rammung wurde nach je ca. drei Metern Eindringung unterbrochen und der Pfahl statisch belastet (vgl. auch Fischer & Stahlmann, 2015).

Das Ergebnis des Versuches zeigt Abbildung 3-7. Dargestellt ist die Verteilung der Mantelreibung über die Einbindetiefe des Pfahles.

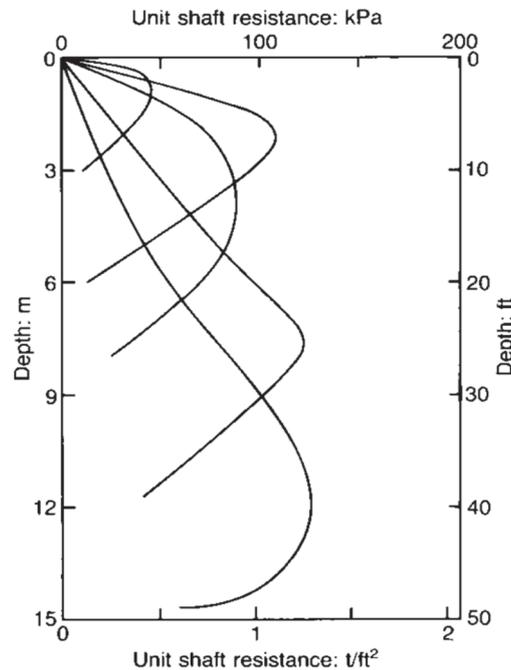


Abbildung 3-7: Mantelreibung in Abhängigkeit der Einbindetiefe (Vesic, 1970)

Bei der zweiten statischen Probelastung (rd. 6,0 m Pfahleinbindung) ließ sich aus den Messergebnissen in einer Tiefe von ca. 3,0 m unter der GOK eine Pfahlmantelreibung von ca. 100 kN/m² ableiten. Bei fortschreitender Rammung reduzierte sich die Mantelreibung in dieser Ebene deutlich. Am Ende der Rammung, bei einer Pfahleinbindung von ca. 15 m, ergab die Messung der Mantelreibung (3 m unter GOK) einen Wert von ca. 25 kN/m². Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass sich die Pfahlmantelreibung in einer horizontalen Ebene unterhalb der Geländeoberkante durch den Rammprozess deutlich reduziert.

Genauere Ergebnisse wurden von Lehane (1992) an instrumentierten Stahlrohrpfählen mit einer geschlossenen, konischen Spitze erfasst. Die Pfähle mit einem Durchmesser von $D_a = 10,6$ cm wurden in Labenne, Frankreich ca. 6,0 m in einen locker bis mitteldicht gelagerten Sand eingerammt. Insgesamt wurden ca. 25 Rammschläge benötigt, um den Pfahl auf Endtiefe zu bringen. An den Modellpfählen wurden an drei in unterschiedlichen Abständen zum Pfahlfuß installierten Sensoren rammbegleitend und kontinuierlich die auf den Pfahl einwirkenden Radial- und Schubspannungen (σ'_{rs} , τ_{rz}) gemessen. Die Messergebnisse zeigt Abbildung 3-8.

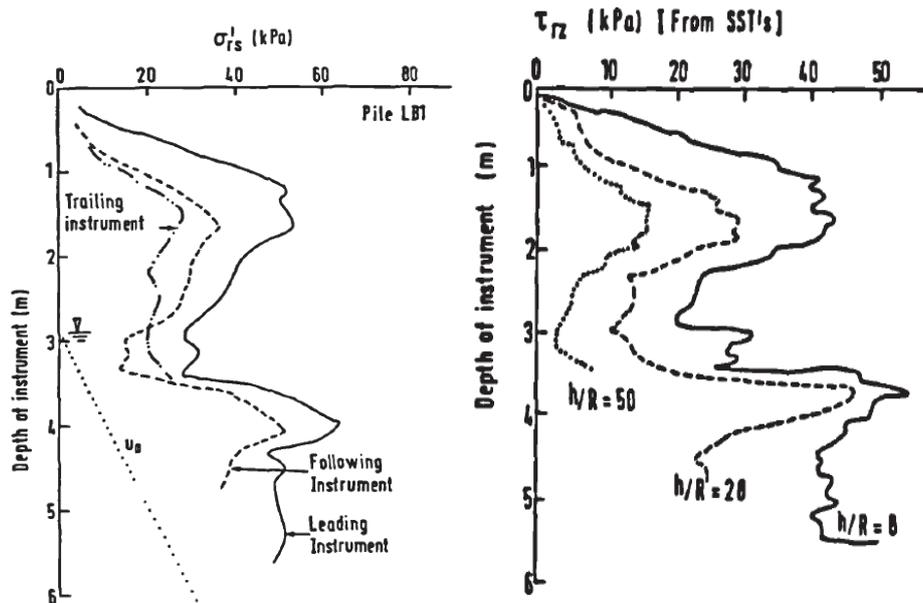


Abbildung 3-8: Verlauf der Horizontal- und Schubspannungen während der Rammung (Lehane B., 1992)

Der Pfahllängeneffekt, als Spannungsreduktion im Verlauf der Rammung, ist bei der Gegenüberstellung der ersten Messebene 0,4 m oberhalb des Pfahlfußes ('leading'), der zweiten Messebene 1,42 m oberhalb des Pfahlfußes ('following') und der dritten Messebene 2,54 m oberhalb des Pfahlfußes ('trailing') deutlich zu erkennen. Gegenüber den Messergebnissen der ersten Messebene (Radial- und Schubspannung) zeigen die Ergebnisse der zweiten Messebene durchgehend geringere Spannungen bei einer beliebigen Tiefenlage z unter GOK. Gleiches gilt für die dritte Messebene, bei der gegenüber beiden vorherigen Messebenen die geringsten Spannungen erfasst wurden. Lediglich zwischen rd. 3,0 m und 3,5 m unter GOK sind die Radialspannungen in der Messebene etwas höher als in der Messebene 2.

Weitere Versuche von z. B. Chow (1996), Fugro (1996), Gavin & Lehane (2003), White & Lehane (2004) oder Gavin & O'Kelly (2007) bestätigen den Effekt, dass die normal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen mit zunehmendem Abstand zwischen der Pfahlspitze und der betrachteten Ebene abnehmen.

Durch die Installation von Sensoren am Pfahl (z. B. Erddruck- und Porenwasserdruckgeber) können die auf den Pfahlmantel wirkenden, effektiven Spannungen direkt erfasst werden. Durch die Wahl mehrerer Messebenen kann zusätzlich die Veränderung der auf den Pfahl einwirkenden Horizontalspannung im Verlauf der Rammung abgeschätzt werden, jedoch nur punktuell.

Eine kontinuierliche Erfassung der Spannungsänderungen ist durch die Installation von Messgebern im Boden und im Vorfeld der Pfahlrammung möglich. Ergebnisse solcher Messungen sind im nachfolgenden Abschnitt 'Spannungsmessung im Boden' dargestellt.

Spannungsmessung im Boden

Eine kontinuierliche Messung der Spannungsänderungen in einer Messebene sowie deren Ausdehnung in horizontaler und vertikaler Richtung ist durch die Installation von Messgebern im Boden möglich. Im Vergleich zur Anordnung der Sensoren direkt am Pfahl können neben der Radialspannung auch die Tangential- oder Vertikalspannung erfasst werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass die Struktur des Pfahles und damit sein mechanisches Verhalten bei einem Rammschlag (z. B. sein Querdehnverhalten) unverändert bleibt. Nachfolgend sind Forschungsergebnisse aus ng-Modellversuchen in der Zentrifuge und 1g-Modellversuchen dargestellt, bei denen die Spannungsänderungen durch im Vorfeld der Rammung installierte Sensoren im Boden gemessen wurden.

Abbildung 3-9 (links) zeigt anhand der dargestellten fünf Kurvenverläufe die über Erddruckgeber gemessene Veränderung der Horizontalspannung in einem trockenen Feinsand ($D_{50} = 0,1 \text{ mm}$) während der Impulsrammung eines Stahl-Modellrohrpfahles in einer Zentrifuge (siehe Allard et al., 1986). Installiert wurde ein Rohrpfahl mit geschlossener Spitze ($L = 22,9 \text{ cm}$, $D_a = 0,95 \text{ cm}$, $t = 0,15 \text{ mm}$). Die maximale Rammtiefe liegt bei 22,9 cm. Die Horizontalspannungen wurden in fünf unterschiedlichen Abständen D_x (vgl. Abbildung 3-9, rechts) zur Pfahlwandung in einer Tiefe von 17,6 cm gemessen. Dargestellt sind die Ergebnisse als normierte Horizontalspannung σ_D (Horizontalspannungszuwachs / gemessene Horizontalspannung). Die maximalen Horizontalspannungen wurden hierbei gemessen, kurz bevor der Pfahlfuß die Sensorebene passierte. Nachdem der Pfahlfuß die Sensorebene passiert hatte, reduzierten sich die Horizontalspannungen entsprechend des Pfahllängeneffektes deutlich. Zusätzlich nahmen die Horizontalspannungen mit größer werdendem Abstand zur Pfahlwandung merklich ab.

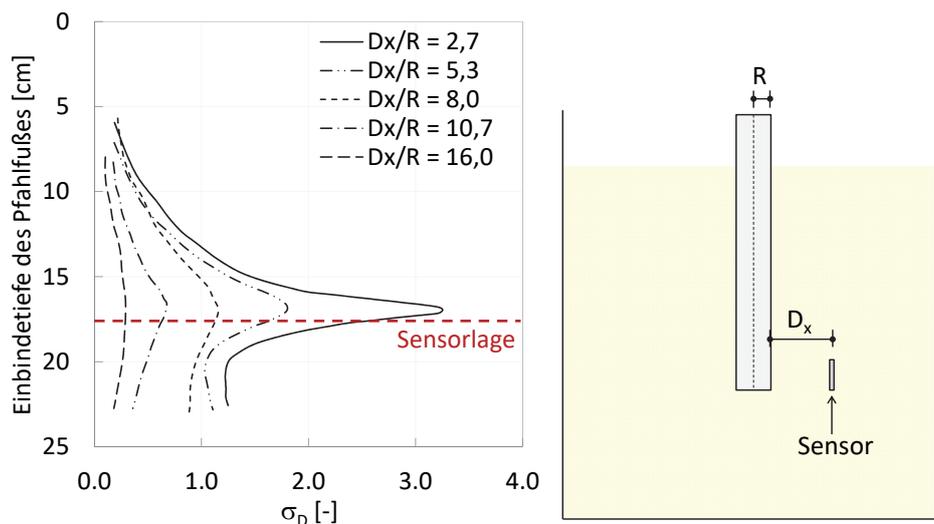


Abbildung 3-9: *Horizontalspannungsänderungen im Verlauf der Modellpfahlrammung, Lage der Messgeber = 17,6 cm unter GOK, unterschiedlicher Abstand zur Pfahlwandung (Allard et al., 1986)*

Gavin & Lehane (2003) haben in kleinmaßstäblichen Modellversuchen die Entwicklung der Horizontal- und Vertikalspannung während der Rammung offener Stahlrohrpfähle gemessen. Die Lage der Sensoren im Versuchsstand zeigt Abbildung 3-10 (links).

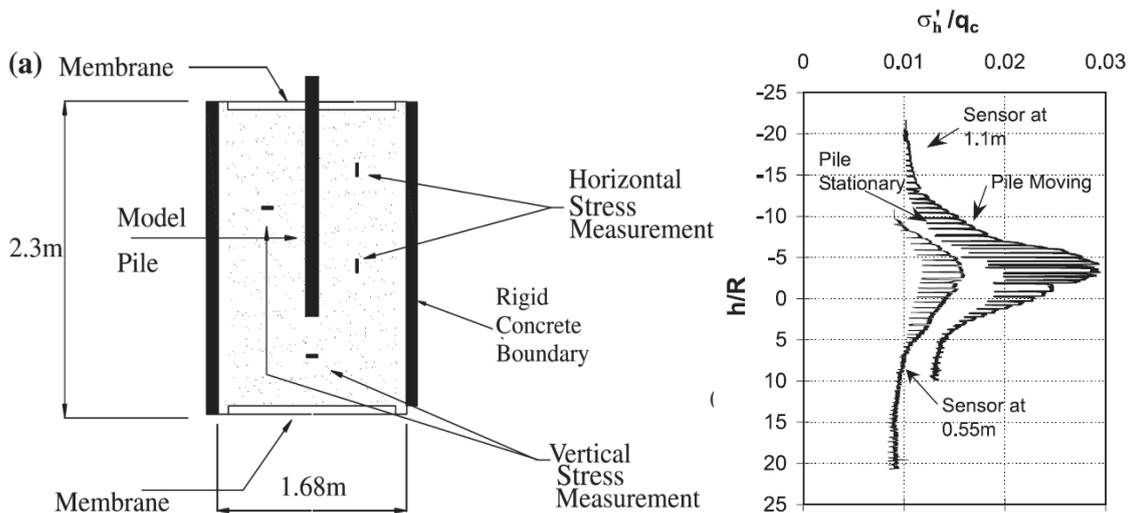


Abbildung 3-10: Versuchsstand mit Modellpfehl und Erddrucksensoren (links), normierte Horizontalspannung σ'_h/q_c im Vergleich zur Lage des Pfehlfuesses (h/R) während der Rammung (rechts) (Gavin & Lehane, 2003)

Als Modellboden wurde ein Fein- bis Mittelsand trocken in den Versuchsstand eingerieselt. Die Horizontalspannungssensoren wurden in einer Tiefe von 55 cm und 110 cm unter GOK eingebaut. Als Modellpfehl wurde ein doppelwandiger, offener Stahlrohrpfehl mit einem Außendurchmesser von $D_a = 11,4$ cm verwendet. Das in der Abbildung 3-10 (rechts) dargestellte Ergebnis zeigt die durch den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c dividierte effektive Horizontalspannung (σ'_h/q_c) im Vergleich zum Abstand der Sensorebene zum Pfehlfuß h , dividiert durch den Pfehlradius R (h/R). Jeweils in einem Abstand des Pfehlfuesses von etwa 3,0 oberhalb der Sensorebene (h/R ca. -3,0) wurde die maximale Horizontalspannung aufgezeichnet. Somit bestätigen die hier aufgezeichneten Spannungsverläufe die Ergebnisse von Allard et al. (1986), dass die maximalen Horizontalspannungen auftreten, kurz bevor der Pfehlfuß die Aufnehmerebene passiert. In der Folge reduzierten sich die Horizontalspannungen deutlich und näherten sich bei einem Abstand h/R von ungefähr 10 bis 15 einem Minimalwert an. Zusätzlich wird deutlich, dass die Horizontalspannungen zum Zeitpunkt des Rammschlages deutlich höher waren als in den Ruhephasen zwischen den Rammschlägen (vgl. auch Lehane, 1992).

Witzel (2004) führte vergleichbare Versuche in einem kleinmaßstäblichen Versuchsstand durch. Gerammt wurde ein geschlossener Stahlrohrpfehl mit einem Durchmesser von 5 cm in einen trocken eingebauten, dicht gelagerten Mittelsand. Gemessen wurden Horizontal- und Vertikalspannungen seitlich neben der Pfehlwandung sowie

Vertikalspannungen unterhalb des Pfahlfußes. Für die Spannungsänderungen im Bereich der Pfahlwandung können die durchgeführten Versuche wie folgt zusammengefasst werden.

- Horizontalspannung, normal auf die Pfahlwandung wirkend
(Sensorlage vergleichbar zu Sensor EDS 1 in Abbildung 3-11)

Die maximale Horizontalspannung wurde gemessen, kurz bevor der Pfahlfuß die Sensorebene passierte; reduziert sich der Abstand zwischen dem Pfahlmantel und dem Sensor, so steigt die gemessene Horizontalspannung entsprechend an; nach dem gemessenen Spannungsmaximum fallen die Horizontalspannungen ab und erreichen am Ende der Rammung annähernd den Ausgangsspannungszustand.

- Vertikalspannung, seitlich neben der Pfahlwandung, in Pfahlachse wirkend
(Sensorlage vergleichbar zu Sensor EDS 2 in Abbildung 3-11)

Mit fortschreitender Rammung stellt sich eine Abnahme der Vertikalspannung ein; die prozentuale Abnahme der Vertikalspannung steigt mit geringer werdendem Abstand zwischen dem Sensor und der Pfahlebene an; der Punkt, an dem der Pfahlfuß die Messgeberebene passiert, hat keinen bedeutenden Einfluss auf die gemessene Vertikalspannung.

Weiterhin wurde festgestellt, dass, unabhängig von der Lage, die gemessenen Spannungen während der Ramppausen (max. 10 min.) annähernd konstant blieben. Über einen längeren Zeitraum von mehreren Tagen konnte eine leichte Abnahme der Horizontalspannungen festgestellt werden.

In dem gleichen Versuchsstand wurden von Lüking (2010) die Spannungsänderungen im Boden während der Rammung eines offenen Modell-Stahlrohrpfahls ($D_a = 21,91$ cm) gemessen. Der Einbau des trockenen Sandes wurde analog zu Witzel (2004) durchgeführt. Abbildung 3-11 zeigt die Lage der Sensoren im Versuchsstand (links) sowie die Entwicklung der Spannungsänderung über die Pfahleinbindetiefe (rechts). Die in der rechten Abbildung dargestellte, gestrichelte blaue Linie repräsentiert hierbei die Position der beiden seitlich von der Pfahlwandung installierten Sensoren EDS 1 und EDS 2.

Ab einer Pfahleinbindetiefe von rd. 30 cm zeigen die beiden seitlich zur Pfahlwandung eingebauten Sensoren (ESD 1 und ESD 2, Lage rd. 100 cm unter GOK) erste Spannungsänderungen. Die maximale Horizontalspannung stellt sich ein, kurz bevor der Pfahlfuß die Sensorebene erreicht. Im weiteren Rammfortschritt reduziert sich die Horizontalspannung bis etwas unterhalb des Ausgangsspannungszustandes. Genau entgegengesetzt verhält sich die in der gleichen Messebene und im gleichen Abstand zur Pfahlwandung gemessene Vertikalspannung. Etwa bis zu dem Zeitpunkt, an dem der Pfahlfuß die Messebene erreicht, fallen die Spannungen ab und steigen im weiteren Verlauf der Rammung nur leicht an.

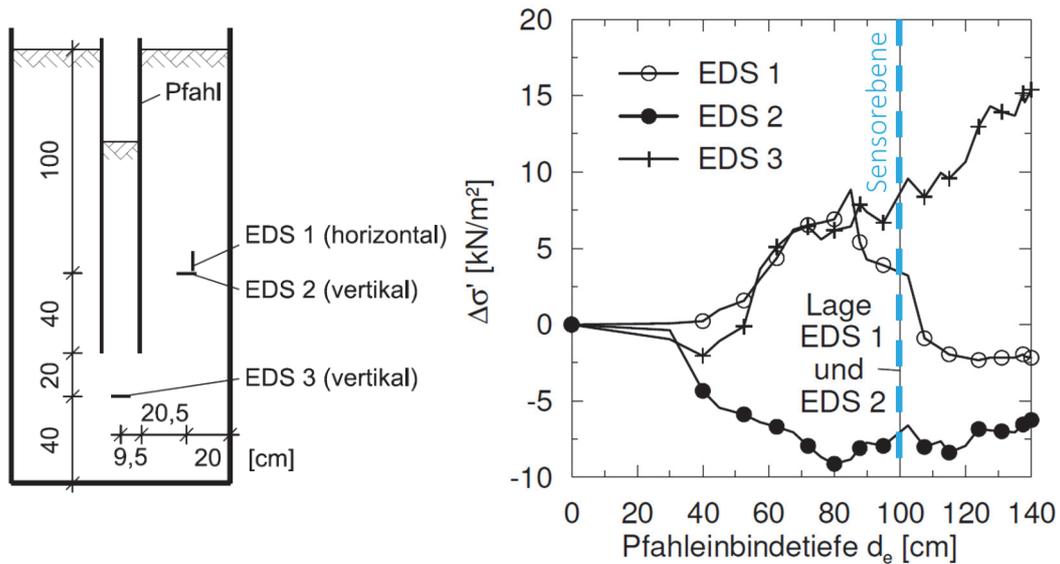


Abbildung 3-11: Veränderung der Horizontal- und Vertikalspannungen während der Rammung, Lage der Sensoren (aus Lüking, 2010)

3.4.2 Veränderung des Porenwasserdrucks im Pfahlnahbereich

Die generelle Entwicklung der während der Pfahlrammung normal zur Pfahlwandung wirkenden Spannungen wurde in den vergangenen Abschnitten beschrieben. Insbesondere die Ergebnisse der Spannungsmessungen im Boden bezogen sich hierbei jedoch auf die Rammung von Modellpfählen in trockene Sande.

Oftmals werden Großrohrpfähle jedoch in einen vollständig wassergesättigten Boden eingebracht, sodass zur Ermittlung der effektiven Horizontalspannungen σ'_h auch die Entwicklung des Porenwasserdrucks u während der Installation der Gründungsrohre bekannt sein muss:

$$\sigma'_h = \sigma_{h,tot} - u \quad 3-14$$

mit:

σ'_h effektive Horizontalspannungen
 $\sigma_{h,tot}$ totale Horizontalspannungen
 u Porenwasserdruck

Nachfolgend sind mehrere Ergebnisse von Porenwasserdruckmessungen während der Installation von Rohrpfählen in sandigen Böden dargestellt.

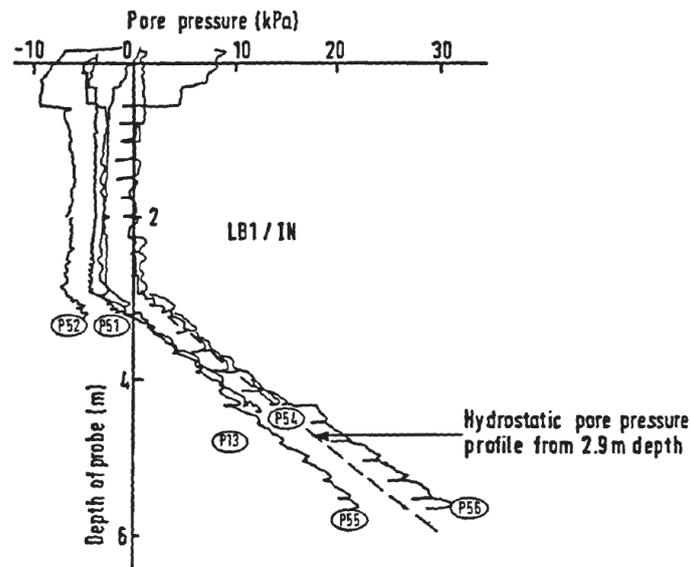


Abbildung 3-12: Porenwasserdruckmessungen bei einem gerammten Modellpfahl in nichtbindigem Boden (Lehane, 1992)

Abbildung 3-12 zeigt die bei den Versuchen von Lehane (vgl. Abbildung 3-8) gemessene Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Rammung des Modellpfahles in den locker bis mitteldicht gelagerten Sand. Der Grundwasserstand lag etwa bei 3,0 m unter GOK. Die Porenwasserdruckmessungen zeigten sehr kleine Abweichungen vom hydrostatischen Druck, so dass der Autor für die weitere Auswertung der Messdaten aus Gründen der Vereinfachung von einem reinen hydrostatischen Druck bzw. keinem Aufbau eines Porenwasserüberdruckes während der Rammung ausgeht. Vergleichbare Ergebnisse erzielte Fugro (1996) bei der Rammung eines Stahlrohrpfahles ($D_a = 76,2$ cm). Im Bereich von locker bis sehr dicht gelagerten, nichtbindigen Bodenschichten entsprach der im Pfahlfußbereich an der Pfahlaußenseite gemessene Porenwasserdruck demnach in etwa dem hydrostatischen Druck (Abbildung 3-13).

Auch durch Porenwasserdruckmessungen mit CPTu-Sondierungen (Drucksonde mit Erfassung des Porenwasserdrucks) im Nahfeld eines gerammten Stahlrohrpfahles ($D_a = 91,5$ cm) wurde in nichtbindigen Böden kein Porenwasserüberdruck festgestellt (Robertson et al., 1990).

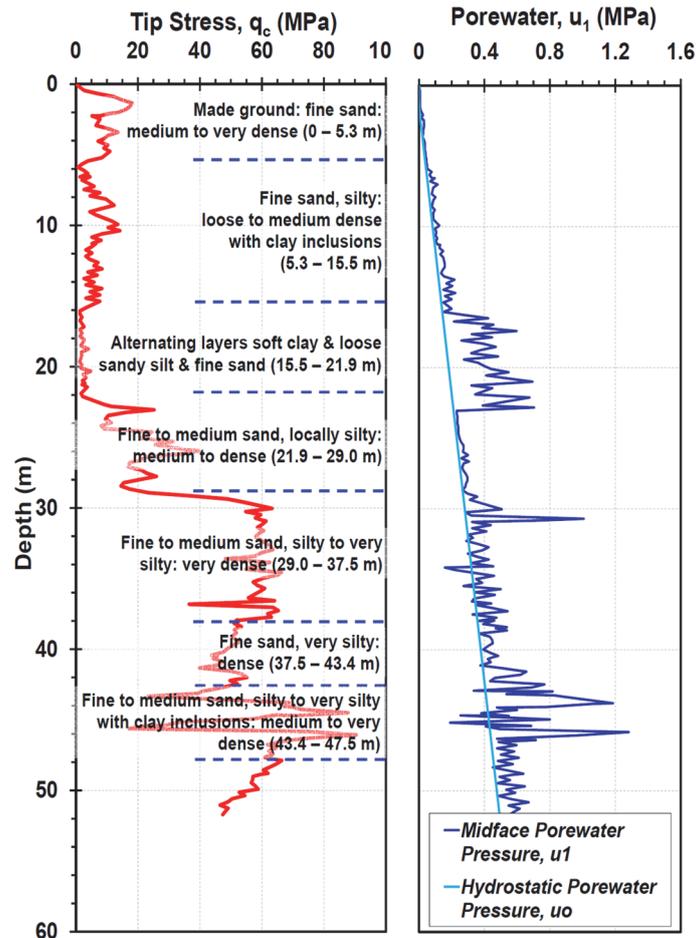


Abbildung 3-13: Porenwasserdruckmessung am EURIPIDES-Pfahl (Niazi & Mayne, 2010)

Im Rahmen des Neubaus der Niedernfelder Brücken im Hamburger Hafen konnten vergleichbare Ergebnisse festgestellt werden (siehe: Höhmann et al., 2011; Fischer et al., 2011 oder Fischer et al., 2012). Gerammt wurden zahlreiche Großrohrpfähle mit einem Außendurchmesser D_a von 1,22 m und einer Wandstärke von 16 mm. Bei zwei Pfählen wurden Erddruck- und Porenwasserdrucksensoren ca. 1,0 m oberhalb des Pfahlfußes im Pfahlinnenen installiert. Die Spannungsmessung erfolgte hochfrequent und rambbegleitend. Das Ergebnis der Porenwasserdruckmessung an einem der Messpfähle zeigt Abbildung 3-14. Dargestellt ist der gemessene Porenwasserdruck über eine Rammtiefe von ca. 4,5 m in einem dicht gelagerten Sand. Die Rammung erfolgte an zwei Messtagen. Der Versatz zwischen den Messtagen ergab sich aus dem Wasserstand der Elbe zum Messzeitpunkt. Der Anstieg des hydrostatischen Druckes mit zunehmender Rammtiefe ist deutlich zu erkennen. Porenwasserüberdrücke konnten nur in geringem Maße festgestellt werden.

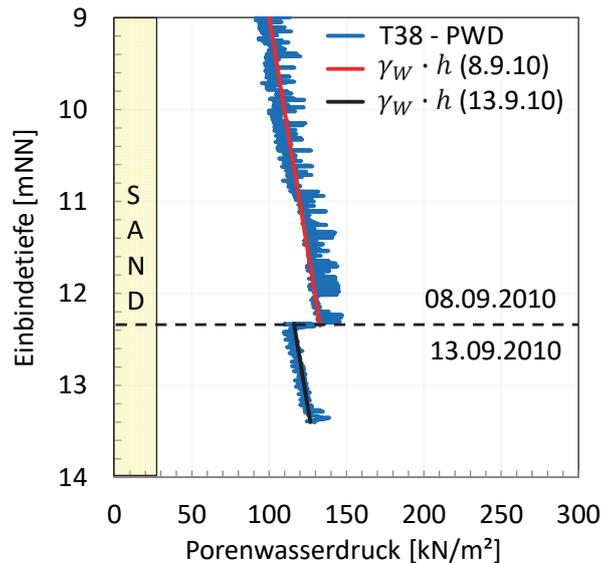


Abbildung 3-14: Porenwasserdruckmessung im Pfahlfußbereich während der Rammung

Auf der Basis der vorgestellten Messergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass sich während der Rammung eines Rohrpfahles in einen nichtbindigen Boden, unabhängig von dessen Lagerungsdichte, kein bzw. ein sehr kleiner Porenwasserüberdruck einstellt. Zur Ermittlung der auf den Pfahl wirkenden, effektiven Horizontalspannungen kann somit vereinfacht der hydrostatische Wasserdruck $\gamma_w \cdot h$ angenommen werden.

3.4.3 Veränderung der Spannungen unterhalb der Pfahlspitze

Auch im Bereich unterhalb der Pfahlspitze treten Spannungsänderungen während der Pfahlrammung auf, die in Abhängigkeit ihrer Größe den Pfahlspitzendruck bestimmen.

Verdichtungszone unterhalb eines geschossenen / verspannten Rohrpfahles

Die Ausbildung der Verdichtungszone unterhalb eines geschlossenen Pfahlfußes wurde von Linder (1977) untersucht und visualisiert. Abbildung 3-15 (links) zeigt die Spannungspfade unterhalb eines geschlossenen Pfahlfußes zu Beginn der Pfahlinstallation. Abbildung 3-15 (rechts) zeigt die Spannungspfade im weiteren Verlauf der Rammung. Linder unterteilt den Spannungsbereich unterhalb und seitlich des Pfahlfußes in drei Zonen: einen Kern mit Kompressionsbereich direkt unterhalb der geschlossenen Pfahlspitze, einen direkt angrenzenden Scher- und Auflockerungsbereich sowie einen eher seitlich angeordneten Verdrängungsbereich.

Nach Balthaus (1986) oder Linder (1977) kann die Größe der Verschiebungs- bzw. Verdichtungszone unterhalb einer geschlossenen Pfahlspitze in einer ersten Näherung mit dem zwei- bis vierfachen Pfahldurchmesser nach unten abgeschätzt werden.

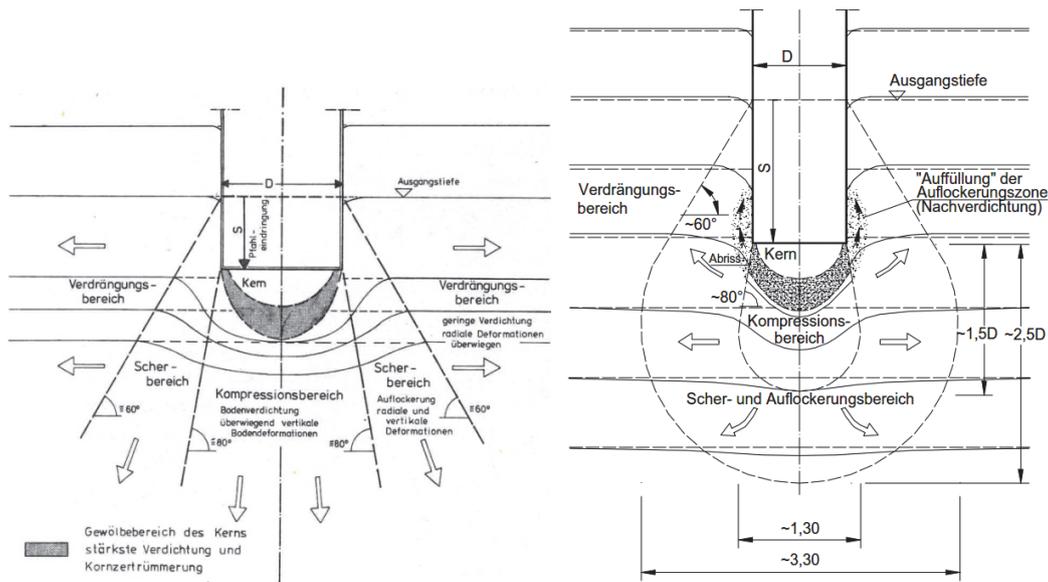


Abbildung 3-15: Spannungspfade unter einem geschlossenen Pfahlfuß (Linder, 1977)

Mahutka & Henke (2009) und Lükling (2010) kommen für vollständig verspannte Rohrpfähle zu ähnlichen Ergebnissen, wobei aufgrund der höheren Steifigkeit einer geschlossenen Pfahlspitze hier etwas höhere Spannungen bzw. eine etwas tieferreichende Spannungsausbreitung zu erwarten sind.

Verdichtungszone unterhalb eines unverspannten Rohrfahles

Nach Abschnitt 3.3.2 kann für Rohrpfähle mit großem Durchmesser angenommen werden, dass sich hier keine Verspannung des Bodens im Pfahlinneren einstellt und der Pfahlspitzendruck ausschließlich über die reine Stahlquerschnittsfläche abgetragen wird. Die Verdichtungszone unterhalb des Pfahlfußes beschränkt sich jedoch nicht ausschließlich auf den Bereich direkt unterhalb der Querschnittsfläche des Pfahlfußes, sondern wird zusätzlich durch die innere und äußere Pfahlmantelreibung beeinflusst. Abbildung 3-16 zeigt beispielhaft den numerisch ermittelten Verlauf der Hauptspannungstrajektorien eines axial belasteten, unverspannten Rohrfahls in einen Sand (locker gelagert links, dicht gelagert rechts).

Im Bereich der inneren Pfahlmantelreibung hängt sich der Boden über eine Höhe von ca. $2 \times D_i$ am Pfahlmantel auf. Hierdurch entsteht eine Verdichtungszone (vgl. Verlauf der Hauptspannungstrajektorien) von etwa $1/3$ bis $1/4 D_i$ auf Höhe des Pfahlfußes, wobei die Verdichtungszone mit zunehmender Lagerungsdichte ansteigt (bessere Verzahnung am Pfahlmantel). Unter der Annahme einer identischen Mantelreibung auf der Pfahlinnen- und -außenseite ergibt sich für die Pfahlfußebene eine Breite der umlaufenden Verdichtungszone von etwa $1/2 D_i$ bis etwa $2/3 D_i$.

Bei einer Übertragung der Spannungspfade aus Linder (1977) auf den Bereich unterhalb eines unverspannten Großrohrpfahles sind die Spannungen direkt unterhalb der

Pfahlwandung maximal und fallen sowohl zur Pfahlinnen- als auch zur Pfahlausen-
seite hin ab.

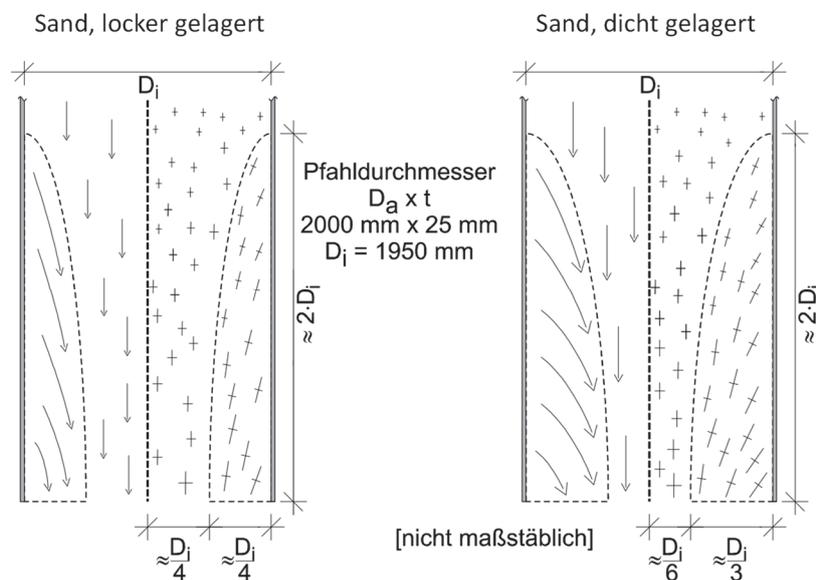


Abbildung 3-16: FEM Ergebnisse aus Lüking (2010) zur schematischen Anordnung der Hauptspannungstrajektorien bei der Rammung eines unverspannten Stahlrohrpfahles in einen Sand (lockere Lagerung links, dichte Lagerung rechts)

Spannungsmessung im Boden

Rammbegleitend wurde bei den Versuchen von Witzel (2004) und Lüking (2010) die Vertikalspannung unterhalb der Spitze eines offenen Modellrohrpfahles gemessen. Die Sensoren wurden so angeordnet, dass auch nach Beendigung der Rammung ein ausreichender Abstand zwischen Sensorebene und Pfahl existierte.

Nach Abbildung 3-11 aus Lüking (2010) zeigen die Messergebnisse des in Pfahlachse und 20 cm unter dem Pfahlfuß bei Endeinbindetiefe installierten Sensors EDS 3 zu Beginn der Pfahlrammung eine leichte Abnahme der Vertikalspannung. In der Folge stieg die Vertikalspannung mit zunehmender Annäherung zwischen Sensorebene und Pfahlfuß kontinuierlich an. Diese Entwicklung der Vertikalspannungen während der Installation eines unverspannten Modell-Rohrpfahles wurden von Witzel (2004) gemessen und konnten durch Lüking (2010) bestätigt werden.

3.5 Bodenmechanische Modellvorstellungen zum Pfahllängeneffekt

3.5.1 Verformungsverhalten des Pfahles durch den Rammschlag

Durch den Rammschlag erfährt ein Stahlrohrpfahl sowohl eine seitliche als auch eine axiale Verformung. Beide nachfolgend beschriebenen Bewegungen führen zu einer

Interaktion zwischen dem Pfahl und dem Boden und beeinflussen somit die Spannungsänderungen im Boden während der Pfahlrammung.

Die Einwirkung des Hammers auf den Pfahl, häufig auch als stoßartige Belastung bezeichnet (siehe EA-Pfähle, 2012), kann vereinfacht als Halbsinuswelle über einen Zeitraum von wenigen Millisekunden ($t_D \ll 1$ sek.) bezeichnet werden (Fritsch, 2008). Die Pfahlrammung ähnelt somit einer Druckschwelllast, wobei Rammphasen existieren, in denen mit Ausnahme der im System verbleibenden Zwangsspannungen (Residualkräfte) keine Kräfte wirken.

Der Stoßimpuls des Rammschlages führt zu einem Spannungsanstieg im Pfahl. Der Bereich des Spannungsanstieges (Dehnwelle) durchläuft den Pfahl bis zu seiner Spitze, wird dort reflektiert und läuft in der Folge zurück in Richtung Pfahlkopf. Die Dehnwellenausbreitung in Pfählen wurde in der Vergangenheit vielfach beschrieben, exemplarisch sei hier auf Balthaus (1986), Fritsch (2008), Schallert (2010) und Stahlmann et al. (2004) verwiesen.

Die Länge der Dehnwelle L_D kann über die Kontaktzeit t_D , die Zeit in der durch den Hammer Energie in den Pfahl übertragen wird, und die Dehnwellengeschwindigkeit c_D des Pfahlmaterials beschrieben werden.

$$L_D = t_D \cdot c_D \quad 3-15$$

Analog zu Abbildung 2-5 beträgt die 'offshore-typische Kontaktzeit Hammer auf Stahl' nur wenige Millisekunden. Die Wellengeschwindigkeit wird üblicherweise über die Massendichte ρ und den Elastizitätsmodul E des Pfahlmaterials berechnet:

$$c_D = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad 3-16$$

Bei einer Massendichte von 7.850 kg/m^3 und einem Elastizitätsmodul von 210.000 N/mm^2 beträgt die Dehnwellengeschwindigkeit in einem Stahlpfahl 5.122 m/s . Bei einer angenommenen Kontaktzeit von $5,0 \text{ ms}$ (vgl. Abbildung 2-5) breitet sich die Dehnwelle über eine Länge L_D von rd. 26 m aus. Im Falle eines Großrohrpfahles mit einer Länge von ca. 40 m bis 70 m bedeutet dies, dass nur ein Teilbereich des Pfahles durch den Rammschlag beansprucht ist.

Die durch den Rammschlag in den Pfahl eingetragene Dehnwelle verursacht eine Stauchung des Pfahlmaterials im Einflussbereich der Dehnwelle L_D bei gleichzeitiger Querdehnung. Werden durch den Rammschlag alle angreifenden Bodenwiderstände überwunden, erfährt der Pfahl zusätzlich eine bleibende Verschiebung.

Stauchung und Dehnung

Nach dem Hookeschen Gesetz verformt sich ein elastischer Körper (hier: Offshore-Gründungsrohr) bei Druck- oder Zugbelastung proportional zur einwirkenden Last. Bis zum Erreichen der Streckgrenze wird die Stauchung üblicherweise als linear elastisch angenommen. Einhergehend mit einer Verkürzung oder Verlängerung des elastischen Körpers in Belastungsrichtung entsteht eine radiale Ausdehnung oder Stauchung.

Durch den Rammschlag wird der Pfahl zu Beginn auf Druck beansprucht, wobei er sich im Bereich der Dehnwelle L_D staucht. Analog zur Verkürzung entsteht eine radiale Ausdehnung des Rohrpfahles (Querdehnung). Ein vergleichbares Verformungsverhalten entsteht auch bei einer rein statischen Druckbelastung. Unter Vernachlässigung von Reibungskräften wäre die radiale Ausdehnung über die gesamte Länge des Rohrpfahles gleich (vgl. Abbildung 3-17).

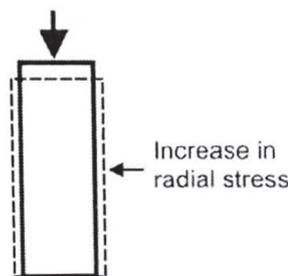


Abbildung 3-17: Stauchung und radiale Ausdehnung eines Rohrpfahles unter Druckbelastung (Jardine et al., 2005)

In der Realität wird jedoch die am Pfahlkopf angreifende Kraft sukzessive durch die Widerstände des Bodens abgebaut. Die radiale Ausdehnung des Pfahles verringert sich somit über die Einbindelänge des Pfahles.

Anhand von Modellversuchen an Stahlproben zeigt Böttcher (2002), dass zwar die Streckgrenze oder das Fließplateau des Materials bei dynamischer Beanspruchung höher ist als unter einer statischen Last, der Elastizitätsmodul jedoch nahezu unabhängig von der Beanspruchungsgeschwindigkeit ist. Bei Kenntnis der Spannungsverteilung kann somit nach Hake & Meskouris (2007) die radiale Ausdehnung $\Delta_{r,a}$ einer Zylinderschale mit gleichbleibender Wandstärke t (analog zu einem Pfahl) nach Gleichung 3-17 berechnet werden.

$$\Delta_{r,a} = \nu \cdot \frac{r_m \cdot F_{v,p}}{E \cdot t} \tag{3-17}$$

Bei:

$$r_m = r_a - \frac{t}{2} \tag{3-18}$$

Mit:

ν	Querdehnzahl von Stahl ($\sim 0,3$)
r_a	Außenradius des Pfahls
t	Wandstärke des Pfahls
E	Elastizitätsmodul
$F_{v,p}$	Pfahlaxiale Linienlast, analog zur Kraft der Dehnwelle

Das Ergebnis der Querdehnungsverteilung für einen homogenen Offshore-Gründungspfahl mit einer Länge von 60 m, einem Außendurchmesser von $D_a = 3,0$ m einer Wandstärke von $t = 5$ cm und einem Kraft-Zeit-Verlauf analog zu Abbildung 2-5 (vereinfacht als halbsinusförmige Belastung dargestellt) zeigt Abbildung 3-18. Die Dehnwelle befindet sich hierbei direkt in Pfahlmitte. Die maximale radiale Ausdehnung durch den Rammschlag beträgt ca. 0,35 mm und gilt für die vereinfachten Annahmen:

- Homogener Großrohrpfahl
- Ungedämpftes System (keine Abnahme der Energie beim Wellendurchlauf)
- Keine durch den Boden behinderte Seitendehnung

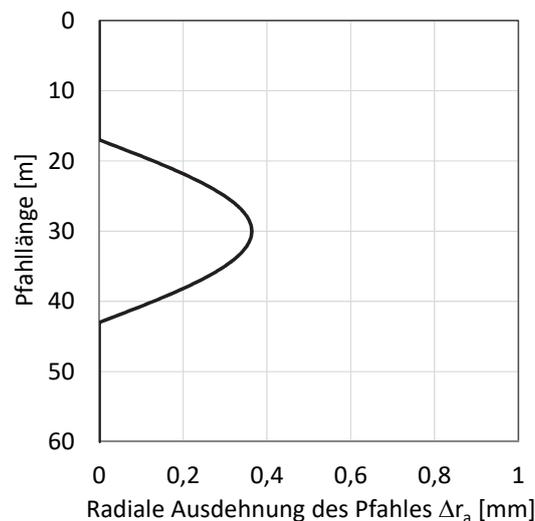


Abbildung 3-18: Radiale Ausdehnung eines Großrohrpfahles bei einem Rammschlag (ausgewertet auf Grundlage von am IGB-TUBS vorliegenden Messdaten)

In Abhängigkeit der Auflagerbedingung des Pfahlfußes (verschieblich oder starr) kann die durch den Rammschlag eingeleitete Druckwelle am Pfahlfuß auch als Zugwelle reflektiert werden (Fritsch, 2008). Treten Zugwellen auf, so kommt es in diesem Bereich zu einer Ausdehnung des Pfahles in axialer Richtung bei gleichzeitiger Stauchung in radialer Richtung.

In Abhängigkeit von der eingeleiteten Rammenergie des Hammers zeigt Abbildung 3-19 die jeweils an den Viertelpunkten einer Messebene (A1, A2, B2 und B2, jeweils

um 90° versetzt) gemessene Querdehnung bei der Rammung eines Offshore-Gründungsrohres in der deutschen Nordsee (Reimann & Grabe, 2015). Bei einer Gesamtlänge von 85,1 m wird ein Pfahlaufenddurchmesser von 3,35 m angegeben.

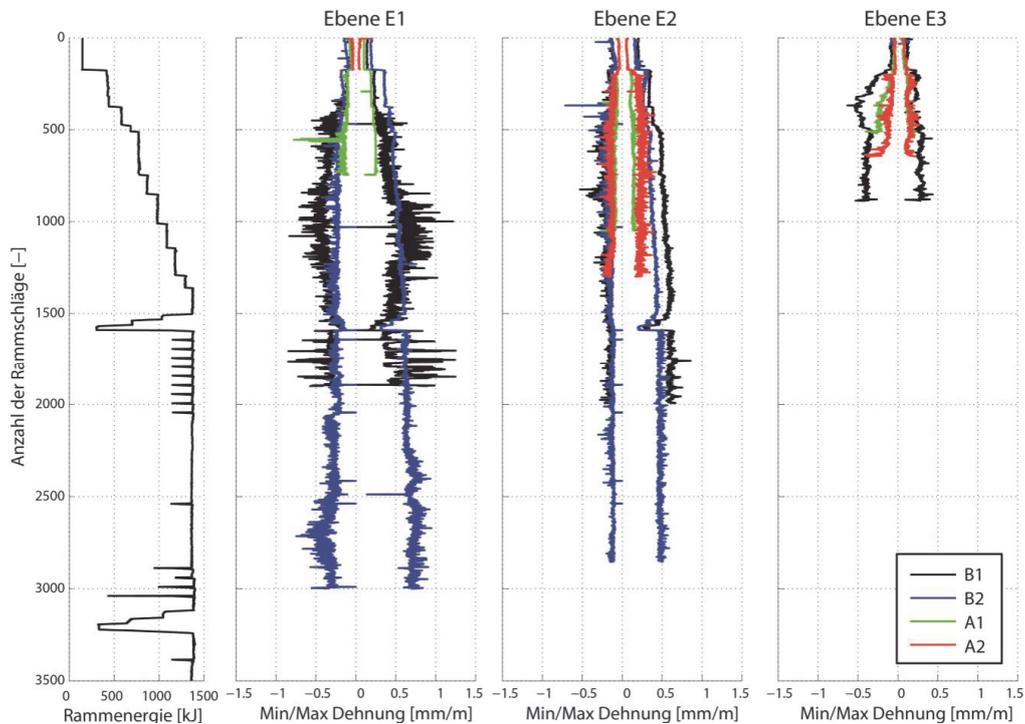


Abbildung 3-19: Minimale und maximale Querdehnung im Vergleich zur eingeleiteten Energie an drei Messebenen (Reimann & Grabe, 2015)

Die Messebenen E1 und E2 befinden sich in einer Tiefe von 7,45 m und 38,45 m unterhalb des Pfahlkopfes. Während der gesamten Rammung befinden sich beide Messebenen oberhalb des Meeresbodens, eine ungehinderte seitliche Ausdehnung im Verlauf der Pfahlrammung ist möglich. Als einzige Messebene befindet sich die Ebene E3 (ca. 0,15 m oberhalb des Pfahlfußes) während der gesamten Rammung im Bereich der Einbindung in den Boden. Dargestellt ist jeweils die gemessene maximale und minimale Querdehnung jedes einzelnen Rammeschlages, gemessen auf der Innenseite der Pfahlwandung. Bei einer mittleren Rammenergie von ca. 1400 kJ lag die durchschnittliche Querdehnung in der Messebene E1 und E2 bei ca. 0,5 mm/m. Messdaten in der Messebene E3 konnten zu diesem Zeitpunkt der Rammung nicht mehr erfasst werden. Unter der Annahme einer Wandstärke von 6 cm beträgt die maximale radiale Ausdehnung der Pfahlinnenwand 0,8 mm (Messebene E1 und E2). Ein deutlicher Einfluss des Bodens auf das Querdehnverhalten des Pfahles ist in den Ergebnissen der Abbildung 3-19 nicht zu erkennen. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass Ergebnisse aus großen Einbindetiefen mit voraussichtlich hohen bis extrem hohen Bodenwiderständen nicht zur Verfügung stehen. Weitere Details können Reimann & Grabe (2015) entnommen werden.

Verschiebung

Ausgelöst durch den Rammschlag kommt es zu einem Eindringen des Pfahles in den Boden. Das Zeit-Verschiebungs-Verhalten des Pfahles kann durch die doppelte Integration der Pfahlbeschleunigung berechnet werden. Die Pfahlbeschleunigung eines Offshore-Gründungsrohres wird im Rahmen dynamischer Pfahltests üblicherweise rambbegleitend und etwas unterhalb des Pfahlkopfes aufgezeichnet. In Abhängigkeit von der Einbindetiefe des Pfahles verändern sich die Widerstände des Bodens, was zu einer Veränderung des Verschiebungsverhaltens führt. Abbildung 3-20 zeigt die über die Messungen am Pfahlkopf berechneten Zeit-Verschiebungs-Linien eines Offshore-Gründungsrohres für unterschiedliche Einbindetiefen (L_P). Der Pfahl wurde in einen nichtbindigen Boden in der deutschen Nordsee gerammt. Die CPT-Sonde zeigte Sondierspitzenwiderstandswerte im Bereich zwischen 30 MN/m² und 80 MN/m² (Bakker & Fischer, 2017).

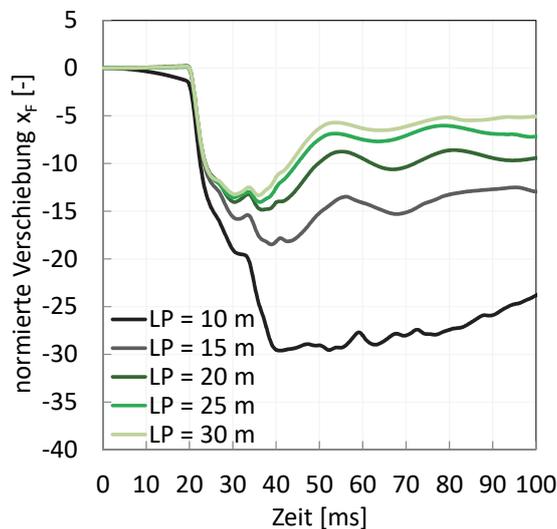


Abbildung 3-20: Normierte Verschiebungsfur des Pfahlkopfes in Abhängigkeit zur Einbindetiefe L_P bei der Rammung eines OWEA Großrohrpfahles in der deutschen Nordsee (ausgewertet auf Grundlage von am IGB-TUBS vorliegenden Messdaten)

Da die in den Pfahl eingeleitete Energie des Hammers während der Rammung nicht konstant war, wurde die berechnete Verschiebung $x(t)$ auf eine einheitliche Verschiebung x_F normiert:

$$x_F = x(t_s) \cdot \frac{F_{\max}}{F_{\max(1-5)}} \tag{3-19}$$

Mit:

- $F_{\max(1-5)}$ maximale gemessene Kraft aller fünf Rammschläge
- F_{\max} maximale, gemessene Kraft des jeweiligen Rammschlages

Das Ergebnis zeigt, dass die bleibenden Pfahlverschiebungen (nach $t_s = 100$ ms) mit zunehmender Einbindetiefe L_P abnehmen. Dies liegt zum einen an den üblicherweise

geringeren Pfahlwiderständen bei kleinen Einbindetiefen und zum anderen an der zur Tiefe zunehmenden Lagerungsdichte des nichtbindigen Bodens. Zusätzlich ist mit zunehmender Einbindetiefe zwischen maximaler und bleibender Verschiebung ein deutlicher Anstieg bei dem 'Zurückfedern' des Pfahles zu erkennen. Analog zum Verhalten einer Feder beschreibt das Zurückfedern das elastische Verhalten des Pfahlmaterials und des Bodens im Verlaufe einer Rammbelastung.

Das axiale Verschiebungsverhalten des Pfahles ist über dessen Länge nicht gleichförmig. Abbildung 3-21 zeigt das numerisch berechnete Zeit-Verschiebungs-Verhalten eines vollständig in den Boden einbindenden Fertigteilettonpfahles an dessen Pfahlkopf und Pfahlfuß (Fakharian & Feizee Masouleh, 2008). Die bleibende Setzung (nach $t_s = 50$ ms) ist über den gesamten Pfahl konstant, die veränderliche Verschiebung hingegen variiert um den Anteil der elastischen Dehnung des Pfahles, was sich in der Differenz der Kurven in Abbildung 3-21 ausdrückt.

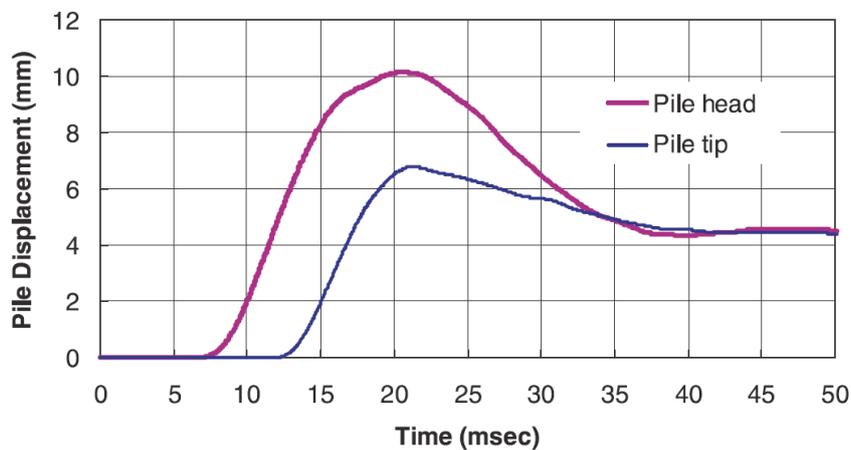


Abbildung 3-21: Pfahlkopf- und Pfahlfußverschiebung bei einem Rammschlag (Fakharian & Feizee Masouleh, 2008)

Die Ergebnisse zeigen das typische Verformungsverhalten eines Offshore-Gründungsrohres während der Rammung. Der direkt mit der Pfahlmantelfläche in Kontakt stehende Boden wird durch die globale Pfahlverformung auf Schub beansprucht, wobei die Beanspruchungsrichtung innerhalb eines Rammschlages wechselt. Der Wechsel der Beanspruchungsrichtung liegt an der Kürze der Kontaktzeit des Rammschlages bzw. der damit zusammenhängenden Länge der den Pfahl durchlaufenden Dehnwelle (vgl. Abbildung 3-18). Die Dehnwelle aus dem Rammschlag läuft als Druckwelle in Richtung Pfahlfuß und wird dort (im Falle einer möglichen Eindringung des Pfahlfußes in den Boden) als Zugwelle reflektiert. Zusätzlich variiert die Ausprägung des 'Zurückfederns' in Abhängigkeit von der Größe der anstehenden Pfahlwiderstände und der Lage der betrachteten Ebenen. Ebenfalls wird der Boden in der Scherzone zum Pfahlmantel durch das Querdehnverhalten des Materials be- oder entlastet. Das Belastungsverhalten des Bodens in der Kontaktfläche zur Pfahlwandung kann somit als dynamisch und komplex beschrieben werden.

3.5.2 Statische Kontaktreibungsversuche zur Beschreibung des Pfahlängeneffektes

In einer ersten Näherung kann das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens in der Kontaktzone zur Pfahlwandung über Kontaktreibungsversuche beschrieben werden.

Bei einer statischen, axialen Druckbelastung entsteht eine Relativverschiebung zwischen dem Pfahl und dem direkt angrenzenden Boden, sobald alle Widerstände des Bodens überwunden sind (Bruchzustand). Nach der Modellvorstellung von Wernick (1978) zur begrenzten Dilatanz des Bodens (vgl. Abbildung 3-22 aus Fioravante et al., 1999) oder Ankerzugversuchen von Davis & Plumelle (1979) finden in der Scherzone zwischen Pfahl und Boden Kornumlagerungen und damit einhergehende Volumenveränderungen statt. Die Scherzone wird hierbei als sehr enger Bereich, der etwa dem zwei- bis zehnfachen des mittleren Korndurchmessers D_{50} entspricht, beschrieben. Bei sehr glatten Oberflächen ist der Bereich der Scherzone noch geringer. Außerhalb dieser Scherzone wird dem Boden ein radial 'quasi elastisches' Materialverhalten unterstellt, welches im Wernick-Modell über Federn abgebildet ist (Abbildung 3-22). Der Ausdruck der begrenzten Dilatanz beschreibt somit die sehr schmale Scherzone direkt außerhalb der Pfahlwandung, in der eine Volumenveränderung stattfinden kann. Der elastische Bereich außerhalb der Scherzone wird im Modell von Wernick über Federn abgebildet.

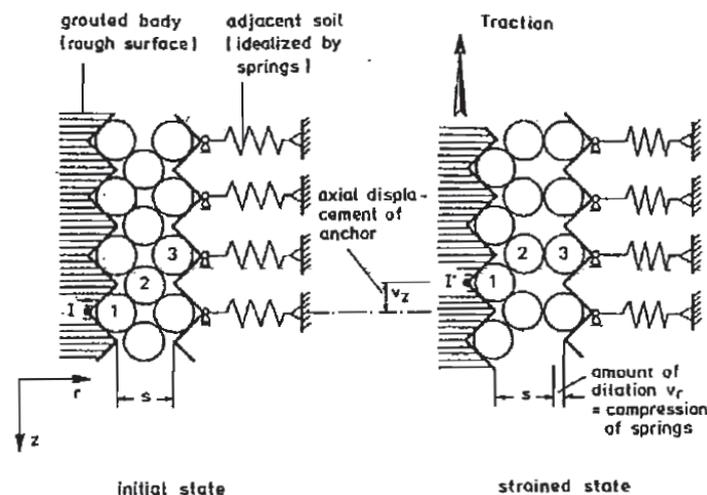


Abbildung 3-22: Wernick-Modell zur 'begrenzten Dilatanz' (Wernick, 1978)

Sande mit einer hohen Lagerungsdichte weisen üblicherweise ein sehr dichtes Einzelkorngefüge bei einem geringen Porenanteil auf (vgl. Abbildung 3-22, links). Durch die Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl verschieben sich die einzelnen Sandkörner in der Scherzone analog zur Modellvorstellung von Wernick (Abbildung 3-22, rechts). Die Verschiebung des Einzelkorngefüges führt zu einer Volumenvergrößerung, einhergehend mit einer zunehmenden Stauchung außerhalb der Scherzone der

im Wernick-Modell dargestellten Federn. Die Kompression der Federn ist gleichbedeutend mit einem Anstieg der normal auf die Scherfläche wirkenden Spannung σ'_h bzw. der Mantelreibung q_s nach Gleichung 3-4.

Da die Scherzone nur wenige Millimeter breit ist, wird häufig angenommen, dass das mechanische Verhalten des Bodens in der Kontaktzone zum Pfahl dem eines Kontaktreibungsversuches im Labor (z. B. direkter Scherversuch) ähnlich ist. Abbildung 3-23 zeigt die Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Bodens von dessen Lagerungsdichte, gemessen bei einem direkten Scherversuch. Auf der linken Seite ist das Bruchversagen in der Scherzone (Sand-Sand) für einen locker und einen dicht gelagerten Sand gleichen Typs dargestellt. Die mittlere Abbildung zeigt die von der Ausgangsporenzahl des Bodens abhängige Volumenveränderung über den Schervorgang. Die rechte Abbildung zeigt nochmals die Volumenänderung des Bodens bei Scherbeanspruchung, hier dargestellt als Änderung der Porenzahl über die axiale Stauchung. Für einen anfänglich dicht gelagerten Boden sind die Schubspannungen im Bruchzustand maximal und fallen mit weiter zunehmendem Verschiebungsweg wieder ab. Bei Erreichen der kritischen Porenzahl e_{krit} entspricht die Restscherfestigkeit τ_r des dicht gelagerten Sandes in etwa der Scherfestigkeit des locker gelagerten Sandes bei gleichem Verschiebungsweg.

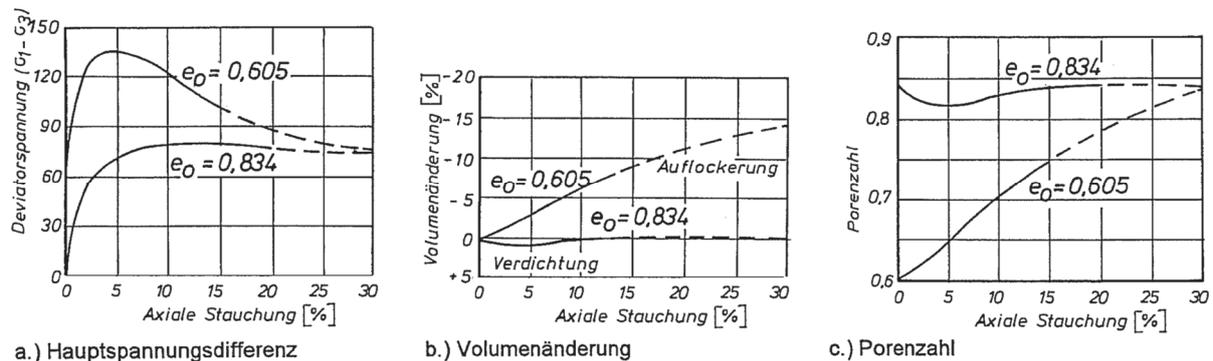


Abbildung 3-23: Hauptspannungsdifferenz, Volumenänderung und Porenzahl nach (IGB-TUBS, 1995)

Abbildung 3-24 zeigt das Ergebnis eines direkten Scherversuches zwischen einem dicht gelagerten Sand und einem Einsatz mit sandrauer Oberfläche. Im Versuch wurde der Verschiebungsweg u bis zum Erreichen der Restscherfestigkeit τ_r (Bereich konstanter Schubspannung bei zunehmendem Verschiebungsweg) erhöht. In der Folge wurde die Probe vollständig entlastet und anschließend wiederbelastet (Balthaus, 1986). Das Ergebnis zeigt, dass die zur Weckung des maximalen Widerstandes erforderliche Verschiebung bei Wiederbelastung deutlich geringer ist als bei der Erstbelastung. Zusätzlich entspricht die aufnehmbare Schubspannung im Bruchzustand des Wiederbelastungsastes in etwa dem Niveau der Restscherfestigkeit aus dem Erstbelastungsast.

Das hier beschriebene Verhalten ist eine Ursache für den in Abschnitt 3.4 beschriebenen Pfahllängeneffekt. Beim ersten Kontakt zwischen Pfahlmantel und angrenzender Scherzone sind die Normalspannungen bzw. Schubspannungen im Bruchzustand maximal. Schon mit einer Wiederholung dieses Vorganges (zweiter Rammschlag) reduziert sich die maximal aufnehmbare Schubspannung deutlich.

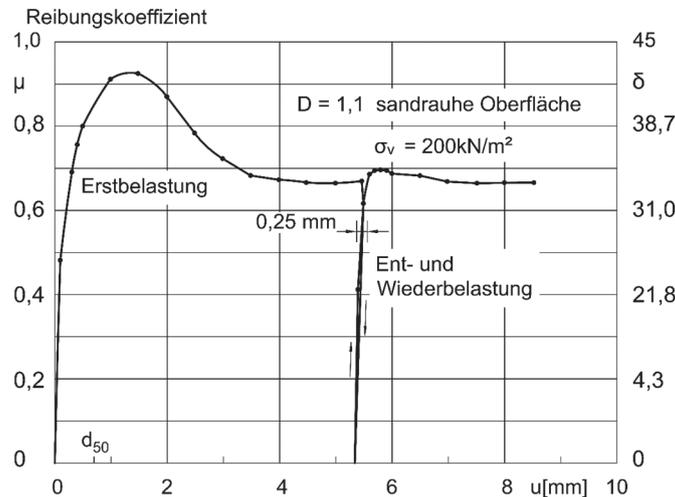


Abbildung 3-24: Direkter Scherversuch mit Ent- und Wiederbelastung (Balhaus, 1986)

Oberflächenrauheit und Kontaktreibungswinkel

Neben der Lagerungsdichte D und der Kornverteilungslinie des Bodens bestimmt die Oberflächenrauheit des Pfahles den Kontaktreibungswinkel δ und nach Gleichung 3-4 somit auch die Größe der Pfahlmantelreibung.

In den vergangenen Jahrzehnten wurden zahlreiche Versuche zur Bestimmung des Kontaktreibungswinkels zwischen Stahl und Sand durchgeführt. Ein Großteil der Versuchsergebnisse ist in Balhaus (1986) beschrieben. Für Offshore-Gründungsrohre wird der Kontaktreibungswinkel häufig in Anlehnung an die Versuchsergebnisse von Jardine & Chow (1996) bzw. Lehane et al. (2005) oder der Empfehlung der CUR (2001) gewählt.

Abbildung 3-25 zeigt den von der mittleren Rauheit des Pfahlmaterials R_a und der mittleren Korngröße des Sandes D_{50} abhängigen Vorschlag nach Jardine & Chow (1996). Hiernach erhöht sich der Kontaktreibungswinkel δ mit abnehmender mittlerer Korngröße des Sandes D_{50} . Unter Berücksichtigung von Abbildung 5-14 kann davon ausgegangen werden, dass der Kontaktreibungswinkel δ unabhängig vom Spannungszustand ist und vorwiegend über die Rauheit des Pfahles und den Korndurchmesser des Sandes bestimmt wird.

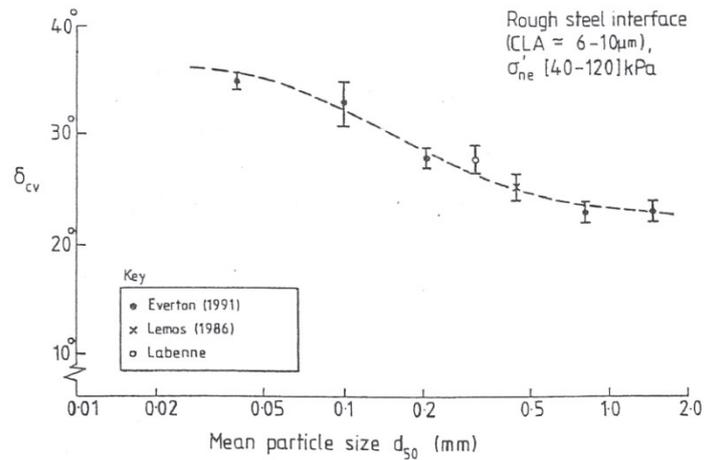


Abbildung 3-25: Kontaktreibungswinkel δ vs. mittlerer Korndurchmesser D_{50} für Sande nach Jardine & Chow (1996)

Lehane et al. (2005) gehen von einer Reduktion der Oberflächenrauheit durch die während der Rammung auftretende Reibung zwischen Boden und Pfahl aus und begrenzen den Kontaktreibungswinkel auf 29° . Das niederländische Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR, 2001) schlägt vereinfacht einen konstanten Kontaktreibungswinkel zwischen einem Stahlrohrpfahl und einem sandigen bis schluffigen Boden von 29° vor.

3.5.3 Zyklische Kontaktreibungsversuche zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes

Bei der Rammung eines Stahlrohrpfahles erfährt der Boden in der Scherzone zum Pfahlmantel tiefenabhängig eine Vielzahl von Beanspruchungen. Aus den vorhergehenden Abschnitten ist bekannt, dass sich mit fortschreitender Pfahlrammung die Pfahlmantelreibung in einer Ebene verringert. Das grundlegende mechanische Verhalten des Bodens unter der hier maßgeblichen Beanspruchung in der Scherzone zum Pfahlmantel kann über einen zyklischen Scherversuch beschrieben werden.

Bei einem standardmäßig durchgeführten direkten Scherversuch wird der Bodenprobe eine konstante Normalspannung aufgeprägt (CNL, constant normal load). Im Anschluss wird die Probe abgesichert. Wie in Abbildung 3-22 dargestellt, ändert sich bei eintretender Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden und gleichzeitiger Volumenänderung die auf das betrachtete Element einwirkende Normalspannung. Im Wernick-Modell wird die Größe der Normalspannung außerhalb der wenige Millimeter mächtigen Scherzone über eine Feder abgebildet. Eine Volumenänderung der Bodenprobe (kontraktantes bzw. dilatantes Verhalten) führt somit automatisch zu einer Veränderung der Normalspannung und kann vereinfacht nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\Delta\sigma_n = -k \cdot \Delta x \quad 3-20$$

Mit:

$\Delta\sigma_n$	Veränderung der Normalspannung
k	Federsteifigkeit
Δx	Horizontalverschiebung

Zur Modellierung des quasi-elastischen Materialverhaltens außerhalb der Scherzone wurden modifizierte Rahmenschergeräte für Kontaktreibungsversuche entwickelt. Die Prinzipskizze der Vorrichtung aus Boulon & Foray (1986) zeigt Abbildung 3-26. Die auf die Probe wirkende Ausgangsnormalspannung σ_n verändert sich bei dilatantem Verhalten des Bodens durch den Schervorgang analog zur Federsteifigkeit k . In der Literatur werden diese Versuche häufig als direkte Scherversuche mit konstanter Normalsteifigkeit (CNS, Constant Normal Stiffness) beschrieben. Zyklische CNS-Versuche wurden unter anderem von Airey et al. (1992), Fioravante (2002), DeJong et al. (2003) oder Mortara et al. (2007) durchgeführt. Exemplarisch sind nachfolgend die CNS-Versuche von Airey et al. (1992) dargestellt.

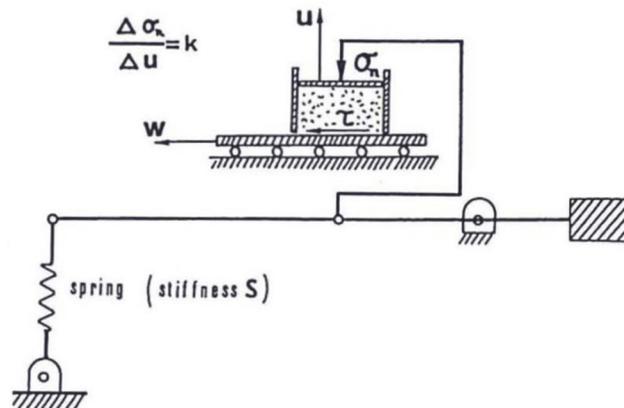


Abbildung 3-26: Prinzipskizze Constant Normal Stiffness (CNS) Scherversuch nach Boulon & Foray (1986)

In den Versuchen wurde eine Stahlplatte weggesteuert gegen einen dicht gelagerten Sand bei einer zyklischen Wechsellast von ± 1 mm abgeschert. Abbildung 3-27 (links) zeigt den Verlauf der Normalspannung σ_n , der sich bei einer Federsteifigkeit von $1.600 \text{ kN/m}^2/\text{mm}$ einstellt. Beim ersten Belastungszyklus kommt es zu einer Erhöhung der auf die Scherfläche wirkenden Normalspannung $\sigma_{n,\text{max}}$.

Mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen reduziert sich die Normalspannung deutlich. Das Maximum des fünften Lastzyklus liegt schon deutlich unterhalb der Ausgangsnormalspannung $\sigma_{n,0}$.

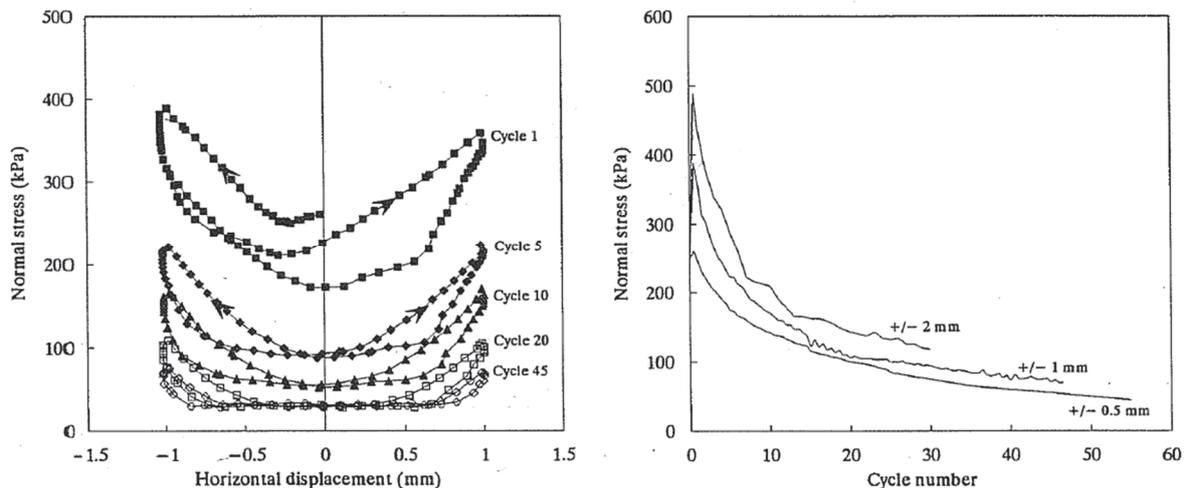


Abbildung 3-27: i) Normalstress in Abhängigkeit der Zyklenzahl (links)
 ii) Normalstress in Abhängigkeit vom Verschiebungsweg
 und von der Zyklenzahl (rechts)

Die Autoren erklären den anfänglichen Normalspannungszuwachs durch die Volumenzunahme des Bodens bei Scherbeanspruchung. Hierdurch wird bei einem CNS-Versuch die Feder zusammengedrückt, was einem Anstieg der normal auf der Scherfläche wirkenden Spannung entspricht. Mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen kehrt sich das Verhalten um. Der Boden wird verdichtet, das Volumen nimmt ab. Bezogen auf den Versuchsstand bedeutet dies, dass sich die Feder entspannt und die Normalspannungen reduziert. Mit Ausnahme des initialen Spannungsanstieges ist das Verhalten nach Mortara et al. (2007) unabhängig von dem Ausgangsspannungszustand bzw. der anfänglichen Verdichtung des Bodens. Auch bei sehr hohen Lagerungsdichten und Primärspannungen reduziert sich die normal auf die Scherfläche wirkende Spannung mit zunehmender Anzahl an Scherzyklen. Als mögliche weitere Begründung für die Spannungsabnahme mit zunehmender Anzahl an Scherzyklen nehmen Foray et al. (1998) eine Zertrümmerung der Körner in der Scherfläche an. Die kleineren Kornbestandteile eines Einzelkorns können sich besser in dem bestehenden Porenraum des Bodens einlagern, gleichbedeutend mit einem dichteren Einzelkorngefüge bzw. einer Abnahme der normal auf die Scherfläche wirkenden Spannungen. Weiterhin kann die durch den Rammschlag ausgelöste Querdehnung des Pfahls (vgl. Abschnitt 3.5.1) zu einer Verdichtungszunahme des den Pfahl umgebenden Bodens führen.

Bei einer Übertragung der Ergebnisse auf die axiale Rammung eines Stahlrohrpfahles reduzieren sich die auf den Pfahlmantel wirkenden effektiven Horizontalspannungen σ_h mit zunehmender Anzahl an Rammschlägen, gleichbedeutend mit einer Reduktion der Pfahlmantelreibung nach Gleichung 3-4.

In Abbildung 3-27 (rechts) ist der Verlauf der maximalen Normalspannung $\sigma_{n,max}$ der Anzahl der Lastzyklen gegenübergestellt. Variiert wurde der Verschiebungsweg. Ein großer Verschiebungsweg führt zu einer hohen anfänglichen Zunahme der Normalspannung. In den nachfolgenden Lastzyklen fällt auch hier die Normalspannung ab,

wobei ein größerer Verschiebungsweg zu einer schnelleren Abnahme der Normalspannungen führt. Mit zunehmender Zyklenzahl nähern sich die Normalspannungen aber, unabhängig vom Verschiebungsweg, einer Grenznormalspannung an.

Neben zyklischen Versuchen in einem Schergerät wurden von Boulon & Foray (1986) zyklische Zugversuche an einem instrumentierten Modellpfahl in einem nichtbindigen Boden durchgeführt. Während der Versuchsdurchführung wurden die auf den Mantel des Modellpfahles einwirkenden Horizontal- und Schubspannungen gemessen. In Abbildung 3-28 ist als Ergebnis die Schubspannung τ_s der Anzahl der Lastzyklen N gegenübergestellt. Vergleichbar zu den zuvor genannten Untersuchungen ist eine Reduktion der Schubspannung mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen klar erkennbar.

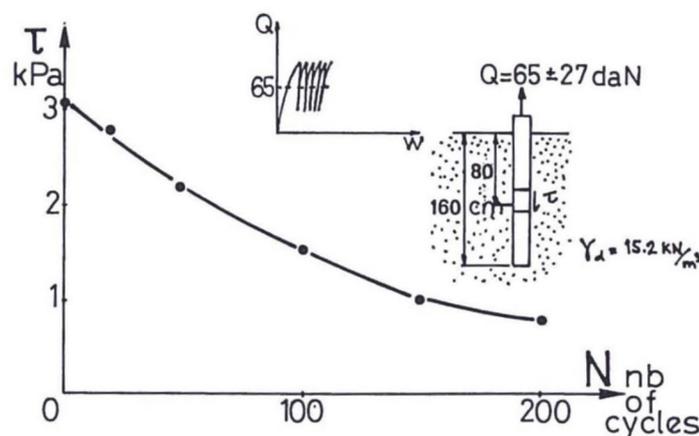


Abbildung 3-28: Zyklischer Zugversuch eines Modellpfahles in Sand (Boulon & Foray, 1986)

3.6 Berechnungsansätze zur Ermittlung der statischen Pfahlwiderstände während der Impulsrammung eines Stahlrohrpfahles

3.6.1 Grundlagen

Zur Berechnung der Pfahlwiderstände eines statisch auf Druck belasteten, unverspannten Großrohrpfahles R_c existieren zahlreiche Ansätze, die im Wesentlichen in die Kategorien indirekte, direkte und halbempirische Verfahren eingeteilt werden können. Eine Zusammenfassung der verbreiteten Berechnungsverfahren kann z. B. Lammertz (2008) entnommen werden. Alle Berechnungsverfahren haben gemein, dass sie auf der Basis von statischen Probelastungen nach einer Standzeit von mehreren Tagen bis hin zu mehreren Monaten oder Jahren ermittelt wurden. Die in Lammertz (2008) beschriebenen Verfahren zur Berechnung der statisch axialen Pfahlwiderstände sind somit nicht zwingend vergleichbar mit den während der Rammung wirkenden axialen Widerständen $R_{c,SRD}$. Der Ausdruck SRD wurde hierbei aus der internationalen Literatur übernommen und beschreibt den 'Statischen Widerstand während der

Rammung' (Static Resistance to Driving). Mit dem Index SRD werden in dieser Arbeit ausschließlich Ergebnisse aus dem Zeitraum der Pfahlinstallation beschrieben.

In den nachfolgenden Abschnitten wird der Einfluss der Pfahlrammung auf die Pfahlwiderstände noch einmal kurz zusammengefasst, anschließend werden analytische Verfahren zur Berechnung der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzendrucks während der Rammung dargestellt.

3.6.2 Pfahlmantelreibung während der Rammung

Wie in Abschnitt 3.4 gezeigt, verändert sich die Pfahlmantelreibung durch den Installationsprozess. Tritt ein Bodenelement direkt unterhalb des Pfahlfußes erstmals in Kontakt mit dem Pfahlmantel, so führt die zu diesem Zeitpunkt wirkende Normalspannung üblicherweise zu dem Maximalwert der Pfahlmantelreibung. Diese maximale Mantelreibung beim initialen Kontakt zwischen Bodenelement und Pfahlwandung wird nachfolgend als initiale Pfahlmantelreibung $q_{s,init}$ bezeichnet. Im weiteren Verlauf der Rammung verringert sich die Mantelreibung deutlich. Zahlreiche Versuchsergebnisse zeigen, dass sich die Pfahlmantelreibung mit zunehmendem Abstand h zwischen betrachtetem Element und Pfahlfuß bzw. zunehmender Anzahl an Rammschlägen / Zyklen einem Minimalwert bzw. Residualwert annähert (vgl. Abbildung 3-27 oder Abbildung 3-28). Dieser Wert wird mit $q_{s,res}$ bezeichnet. Mit dem Erreichen des Residualwertes der Pfahlmantelreibung bleibt diese bis zum Ende der Pfahlinstallation konstant. Dies gilt jedoch nur für den Fall einer kontinuierlichen Rammung ohne Unterbrechung. Die Veränderung der Pfahlwiderstände während der Rammung eines Pfahles ist in Anlehnung an Rausche & Hussein (2000) in Abbildung 3-29 dargestellt.

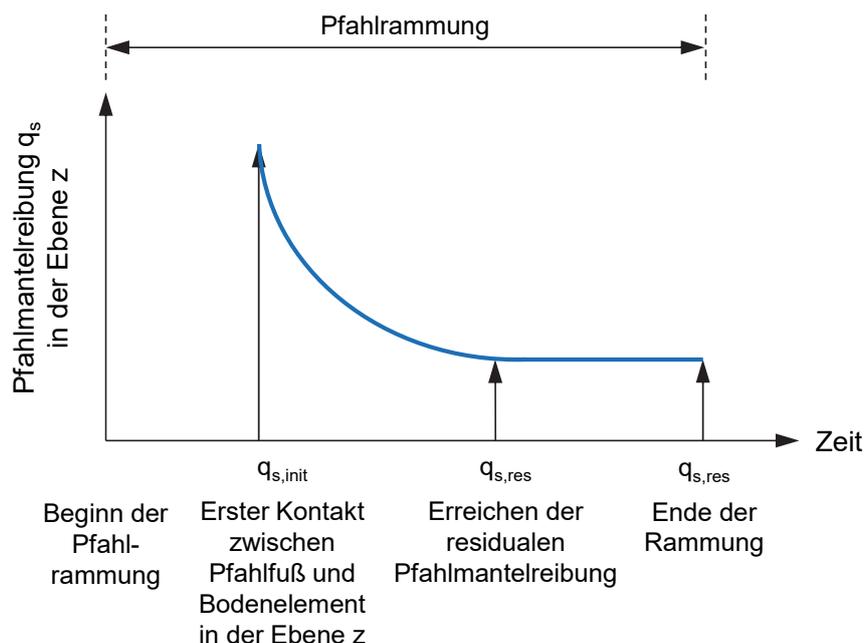


Abbildung 3-29: Veränderung der Pfahlmantelwiderstände während der Rammung

3.6.3 Pfahlspitzendruck während der Rammung

Im Vergleich zur Pfahlmantelreibung erreicht der Pfahlfuß nach jedem Rammschlag ein 'unberührtes' Bodenelement. Der Pfahlspitzendruck q_b wird daher üblicherweise in Abhängigkeit der vorhandenen Lagerungsdichte, des Spannungszustandes und/oder anhand von Messdaten aus vorwiegend indirekten Erkundungsverfahren abgeleitet.

3.6.4 Verfahren nach Toolan & Fox (1977)

Der halbempirische Berechnungsansatz zur Ermittlung der Pfahlwiderstände während der Rammung $R_{c,SRD}$ wurde auf Grundlage von Rammanalysen entwickelt und basiert auf dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c sowie den Rammprotokollen der für die Bohrinselforties Field (Nordsee) installierten Jacket-Pfähle.

Je nach Verspannungszustand werden die Pfahlwiderstände während der Rammung ($R_{c,SRD}$) analog zu Gleichung 3-6 für den unverspannten bzw. nach Gleichung 3-7 für den verspannten Zustand berechnet (v = verspannt, u = unverspannt). Nach Toolan & Fox (1977) ist jeweils auf der sicheren Seite liegend der Kleinstwert beider Berechnungsergebnisse anzusetzen.

$$R_{c,SRD} = \min (R_{c,SRD,u}; R_{c,SRD,v}) \quad 3-21$$

Pfahlmantelreibung

Die während der Pfahlinstallation über die Pfahllänge angreifende Pfahlmantelreibung $q_{s,SRD}$ wird direkt aus dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c und einem Proportionalitätsfaktor von 1/300 abgeleitet:

$$q_{s,SRD} = \frac{q_c}{300} \quad 3-22$$

Zusätzlich wird der Maximalwert der Pfahlmantelreibung durch einen von der Lagerungsdichte abhängigen Maximalwert $q_{s,lim,SRD}$ begrenzt. Für dicht gelagerte Sande geben die Autoren einen Grenzwert von 120 kN/m² an:

$$q_{s,SRD} \leq q_{s,lim,SRD} = 120 \text{ kN/m}^2 \quad 3-23$$

Da die Autoren in ihrem Artikel ausschließlich einen Maximalwert der Pfahlmantelreibung für dicht gelagerte Sande nennen, empfiehlt MSL Engineering Limited (2001), den Maximalwert der Pfahlmantelreibung nach den Empfehlungen des American Petroleum Institute (z. B. API, 2005) und in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte anzusetzen. Der Bezug zwischen dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c und der Lagerungsdichte D kann beispielsweise GBT (2018) entnommen werden.

Pfahlspitzendruck

Toolan & Fox (1977) schlagen vor, den Pfahlspitzendruck analog zur '4D/8D-Methode' nach van Mierlo & Koppejan (1952) bzw. Schmertmann (1978) zu bestimmen. Hierbei wird der Pfahlspitzendruck aus dem Mittelwert des Spitzenwiderstandes der Drucksonde q_c in einem Bereich von $0,7 \cdot D_a$ bis $4,0 \cdot D_a$ unterhalb ($q_{b,1}$) und $8,0 \cdot D_a$ oberhalb ($q_{b,2}$) der Pfahlspitze gebildet.

$$q_{b,SRD} = \frac{q_{b,1} + q_{b,2}}{2} \quad 3-24$$

Für Sand empfehlen die Autoren keine Begrenzung des Pfahlspitzendrucks.

3.6.5 Verfahren nach Stevens et al. (1982)

An sechs Stahlrohrpfählen ($D_a = 1,07$ m), die offshore ca. 25 m in mitteldicht gelagerte Sande gerammt wurden, haben Stevens et al. (1982) einen Berechnungsansatz zur Ermittlung der statischen Pfahlwiderstände während der Rammung entwickelt. Die nachfolgenden zwei Abschnitte beschreiben den Berechnungsansatz der Autoren für einen unverspannten Rohrfahl. Der Gesamtwiderstand während der Rammung R_c ergibt sich somit analog nach Gleichung 3-1 bzw. Abbildung 3-1a aus der Summe der inneren und äußeren Pfahlmantelreibung R_s sowie dem Pfahlspitzendruck R_b .

Pfahlmantelreibung

In dem Berechnungsansatz wird die Pfahlmantelreibung q_s über die effektive Vertikalspannung σ'_v , den Erddruckbeiwert K und den Kontaktreibungswinkel δ zwischen dem Pfahl und dem Boden berechnet:

$$q_s = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta = \sigma'_h \cdot \tan \delta \quad 3-25$$

Der Kontaktreibungswinkel δ wird von den Autoren in Abhängigkeit von der Bodenart angegeben. Als Erddruckbeiwert wird 0,7 vorgeschlagen. Analog zu Gleichung 3-23 wird zusätzlich die Größe der berechneten Pfahlmantelreibung begrenzt. Der für Sand anzusetzende Kontaktreibungswinkel δ sowie der Maximalwert der Pfahlmantelreibung $q_{s,max}$ sind in Tabelle 3-1 angegeben.

Tabelle 3-1: Kontaktreibungswinkel und maximale Mantelreibung für Sand

Bodenart	Kontakt- reibungswinkel δ [°]	Maximalwert der Pfahlmantelreibung $q_{s,max}$ [kN/m ²]
Sand	30	95.8

Die Autoren erwähnen, dass Berechnungsergebnisse in Einzelfällen auf zu hohe Pfahlwiderstände hindeuten. Der genannte Ansatz wird daher als 'oberer Grenzwert' (upper bound) beschrieben. Zur Berechnung des 'unteren Grenzwertes' (lower bound) empfehlen die Autoren, die Mantelreibung im Pfahlinneren auf $0,5 \cdot q_s$ zu begrenzen.

Pfahlspitzendruck

Der ausschließlich auf die Pfahlquerschnittsfläche wirkende Pfahlspitzendruck q_b wird nach Stevens et al. (1982) für nichtbindige Böden über die effektive Vertikalspannung σ'_v sowie einen von der Bodenart abhängigen Tragfähigkeitsbeiwert N_q bestimmt:

$$q_b = \sigma'_v \cdot N_q \tag{3-26}$$

Der für Sand zu wählende Tragfähigkeitsbeiwert N_q sowie der maximal zulässige Wert für den Pfahlspitzendruck $q_{b,max}$ sind in Tabelle 3-2 angegeben.

Tabelle 3-2: Tragfähigkeitsbeiwert und maximaler Pfahlspitzendruck für Sand

Bodenart	Tragfähigkeitsbeiwert N_q [-]	Maximalwert des Pfahlspitzendrucks $q_{b,max}$ [kN/m ²]
Sand	40	9,576

Puech et al. (1990) empfehlen eine Erhöhung des Pfahlspitzendrucks für sehr dicht gelagerte Sande, wobei die Erhöhung ausschließlich für den oberen Grenzwert (upper bound) der Pfahlwiderstände eines unverspannten Rohrfahles gilt. Die Autoren schlagen vor, dass der Pfahlspitzendruck q_b dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c entspricht:

$$q_b = q_c \tag{3-27}$$

Eine Begrenzung des Pfahlspitzendrucks wird nicht vorgegeben.

Für die Installation eines Offshore-Gründungsrohres (Monopile, $D_a = 4,60$ m) in vorrangig mitteldicht bis sehr dicht gelagerte Sande in der Nordsee wird von Kooistra et al. (2008) eine weitere Abwandlung des Ansatzes von Stevens et al. (1982) vorgeschlagen. Hiernach sollen der Kontaktreibungswinkel δ , der Maximalwert der Pfahlmantelreibung $q_{s,max}$, der Tragfähigkeitsbeiwert N_q sowie der Maximalwert des Pfahlspitzendrucks $q_{b,max}$ in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und analog zur Empfehlung der API (2000) bestimmt werden. Im Vergleich zum Berechnungsvorschlag von Stevens et al. (1982) führt diese Anpassung für nordseetypische, sehr dicht gelagerte Sande zu höheren Pfahlwiderständen.

3.6.6 Verfahren nach Alm & Hamre (2001)

Der derzeit am häufigsten verwendete Ansatz zur Ermittlung der Widerstände während der Rammung von Offshore-Stahlrohrpfählen mit großem Durchmesser R_c wurde von Alm & Hamre (2001) entwickelt. Hierbei handelt es sich um die Weiterentwicklung eines Ansatzes, den die Autoren in (Alm & Hamre, 1998) beschreiben. Die Berechnungsmethode basiert auf der Nachrechnung/Simulation von ca. 160 Großrohrpfählen mit einem Außendurchmesser D_a zwischen ca. 0,8 m und 2,80 m. Die Pfähle wurden mit typischen Hydrohämmern (vgl. Tabelle 2-1) im gesamten Bereich der Nordsee und vorwiegend in nichtbindige Böden installiert.

Pfahlmantelreibung

Die Formel zur Berechnung der Pfahlmantelreibung lautet:

$$q_s = q_{s,res} + (q_{s,init} - q_{s,res}) \cdot e^{\alpha \cdot (z - L_p)} \quad 3-28$$

Mit:

$q_{s,ini}$:	Initialwert (Maximalwert) der Pfahlmantelreibung
$q_{s,res}$:	Residualwert (Minimalwert) der Pfahlmantelreibung
q_s :	Tatsächliche, tiefenabhängige Pfahlmantelreibung
α	Formfaktor zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes
z	Tiefe des betrachteten Elementes unter GOK (Laufkoordinate)
L_p	Pfahleinbindetiefe unter GOK (Position des Pfahlfußes)

Für nichtbindige Böden wurde die grundlegende Formel zur Ermittlung der initialen Pfahlmantelreibung analog zu Gleichung 3-4 bzw. zu dem Ansatz aus Alm & Hamre (1998) gewählt:

$$q_{s,init} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta = \sigma'_h \cdot \tan \delta \quad 3-29$$

wobei die mit dem Erddruckbeiwert K multiplizierte effektive Spannung σ' nach Jardine & Chow (1996) nunmehr direkt über den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c berechnet wird:

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v = 0,0132 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,13} \quad 3-30$$

Mit:

q_c	Spitzenwiderstand der Drucksonde
σ'_v	effektive Vertikalspannung
p_a	atmosphärischer Druck ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

Die Autoren gehen in ihrem Ansatz davon aus, dass es während der Pfahlrammung zu keiner Verspannung des Bodens im Pfahlinneren kommt. Da die Verteilung von innerer und äußerer Mantelreibung nicht hinreichend geklärt ist, beschreibt die berechnete Pfahlmantelreibung q_s in Alm & Hamre (2001) die Summe der inneren und der äußeren Pfahlmantelreibung, eine prozentuale Aufteilung erfolgt nicht.

Für Sand zeigen die Ergebnisse der Autoren, dass der Minimalwert der Pfahlmantelreibung bzw. die residuale Pfahlmantelreibung $q_{s,res}$ etwa bei 20% der initialen bzw. maximalen Pfahlmantelreibung $q_{s,init}$ liegt:

$$q_{s,res} = 0,2 \cdot q_{s,init} \quad 3-31$$

Ein Verfahren zur Ermittlung des Kontaktreibungswinkels δ wird von den Autoren nicht angegeben. Zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte des Bodens wird von den Autoren die Verwendung des Formfaktors α vorgeschlagen.

$$\alpha = \frac{\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)^{0,5}}{80} \quad 3-32$$

Über den Formfaktor wird die Abnahme der Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte berücksichtigt, wobei die Pfahlmantelreibung mit zunehmender Lagerungsdichte schneller abnimmt.

Vergleichbar zu Stevens et al. (1982) zeigen die Simulationsergebnisse eine gewisse Streuung, sodass die Autoren die aus dem vorgenannten Ansatz berechnete Pfahlmantelreibung während der Rammung (q_s) als 'bestmögliche Abschätzung' (best estimate) bezeichnen. Um die Gesamtheit aller Berechnungsergebnisse abbilden zu können, wird zusätzlich ein oberer Grenzwert (upper bound) vorgeschlagen, der sich aus einer 1,25-fachen Erhöhung der bestmöglichen Abschätzung ergibt.

Pfahlspitzendruck

Nach Alm & Hamre (2001) konnte die beste Übereinstimmung mit den berechneten Pfahlspitzendruckwerten über die nachfolgende Formel ermittelt werden:

$$q_b = 0,15 \cdot q_c \cdot \left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)^{0,2} \quad 3-33$$

Mit zunehmender Lagerungsdichte des Bodens wird somit über q_c ein Anstieg des Pfahlspitzendrucks berechnet, der für Lagerungsdichten zwischen locker bis sehr dicht im Bereich von ca. 35% bis ca. 55% des Spitzenwiderstandes der Drucksonde liegt.

3.6.7 Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes

Der die Pfahlmantelreibung reduzierende Pfahllängeneffekt wird bei den Verfahren von Toolan & Fox (1977) und Stevens et al. (1982) lediglich implizit über einen 'globalen Reduktionsfaktor' (Proportionalitätsfaktor bzw. Erddruckbeiwert und Begrenzung der Pfahlmantelreibung) berücksichtigt. Hierbei wird die Pfahlmantelreibung unabhängig von der tatsächlichen Pfahleinbindetiefe bzw. dem Rammfortschritt gleichermaßen abgemindert.

Erst in dem Ansatz nach Alm & Hamre (2001) wird der Pfahllängeneffekt einbindetiefenabhängig und entsprechend der Ergebnisse aus Abschnitt 3.4 bzw. Abbildung 3-29 berücksichtigt und über einen einbindetiefenabhängigen Reduktionsfaktor $\beta_{A\&H}$ beschrieben:

$$\beta_{A\&H}(z) = e^{\alpha \cdot (z-Lp)} \quad 3-34$$

Die Implementierung des Reduktionsfaktors $\beta_{A\&H}$ in die Berechnung der Pfahlmantelreibung über die Tiefe erfolgt durch Einsetzen der Gleichung 3-34 in Gleichung 3-28 zu:

$$q_s = q_{s,res} + (q_{s,init} - q_{s,res}) \cdot \beta_{A\&H}(z) \quad 3-35$$

3.6.8 Weitere Vorschläge zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes

Neben dem Ansatz von Alm & Hamre (2001) existieren in der internationalen Literatur weitere Vorschläge zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes durch Verwendung eines tiefenabhängigen Reduktionsfaktors $\beta(z)$, die der Vollständigkeit halber nachfolgend noch einmal kurz genannt werden. Die Berechnungsvorschläge dienen jedoch hauptsächlich der Ermittlung der Pfahlwiderstände nach einer längeren Standzeit von mehreren Wochen, Monaten bzw. Jahren.

Zur Ermittlung der normal auf den Pfahlmantel wirkenden Spannungen σ'_h existiert für jeden Ansatz ein eigener Berechnungsvorschlag, für den hier auf die jeweilige Literatur verwiesen wird. Vereinfacht kann die Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes über den Reduktionsfaktors $\beta(z)$ wie folgt beschrieben werden:

$$q_s(z) = \sigma'_h(z) \cdot \tan \delta \cdot \beta_z \quad 3-36$$

Diese Berechnungsmethoden erlauben zusätzlich eine Unterscheidung zwischen einem verspannten, teilverspannten oder unverspannten Rohrfahl (vgl. Abschnitt 3.2), wohingegen der Ansatz von Alm & Hamre (2001) ausschließlich für unverspannte Rohrfähle Gültigkeit besitzt. Bei einem vollverspannten Rohrfahl sind die auf die

Pfahlwandung wirkenden Radialspannungen deutlich höher als bei einem unverspannten Rohrpfahl (vgl. Abbildung 3-2). Dies führt dazu, dass durch die nachfolgend genannten Reduktionsfaktoren die Pfahlmantelreibung durch den Rammvorgang, insbesondere im Vergleich zum Vorschlag nach Alm & Hamre (2001), deutlich geringer abgemindert wird.

- i) Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes in der ICP-Methode (Jardine et al., 2005)

$$\beta_{ICP} = \left[\text{MAX} \left(\frac{h}{R^*}; 8 \right) \right]^{-0,38} \quad 3-37$$

wobei gilt:

$$R^* = R_{unverspannt} = \sqrt{R_a^2 - R_i^2} \quad 3-38$$

Mit:

h	Abstand zwischen Einbindetiefe des Pfahlfußes L_p und der Tiefe unter GOK z ($L_p - z$)
R^*	Effektives Flächenverhältnis für den unverspannten Fall
R_a	Außenradius des Pfahles
R_i	Innenradius des Pfahles

- ii) Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes in der FUGRO-Methode (Kolk et al., 2005c)

$$\beta_{FUGRO} = \left(\frac{h}{R^*} \right)^{-0,9}, \text{ wenn } \frac{h}{R^*} \geq 4 \quad 3-39$$

$$\beta_{FUGRO} = \left(\frac{h}{R^*} \right)^{-0,9} \cdot \frac{h}{4 \cdot R^*}, \text{ wenn } \frac{h}{R^*} \leq 4 \quad 3-40$$

Mit:

h	Abstand zwischen Einbindetiefe des Pfahlfußes L_p und der Tiefe unter GOK z ($h = L_p - z$)
R^*	siehe Gleichung 3-38

- iii) Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes in der UWA-Methode (Lehane et al., 2005)

$$\beta_{UWA} = \left[\text{MAX} \left(\frac{h}{D_a}; 2 \right) \right]^{-0,5} \quad 3-41$$

Mit:

h Abstand zwischen Einbindetiefe des Pfahlfußes L_p und der Tiefe unter GOK z ($h = L_p - z$)

D_a Außendurchmesser des Pfahles

Im Vergleich zur ICP- bzw. FUGRO-Methode wird der Verspannungsgrad bei der UWA-Methode nicht innerhalb des Reduktionsfaktors β , sondern in der Gleichung zur Berechnung der effektiven Radialspannungen berücksichtigt. Im Vergleich zu den vorgenannten Methoden zeigt der Reduktionsfaktor bei der UWA-Methode sehr geringe Werte.

- iv) Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes in der NGI-Methode (Clausen et al., 2005)

$$\beta_{NGI} = \frac{z}{L_p} \quad 3-42$$

Mit:

z Tiefe unter GOK

L_p Einbindetiefe des Pfahlfußes

4 Ziel der Arbeit

Wie in Kapitel 3 beschrieben, verändern sich die normal auf die Mantelfläche eines Pfahles wirkenden Spannungen im Verlauf der Rammung. Zu Beginn der Pfahlrammung kommt es zu einem Spannungsanstieg im betrachteten Bodenelement. Die Spannungen sind maximal, kurz bevor die Spitze der Pfahlwandung das betrachtete Bodenelement passiert. Im weiteren Verlauf der Rammung nehmen die normal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen deutlich ab (vgl. Abschnitt 3.4). Die Abnahme der Horizontalspannungen und somit auch der Pfahlmantelreibung während der Rammung (Gl. 3-4) wird in der Literatur als Pfahllängeneffekt, Soil Fatigue oder Friction Fatigue bezeichnet. Bei Pfählen mit großem Durchmesser ($D_a \geq 1,5 \text{ m}$), bei denen sich keine Verspannung des Bodens im Pfahlinnenen einstellt (Pfropfenbildung), ist der Pfahllängeneffekt sowohl auf der Pfahlinnen- als auch auf der Pfahlaufseite zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 3.3.2). Dies gilt somit u. a. für alle in Tabelle 2-1 genannten und in der Deutschen Bucht installierten Gründungspfähle für Offshore-Windenergieanlagen. Die generelle Veränderung der Spannungen im Nahfeld von gerammten Pfählen wurde mehrfach messtechnisch bestätigt (vgl. Abschnitt 3.4.1) bzw. über zyklische Laborversuchen nachgefahren (vgl. Abschnitt 3.5.3).

Die insbesondere auf die Pfahlmantelfläche, aber auch auf die Fläche unterhalb der Pfahlwandung wirkenden Widerstände im Verlauf einer Rohrpfahlrammung können anhand von analytischen Berechnungsvorschlägen ermittelt werden (vgl. Abschnitt 3.6). Mit Ausnahme des Berechnungsvorschlages von Alm & Hamre (2001) wird bei allen weiteren Modellen die Abnahme der Pfahlmantelreibung im Verlauf der Rammung über einen konstanten Reduktionsfaktor berücksichtigt. Durch diesen vereinfachten Ansatz werden zu Beginn der Pfahlrammung üblicherweise lokal zu geringe und am Ende der Pfahlrammung lokal zu große Pfahlwiderstände berechnet. Die tatsächlich auftretenden und sich im Verlauf der Rammung verändernden Spannungen und Widerstände bleiben hierbei unberücksichtigt.

Nach dem Berechnungsvorschlag von Alm & Hamre (2001) hingegen können - unter Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes - die Pfahlwiderstände für jede beliebige Einbindetiefe berechnet werden. Das vorgeschlagene Berechnungsverfahren basiert auf der Rückrechnung zahlreicher Rammungen von offshore installierten Großrohrpfählen mit einem eindimensionalen Wellengleichungsprogramm. Bei der vorgeschlagenen Vorgehensweise zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes über einen exponentiellen Ansatz konnten die in situ aufgezeichneten Rammungen im Simulationsprogramm gut abgebildet werden.

Zahlreiche in der Vergangenheit am IGB-TUBS durchgeführte Rammsimulationsstudien zeigten jedoch, dass die getroffenen Annahmen zur Aufteilung der Anteile von Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzendruck stark verändert werden können, um dennoch rechnerisch einen nahezu identischen Rammverlauf abbilden zu können (Gesamtschlagzahl sowie Rammschläge je Meter Pfahleindringung). Hierbei ist es jedoch erforderlich, dass der Gesamtwiderstand des Pfahles ähnlich bzw. identisch bleibt.

Der von Alm & Hamre (2001) vorgeschlagene Berechnungsansatz wurde bisher nicht durch entsprechende Spannungsmessungen im Untergrund bestätigt und basiert ausschließlich auf den im Rahmen der durchgeführten Rammsimulationsstudien getroffenen Annahmen. Auch die Verwendung der Ergebnisse von dynamischen Probelastungen, ausgewertet nach einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung, ist zur Plausibilisierung nur bedingt geeignet. Ergebnisse zahlreicher Forschungsprojekte zeigen, dass bei der Auswertung eines Rammschlages durch mehrere Auswerter die Verteilung von Mantelreibung und Spitzendruck stark streuen kann, womit die Zuverlässigkeit der Prognose eingeschränkt ist. Die Schwierigkeiten, die bei einer Auswertung nach einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung existieren, sind beispielsweise in (Stahlmann et al., 2012) genannt.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass alle aktuell zur Verfügung stehenden Ansätze zur Berechnung der Pfahlwiderstände während der Rammung entweder auf stark vereinfachten Annahmen oder auf Ergebnissen aus dynamischen Probelastungen (Aufteilung von Mantelreibung und Spitzendruck durch Auswertung mit einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung) basieren. Um die Spannungsänderungen während der Rammung möglichst gesichert beschreiben zu können, ergibt sich somit die Anforderung, bisherige Berechnungsmodelle anhand von Spannungsmessungen im Untergrund zu plausibilisieren. Anhand der Messergebnisse besteht zusätzlich die Möglichkeit, bestehende Berechnungsmodelle zu verbessern. Wünschenswert wäre es, die Messung der auf den Pfahlmantel wirkenden Spannungen im Rahmen von großmaßstäblichen Versuchen im Maßstab 1:1 durchzuführen. Dieses würde jedoch einen enorm hohen Aufwand darstellen, der im Rahmen eines Forschungsvorhabens kaum mit vertretbarem Aufwand abgebildet werden kann.

Aus diesem Grund wurde ein umfangreiches Untersuchungsprogramm mit Modell- und Laborversuchen und der anschließenden Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse geplant und ausgeführt. Die Modellversuche erfolgten in einem großmaßstäblichen Versuchsstand im Maßstab 1:5. Der Versuchsstand wurde für die Versuche neu entwickelt und auf der Freifläche des IGB-TUBS errichtet (vgl. Abschnitt 5.3).

Im Rahmen der Modellversuche wurden Modellrohrpfähle in den Versuchsboden eingeschlagen. Parallel erfolgten Messungen der Spannungen und Porenwasserdrücke im Nahfeld des Pfahles. Untersucht wurde hierbei der Einfluss von Lagerungsdichte, Sättigungsgrad und Pfahldurchmesser auf die Spannungsänderungen im Boden. Die Durchführung der Versuche in einem großmaßstäblichen Versuchsstand ermöglicht

es, Skalierungseffekte auf ein möglichst kleines Maß zu begrenzen. Durch die Möglichkeit, den Modellboden reproduzierbar und unter identischen Randbedingungen einzubauen, kann der Einfluss variierender Lagerungsdichten, Sättigungszahlen und Pfahldurchmesser auf die durch die Pfahlrammung hervorgerufenen Spannungsänderungen untersucht und bewertet werden.

Die Ergebnisse der Modellversuche ermöglichen ein vertieftes Verständnis der während der Rammung eines Großrohrpfahles auftretenden Prozesse und Veränderungen in einem nichtbindigen Boden. Durch die Kenntnis der im Nahfeld des Pfahlmantels und über mehrere Messebenen erfassten Spannungsänderungen konnte beispielsweise der Pfahllängeneffekt direkt bestimmt werden, wodurch die in Abschnitt 3.6 beschriebenen Berechnungsmodelle einer Überprüfung und Erweiterung zugänglich werden.

5 Modellversuche

5.1 Dimensionierung des Versuchsstandes

Um die Versuchsergebnisse mit möglichst geringen Einschränkungen auf die Realität übertragen zu können war geplant, die Modellversuche in einem möglichst großen Modellversuchsstand auszuführen.

Die Größe des Modellversuchsstandes wurde anhand der nachfolgenden Kriterien bzw. Vorgaben festgelegt:

- Die Parameter Pfahldurchmesser, Pfahllänge, Oberflächenrauheit des Pfahles und mittlerer Korndurchmesser des Bodens zwischen Modell und Original sollen möglichst ähnlich sein.
- Der Abstand seitlich zur Pfahlwandung sowie unterhalb des Pfahlfußes muss groß genug gewählt werden, um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die Trogwand bzw. den Trogboden ausschließen zu können.
- Durchführung einer möglichst großen Anzahl an Versuchen im vertretbaren Zeitrahmen, wobei dieser durch die Dauer des in Kapitel 1 erwähnten Forschungsvorhabens begrenzt war.
- Die zur Verfügung stehende Freifläche auf dem Gelände des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS).

5.1.1 Grundlagen des Ähnlichkeitsprinzips

Um die Ergebnisse aus den Modellversuchen möglichst uneingeschränkt auf die Realität übertragen zu können, wurden - neben der Errichtung eines großmaßstäblichen Versuchsstandes - die Abmessungen der Modellpfähle, deren Oberflächenrauheit sowie die Kornverteilungskurve des Modellbodens nach dem Ähnlichkeitsprinzip mit dem Original verglichen und an den Modellmaßstab geometrisch angepasst. Ziel war es, dass die maßgeblichen Mechanismen im Modell den Mechanismen im Original möglichst ähnlich sind. Die Parameter, welche im Rahmen des Ähnlichkeitsprinzips einen maßgeblichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse ausüben (vgl. Kapitel 3) und geometrisch angepasst wurden, sind in Tabelle 5-1 genannt.

Tabelle 5-1: Maßgebliche Kenngrößen

Variable	Formelzeichen	Einheit
Pfahlaufendurchmesser	D_a	m
Pfahllänge	L_P	m
Mittlerer Korndurchmesser des Bodens	D_{50}	m
Oberflächenrauheit des Pfahles	R_{cla}	m
Belastung	F	kN
Energie	E	kNm

Maßstabsfaktor

Für die in Tabelle 5-1 genannten geometrischen Größen erfolgt die Übertragung der maßgeblichen Kenngrößen vom Original zum Modell über einen Maßstabsfaktor, der nach Gleichung 5-1 bestimmt wurde:

$$\lambda = \frac{L_O}{L_M} = [-] \quad 5-1$$

Mit:

λ	Maßstabsfaktor
L_O	Länge Original
L_M	Länge Modell

Die Bestimmung des Maßstabsfaktors für die Modellversuche erfolgte anhand der Korngrößenverteilung des Modellsandes und des Durchmessers der Modellpfähle. Die Plausibilisierung für die weiteren in Tabelle 5-2 genannten Variablen erfolgt in einem späteren Abschnitt dieser Arbeit. Unter Verwendung von Gleichung 5-1 ergeben sich die in Tabelle 5-2 genannten geometrisch angepassten Kenngrößen im Modellversuch:

Tabelle 5-2: Kenngrößen im Modellversuch

Variable	Größe im Modell
Pfahlaufendurchmesser	$D_{a,M} = D_{a,O}/\lambda$
Pfahllänge	$L_{P,M} = L_{P,O}/\lambda$
Mittlerer Korndurchmesser des Bodens	$D_{50,M} = D_{50,O}/\lambda$
Oberflächenrauheit des Pfahles	$R_{cla,M} = R_{cla,O}/\lambda$
Belastung	$F_M = F_O/\lambda^3$
Energie	$E_M = E_O/\lambda^4$

Modellsand

Im Rahmen der Arbeit wurden ausschließlich Spannungsänderungen infolge der Rammung von Rohrprofilen in nichtbindige Böden untersucht. Da sich die mechanischen Eigenschaften eines Bodens mit bindigen Bestandteilen stark von denen eines nichtbindigen Bodens unterscheiden, musste bei der Skalierung des Sandes berücksichtigt werden, dass dieser sich ausschließlich im Sandkornbereich befindet. Die Dimensionierung des Modellsandes erfolgte nach Tabelle 5-2 über den mittleren Korndurchmesser D_{50} zu $D_{50,M} = D_{50,O}/\lambda$.

Für die Durchführung der Modellversuche wurde ein Feinsand mit einem mittleren Korndurchmesser von $D_{50} = 0,21$ mm (Körnungslinie, siehe Abschnitt 5.3.2) ausgewählt. Bei einem Maßstabsfaktor λ zwischen 5 und 10 liegt der mittlere Korndurchmesser des Originals zwischen 1,1 mm und 2,1 mm (vgl. .

Tabelle 5-3).

Tabelle 5-3: Mittlerer Korndurchmesser D_{50}

Mittlerer Korndurchmesser Modell [mm]	Mittlerer Korndurchmesser D_{50} Original [mm]		
	$\lambda = 5,0$	$\lambda = 7,5$	$\lambda = 10,0$
0,21	1,1	1,6	2,1

Für die Maßstabsfaktoren 5 und 7,5 liegt auch der mittlere Korndurchmesser des Originals im Korngrößenbereich eines Sandes. Ab einem Maßstabsfaktor von etwa 10 verschiebt sich der mittlere Korndurchmesser in den Bereich eines Feinkieses. Vergleichbare Feinkiese existieren jedoch vergleichsweise selten im Bereich der Deutschen Bucht (hier Original). Für die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf typische Nordseesande wurde daher ein Maßstabsfaktor von 7,5 gewählt.

Pfahldurchmesser

Für die in Tabelle 2-1 genannten Pfahldurchmesser der Gründungspfähle aufgelöster Strukturen im Bereich zwischen rd. 2,0 m bis 3,5 m ergibt dies nach Tabelle 5-2 einen minimalen Durchmesser der Modellpfähle im Bereich von:

$$D_{a,M} = \frac{D_{a,O}}{\lambda} = \frac{2,0 \text{ bis } 3,5}{7,5} \approx 0,25 \text{ bis } 0,50 \text{ m}$$

Bei der geometrischen Anpassung der Modellpfähle auf heutzutage übliche Pfahldurchmesser von Offshore-Monopiles ($\geq 8,0$ m) hätte ein unrealistisch großer Ver-

suchstrog errichtet werden müssen. Aus diesem Grund wurde die geometrische Anpassung der Modellpfähle nach dem Ähnlichkeitsprinzip hier ausschließlich anhand typischer Pfahldurchmesser aufgelöster Strukturen vorgenommen. Unter ausschließlicher Betrachtung der Ähnlichkeitstheorie sind die nachfolgenden Versuchsergebnisse daher vorwiegend für Gründungspfähle von aufgelösten Strukturen gültig.

5.1.2 Dimensionierung des Versuchstrog

Unter Berücksichtigung des Bereiches im Boden, den der Pfahl bei der Rammung beeinflusst und verändert, wurde anschließend die Größe des Versuchstrog festgelegt.

Der Ansatz einer für Offshore-Gründungspfähle aufgelöster Strukturen üblichen Pfahleinbindetiefe von rd. 30 m unter Meeresboden (Tabelle 2-1) ergibt für das Modell eine minimale Pfahleinbindetiefe von:

$$L_{P,M} = \frac{L_{p,0}}{\lambda} = \frac{30}{7,5} = 4,0 \text{ m}$$

Berücksichtigt man zusätzlich die in Abschnitt 3.4.3 beschriebene Verdichtungszone unterhalb des Pfahlfußes von etwa dem dreifachen Pfahldurchmesser, ergibt sich bei Einhaltung eines Maßstabsfaktors von 7,5 eine minimale Einbauhöhe des Modellsandes von:

$$h_{\text{Modellboden,min}} = L_{P,M} + 3 \cdot D_{a,M} = 4,0 + 3 \cdot 0,5 = 5,5 \text{ m}$$

Da der Modellboden nicht bis zur Trogoberkante des Versuchsstandes gefüllt werden soll und zusätzlich geplant ist, diesen zu fluten, ist eine etwas größere Höhe des Versuchsstandes erforderlich.

Ziel der Versuche ist nicht die Simulation der Pfahlrammung selbst, sondern die Untersuchung der durch die Pfahlrammung induzierten Spannungsänderungen im Boden. Der besondere Fokus liegt hierbei auf den Veränderungen der normal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen. Die in Abschnitt 3.4.1 dargestellten Versuchsergebnisse von Spannungsmessungen im Boden zeigen, dass die horizontal auf den Pfahlmantel wirkenden Spannungen etwa in einem Abstand von rd. 1,0 bis $3,0 \cdot D_a$ (nachdem der Pfahlfuß die Messebene passiert hat), einen Minimalwert annehmen und im weiteren Verlauf der Pfahlrammung unverändert bleiben. Für die Modellversuche wurde daher entschieden, die Einbindetiefe der Pfähle auf 2,5 m (fünf- bis sechsfacher Pfahldurchmesser) und somit auch die Höhe des Versuchsstandes auf

$$\text{Höhe Versuchstrog} = 5,0 \text{ m}$$

zu reduzieren.

Nach Abbildung 3-15 oder (Balthaus, 1986) beträgt der Radius der durch die Rammung verursachten Verdichtungszone normal zur Pfahlwandung (von der Pfahlachse aus betrachtet) etwa dem 1,75- bis 2,5-fachen Pfahldurchmesser. Um auch weitere Untersuchungen in zukünftigen Forschungsprojekten durchführen zu können, wurde eine Breite des Versuchstroges von

$$\text{Breite Versuchstrog} = 4,0 \text{ m}$$

festgelegt.

5.1.3 Zusammenfassende Bewertung der Versuchsstanddimensionierung

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche wurden so ausgeführt, dass unter Verwendung eines sinnvollen Modellmaßstabes und nach Gleichung 5-1 und Tabelle 5-2 eine möglichst gute geometrische Übereinstimmung zwischen dem Modell und Gründungspfählen aufgelöster Strukturen besteht. Bei den die Spannungsänderungen im Boden maßgeblich beeinflussenden Kenngrößen

- Pfahldurchmesser
- Oberflächenrauheit des Pfahles
- Mittlerer Korndurchmesser des Bodens

konnte für einen Modellmaßstab von 7,5 eine gute geometrische Übereinstimmung zwischen Modell und Original erzielt werden (vgl. auch Abschnitt 5.4.2).

Ziel der Modellversuche war es, die Mechanismen der Spannungs- und Verformungsveränderungen im Boden, die bei der Rammung von Rohrpfählen auftreten, zu untersuchen. Durch die Skalierung der vorgenannten geometrischen Kenngrößen sowie die Berücksichtigung des durch die Pfahlrammung beeinflussten Bereiches des Bodens bei der Dimensionierung des Versuchsstandes kann u. a. nach Pregl (1998) davon ausgegangen werden, dass die maßgeblichen Mechanismen im Modell und im Original ähnlich sind. Somit kann für den nachfolgend entwickelten Berechnungsvorschlag zur Ableitung der Pfahlwiderstände im Verlauf der Rammung angenommen werden, dass dieser nicht nur für die Modellversuche gültig ist, sondern auch auf das Original übertragen werden kann. Dies ist in der Folge jedoch noch einmal zu verifizieren.

Bei einer ausschließlichen Anpassung geometrischer Kenngrößen ist jedoch zu beachten, dass weitere Parameter wie beispielsweise die Viskosität des Wassers nicht sinnvoll angepasst werden können. Die Versuchsergebnisse zeigen jedoch, dass die maßgebenden Einflussgrößen im Modell dem Original entsprachen. So bestätigen die Messergebnisse der Modellversuche, dass aus der Pfahlrammung hervorgerufene Porenwasserüberdrücke sehr schnell abgebaut werden konnten und somit drainierte Verhältnisse vorlagen. Die Ergebnisse der Modellversuche (vgl. Abbildung 6-6) entsprechen insofern den Ergebnissen von Messungen an Großrohrpfählen im Originalmaßstab (vgl. Abbildung 3-13 und Abbildung 3-14).

Zusätzlich sei an dieser Stelle noch einmal darauf hingewiesen, dass durch die Wahl des großmaßstäblichen Modellversuchsstandes im Vergleich zu bisher durchgeführten kleinmaßstäblicheren Versuchen die hier dargestellten Versuchsergebnisse eine wesentlich bessere Übereinstimmung zwischen Modell und Original erreichen werden.

5.2 Versuchsprogramm

Bei guten Witterungsbedingungen dauert eine Versuchsreihe ca. einen Monat. Um ähnliche Randbedingungen voraussetzen zu können, wurden bei Temperaturen unterhalb des Gefrierpunktes keine Versuche durchgeführt.

Eine komplette Versuchsreihe umfasst in der Regel

- den Ein- und Ausbau des Modellsandes,
- den Ein- und Ausbau der Sensoren im Boden,
- optional: das Fluten und Entwässern des Troges,
- die Rammung des Pfahles inklusive Datenerfassung,
- die Durchführung einer statischen Probelastung sowie
- die Durchführung weiterer geotechnischer Untersuchungen im Boden.

Einige Versuche wurden in identischer Art und Weise mehrfach ausgeführt. Diese Versuche dienten der Bestätigung, dass sowohl die Ausgangsspannungen als auch die Spannungsänderungen während der Rammung reproduzierbar sind (vgl. Abschnitt 5.3.3). Durch eine unterschiedliche Anordnung der Sensoren im Boden konnte zusätzlich ein umfassendes Bild der Spannungsänderungen im Nah- und Fernfeld des gerammten Pfahles erzeugt werden.

Insgesamt wurden in einem Zeitraum von etwa eineinhalb Jahren elf Pfähle mit dem Modellhammer in den Versuchsstand eingebracht. Die einzelnen Versuche unterschieden sich in der Lagerungsdichte, dem Sättigungsgrad und dem Durchmesser des Modellpfahles.

Alle durchgeführten Rammversuche sind in Abhängigkeit von den jeweiligen Randbedingungen Verdichtung, Sättigungsgrad und Pfahldurchmesser in Tabelle 5-4 angegeben. Ebenfalls zeigt die Tabelle, ob im Anschluss an die Pfahlrammung eine statische Probelastung durchgeführt wurde.

Tabelle 5-4: Durchgeführte Versuche

Nr.	Pfahl			Sättigung	Verdichtung	SLT
	D _a [cm]	t [mm]	L _P [m]			
1	35,56	3,0	2,50	erdfeucht	0 x	ja
2	35,56	3,0	2,50	erdfeucht	1 x	ja
3	35,56	3,0	2,50	erdfeucht	1 x	ja
4	35,56	3,0	2,50	erdfeucht	1 x	ja
5	35,56	3,0	2,50	erdfeucht	5 x	ja
6	50,60	3,0	2,50	erdfeucht	1 x	ja
7	35,56	3,0	2,50	wassergesättigt	0 x	ja
8	35,56	3,0	2,50	wassergesättigt	1 x	ja
9	35,56	3,0	2,50	wassergesättigt	1 x	nein
10	35,56	3,0	2,50	wassergesättigt	1 x	nein
11	50,60	3,0	2,50	wassergesättigt	1 x	ja

Mit:

D_a = Pfahlaußendurchmesser, t = Wandstärke, L_P = Einbindetiefe nach Beendigung der Rammung und SLT = statische Probelastung

5.3 Modellversuchsstand

5.3.1 Der Versuchsstand

Die im Rahmen dieser Arbeit beschriebenen und ausgewerteten Ergebnisse basieren auf Modellversuchen, die in einem Versuchsstand auf dem Freigelände des IGB-TUBS durchgeführt wurden. Die gesamte Versuchsanlage wurde im Rahmen des vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit (BMU) bewilligten Forschungsvorhabens: „Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore – Gründungsstrukturen“ (FKZ 0325162) errichtet. Nach der Bewilligung durch das BMU wurde die Versuchsanlage nach den Anforderungen der geplanten Modellversuche entworfen, bemessen und in der Folge ausgeschrieben. Im Anschluss an die Genehmigung des Bauantrages durch die Stadt Braunschweig sowie an die Auftragserteilung der vier Leistungsverzeichnisse Erd- und Landschaftsbauarbeiten, Stahlbetonarbeiten, Stahlbauarbeiten und Säulenschwenkkran konnte der Versuchsstand errichtet und Ende 2011 eingeweiht werden.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Grundlagen zum Modellversuchsstand sowie zur Pfahleinbringung beschrieben. Diese stellen eine Zusammenfassung des

Abschlussberichtes zum vorgenannten Forschungsvorhaben (Stahlmann & Fischer, 2013) dar.

Hauptbestandteil des in Abbildung 5-1 dargestellten Versuchsstandes sind zwei identische, kreisrunde Stahltröge mit einem Durchmesser von 4,0 m und einer Höhe von 5,0 m. Das Fassungsvermögen jedes einzelnen Troges beträgt 63 m³. Beide Tröge wurden auf einem Fundament mit den Abmessungen L x B x H = 10 m x 5 m x 0,7 m abgesetzt. Das Grundwasser steht oberhalb des Fundamentes an. Um einen möglichen Auftrieb zu verhindern, wurden beide Stahltröge fest mit dem Fundament verankert.



Abbildung 5-1: Großmaßstäblicher Versuchsstand auf dem Gelände des IGB-TUBS

Zur Durchführung von statischen Probelastungen auf Druck wurde außerhalb des Versuchsstandes eine Last-Rahmenkonstruktion errichtet. Die Last-Rahmenkonstruktion ist ebenfalls fest mit dem Fundament verankert und erlaubt eine maximale Pfahldruckbelastung von 1.340 kN. Um die Versuche sowohl in erdfeuchtem als auch wassergesättigtem Boden durchführen zu können (vgl. Abschnitt 5.3.4), ist jeder der beiden Tröge an dessen Unterkante mit einem Rohrleitungssystem verbunden. Die Rohre beider Tröge enden in einem Pumpensumpf, über welchen der Wasserstand im Trog reguliert werden kann.

Unmittelbar angrenzend an beide Tröge wurde ein Säulenschwenkkrane errichtet. Bei einem Schwenkbereich von 360° und einer Hubkraft von bis zu 32 kN können Hub- und Senkarbeiten im gesamten Versuchsstandsareal durchgeführt werden.

5.3.2 Modellsand

Der verwendete Modellsand entspricht nach DIN 18196:2011-05 einem enggestuften Sand sowie nach DIN EN ISO 14688-1:2013-12 einem Fein- und Mittelsand ($f_s + m_s$). Die Körnungslinie (vgl. Abbildung 5-2) zeigt eine Korngrößenverteilung zwischen ca.

0,1 mm und ca. 0,45 mm. Die Kornform kann näherungsweise als rund beschrieben werden.

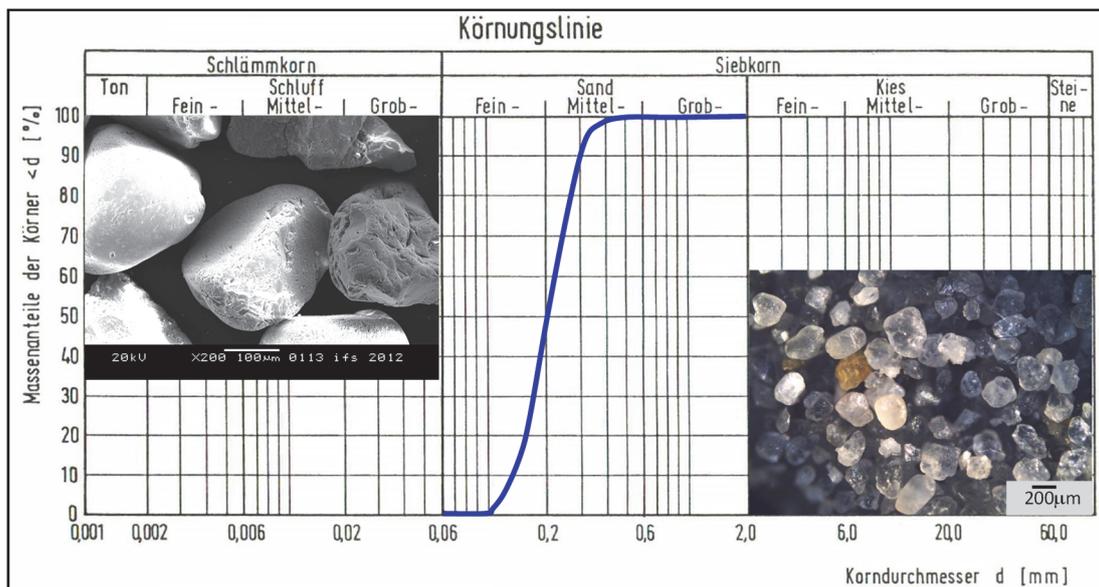


Abbildung 5-2: Körnungslinie und lichtmikroskopische Aufnahmen des Modellsandes (Stahlmann & Fischer, 2013)

Nach (IGB-TUBS, 1995) ist die Verdichtbarkeit reiner Sandböden nahezu unabhängig vom Wassergehalt. Dieses Ergebnis konnte durch Proctorversuche mit dem Modellsand bestätigt werden (vgl. Abbildung 5-3).

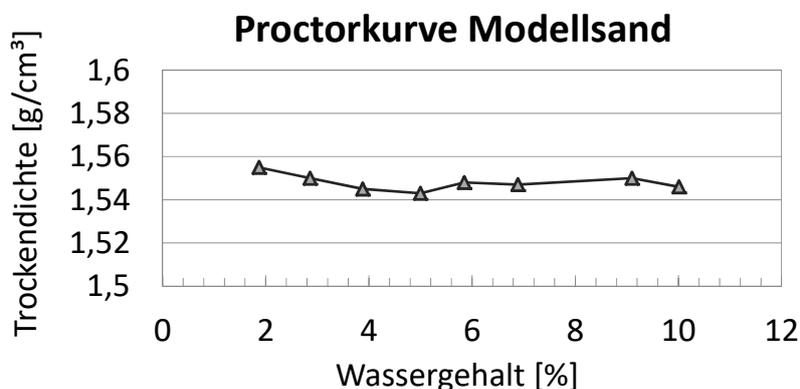


Abbildung 5-3: Proctorkurve des Modellsandes (Stahlmann & Fischer, 2013)

Bis zu einem Wassergehalt von ca. 10% ist die Trockendichte ρ_d des Modellsandes nahezu identisch. Der auf der Freifläche des IGB-TUBS gelagerte Modellsand zeigte während des Einbaus in den Versuchstrog vergleichbare Wassergehalte. Bei gleicher Einbauart bzw. Verdichtungsarbeit kann daher unabhängig vom Wassergehalt eine vergleichbare Lagerungsdichte angenommen werden. Die wichtigsten bodenmechanischen Kenngrößen des Modellsandes sind in Tabelle 5-5 zusammengefasst.

Tabelle 5-5: Bodenmechanische Kenngrößen des Modellsandes (Stahlmann & Fischer, 2013)

Versuch / Bezeichnung	Kennwert / Ergebnis		
Bodengruppe nach DIN 18196:2011-05	SE		
Bezeichnung nach DIN EN ISO 14688-1:2013-12	f _s + m _s		
Ungleichförmigkeitszahl	C _U = 1,6		
Korndichte	ρ _s = 2,65 g/cm ³		
Mittlere Trockendichten aus Proctorversuchen nach DIN 18127:2012-09	ρ _d = 1,550 g/cm ³ bei w = 3,0 % ρ _d = 1,546 g/cm ³ bei w = 10,0 %		
Lockerste Lagerung nach DIN 18126:1996-11	ρ _d 1,372 g/cm ³	max n 0,481	max e 0,927
Dichteste Lagerung nach DIN 18126:1996-11	ρ _d 1,619 g/cm ³	min n 0,389	min e 0,637
Reibungswinkel im Bruchzustand nach DIN 18137-3:2002-09	lockere Lagerung: φ' = 30,6° dichte Lagerung: φ' = 35,3°		
Kohäsion	c' = 0 kN/m ²		
Mittlerer Korndurchmesser	D ₅₀ = 0,21 mm		
Durchlässigkeitsbeiwert	k _f = 6,0 · 10 ⁻⁴ [m/s]		

5.3.3 Einbau des Modellsandes

Für jeden Modellversuch wurden rd. 53 m³ Modellsand in den Trog eingebaut. Aufbauend auf einer Filterschicht aus Feinkies, Grobsand und einem Filtervlies (vgl. Abschnitt 5.3.4) wurde der Sand bis ca. 40 cm unter Trogoberkante (TOK) eingebaut (Abbildung 5-4). Im gefluteten Trog stand das Wasser bis etwa 20 cm über OK Modellsand.

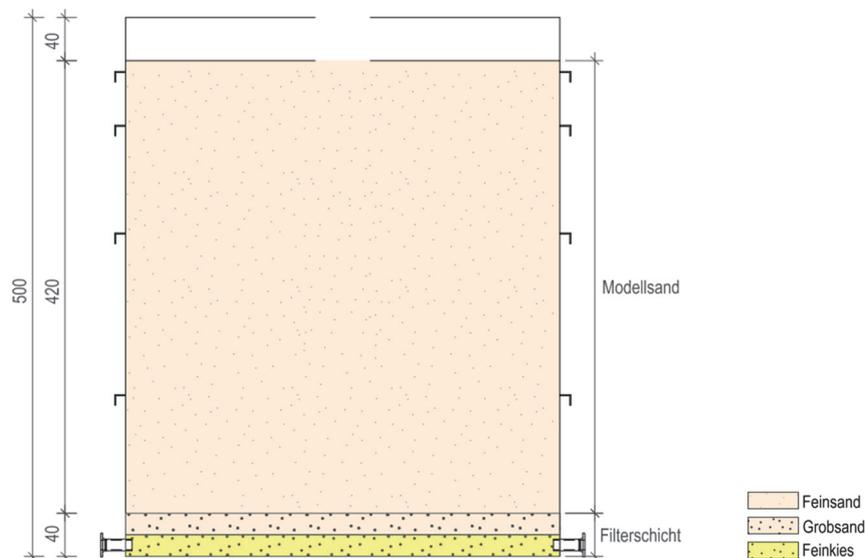


Abbildung 5-4: Zur Pfahlrammung vorbereiteter Versuchsstand

Die unterschiedlichen Varianten zum homogenen und reproduzierbaren Einbau eines Modellsandes sind Stahlmann & Fischer (2013) zu entnehmen. Für die Modellversuche wurde der Modellsand analog zu Empfehlungen in (Tasan, 2011) mittels Greifer in den Trog eingehoben und bei Bedarf lagenweise mit einer Vibrationsplatte verdichtet. Der Einbau des Modellsandes sowie dessen Verdichtung sind in Abbildung 5-5 dargestellt.



*Abbildung 5-5: Einbau des Modellsandes mit Zweischalengreifer (links)
Verdichtung des Modellsandes mit Rüttelplatte (rechts)*

Für alle nachfolgend beschriebenen Modellversuche wurde der Modellboden jeweils in Schichtdicken von ca. 20 cm eingebaut, glattgezogen und je nach Versuchsprogramm verdichtet.

Die Reproduzierbarkeit des Einbaus wurde über Rammsondierungen nach DIN EN ISO 22476-2:2012-03 bewertet. Abbildung 5-6 zeigt die Ergebnisse von Rammsondierungen, durchgeführt direkt nach dem Aufbau des einfach verdichteten Modellbodens der Versuche 2, 3 und 4 (vgl. Tabelle 5-4) und vor der Pfahlrammung. Sondiert wurde jeweils die gleiche Position im Versuchsstand. Dargestellt sind die Rammschläge je 10 cm Eindringung N_{10} von drei Modellversuchen mit identischer Einbaukonfiguration (siehe Tabelle 5-4). Das Ergebnis zeigt eine gute Übereinstimmung der Schlagzahl N_{10} über die Tiefe des aufgebauten Modellsandes.

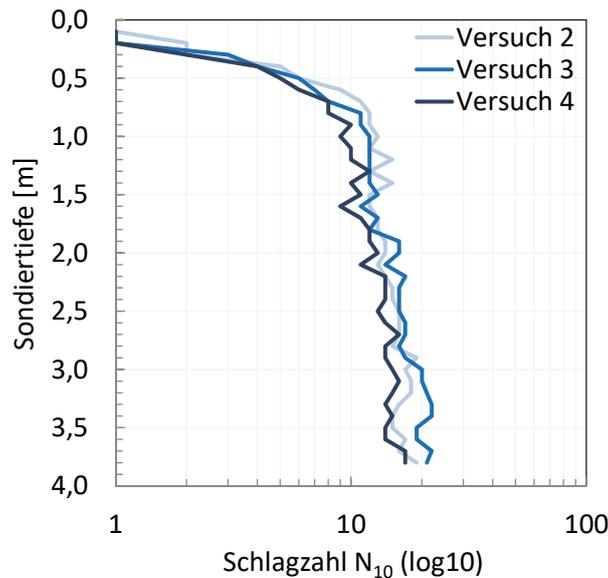


Abbildung 5-6: Reproduzierbarkeitskontrolle durch Rammsondierungen (logarithmischer Maßstab)

Als weitere Bestätigung für einen reproduzierbaren Einbau des Modellsandes zeigt Abbildung 5-7 die Widerstands-Setzungs-Linien der statischen Probelastungen ebenfalls für die Versuche 2, 3 und 4 (vgl. Tabelle 5-4). Die statischen Probelastungen wurden jeweils ca. 24 Stunden nach der Pfahlinstallation durchgeführt (vgl. Abschnitt 5.7). Bei gleichen Einbaubedingungen in den Versuchen 2, 3 und 4 zeigen auch die Widerstands-Setzungs-Linien einen sehr ähnlichen Verlauf.

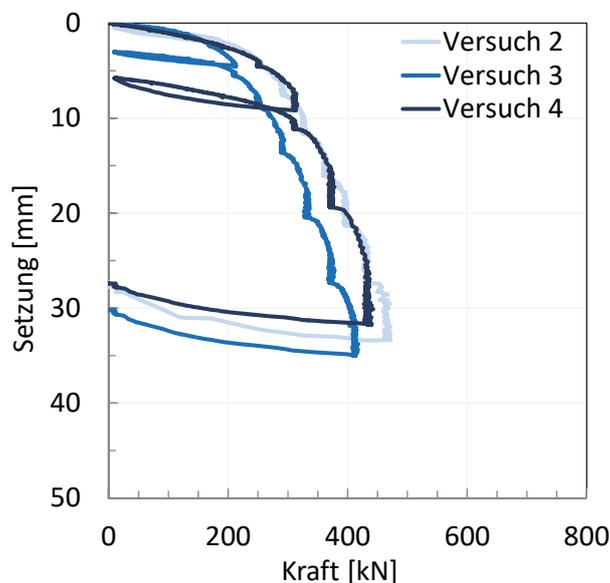


Abbildung 5-7: Plausibilitätskontrolle, statische Probelastungen

Sowohl die Ergebnisse der Rammsondierungen als auch der statischen Probelastungen bestätigen, dass der Modellboden reproduzierbar eingebaut werden kann und erlauben somit einen Vergleich zwischen den jeweiligen Modellversuchen.

5.3.4 Fluten und Entwässern des Versuchsstandes

Die Versuche wurden sowohl im erdfeuchten als auch im wassergesättigten Boden durchgeführt. Bei der Aufsättigung des Modellsandes wurde der Wasserstand langsam von unten nach oben erhöht. Hierdurch konnte die Luft nach oben entweichen und der Luftporenanteil im Boden auf ein Minimum reduziert werden. Geflutet wurden die Tröge über insgesamt sechs direkt oberhalb der Trogsohle angeordnete Zuläufe, die beim Entwässern als Auslässe dienten.



Abbildung 5-8: Filterkomponenten zur Be- und Entwässerung des Versuchsstandes (Stahlmann & Fischer, 2013)

Um bei der Entwässerung des Modellbodens ein Zusetzen des Entwässerungssystems zu vermeiden, wurden drei Filter unterhalb des Modellsandes installiert (vgl. Abbildung 5-8):

- Mit Löchern und einem Filtervlies bestückte Aufsätze für die Auslässe
- Eine Lage aus Feinkies (Filter 2) und eine Lage aus Grobsand (Filter 1) auf den ersten 40 cm ab Trogsohle nach der Filterregel von Terzaghi (vgl. Abbildung 5-9),
- Ein fest gegen die Trogwand gepresstes, horizontal ausgelegtes Filtervlies auf der Oberkante des Grobsandes

Um zu vermeiden, dass beim Abpumpen des Wassers aus dem Versuchstand der Modellsand in die Filterschichten bzw. das außerhalb der Tröge angeschlossene Entwässerungssystem einfließen kann (Suffosion) und dieses ggf. verstopft, ist es nach der Filterregel von Terzaghi erforderlich, dass der den Modellsand unterlagernde Boden (Filter 1) die folgenden Kriterien erfüllt:

$$4 \cdot d_{15, \text{Modellsand}} \leq d_{15, \text{Filter1}} \leq 4 \cdot d_{85, \text{Modellsand}}$$

Erfüllt der 15%-Massenanteil des Filters 1 beide Kriterien, kann davon ausgegangen werden, dass der Modellsand nicht durch Filter 1 abtransportiert werden kann. Gleiches gilt für Filter 2 in Bezug auf Filter 1. Abbildung 5-9 zeigt, dass das Filterkriterium sowohl für Filter 1 als auch für Filter 2 eingehalten wurde.

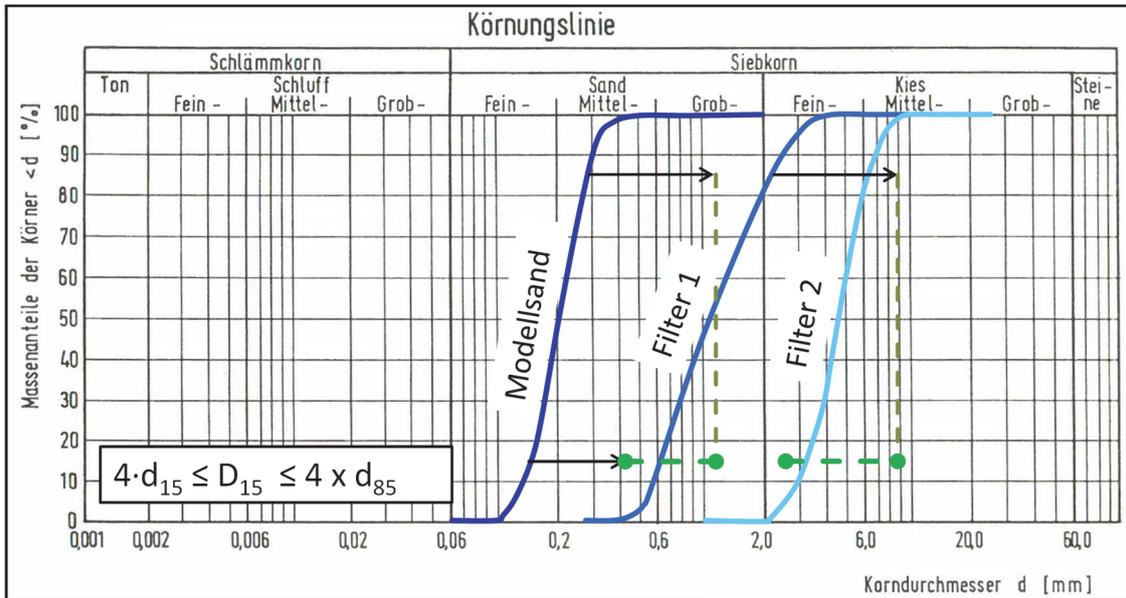


Abbildung 5-9: Körnungslinie Modellsand, Filter 1 und Filter 2 in Anlehnung an das Terzaghi-Filterkriterium

Durch den Einbau eines mehrstufigen Filters konnte eine Ablagerung des Modellsandes in der Filterschicht bzw. dem Entwässerungssystem des Versuchstandes vollständig unterbunden werden.

5.3.5 Verwendete Messtechnik im Modellboden

Zur Erfassung der durch die Pfahlrammung hervorgerufenen Spannungsänderungen im Boden wurden drei Sensorvarianten der Firma GLÖTZL eingesetzt. Die Sensoren sind in Abbildung 5-10 dargestellt.

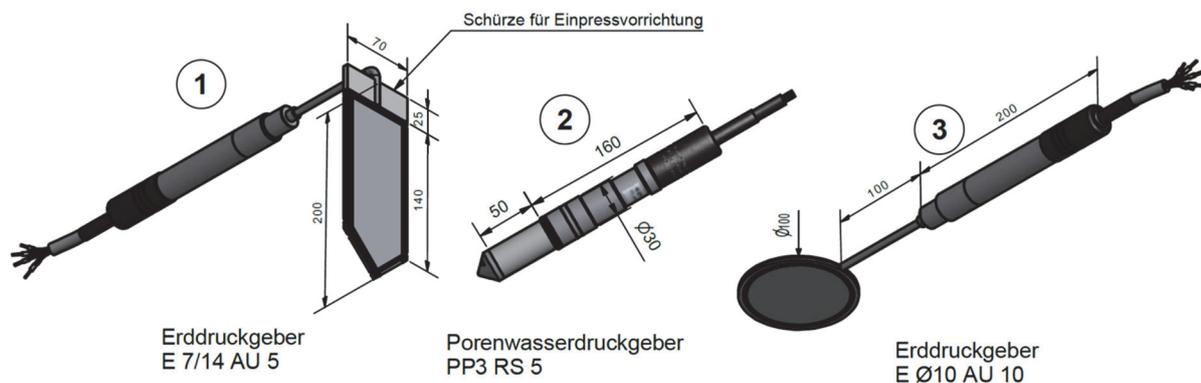


Abbildung 5-10: Verwendete Erddruck- und Porenwasserdruckgeber (Glötzl)

Mit dem Erddruckgeber vom Typ E7/14 wurden sowohl Horizontal- als auch Tangentialspannungen gemessen. Der Erddruckgeber vom Typ EØ10 diente zur Erfassung der Vertikalspannungen.

Die Sensoren vom Typ E7/14 wurden jeweils mit einer speziellen Vorrichtung in die verdichtete Bodenschicht eingepresst. Die Sensoren vom Typ EØ10 bzw. PP3 wurden auf der verdichteten Schicht abgelegt und leicht eingedrückt. Anschließend wurde die nächste Lage Sand aufgefüllt und verdichtet. Dieses Vorgehen führte zu einer möglichst gleichbleibenden Lage der Sensoren beim weiteren Aufbau des Modellbodens. Dies konnte beim Ausbau des Modellbodens bestätigt werden: eine Lageverschiebung der Sensoren wurde bei keinem Versuch festgestellt. Zusätzlich wurde bei keinem der durchgeführten Modellversuche eine Einschränkung in der Funktionsweise bzw. ein kompletter Ausfall eines Sensors festgestellt.

Die Messdaten wurden über ein Datenerfassungs-, Steuer- und Regelmodul der Firma National Instruments erfasst und in Kombination mit dem Programm LabVIEW (Software mit grafischer Programmierung zur Datenerfassung, -analyse und -darstellung) digitalisiert und abgespeichert. Während der Rammung der Modellpfähle wurden die Spannungsänderungen im Boden 10-mal pro Sekunde erfasst (Abtastrate = 10 Hz).

Die Lage der Spannungssensoren wurde während der insgesamt 11 Modellversuche variiert. Hauptsächlich wurden die Sensoren im Nahfeld der Pfahlspitze bei Erreichen der maximalen Pfahleinbindetiefe (2,5 m unter GOK) angeordnet. Um einen möglichen Kontakt zwischen den Sensoren und dem Pfahlfuß zu vermeiden, wurde ein Sicherheitsabstand von 10 cm zwischen der geplanten Lage des Pfahles und den Sensoren gewählt. Beispielhaft zeigt Abbildung 5-11 die Anordnung der Spannungssensoren während des Aufbaus des Modellbodens. Die Anordnung der Sensoren im Nahfeld des Pfahles ist exemplarisch für den Versuch 2 in Abbildung 5-12 visualisiert. Für jeden der in Tabelle 5-4 genannten Modellversuche ist die exakte Lage der Sensoren im jeweiligen Anhang B (1-11) angegeben.



Abbildung 5-11: Installierte Messgeber

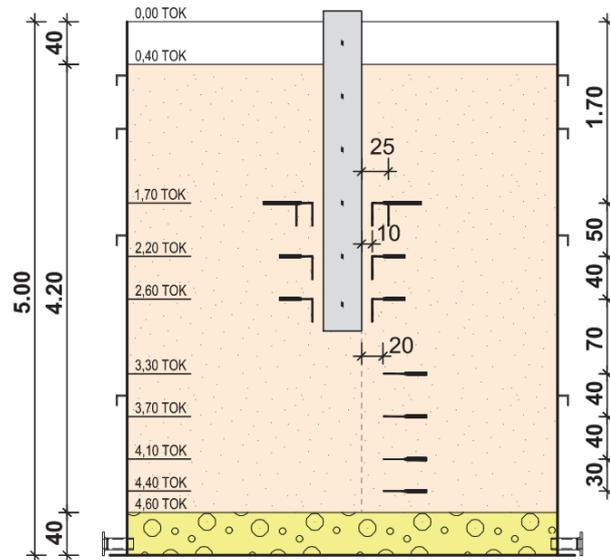


Abbildung 5-12: Exemplarische Anordnung der Messgeber im Versuchsstand (Querschnitte durch den Trog für den Versuch 2)

5.4 Modellpfähle

5.4.1 Verwendete Modellpfähle

Zur Bewertung eines möglichen Einflusses des Pfahldurchmessers auf die ramminduzierten Spannungsfeldänderungen im Boden wurden im Rahmen der Versuche Modellpfähle mit zwei unterschiedlichen Durchmessern in den Versuchsstand eingebracht (vgl. Tabelle 5-4).

Unter Berücksichtigung der in Tabelle 2-1 genannten, bereits installierten Pfahldurchmesser offshore sowie dem in Abschnitt 0 gewählten Maßstabsfaktor von 7,5 wurden die in Tabelle 5-6 angegebenen Pfahldurchmesser gewählt. Es handelt sich hierbei um gängige Rohre und Rohrdurchmesser, wie sie häufig in der Industrie Verwendung finden.

Zur Erlangung eines möglichst vergleichbaren Verhältnisses von mittlerem Korndurchmesser des Bodens zur Oberflächenrauheit der Pfahlwandung zwischen Original und Modell (vgl. Abschnitt 5.1.1) wurde als Pfahlmaterial für die Modellpfähle Edelstahl gewählt (glatte Oberfläche).

Tabelle 5-6: Verwendete Modellpfähle

	Typ 1	Typ 2
Länge [m]	3,0	3,0
Durchmesser [mm]	355,6	506,0
Schlankheit (L/D)	8,4	5,9
Wandstärke [mm]	3,0	3,0
Querschnittsfläche [cm ²]	33,23	47,41
Material [-]	1.4301*	1.4301*
Dichte [kN/m ³]	79,0	79,0
Elastizitätsmodul [N/mm ²]	200.000*	200.000*

* ThyssenKrupp Werkstoffdatenblatt (bei 20 °C)

5.4.2 Versuchstechnische Bestimmung des Kontaktreibungswinkels

Um die Pfahlmantelreibungswiderstände aus den normal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen nach Gleichung 3-4 berechnen zu können, muss der Kontaktreibungswinkel δ zwischen der Oberfläche der Pfahlwandung und dem Modellboden bekannt sein.

Wie in Abschnitt 3.5.2 dargestellt, wird der Kontaktreibungswinkel δ für in-situ-Großrohrpfähle üblicherweise über den mittleren Korndurchmesser D_{50} des Bodens ermittelt. Nach Abbildung 5-2 bzw. Tabelle 5-5 liegt der mittlere Korndurchmesser D_{50} des Modellsandes bei 0,21 mm, was nach Abbildung 3-25 etwa einem Kontaktreibungswinkel von $\delta \approx 29,0^\circ$ entspricht. Die Versuchsergebnisse von (Jardine & Chow, 1996) gelten jedoch für auf typischem Rohrstaht basierenden Proben mit einem arithmetischen Mittenrauwert von $R_a = 6 - 10$. Da die Oberflächenrauheit der in Tabelle 5-6 genannten Edelstahlrohre geringer ist, wurde der Kontaktreibungswinkel δ zwischen Pfahlwandung und Modellboden noch einmal eigenständig über modifizierte direkte Scherversuche ermittelt.

Bei den modifizierten direkten Scherversuchen wurde der Modellboden bei unterschiedlichen konstanten Normalspannungen gegen eine Stahlplatte mit einer den Modellpfählen entsprechenden Oberflächenrauheit abgeschert und der Kontaktreibungswinkel ermittelt.

Mit Verweis auf die Abschnitte 3.5.2 und 3.5.3 entspricht der direkte Scherversuch mit konstanter Normalspannung nicht ideal dem mechanischen Verhalten des Bodens während der Pfahlinstallation (Scherbeanspruchung). Versuche von Mortara et al. (2007) zeigen jedoch, dass der Reibungswinkel im Bruchzustand bei einem Versuch mit konstanter Normalspannung in etwa dem Reibungswinkel eines Versuches mit konstanter Normalsteifigkeit entspricht. Die Ergebnisse der Laborversuche wurden

daher zur Berechnung der Pfahlmantelreibung in den nachfolgenden Abschnitten verwendet.

Zur Bestimmung des Kontaktreibungswinkels anhand von modifizierten Scherversuchen ist es erforderlich, dass die Oberflächenrauheit der Stahlplatte, die gegen den Modellboden abgeschert wird, vergleichbar ist mit der Oberflächenrauheit der Modellpfähle. Aus diesem Grund wurde in einem ersten Schritt die Oberflächenrauheit der verwendeten Modellpfähle am Institut für Produktionsmesstechnik der TU Braunschweig mit dem Tastschnittverfahren bestimmt.

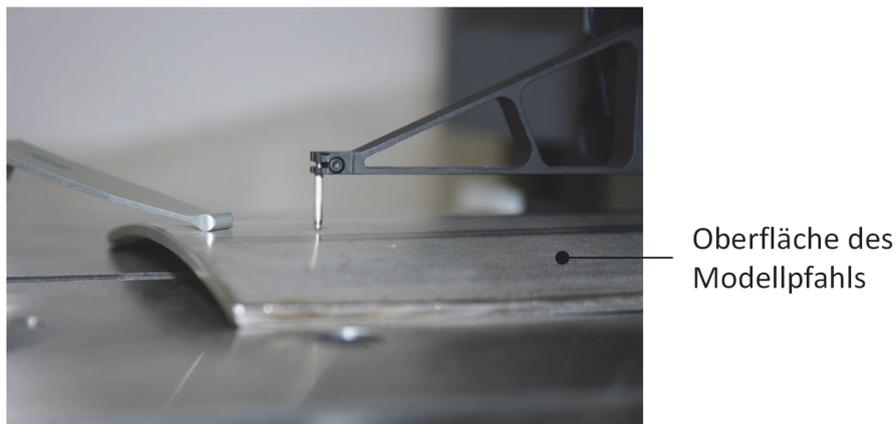


Abbildung 5-13: Messverfahren zur Bestimmung der Oberflächenrauheit (Tastschnittverfahren)

Abbildung 5-13 zeigt die Durchführung der Messung an einem Probestück eines Modellpfahles. Wie im Bild zu erkennen ist, wurde die Oberflächenrauheit auf der hier maßgeblichen konvexen Pfahlaußenseite und in Längsrichtung gemessen. Das Ergebnis der Messungen ergab einen mittleren arithmetischen Mittenrauwert R_a von $1,8 \mu\text{m}$.

Zur Bestimmung des Kontaktreibungswinkels δ zwischen Modellsand und Modellpfahl wurde eine Edelstahlplatte mit einem vergleichbaren arithmetischen Mittenrauwert R_a für die modifizierten direkten Scherversuche angefertigt. Bei dem Versuchsaufbau handelt es sich somit nicht um einen konventionellen Scherversuch, sondern um einen an die Fragestellung angepassten, modifizierten Scherversuch. Der Mittenrauwert wurde analog zur Oberfläche der Pfahlwandung über das Tastschnittverfahren bestimmt. Abbildung 5-14 zeigt den gegen die vorkonfektionierte Stahlplatte abgescherten Modellboden.

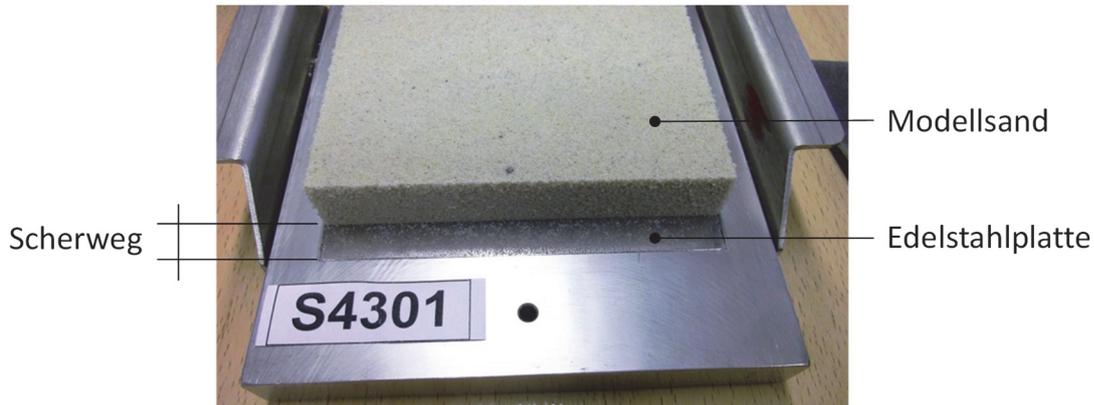


Abbildung 5-14: Modifizierte direkte Scherversuche zur Bestimmung des Kontaktreibungswinkels δ

In den Scherversuchen wurde der Modellsand analog zu den erdfeuchten und einfach verdichteten Modellversuchen im Schergerät eingebaut. Im Anschluss wurde der Modellboden mit insgesamt vier unterschiedlichen Normalspannungen (50, 100, 150 und 250 kN/m²) gegen die Materialoberfläche der Stahlplatten abgeschert. Die Auswertung der Versuche, als Gegenüberstellung der maximalen Scherfestigkeit zur aufgebrauchten Normalspannung, ergab einen Kontaktreibungswinkel 'Stahl-Sand' von $\delta = 26,9^\circ$ (siehe Abbildung 5-15).

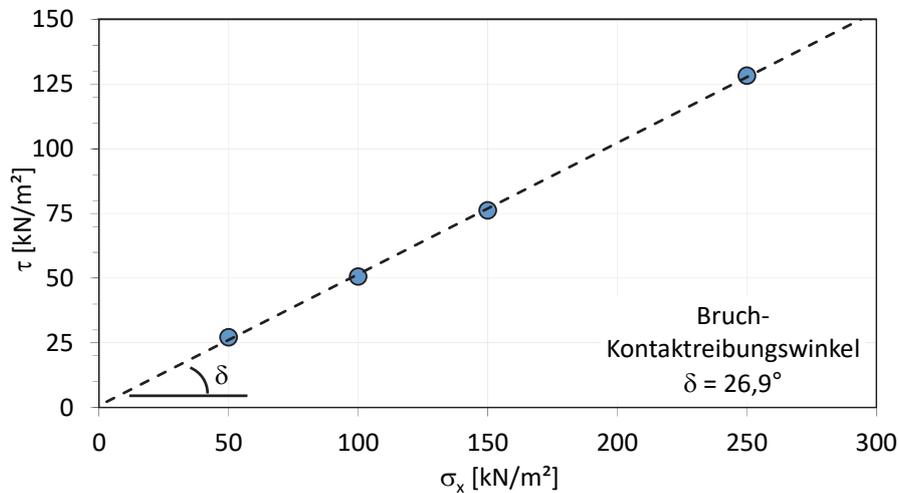


Abbildung 5-15: τ - σ_x Diagramm - Edelstahlplatte und Modellsand

Aus Abbildung 3-25 kann abgeleitet werden, dass hauptsächlich der mittlere Korn-durchmesser D_{50} und die Oberflächenrauheit R_a des Pfahles den Kontaktreibungswinkel δ beeinflussen. Im Rahmen der Arbeit wurde der Kontaktreibungswinkel daher nur für einen Verdichtungs-zustand des Modellbodens ermittelt.

5.4.3 Oberflächenrauheit der Modellpfähle

Mit Verweis auf Abschnitt 5.1 wurde der Versuchsstand so dimensioniert, dass man unter Berücksichtigung des gewählten Modellmaßstabes eine Ähnlichkeit zwischen dem Modellpfahl und dem Original unterstellen darf.

Durch die Wahl von Edelstahl als Material für die Modellpfähle konnte die Oberflächenrauheit des Modellpfahles deutlich reduziert werden. Nach Abbildung 3-25 liegt die Oberflächenrauheit eines unbehandelten Großrohrpfahles im Bereich von etwa 6 bis 10 μm ($R_{\text{CLA}} = R_a$). Die in Abschnitt 5.4.2 bestimmte Oberflächenrauheit der Modellpfähle von im Mittel 1,8 μm ist somit rd. 3- bis 6-mal glatter als ein vergleichbarer Bauwerkspfahl. Auch wenn der Maßstabsfaktor von 7,5 nicht ganz eingehalten wurde, kann durch die Wahl von Edelstahl als Pfahlmaterial das Verhältnis zwischen Oberflächenrauheit und mittleren Korndurchmesser zwischen dem Original und Modell nach Abschnitt 5.1.1 als ähnlich angenommen werden.

Die in situ vorhandenen Phänomene - wie beispielsweise die vom Reibungsverhältnis zwischen Modellboden und Pfahlwand beeinflusste Größe der Schubspannung - sollten somit auch im Modell ähnlich sein.

5.5 Pfahlrammung

Für beide Modellpfahltypen (siehe Tabelle 5-6) wurde eine Rammhaube bzw. Pfahlkopfplatte aus Edelstahl entwickelt und gefertigt. Die Abmessungen der beiden Rammhauben können den nachfolgenden zwei Abbildungen entnommen werden.

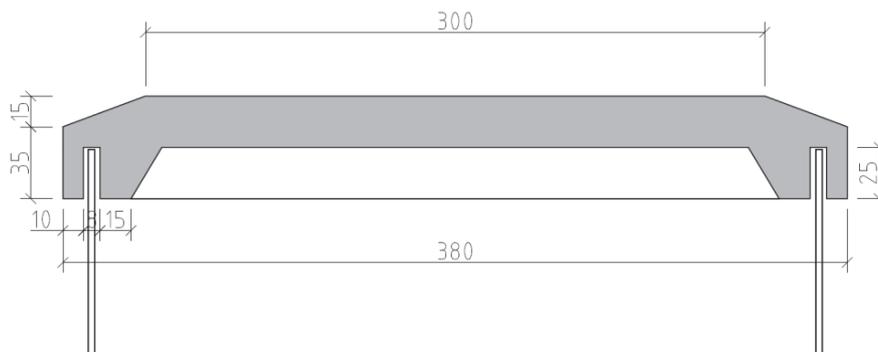


Abbildung 5-16: Rammhaube 1, Pfahl $\varnothing 355,6 \text{ mm}$

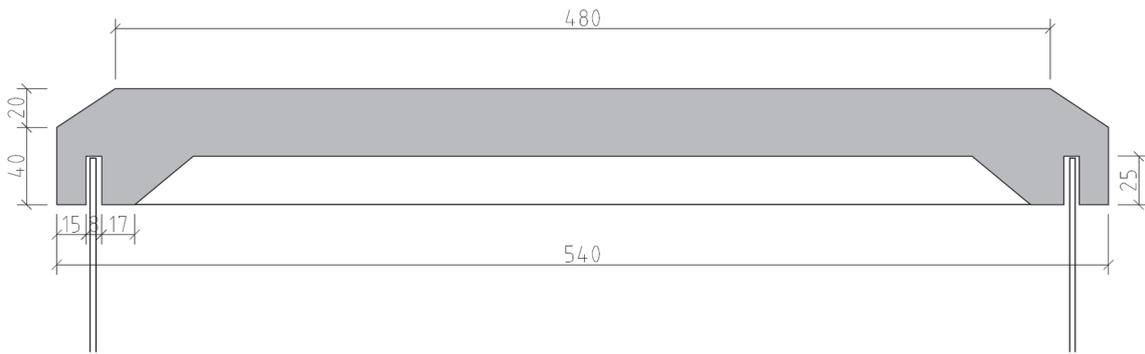


Abbildung 5-17: Rammhaube 2, Pfahl \varnothing 506,0 mm

Nach dem Aufsetzen der Pfahlkopfplatte wurde der jeweilige Modellpfahltyp mit einem Modell-Dieselhammer D2 der Firma DELMAG in den Versuchsstand eingerammt (Abbildung 5-18). Die wichtigsten technischen Daten des Hammers sind in Tabelle 5-7 aufgelistet.

Tabelle 5-7: Technische Daten – Modellhammer Delmag D2 (Stahlmann & Fischer, 2013)

Delmag D2 - Technische Daten	
Fallgewicht	220 kg
Gesamtgewicht	360 kg
Gesamthöhe	205 cm
Fallhöhe (stufenlos regelbar)	60 - 130 cm
Rammschläge	60 - 70 / min.
Explosionskraft	11.300 kg
Energie pro Schlag	1,18 - 2,45 kNm

Weiterführende Informationen können Anhang A entnommen werden.

Bei der Durchführung der Modellversuche wurde eine durchschnittliche Fallhöhe des Fallgewichtes zwischen rd. 60 cm und 100 cm eingestellt (Regelung über die Menge an eingespritztem Kerosin). Über die am Pfahlkopf gemessene Dehnung und Beschleunigung während der Rammung (vgl. Abschnitt 5.6) konnte zeitsynchron die in den Pfahl eingetragene Energie nach Gleichung 9-4 berechnet werden. Die eingetragene Energie lag hierbei überwiegend zwischen 0,5 und 1,0 kNm (vgl. Abbildung 9-14 bis Abbildung 9-18). Im Mittel wurde eine Energie von rd. 0,7 kNm erfasst. Bezogen auf die in Tabelle 5-2 beschriebene Umrechnung der Energie zwischen Modell und Original entspricht die bei der Versuchsdurchführung verwendete mittlere Energie von 0,7 kNm etwa einer Energie von 2200 kNm im Original.

Bei der Rammung von Offshore-Großrohrpfählen werden heutzutage Hydraulikhämmer mit einer maximalen Schlagenergie zwischen rd. 1.200 und 4.000 kJ eingesetzt.

Unter Berücksichtigung der Umrechnungsformel nach Tabelle 5-2 ist die bei den Modellversuchen verwendete Rammenergie somit vergleichbar zur üblicherweise bei der Rammung von Offshore-Großrohrpfähle verwendeten Rammenergie.

Zur Realisierung einer möglichst lotrechten und präzisen Pfahlrammung wurde der Hammer über einen Mäkler geführt. Der Mäkler selbst konnte durch eine starre Verbindung mit dem Radlader des IGB-TUBS frei verfahren werden (vgl. Abbildung 5-18).

Neben der Verwendung des Mäklers wurde die Lagestabilität der Modellpfähle im Versuchstrog zusätzlich durch eine speziell für die Versuche entwickelte, in Abbildung 5-19 dargestellte Pfahlführungskonstruktion gewährleistet.



Abbildung 5-18: Rammvorrichtung

Entwurfszeichnungen der Pfahlführungskonstruktion sind in Anhang A dargestellt. Die präzise Führung des Pfahles und die Gewährleistung seiner Lagestabilität während der Rammung erlaubten eine (nahezu) lotrechte Installation der Modellpfähle in allen Versuchen. Vor und nach der Installation des jeweiligen Modellpfahls wurde die Neigung mit einer Wasserwaage gemessen. Neigungsänderungen konnten hierbei nicht festgestellt werden.



Abbildung 5-19: Pfahlführungskonstruktion

5.6 Messtechnische Bestückung der Modellpfähle

In Anlehnung an die Versuche von Henke (2012) und Fischer et al. (2011) wurde in der Planungsphase der Pfahlrammung zunächst überlegt, Erddruck- und Porenwasserdrucksensoren direkt am Pfahl anzubringen. Dies wurde wieder verworfen, da das Verhältnis zwischen Wandstärke des Modellpfahles und Messgeber so groß gewesen wäre, dass es u. a. das Längs- und Querdehnverhalten des reinen Pfahles stark verändert hätte.

Um neben den Spannungsmessungen im Boden weitere Hinweise zur Verteilung der Mantelreibung über die Tiefe zu erhalten, wurden zwei Modellpfähle vom Typ 1 (\varnothing 35,56 cm) mit Dehnungsmessstreifen (DMS) bestückt. Insgesamt wurden je Seite (um 180° versetzt) sechs DMS vom Typ LWK-06-W250B-350 (Vishay) in Pfahllängsrichtung aufgeschweißt (vgl. Abbildung 5-20 und Abbildung 9-4).

Die DMS wurden alle 50 cm ab Oberkante Pfahl mit einem Punktschweißgerät appliziert, wobei die letzte Messebene 5 cm oberhalb des Pfahlfußes lag. Im Anschluss wurde jeder DMS wasserdicht versiegelt und über ein Schaumstoffband und ein 0,1 mm dickes Stahlblech gegen äußere Einflüsse geschützt.



Abbildung 5-20: Aufgeschweißter DMS am Modellpfahl (links)
Aufgeschweißtes Schutzblech (rechts)

Während der Rammung wurden die Pfahlkopfdehnung $\varepsilon(t)$ und die Pfahlkopfbeschleunigung $a(t)$ jedes einzelnen Rammschlages erfasst (Abbildung 5-21). Um möglichst umfangreiche Informationen aus dem Signalverlauf generieren zu können, wurden die Messdaten mit der maximalen Abtastrate des Messgerätes von 20.000 Hz aufgezeichnet.

Als Messsystem wurde ein Pile Driving Analyzer (PDA) der Firma Pile Dynamics Inc., Ohio, USA verwendet. Durch die Messung von Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf können Informationen wie z.B. die Energie des eingeleiteten Rammschlages, maximale Zug- und Druckspannungen in der Messebene oder die Anzahl der Rammschläge ermittelt werden.



Abbildung 5-21: Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf

5.7 Statische Probelastung

5.7.1 Durchführung der statischen Probelastungen

Etwa 24 Stunden nach der Pfahlinstallation wurde bei einem Großteil der Modellversuche eine statische Probelastung auf Druck durchgeführt (vgl. Tabelle 5-4). Alle statischen Probelastungen wurden in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle, 2012) vorgenommen.

Die aufgebaute und mit den Stützen fest verschraubte Last-Rahmenkonstruktion zur Einleitung der Drucklast in den Pfahlkopf zeigt Abbildung 5-22. Die statischen Probelastungen erfolgten kraftgesteuert. Die Kraft wurde über einen Hydraulikzylinder der Firma Enerpac (Typ: CLSG-1506) auf den Pfahlkopf aufgebracht. Die Laststeigerung erfolgte manuell mit einer Hydraulik-Handpumpe (Enerpac P80). Um möglichst wenig Hub des Zylinders zu verbrauchen, wurde die Distanz zwischen der Pfahlkopfplatte und der Unterkante des Riegelkreuzes über Stahlscheiben ausgeglichen (vgl. Abbildung 5-23).

Um die in den Pfahl eingeleitete Kraft zu messen, kam eine kalibrierte Kraftmessdose der Firma Bauer, Schrobhausen (KMD 1800) zum Einsatz. Die Kraftmessdose besteht aus einem thermisch behandelten Stahlzylinder, der mit Dehnungsmessstreifen in einer temperaturkompensierten Anordnung (Vollbrücke) bestückt ist. Die Speisung der Kraftmessdose sowie das Aufzeichnen des Messsignals erfolgte - analog zu den Spannungsmessungen - mit der modularen Datenerfassungsanlage der Firma National Instruments. Digitalisiert und abgespeichert wurden die Daten mit LabVIEW.



Abbildung 5-22: Installierte Last-Rahmenkonstruktion zur Durchführung einer statischen Probelastung



Abbildung 5-23: Messtechnische Anordnung bei einer statischen Probelastung

Die Setzungsmessung des Pfahlkopfes erfolgte über drei symmetrisch auf der Außenkante der Pfahlklopfplatte angeordnete digitale Messuhren der Firma Mahr, Esslingen (Typ: MarCator 1086R). Entkoppelt vom Pfahl und dem Modellboden wurden die Messuhren über Messstative mit Magnetfuß auf der in Abschnitt 5.5 beschriebenen Pfahlführungskonstruktion fixiert. Durch eine integrierte USB-Schnittstelle konnten die Messwerte der drei Messuhren parallel und kontinuierlich erfasst werden.

Beginnend mit einer Vorlaststufe von 10 kN erfolgte die Belastung in zwei Zyklen. Als Kriterium für den ersten Lastzyklus galt die rechnerisch, auf der Grundlage von Vorversuchen abgeschätzte, halbe Grenztragfähigkeit des Pfahles ($0,5 \cdot R_c$). Die Belastung des ersten Zyklus erfolgte in mindestens vier Laststufen mit einer Dauer der Laststeigerung je Stufe von mindestens 3 Minuten. Nach Erreichen der geplanten Belastung je Stufe wurde die Last so lange aufrecht gehalten, bis der Verschiebungszuwachs auf 0,01 mm innerhalb von 2 Minuten abgeklungen war.

Nach einer Zwischenentlastung bis auf die Vorlaststufe ($\geq 3,0$ Minuten) erfolgte der zweite Lastzyklus mit mindestens acht Laststufen. Die Kriterien der Erstbelastung wurden analog für die Wiederbelastung übernommen. Als Grenztragfähigkeit des Pfahles galt die bei einer bleibenden Setzung von $0,1 D_a$ (D_a = Pfahlaußendurchmesser) eingeleitete Kraft.

Die abschließende Entlastung erfolgte bis zur Vorlaststufe ($\geq 5,0$ Minuten). Sobald messtechnisch keine Pfahlverformung (Hebung) mehr nachgewiesen werden konnte, wurde der Pfahl vollständig entlastet.

Das Ergebnis einer statischen Probelastung zeigt Abbildung 5-24 am Beispiel des Versuches Nr. 8. Auf der linken Seite ist die Widerstands-Setzungs-Linie, auf der rechten Seite die Zeit-Setzungs-Linie dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Laststeigerung jeweils erst nach einem deutlichen Abklingen der Pfahlbewegungen erfolgte.

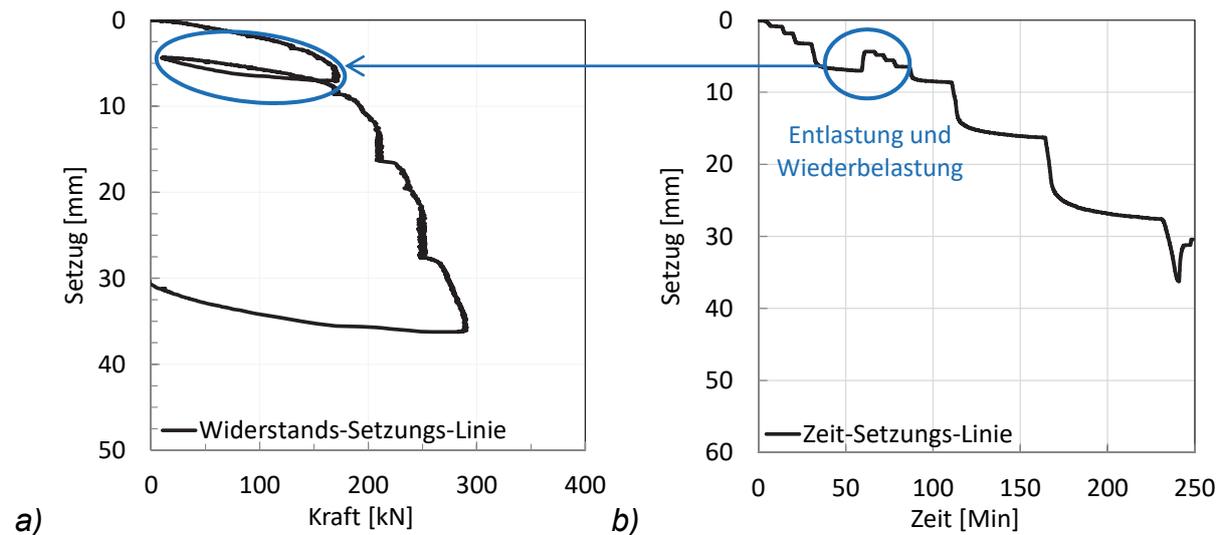


Abbildung 5-24: Statische Probelastung:
 a) Widerstands-Setzungs-Linie
 b) Zeit-Setzungs-Linie

Die Ergebnisse aller durchgeführten statischen Probelastungen sind in Anhang B dargestellt.

5.7.2 Auswertung der statischen Probelastungen

Die Ergebnisse aller statischen Probelastungen, die im erdfeuchten Modellsand ausgeführt wurden, zeigt Abbildung 5-25. Die aufgebrachte Last wurde jeweils bis zu einer Pfahlkopfsetzung von ca. $0,1 \times D_a$ erhöht. Die graue Linie zeigt die Widerstands-Setzungs-Linie (WSL) des Versuches Nr. 1. Die drei blauen Linien zeigen die WSL der Versuche Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4. Die lilafarbene Linie zeigt das Ergebnis bei maximaler Verdichtung des Bodens (Versuch Nr. 5), die grüne Linie das Versuchsergebnis vom Pfahl Typ 2 (Versuch Nr. 6). Erwartungsgemäß steigen die Widerstände mit zunehmender Verdichtung des Bodens an, wobei die WSL bei identischem Bodenaufbau und Pfahltyp sehr ähnlich ist. Durch die deutlich größere Mantelreibungsfläche des Pfahles vom Typ 2 (siehe Tabelle 5-6) wurden hier entsprechend höhere Pfahlwiderstände gemessen.

Mit steigenden Pfahlwiderständen sind insbesondere in der lilafarbenen und grünen WSL deutliche Sprünge in der Kraft zu kennen. Der plötzliche Abfall in der Kraft kann durch ein geringfügiges Nachgeben der Last-Rahmen-Konstruktion erklärt werden. Wie in Abbildung 5-22 zu erkennen ist, wurden Stützen und Riegelkreuz miteinander verschraubt. Der Schraubverbund ist nicht ideal starr, sodass sich die Gesamtkonstruktion bei hohen Lasten geringfügig entspannen kann. Der generelle Verlauf der WSL ist dennoch deutlich zu erkennen.

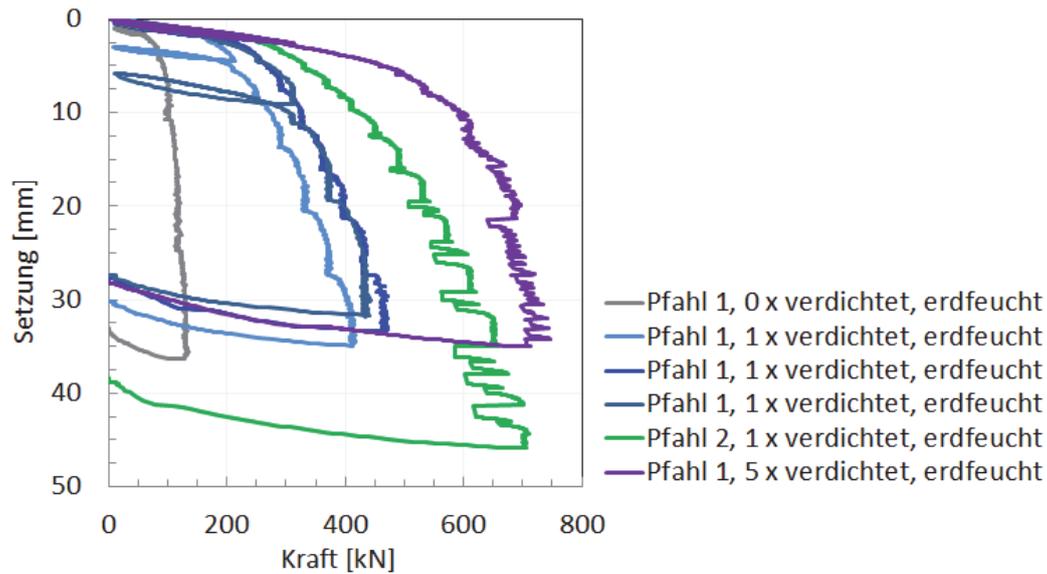


Abbildung 5-25: WSL aus statischer Probelastung (SLT), erdfeucht

Die Ergebnisse der durchgeführten statischen Probelastungen im vollständig wassergesättigten Modellsand sind in Abbildung 5-26 dargestellt. Je Pfahltyp bzw. Verdichtung wurde hier nur eine Probelastung durchgeführt. Vergleichbar zu den bereits beschriebenen Belastungsversuchen im erdfeuchten Modellsand wurde auch hierbei die aufgebrachte Last bis zu einer Pfahlverschiebung von ca. $0,1 \times D_a$ erhöht. Die graue Linie zeigt die WSL des Versuches Nr. 7, die blaue Linie die des Versuches Nr. 8 und die grüne Linie die des Versuches Nr. 11. Auch im vollständig wassergesättigten Modellboden steigen die Pfahlwiderstände in Abhängigkeit der Verdichtung des Modellbodens an. Ebenfalls ist der Einfluss der höheren Mantelreibungsfläche durch den Modellpfahl vom Typ 2 deutlich zu erkennen.

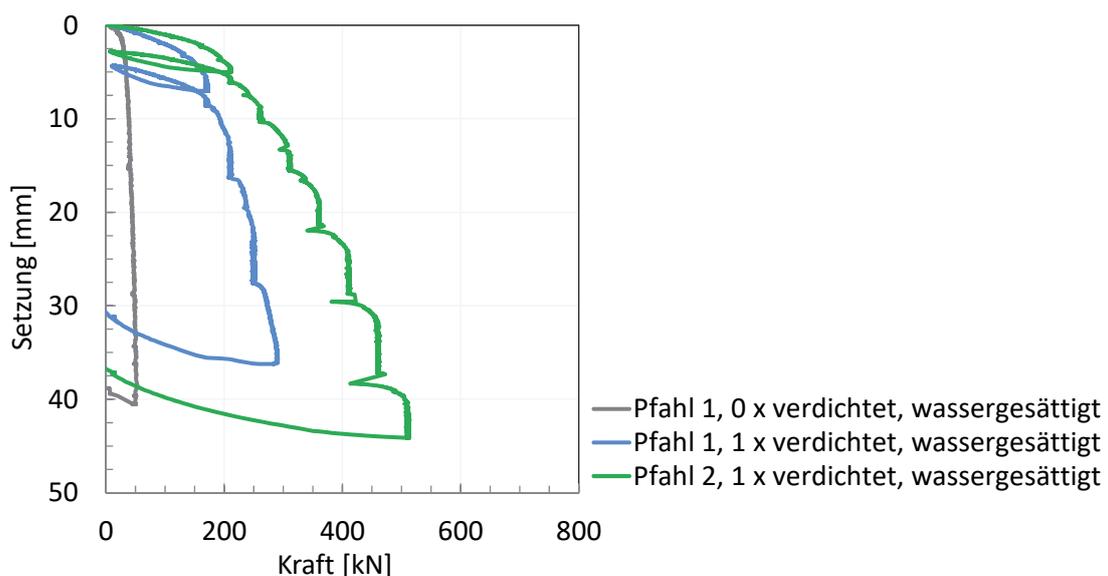


Abbildung 5-26: WSL aus statischer Probelastung (SLT), wassergesättigt

5.8 Messung der Bodensäule im Pfahl

Nach jedem der insgesamt elf durchgeführten Modellversuche wurde die Höhe des Bodens im Pfahl gemessen. Sie entsprach der Ausgangslage bzw. der Höhenlage des Bodens um den Pfahl herum. Aus Abschnitt 3.3.2 ist bekannt, dass der Boden im Pfahl als unverspannt gilt, wenn nach der Rammung der Boden im Pfahl der Ausgangslage des Bodens vor der Rammung entspricht. Für alle elf Modellversuche kann daher davon ausgegangen werden, dass sich während der Pfahlrammung keine Verspannung des Bodens im Pfahl eingestellt hat.

5.9 Initiale Spannungen nach dem Aufbau des Modellbodens

5.9.1 Plausibilitätskontrolle der Sensoren

Grundlage der Auswertung einer Messung ist die vorherige Kontrolle und Plausibilisierung des verwendeten Messsystems. Die Spannungsänderungen im Boden wurden durch unterschiedliche Erddruck- und Porenwasserdruckgeber der Firma Glötzl erfasst (vgl. Abschnitt 5.3.5). Zur Plausibilisierung der Messergebnisse wurden die Sensoren im Vorfeld der Versuche 4,5 m tief in einen wassergefüllten Trog herabgelassen und nach einer kurzen Ruhephase wieder geborgen. Die Spannung wurde hierbei kontinuierlich gemessen. Das Ergebnis der Spannungsmessungen zeigt Abbildung 5-27.

Bei einer Wichte des Wassers γ_w von $9,81 \text{ kN/m}^3$ beträgt die richtungsunabhängige Spannung in einer Tiefe von 4,5 m ca. $44,2 \text{ kN/m}^2$. Im Mittelwert über die Zeit zeigten die Erddruckgeber vom Typ E7/14 und E10 eine Abweichung von weniger als 0,5% zum hydrostatischen Wasserdruck. Die größte Abweichung eines einzelnen Sensors (E7/14 18038) betrug ca. 2,5%. Die Porenwasserdruckgeber zeigten einen nahezu identischen Spannungsverlauf mit einer maximalen Abweichung zum Wasserdruck von unter einem Prozent. Die verwendete Messkonfiguration wurde deshalb für alle nachfolgenden Versuche analog übernommen.

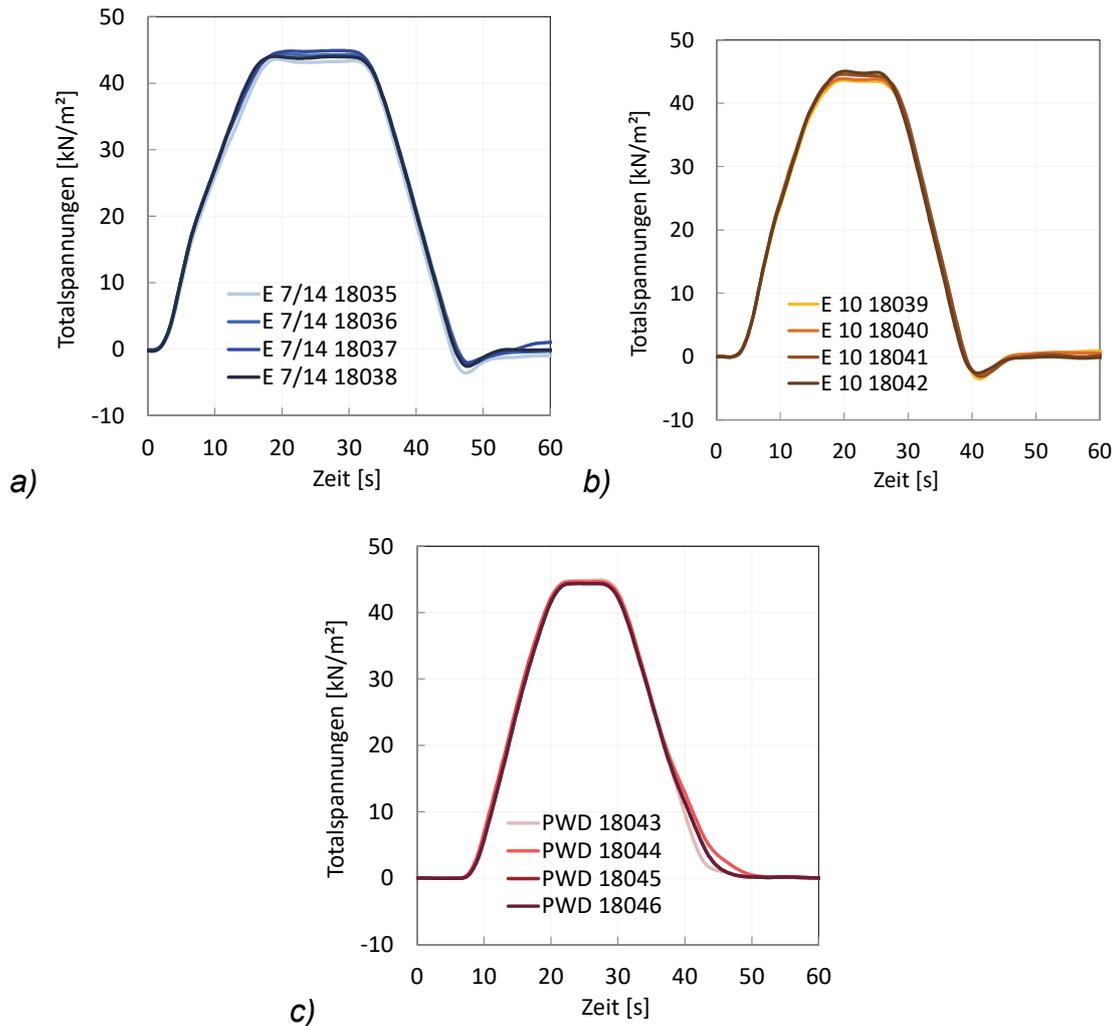


Abbildung 5-27: Plausibilitätskontrolle der Erddruck- und Porenwasserdruckgeber:
a) Typ E7/14, b) Typ E10, c) Typ PWD

5.9.2 Einfluss von Temperatur und Luftdruck auf die Spannungsmessungen

Prinzipiell können die Ergebnisse von Spannungsmessungen sowohl durch den Luftdruck als auch durch die Temperatur (Temperaturfehler der Sensoren) beeinflusst werden. Abbildung 5-28 zeigt die Ergebnisse von Temperatur- und Luftdruckmessungen über einen Zeitraum von fünf Tagen. Die Luftdruckmessungen zeigen einen maximalen Anstieg bzw. Abfall von 7 bis 8 hPa bzw. 0,7 bis 0,8 kN/m² innerhalb von 24 Stunden. Die Temperatur zeigt eine Schwankung von bis zu ca. 10 °C innerhalb von 24 Stunden, gemessen im Messcontainer. Die Temperatur im Modellboden blieb während des gesamten Messintervalls jedoch nahezu konstant.

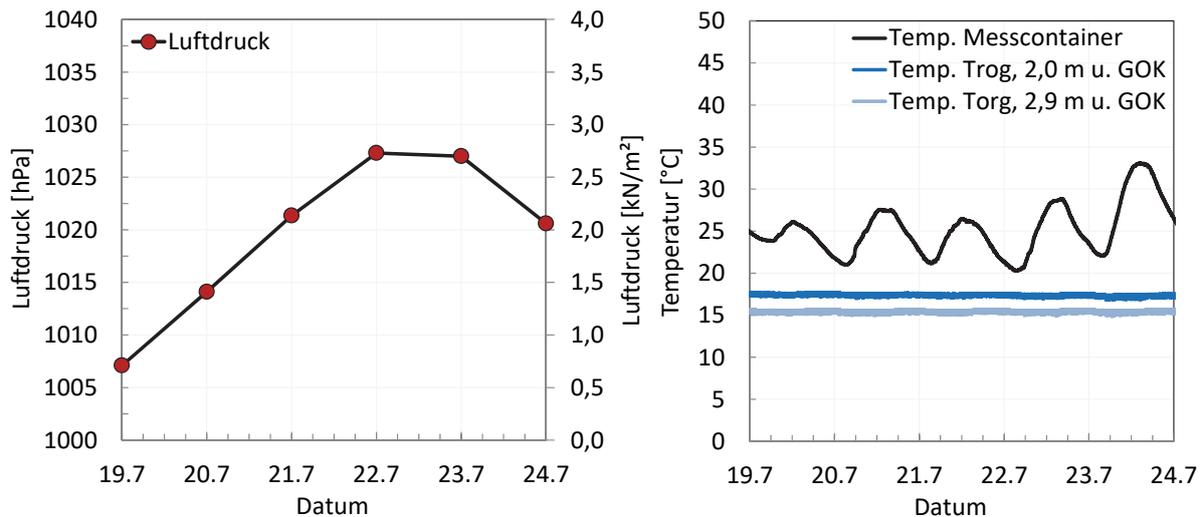


Abbildung 5-28: Luftdruckmessung, Wetterstation Braunschweig Flughafen (links)
Temperaturmessung im Trog (rechts)

Mit Ausnahme des Versuches Nr. 5, bei dem durch einen Defekt am Hammer das Fallgewicht für jeden einzelnen Rammschlag manuell ausgelöst wurde und die Rammzeit ca. 240 Minuten betrug, wurden alle weiteren Modellpfähle innerhalb von maximal 10 Minuten eingerammt. Bei einer ungefähren Luftdruckveränderung von etwa 0,2 kN/m² innerhalb von vier Stunden und einer nahezu konstanten Temperatur im Modellboden kann ein Einfluss des Luftdrucks oder der Temperatur auf die Spannungsmessungen als vernachlässigbar klein angenommen werden.

5.9.3 Analytisch berechneter Überlagerungserddruck

Da die Tröge kreisrund ausgebildet, auf einem 0,7 m dicken Fundament stehen und seitlich in den umgebenden Boden eingebettet sind, kann eine Verformung der Tröge bei dem Aufbau des Versuchsbodens bzw. bei der Installation der Modellpfähle weitestgehend ausgeschlossen werden. Klassischerweise werden die Spannungen im Boden bei nahezu verformungsfreien Randbedingungen über den Erdruchdruck berechnet.

Für seitlich begrenzte Verfüllungsräume empfiehlt DIN 4085:2011-05 die Berücksichtigung des Silodrucks. Die Silotheorie nach Janssen (1895) wird jedoch üblicherweise ab einem Verhältnis von Höhe zu Breite $\geq 2,0$ angesetzt und bleibt auf Grund des hier vorliegenden Verhältnisses von 1,05 (Höhe des eingebauten Bodens = 4,2 m, Durchmesser des Versuchsstandes = 4,0 m) für die nachfolgenden Erddruckberechnungen unberücksichtigt.

Im erdfeuchten Boden können die vertikalen Spannungen (σ_v) und die horizontalen Erdruchdruckspannungen ($\sigma_{h,0}$) nach Gleichung 5-2 und 5-3 berechnet werden:

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad 5-2$$

$$\sigma_{h,0} = \gamma \cdot h \cdot K_0 = \sigma_v \cdot K_0 \quad 5-3$$

Mit:

γ	Wichte des erdfeuchten Bodens
h	Tiefe unter GOK
K_0	Erdruchdruckbeiwert

Bei einer vertikalen Wand und einem waagerechtem Gelände kann der Erdruchdruckbeiwert K_0 vereinfacht über den Ansatz von Jaky (1938) ermittelt werden:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad 5-4$$

Bei lagenweisem Einbau des Bodens mit Verdichtung kommt es, hervorgerufen durch eine horizontale Verspannung des Bodens gegen die unnachgiebige Trogwand, im oberflächennahen verdichteten Bereich zu einem horizontalen Verdichtungserddruck, der größer ist als der reine Erdruchdruck (DIN 4085:2011-05). Der erhöhte horizontale Erddruck bleibt solange erhalten, bis der Überlagerungsdruck höher als der Verdichtungserddruck ist (Tiefe z_E nach Abbildung 5-29).

Nach GBT (2018) kann die Ausbildung des Verdichtungserddrucks analytisch abgeschätzt werden (vgl. Abbildung 5-29). Bei einer Breite b des zu verfüllenden Raums $\geq 2,50$ m und einer unnachgiebigen Wand als Auflagerbedingung ergibt sich nach DIN 4085:2011-05 ein Verdichtungserddruck von $e_{vh} = 25$ kN/m² ab der Tiefe z_P (Punkt B) bis zur Tiefe z_E (Punkt E). Den oberflächennahen Bereich, in dem der Verdichtungserddruck ansteigt, beschreibt die Länge z_P . Bei einem Wandreibungswinkel von $\delta_p = 0$ (lackierte Trogwand) wird die Länge z_P nach Gl. 5-5 über den Verdichtungserddruck $e_{v,h}$, die Wichte des Bodens γ und den Erddruckbeiwert im passiven Zustand K_{pgh} bestimmt.

$$z_P = \frac{e_{vh}}{\gamma \cdot K_{pgh}(\delta_p = 0)} \quad 5-5$$

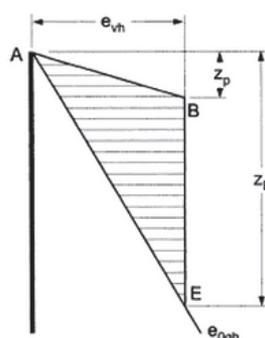


Abbildung 5-29: Ansatz des Verdichtungserddrucks bei unnachgiebiger Wand vgl. DIN 4085:2011-05

Der Einflussbereich des Verdichtungserddrucks z_E wird über den Verdichtungserddruck e_{vh} , die Wichte des Bodens γ und den Erdruchdruckbeiwert K_0 (Gl. 5-4) berechnet:

$$z_E = \frac{e_{vh}}{\gamma \cdot K_0} \quad 5-6$$

Zur Berechnung des Ausgangsspannungszustandes im Versuchsstand wurde die Wichte des Modellsandes anhand von zahlreichen Ausstechzylinder-Versuchen nach DIN 18125-2:2011-03 bestimmt. In Abhängigkeit der Lagerungsdichte zeigt die nachfolgende Tabelle sowohl die Feuchtwichte als auch die Wichte unter Auftrieb.

Tabelle 5-8: Wichte des Modellsandes in Abhängigkeit der Lagerungsdichte (Stahlmann & Fischer, 2013)

Lagerungsdichte D [-]	Feuchtwichte γ [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]
< 0,15 (sehr locker)	< 15,1	< 9,0
0,15 - 0,30 (locker)	ca. 15,1	ca. 9,0
0,30 - 0,50 (mitteldicht)	ca. 15,8	ca. 9,3
0,50 - 0,75 (dicht)	ca. 16,3	ca. 9,6
0,75 - 1,00 (sehr dicht)	ca. 16,8	ca. 9,9

Die Wichte des Bodens unter Auftrieb wurde nach Gleichung 5-7 über die Kornwichte γ_s , die Wichte des Wassers γ_w und den Porenanteil n berechnet:

$$\gamma' = (1 - n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \quad 5-7$$

Mit:

γ_s Kornwichte (Quarzsand) = 26,5 kN/m³
 γ_w Wichte des Wassers = 9,81 kN/m³
 n Porenanteil aus Ausstechzylinder-Versuch

Die Zuordnung der Wichte zur Lagerungsdichte (von locker bis sehr dicht) erfolgt nach DIN 18126:1996-11 (Gl. 5-8).

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d} \quad 5-8$$

Mit:

n Porenanteil aus Ausstechzylinder-Versuch
 ρ_d Trockendichte des Bodens aus Ausstechzylinder-Versuch
 $\max n / \min n$ Tabelle 5-5
 $\max \rho_d / \min \rho_d$ Tabelle 5-5

Bei einer mittleren Wichte des feuchten Bodens von $\gamma \approx 16,0 \text{ kN/m}^3$ (Tabelle 5-8), einem mittleren Reibungswinkel von $\varphi' = 33,0^\circ$ (Tabelle 5-5), einem Erdrudruckbeiwert von $K_0 = 0,46$ und einem Erddruckbeiwert im passiven Zustand $K_{pgh} = 3,39$ berechnet sich der horizontale Verdichtungserddruck $\sigma_{h, \text{Verdichtung}}$ im Versuchsstand analog zur gestrichelten blauen Linie in Abbildung 5-30.

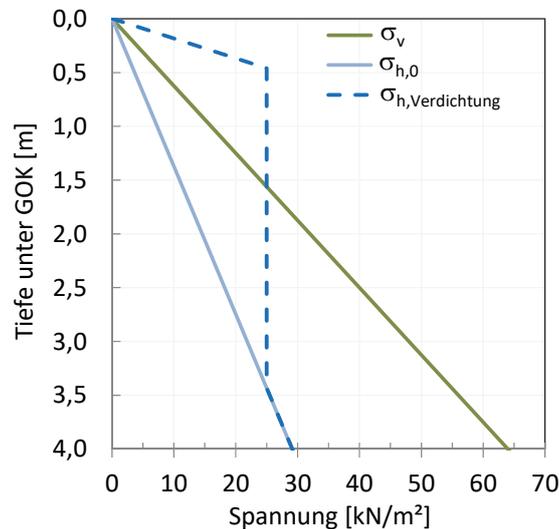


Abbildung 5-30: Primärspannungszustand

Zusätzlich sind als hellblaue, durchgezogene Linie die Horizontalspannung im Erdrudruck σ_h und als grüne, durchgezogene Linie die Vertikalspannung σ_v dargestellt.

Bei einem nachträglichen Fluten des Troges verringern sich die effektiven Spannungen analog zur Verringerung der Wichte des Bodens unter Auftrieb (vgl. Tabelle 5-8).

5.9.4 Gemessener Überlagerungsdruck

Zur exakten Bestimmung der initialen Spannungszustände nach dem Einbau des Modellsandes wurden die Spannungen im Boden nach jeder aufgebauten Lage gemessen (alle 20 cm). Nach dem Fluten des Versuchsstandes erfolgte jeweils eine weitere Messung.

Spannungen im erdfeuchten Boden

Die Ergebnisse der Messungen des horizontalen Erddrucks im erdfeuchten Zustand des Modellsandes σ_h zeigt Abbildung 5-31 für die drei Verdichtungszustände nicht verdichtet (a), einfach verdichtet (b) und mehrfach verdichtet (c).

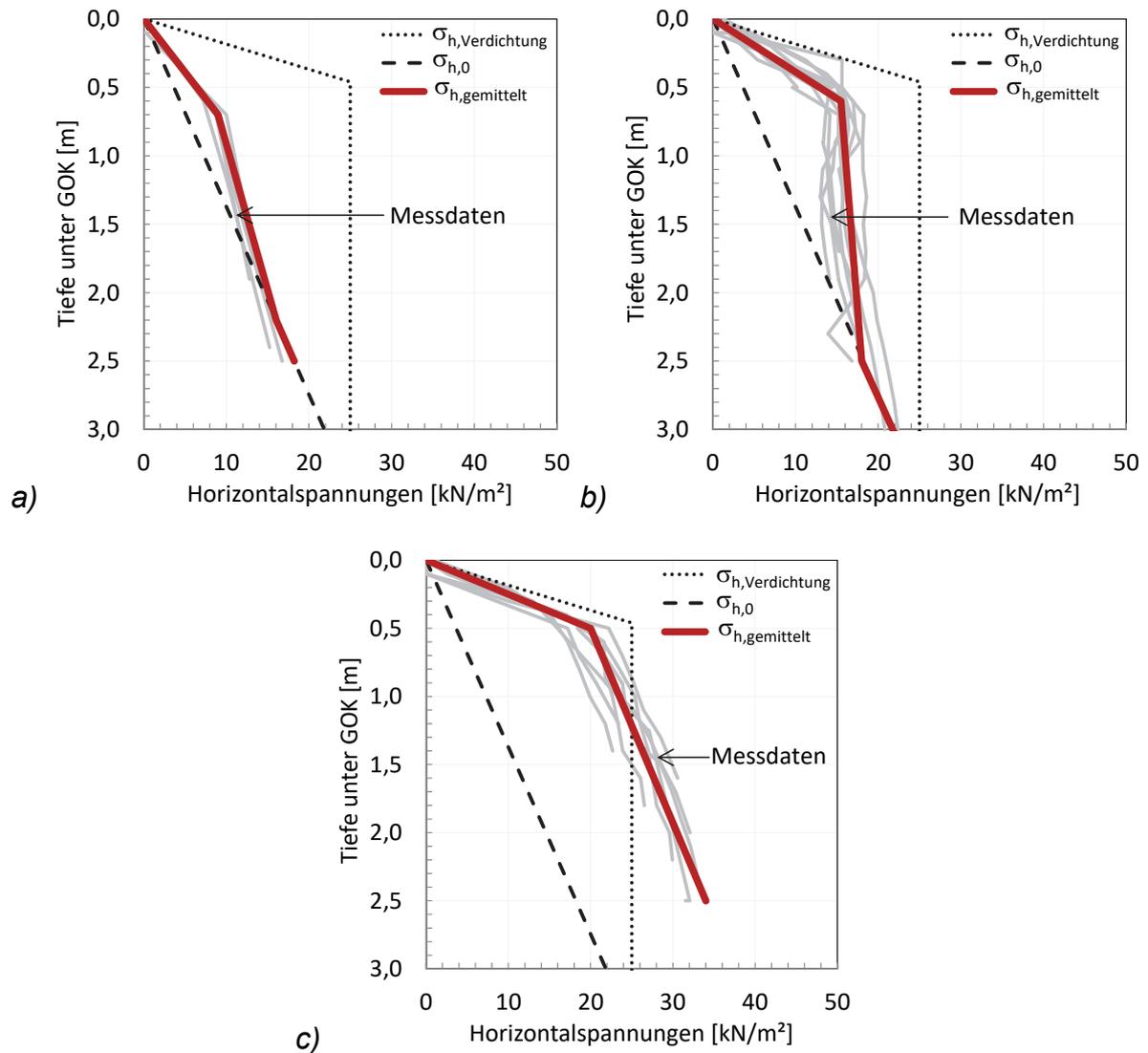


Abbildung 5-31: Horizontalspannungen nach dem Einbau des erdfuchten Modellsandes bei unterschiedlichen Verdichtungen:
 a) nicht verdichtet, b) einfach verdichtet, c) mehrfach verdichtet

Die hellgrauen Linien zeigen die Messdaten der Erddruckgeber vom Typ E7/14, die im Verlauf des Modellsandaufbaus bei unterschiedlichen Einbauhöhen erfasst wurden. Die rote Linie zeigt den Mittelwert der gemessenen Horizontalspannungen $\sigma_{h,gemittelt}$. Die gestrichelte schwarze Linie zeigt den Verlauf der Horizontalspannung im Erdruhedruck $\sigma_{h,0}$ nach Gl. 5-3, die gepunktete Linie zeigt den Verlauf der Horizontalspannungen bei Verdichtung $\sigma_{h,Verdichtung}$ nach Gl. 5-5 und Gl. 5-6 (vgl. auch Abbildung 5-30).

Im einfach verdichteten Boden wurden Erddruckgeber vom Typ E 7/14 bis 3,0 m unter GOK eingebaut, im unverdichteten bzw. mehrfach verdichteten Boden maximal bis zu einer Tiefe von 2,5 m unter GOK. Da eine Extrapolation der Messdaten mit großen Unsicherheiten behaftet ist, beschränkt sich der Mittelwert der gemessenen Horizontalspannungen σ_h auf die maximale Einbautiefe der Sensoren. Analog wurde auch bei der Auswertung der Vertikalspannungen vorgegangen.

Die gemessenen Horizontalspannungen (Abbildung 5-31, graue Linien) zeigen eine Abweichung zum Mittelwert von maximal $\pm 3,5 \text{ kN/m}^2$. Der Aufbau des Modellbodens dauerte üblicherweise mehrere Tage, sodass der Einfluss von Temperatur und Luftdruck (vgl. Abschnitt 5.9.2) hier eine deutlich größere Rolle spielt. Hinzu kommt, dass der Modellboden selbst bei größter Sorgfalt nie zu 100% gleich eingebaut werden kann, was ebenfalls zu geringfügig abweichenden Spannungen über die Einbindetiefe führt. Durch Bildung eines Mittelwertes wurde der Fehler aus den Messergebnissen auf ein Minimum reduziert.

Es ist klar zu erkennen, dass die beim Einbau des Modellsandes gemessenen Horizontalspannungen mit zunehmender Verdichtung ansteigen. Für den nicht verdichteten Zustand konnte erwartet werden, dass die Messergebnisse der Horizontalspannung dem Erdruchdruck entsprechen. Eine mögliche Erklärung für den oberflächennah leicht erhöhten horizontalen Erddruck ist die Sensoreinbringung. Die Sensoren vom Typ E7/14 (siehe Abbildung 5-10) wurden jeweils in die aufgebaute Bodenschicht eingepresst. Die hierbei entstehende, seitliche Verdrängung des Bodens führt zu einer leichten Spannungserhöhung im Nahfeld des Sensors. Zur Tiefe sind die Überlagerungsspannungen höher als die aus der Bodenverdichtung entstehenden Spannungserhöhungen, messtechnisch ist dieser Effekt hier somit nicht mehr nachzuweisen.

Bei einer einfachen Verdichtung des Modellbodens ist der Verlauf der Horizontalspannung über die Tiefe ähnlich dem nach DIN 4085:2011-05 berechneten Verdichtungs-erddruck, jedoch geringer. Bei mehrfacher Verdichtung des Bodens verläuft der Spannungsverlauf ab der Tiefe z_p ungefähr parallel zur Horizontalspannung im Erdruchdruck.

Nach Abschnitt 2.2 binden Gründungspfähle von Offshore-Windenergieanlagen ab einer mittleren Tiefe von rd. 4 m unter dem Meeresgrund in vorwiegend eiszeitlich vorbelastete, pleistozäne Sande ein. Untersuchungen von (Breth et al., 1978) an überkonsolidierten, nichtbindigen Böden zeigen, dass die Horizontalspannungen eines eiszeitlich vorbelasteten Bodens größer sind als die nach Gleichung 5-3 und Gleichung 5-4 berechnete Horizontalspannung eines normalkonsolidierten Bodens. Von den Autoren wurden der folgende Zusammenhang mit dem Überkonsolidationsgrad (OCR) festgestellt:

$$K_{0,oc} = K_{0,nc} \cdot \sqrt{OCR} \quad 5-9$$

Mit:

$K_{0,oc}$	Erdruchdruck des überkonsolidierten Bodens
$K_{0,nc}$	Erdruchdruck des normalkonsolidierten Bodens
OCR	Überkonsolidationsgrad

Im Bereich der Deutschen Bucht liegt der Überkonsolidationsgrad (OCR) im Bereich zwischen 2 und 4. Für einen Großteil der Einbindetiefe eines in der Deutschen Bucht

installierten Gründungspfahles treten somit deutlich höhere Horizontalspannungen auf, als sie für einen normalkonsolidierten Boden gültig sind.

Durch den Verdichtungserddruck beim Einbau des Modellsandes wurde in Teilen eine Verdoppelung der Horizontalspannungen im Vergleich zur erdstatischen Berechnung eines normalkonsolidierten Bodens gemessen. Diese Erhöhung ist nach Gleichung 5-9 vergleichbar zu der eines vorkonsolidierten Sandes im Bereich der Deutschen Bucht. Durch den erzielten Verdichtungserddruck besteht somit ein direkter Zusammenhang zwischen den erhöhten Horizontalspannungen im Modell und im Original.

Neben den Horizontalspannungen wurde die Entwicklung der Vertikalspannungen beim schichtweisen Aufbau des erdfeuchten Modellsandes gemessen und der Überlagerung gegenübergestellt. Die Auswertung der Messungen für alle Verdichtungsstände zeigt Abbildung 5-32. Die hellgrauen Linien zeigen die der Einbindetiefe gegenübergestellten Messdaten der Erddruckgeber vom Typ E10. Die rote Linie zeigt den Mittelwert der gemessenen Vertikalspannungen σ_v und die gestrichelte schwarze Linie den Verlauf der Vertikalspannung nach Gl. 5-2.

Bis zu einer Tiefe von ca. 1,5 m entspricht der Mittelwert der gemessenen Spannungen dem Überlagerungsdruck. In der Folge kommt es zu einer leichten Abnahme der gemessenen Vertikalspannungen in Bezug auf den Überlagerungsdruck. Wie beschrieben, ist eine Silowirkung bei einem Verhältnis von $z/b \leq 1,0$ eher unwahrscheinlich, kann aber nicht ausgeschlossen werden.

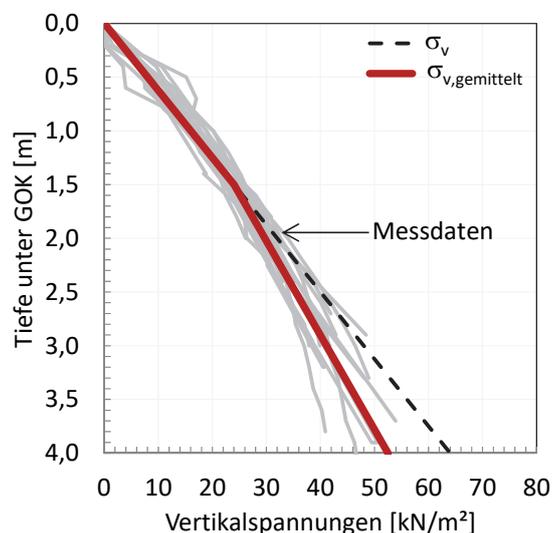


Abbildung 5-32: Vertikalspannungen im Trog nach dem Einbau des erdfeuchten Modellsandes, alle Verdichtungsstände

Eine weitere Erklärung für die im Vergleich zur Überlagerungsspannung nach Gleichung 5-2 gemessene geringere Vertikalspannungen ergibt sich aus dem Aufbau des Erddruckgebers (Abbildung 5-33).



Abbildung 5-33: Erddruckgeber zur Messung der Vertikalspannung

Die Druckflüssigkeit befindet sich zwischen zwei sehr dünnen Stahlblechen, die umlaufend mit einem starren Stahlrahmen verschweißt sind. Bei Belastung werden die dünnen Stahlbleche gegeneinander gepresst. Hierdurch kann sich analog zu den Skizzen in Abbildung 5-34 ein Teil der Vertikalspannungen am deutlich steiferen Stahlrahmen konzentrieren. Ebenfalls besteht die Möglichkeit, dass sich beim Zusammendrücken der Stahlbleche ein Gewölbe im Boden ober- und unterhalb des Erddruckgebers ausbildet, welches jeweils auf dem deutlich steiferen Stahlrahmen aufliegt. Beide Varianten können dazu führen, dass die gemessenen Vertikalspannungen etwas geringer ausfallen als die rechnerisch vorhandenen Vertikalspannungen.

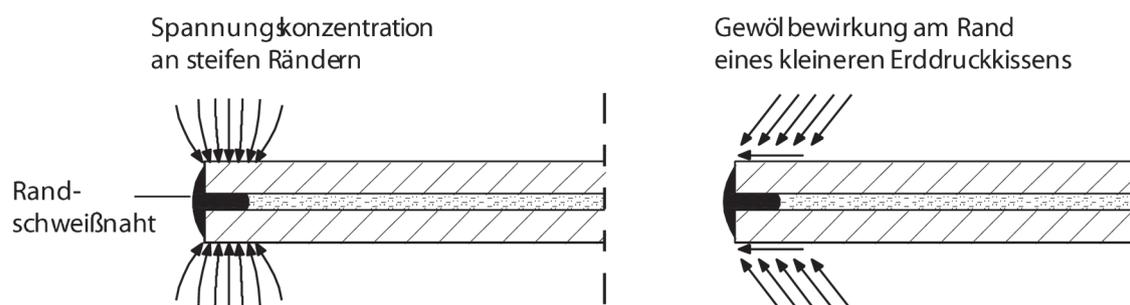


Abbildung 5-34: Schematische Darstellung der Spannungsverteilung an einem Erddruckkissen aus (Klose, 2013) in Anlehnung an (Paul & Walter, 2004)

Spannungen im wassergesättigten Boden

Im Anschluss an das Fluten des Versuchsstandes wurden weitere Spannungsmessungen durchgeführt. In Abbildung 5-35 sind die Messwerte der die Horizontalspannung erfassenden Messgeber für den nicht verdichteten (a) und den einfach verdichteten (b) Modellboden als graue Punkte dargestellt. Das Messergebnis zeigt die gemessene horizontale Totalspannung $\sigma_{h,total}$, die sich nach Gleichung 5-10 aus der effektiven Vertikalspannung σ'_v , dem Erddruckbeiwert K_0 und dem Porenwasserdruck u zusammensetzt:

$$\sigma_{h,total} = \sigma'_h + u = \sigma'_v \cdot K_0 + u \quad 5-10$$

Die hellrote Linie zeigt den auf Grundlage von Abbildung 5-31a und Abbildung 5-31b abgeschätzten Verlauf der totalen Horizontalspannung $\sigma_{h,gemittelt,total}$ über die Messtiefe. Zieht man den Porenwasserdruck ab, erhält man nach Gleichung 5-11 die effektive Horizontalspannung $\sigma'_{h,gemittelt}$, die in Abbildung 5-35 als dunkelrote Linie dargestellt ist.

$$\sigma'_h = \sigma_h - u \quad 5-11$$

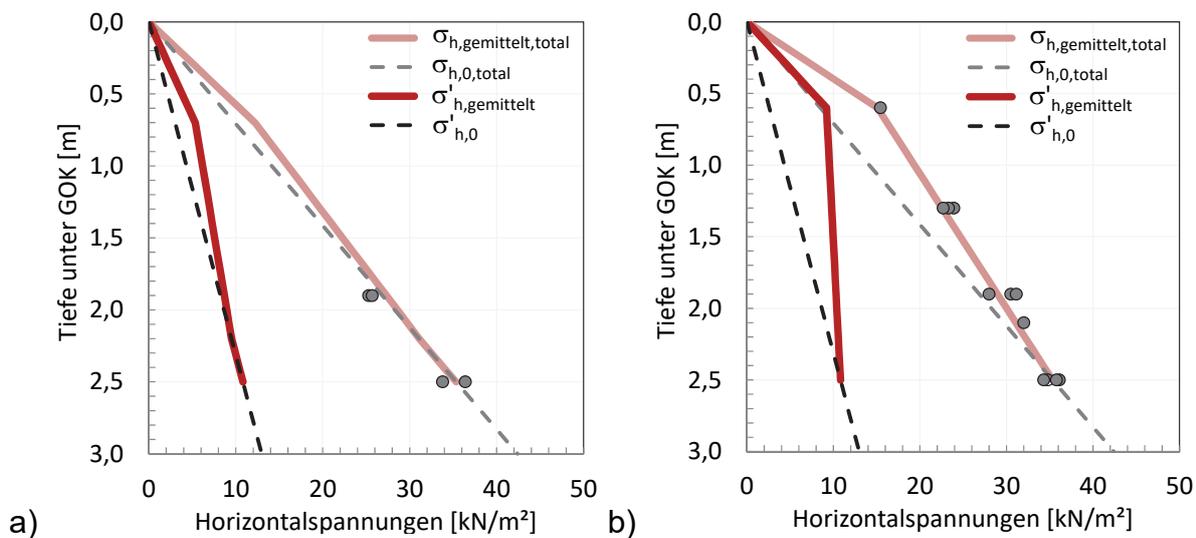


Abbildung 5-35: Effektive und totale Horizontalspannung im wassergesättigten Modellboden: a) nicht verdichtet, b) einfach verdichtet

Das Ergebnis zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit dem im erdfeuchten Zustand gemessenen Verlauf der effektiven Horizontalspannung (siehe Abbildung 5-31).

Analog zum Verlauf der Horizontalspannung wurde auch der Verlauf der Vertikalspannung im wassergesättigten Modellboden ermittelt. Die in Abbildung 5-36 in grau dargestellten Punkte zeigen die über die Sensoren gemessenen totalen Vertikalspannungen $\sigma_{v,gemessen,total}$. Die hellrote Linie entspricht dem prognostizierten Verlauf der totalen Vertikalspannung über die Messtiefe. Durch Subtraktion des Wasserdrucks ergibt sich

der Verlauf der effektiven Überlagerungsspannung im wassergesättigten Zustand (dunkelrote Linie).

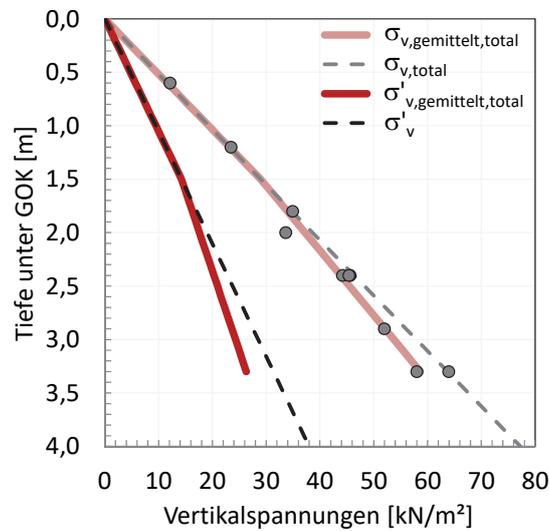


Abbildung 5-36: Effektive und totale Vertikalspannung im wassergesättigten Modellboden, alle Verdichtungszustände

Auch hier zeigt das Ergebnis der aus den Messdaten berechneten effektiven Vertikalspannung eine sehr gute Übereinstimmung mit den im erdfeuchten Zustand gemessenen Spannungen (siehe Abbildung 5-32).

Neben den gemessenen Totalspannungen und den berechneten effektiven Spannungen zeigen die gestrichelten, schwarzen und grauen Linien in Abbildung 5-35 und Abbildung 5-36 die berechneten totalen und effektiven Spannungen im Erdruchdruck sowie die berechneten totalen und effektiven Vertikalspannungen.

Das Ergebnis der vorgenannten Auswertungen und Berechnungen ist in Tabelle 5-9 noch einmal je 10 cm Einbindetiefe zusammengefasst. Die hier angegebenen Horizontal- und Vertikalspannungen bilden den Ausgangsspannungszustand im Modellboden, der allen nachfolgend dargestellten Auswertungen der Spannungsmessungen zugrunde gelegt wird.

Tabelle 5-9: Effektive Horizontal- und Vertikalspannungen nach dem Einbau des Modellbodens (Ausgangsspannungszustand)

Effektive Spannung	Erdfeucht				Wassergesättigt		
	Horizont			Vertikal	Horizont		Vertikal
Verdichtet	0x	1x	5x	0-5x	0x	1x	0-1x
Tiefe [m]	σ_h [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]	σ_h [kN/m ²]	σ_v [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	σ'_h [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,1	1,3	2,6	4,0	1,6	0,8	1,5	1,0
0,2	2,6	5,2	8,0	3,2	1,5	3,1	1,9
0,3	3,9	7,7	12,0	4,8	2,3	4,6	2,9
0,4	5,1	10,3	16,0	6,4	3,1	6,1	3,8
0,5	6,4	12,9	20,0	8,0	3,8	7,7	4,8
0,6	7,7	15,5	20,7	9,6	4,6	9,2	5,7
0,7	9,0	15,6	21,4	11,2	5,3	9,3	6,7
0,8	9,5	15,8	22,1	12,8	5,6	9,4	7,6
0,9	9,9	15,9	22,8	14,4	5,9	9,5	8,6
1,0	10,4	16,1	23,5	16,0	6,2	9,5	9,5
1,1	10,9	16,2	24,2	17,6	6,5	9,6	10,5
1,2	11,3	16,4	24,9	19,2	6,7	9,7	11,4
1,3	11,8	16,5	25,6	20,8	7,0	9,8	12,4
1,4	12,3	16,6	26,3	22,4	7,3	9,9	13,3
1,5	12,7	16,8	27,0	24,0	7,6	10,0	14,3
1,6	13,2	16,9	27,7	25,1	7,8	10,1	14,9
1,7	13,7	17,1	28,4	26,3	8,1	10,1	15,6
1,8	14,2	17,2	29,1	27,4	8,4	10,2	16,3
1,9	14,6	17,4	29,8	28,6	8,7	10,3	17,0
2,0	15,1	17,5	30,5	29,7	9,0	10,4	17,6
2,1	15,6	17,6	31,2	30,8	9,2	10,5	18,3
2,2	16,0	17,8	31,9	32,0	9,5	10,6	19,0
2,3	16,8	17,9	32,6	33,1	9,9	10,6	19,7
2,4	17,5	18,1	33,3	34,3	10,4	10,7	20,3
2,5	18,2	18,2	34,0	35,4	10,8	10,8	21,0
2,6	-	18,9	-	36,5	-	-	21,7
2,7	-	19,7	-	37,7	-	-	22,4
2,8	-	20,4	-	38,8	-	-	23,0
2,9	-	21,1	-	40,0	-	-	23,7
3,0	-	21,9	-	41,1	-	-	24,4
3,1	-	-	-	42,2	-	-	25,1
3,2	-	-	-	43,4	-	-	25,8
3,3	-	-	-	44,5	-	-	26,4
3,4	-	-	-	45,7	-	-	27,1
3,5	-	-	-	46,8	-	-	27,8
3,6	-	-	-	47,9	-	-	28,5
3,7	-	-	-	49,1	-	-	29,1
3,8	-	-	-	50,2	-	-	29,8
3,9	-	-	-	51,4	-	-	30,5
4,0	-	-	-	52,5	-	-	31,2

6 Darstellung und Interpretation der Messergebnisse

6.1 Grundlegendes

Bei jedem der in Tabelle 5-4 beschriebenen elf Modellversuche wurden die durch die Pfahlrammung verursachten Spannungsänderungen im Modellboden kontinuierlich mit einer Abtastrate von 10 Hz (10 Messpunkten pro Sekunden und Sensor) erfasst.

Die Darstellung und die Beschreibung der Versuchsergebnisse ist Bestandteil dieses Kapitels. Eine detaillierte Auswertung der normal auf die Pfahlwandung gemessenen Spannungsänderungen mit anschließender Ausarbeitung eines Ermüdungsmodells erfolgt in den nachfolgenden Kapiteln 7 und 8.

6.2 Methodik der Messwertaufbereitung

6.2.1 Datenaufbereitung

Zur deutlicheren Übersicht und zur besseren Interpretation der Ergebnisse wurden alle im Rahmen der Arbeit dargestellten Messergebnisse geglättet. Für die Signalanpassung wurde ein doppelter mathematischer Filter verwendet. Um einzelne Spannungsspitzen gezielt aus dem Messergebnis herauszufiltern, wurde in einem ersten Schritt jeder Messwert mit dem vorherigen und dem nachfolgenden Messwert verglichen und bei Bedarf durch Bildung des Medians ersetzt. In einem zweiten Schritt wurde das Signal durch eine Daubechies 1 Wavelet aus der in Matlab integrierten Wavelet Toolbox leicht geglättet. Der Vorteil eines Wavelet-Filters ist, dass sich das primäre Messsignal kaum verändert, da die hochfrequenten Anteile erhalten bleiben. Dies konnte durch den Vergleich der Rohdaten mit dem geglätteten Signalverlauf bestätigt werden. Eine Verschiebung der Spannungen (ohne Betrachtung der Spannungsspitzen) konnte nicht festgestellt werden. Das Ergebnis der Datenaufbereitung zeigt Abbildung 6-1 am Beispiel von Messdaten aus dem Versuch Nr. 11. Auf der linken Seite sind die gemessenen Rohdaten dargestellt. Die Ausgangsspannung wurde nach Tabelle 5-9 in Abhängigkeit von der Sensorlage gewählt. Das Bild auf der rechten Seite zeigt das gefilterte Messsignal. Die Signalanpassung wurde analog für alle nachfolgend dargestellten Spannungsänderungen während der Pfahlrammung angewendet. Für die in den nachfolgenden Abbildungen gezeigten Spannungsverläufe wurden die folgenden Bezeichnungen verwendet: HS = Horizontalspannung, VS = Vertikalspannung, TS = Tangentialspannung, PWD = Porenwasserdruck.

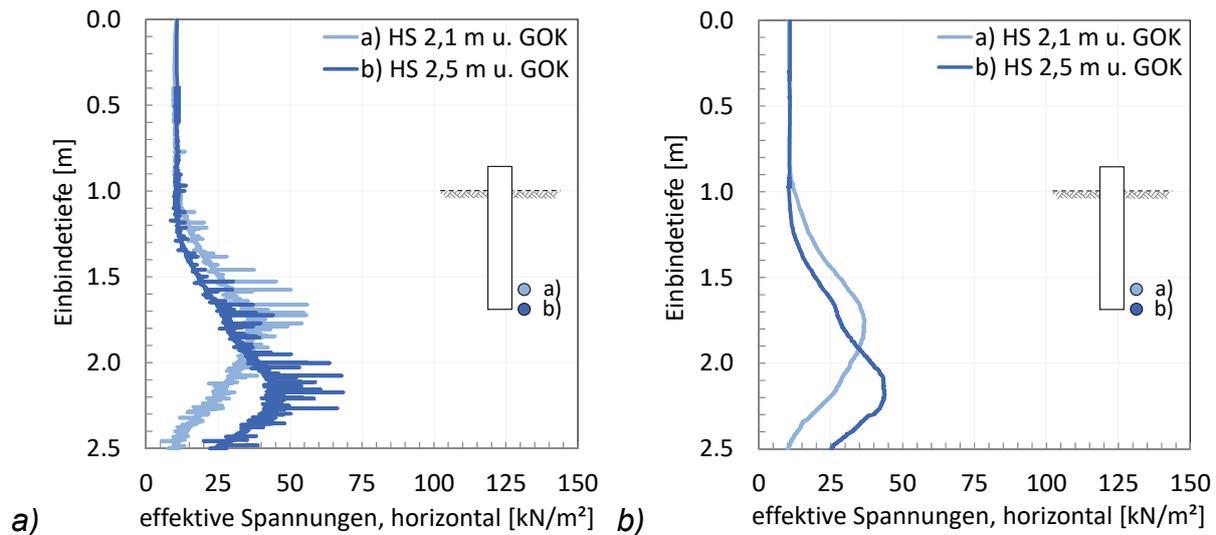


Abbildung 6-1: Rohdaten der gemessenen Spannungen (links)
gefilterte Messdaten (rechts)

6.2.2 Synchronisierung mit der Rammung

Wie in Abschnitt 5.3.5 beschrieben, wurden die Spannungen im Boden während der Pfahlinstallation über ein Datenerfassungs-, Steuer- und Regelmodul der Firma National Instruments erfasst. Für eine sinnvolle Interpretation der Messdaten ist es notwendig, die über die Zeit erfassten Spannungen der Einbindetiefe des Pfahles gegenüber zu stellen (vgl. Abbildung 6-1). Hierfür wurde der Rammvorgang jedes Modellversuches mit einer Videokamera aufgezeichnet, wobei die Videokamera auf die Gelände- bzw. die Wasseroberkante im Versuchstrog zeigte. Im Vorfeld der Rammung wurde die interne Uhr der Videokamera mit dem Messcomputer synchronisiert (< 1 Sekunde) und der Pfahl alle 10 cm markiert. Aus den Videoaufzeichnungen konnte die exakte Uhrzeit der Pfahleinbindetiefe alle 10 cm ermittelt werden. In einem zweiten Schritt wurde der exakte Zeitpunkt in den Spannungsmessungen ermittelt und der bekannten Einbindetiefe zugewiesen. Hierdurch kann davon ausgegangen werden, dass die gemessenen Spannungen alle 10 cm der exakten Pfahleinbindung entsprechen. Zwischen den bekannten Einbindetiefen pro 10 cm Rammfortschritt wurde die Pfahleinbringung innerhalb der Spannungsmessungen linear miteinander verbunden.

Neben der Videokamera dienen zusätzlich auch die Daten der rambbegleitenden Messungen (Abschnitt 5.6) zur Verifizierung der Pfahleinbindung. Durch Bedienung eines Schalters wurde die Pfahleinbringung innerhalb der automatischen Datenaufzeichnung jeweils um 10 cm erhöht. Vergleichbar zur Videokamera wurde auch die Uhrzeit des Messgerätes zur Erfassung der Rammschläge (Pile Driving Analyzer, PDA) entsprechend mit der des Messcomputers synchronisiert (< 1 Sekunde).

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse zeigen ausschließlich die der Pfahleinbindetiefe gegenübergestellte Spannungsänderung während der Modellpfahlrammung, ausgehend vom Ausgangsspannungszustand nach Tabelle 5-9. Mit der Einbindetiefe

ist die jeweils aktuelle Einbindetiefe des Modellpfahles im Verlauf des Rammvorgangs beschrieben.

6.3 Messergebnisse

6.3.1 Spannungsmessungen im erdfeuchten Boden

In diesem Abschnitt werden die gefilterten und über die Einbindetiefe dargestellten Spannungsänderungen, aufgezeichnet im erdfeuchten Modellboden, vorgestellt, beschrieben und interpretiert. Der Ausgangswert der jeweiligen Spannung entspricht der in Tabelle 5-9 angegebenen Initialspannung nach dem vollständigen Einbau des Modellsandes.

Soweit vorhanden, ist ein Messergebnis für jeden der vier Versuchsreihen gezeigt:

- 0 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 1)
- 1 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 3)
- 5 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 5)
- 1 x verdichtet, Pfahl 2, erdfeucht (Versuch Nr. 6)

Horizontalspannungen (normal zur Pfahlwandung)

Für die beschriebenen vier Versuchsreihen zeigt Abbildung 6-2 die Entwicklung der effektiven Horizontalspannung, gemessen in unterschiedlichen Messebenen zwischen ca. 1,2 m und 2,5 m unter GOK. Der Abstand zwischen dem Sensor und der Pfahlwandung beträgt in allen Versuchen 10 cm.

Generell kann bei unterschiedlichen Einbindetiefen der Sensoren eine unterschiedliche Ausgangs- bzw. Anfangsspannung erwartet werden (Gl. 5-3). Trotz der unterschiedlichen Einbindetiefen zwischen 1,3 m und 2,5 m unter GOK zeigen die in Abbildung 6-2b und Abbildung 6-2c dargestellten Horizontalspannungen einen nahezu identischen Startwert zu Beginn der Pfahlinstallation. Mit Verweis auf Abbildung 5-31b und Tabelle 5-9 weicht die Ausgangsspannung durch den Verdichtungserddruck im einfach verdichteten Modellboden zwischen 0,6 m und 2,5 m unter GOK nur um $2,7 \text{ kN/m}^2$ ab. Der kaum zu erkennende Spannungsunterschied in den beschriebenen Abbildungen ist somit richtig und durch den Verdichtungserddruck zu erklären. Dementsprechend muss auch der Startwert im nicht verdichteten bzw. im mehrfach verdichteten Modellboden mit den in Abbildung 5-31 dargestellten Ergebnissen abgeglichen werden.

Die durch die Pfahlrammung hervorgerufenen Spannungsänderungen können für alle durchgeführten Versuche als ähnlich beschrieben werden. Beginnend mit der in Tabelle 5-9 definierten Ausgangsspannung kommt es mit kleiner werdendem Abstand zwischen dem Pfahlfuß und der Sensorebene zu einem Spannungsanstieg. Nachdem

der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, also mit wieder größer werdendem Abstand zwischen Sensorlage und Pfahlfuß, nehmen die Horizontalspannungen in Sensorlage wieder deutlich ab. Die in Abschnitt 3.4.1 beschriebenen - durch die Pfahlrammung hervorgerufenen - Spannungsänderungen sind somit auch auf die Rammung der hier dargestellten Modellrohrpfähle übertragbar. Auch der Pfahllängeneffekt, als Abnahme der Horizontalspannung unmittelbar nachdem der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, ist somit deutlich in den Messergebnissen zu erkennen.

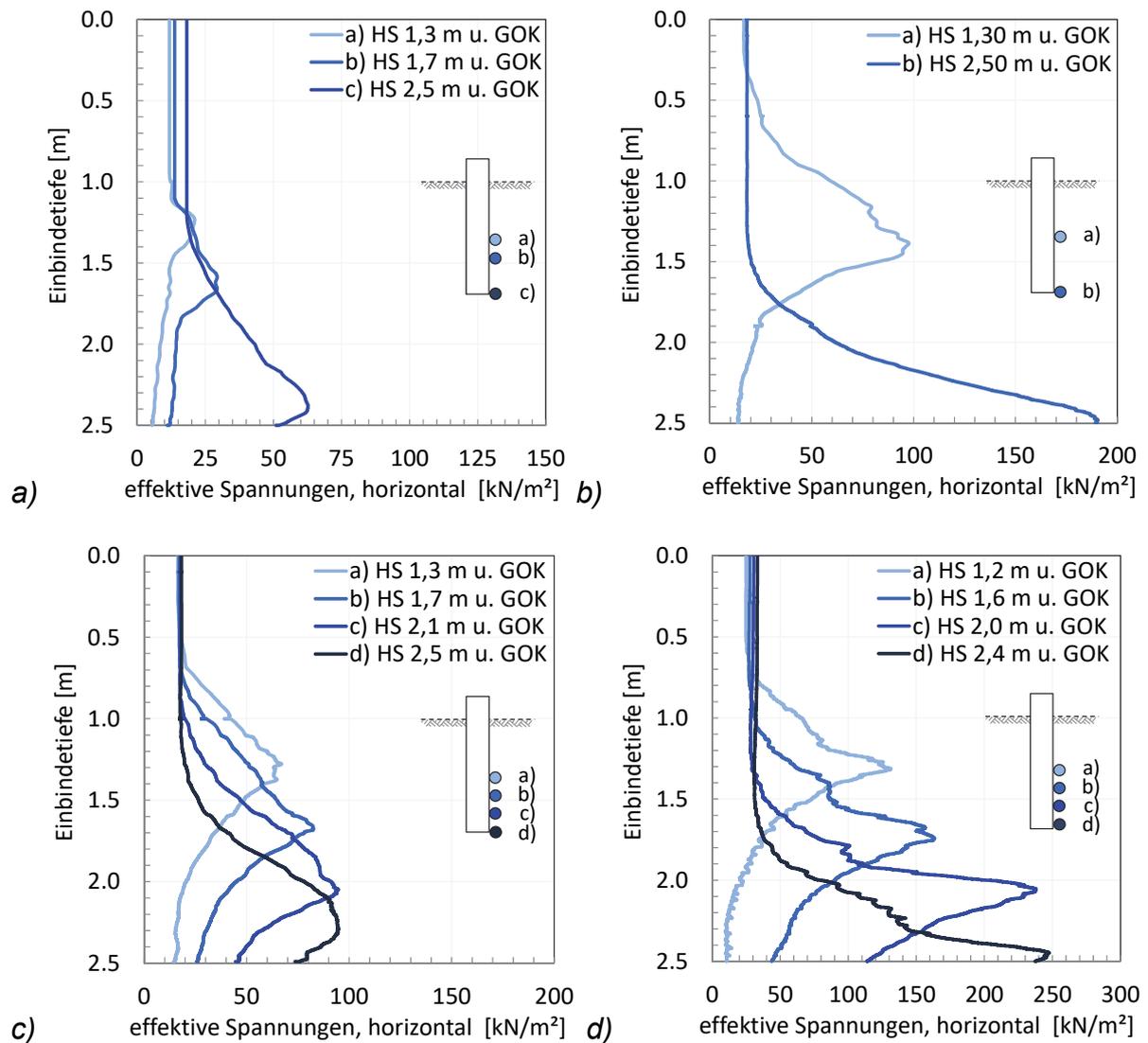


Abbildung 6-2: Verlauf der Horizontalspannungen während der Rammung

- a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 1)
- b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 3)
- c) 1 x verdichtet, Pfahl 2, erdfeucht (Versuch Nr. 6)
- d) 5 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 5)

Ein Vergleich der bei den vier Versuchsreihen gemessenen Spannungen untereinander zeigt klar den Einfluss der Bodenverdichtung und des Pfahldurchmessers.

Mit zunehmender Verdichtung des Modellsandes steigen die gemessenen Spannungsänderungen während der Rammung deutlich an. Beträgt die in einer Tiefe von 2,5 m unter GOK gemessene maximale Spannung im nicht verdichteten Zustand (Abbildung 6-2a) noch ca. 65 kN/m², so liegt sie im einfach verdichteten Zustand schon oberhalb von 190 kN/m² (Abbildung 6-2b) und im fünffach verdichteten Zustand bei etwa 250 kN/m² (Abbildung 6-2d).

Bei gleicher Verdichtung des Modellbodens wurde eine Spannungsabnahme mit größer werdendem Pfahldurchmesser gemessen. Bei einfacher Verdichtung des Modellsandes beträgt die gemessene maximale Horizontalspannung bei dem Modellpfahl mit einem Durchmesser von 35,56 cm (Typ1) 190 kN/m². Bei dem Modellpfahl vom Typ 2 ($\varnothing = 50,60$ cm) wurde in gleicher Tiefenlage eine maximale Horizontalspannung von 100 kN/m² aufgezeichnet. Die Ergebnisse der im Anschluss durchgeführten und auf den Pfahlumfang normierten statischen Probelastungen bei gleicher Verdichtung und gleicher Sättigungszahl zeigen jedoch, dass die Pfahlwiderstände beim Modellpfahl Typ 1 und Modellpfahl Typ 2 identisch sind (siehe Abschnitt 7.3).

Eine mögliche Erklärung für die bei dem kleineren Pfahldurchmesser aufgezeichneten, höheren Horizontalspannungen in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung liefert der Spannungszustand des Bodens im Pfahlinneren. Auch wenn bei keinem der durchgeführten Modellversuche eine Pfropfenbildung im Pfahlinneren festgestellt wurde (vgl. Abschnitt 5.8, $\gamma = 100\%$ nach Abschnitt 3.3.2), so kann sich innerhalb des kleineren Modellpfahles doch ein höherer Spannungszustand eingestellt haben. Dieser höhere Spannungszustand (im Vergleich zum Modellpfahl Typ 2) führt im Verlauf der Rammung zu höheren Spannungen unterhalb des Pfahlfußes und somit auch zu höheren Horizontalspannungen in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung (Modellpfahl Typ 1).

Ebenfalls ist zu prüfen, ob die deutlich größere Bodenfläche zwischen dem Pfahlmantel und den Erddruckgebern beim Modellpfahl Typ 2 einen schnelleren Spannungsabbau ermöglicht. Für einen Abstand von 10 cm zwischen Pfahlwandung und Erddruckgeber ergibt sich für den Modellpfahl vom Typ 2 eine 61 % größere Bodenfläche (A2) im Vergleich zum Modellpfahl vom Typ 1 (A1), siehe Abbildung 6-3.

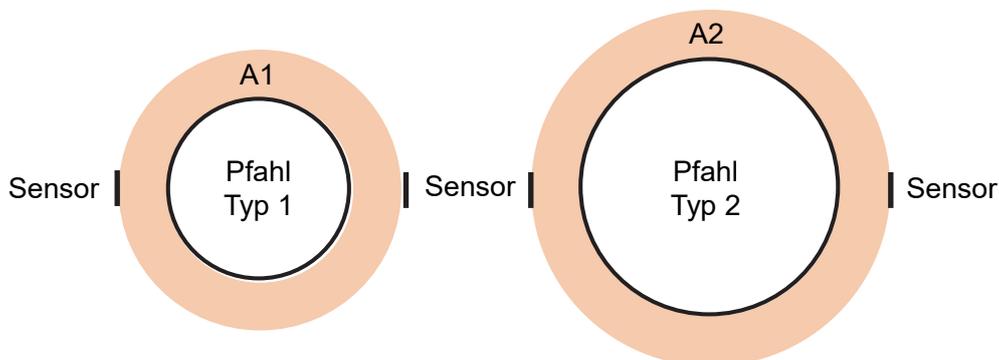


Abbildung 6-3: Bodenfläche zwischen Pfahlmantel und Erddruckgeber

Abbildung 6-4 zeigt die Veränderungen der Horizontalspannung im Verlauf der Modellpfahlrammung für eine Tiefenlage (2,5 m unter GOK, Pfahlfußebene am Ende der Rammung) und einen variierenden Abstand zwischen Sensor und Pfahlwand. Der Abstand zwischen den Sensoren und der Pfahlwandung zum Ende der Rammung variiert hierbei zwischen 10 cm und 75 cm.

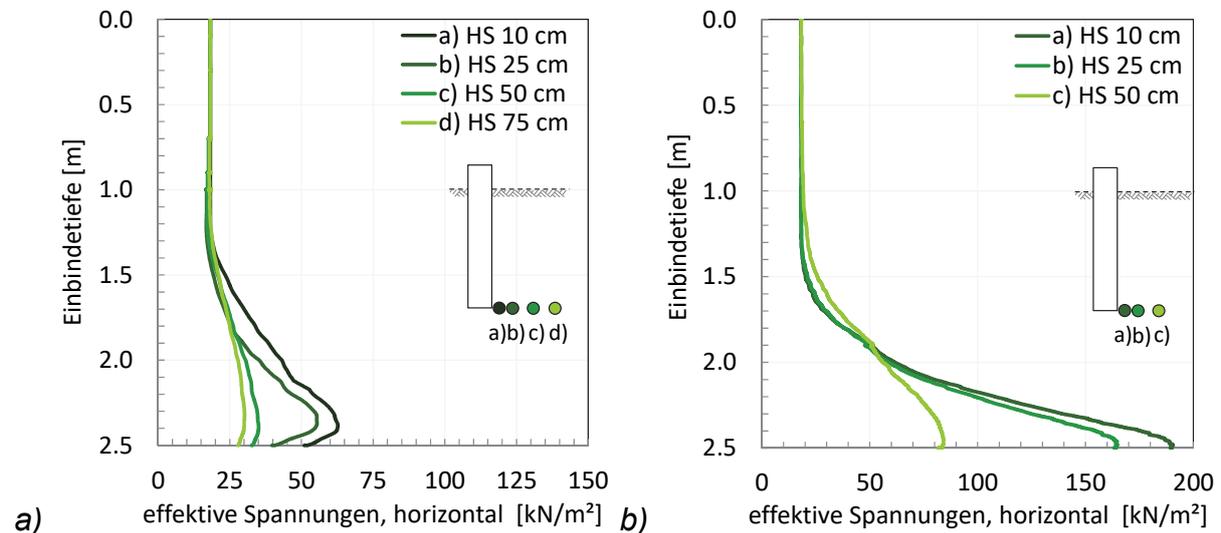


Abbildung 6-4: Verlauf der Horizontalspannungen während der Rammung
 a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 1)
 b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 3)

Erwartungsgemäß und vergleichbar mit den Forschungsergebnissen von z. B. Allard et al. (1986) nehmen die gemessenen Horizontalspannungen mit zunehmendem Abstand zur Pfahlwandung deutlich ab und nähern sich der vor der Rammung gemessenen Ausgangsspannung an. Im nicht verdichteten Boden beträgt die Maximalspannung rd. 62,5 kN/m² in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung. Bezogen auf eine Ausgangsspannung von 18,2 kN/m² und den Messwert von rd. 32,5 kN/m² (Sensorlage d) reduziert sich die Maximalspannung in einem Abstand von 75 cm zur Pfahlwandung um rund 68%. In der gleichen Tiefenlage wurde auch im einfach verdichteten Modellboden eine deutliche Reduktion der maximalen Horizontalspannung mit größer werdendem Abstand zwischen Sensorlage und Pfahlwandung festgestellt (Abbildung 6-4b). Ausgehend von einer maximalen Horizontalspannung von etwa 190 kN/m² in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung betrug die maximale Horizontalspannung in einem Abstand von 50 cm zur Pfahlwandung rd. 85 kN/m², gleichbedeutend mit einer rd. 61% geringeren Spannung.

Vertikalspannungen

Für die beschriebenen vier Versuchsreihen zeigt Abbildung 6-5 die gemessenen Vertikalspannungsänderungen im erdfeuchten Zustand.

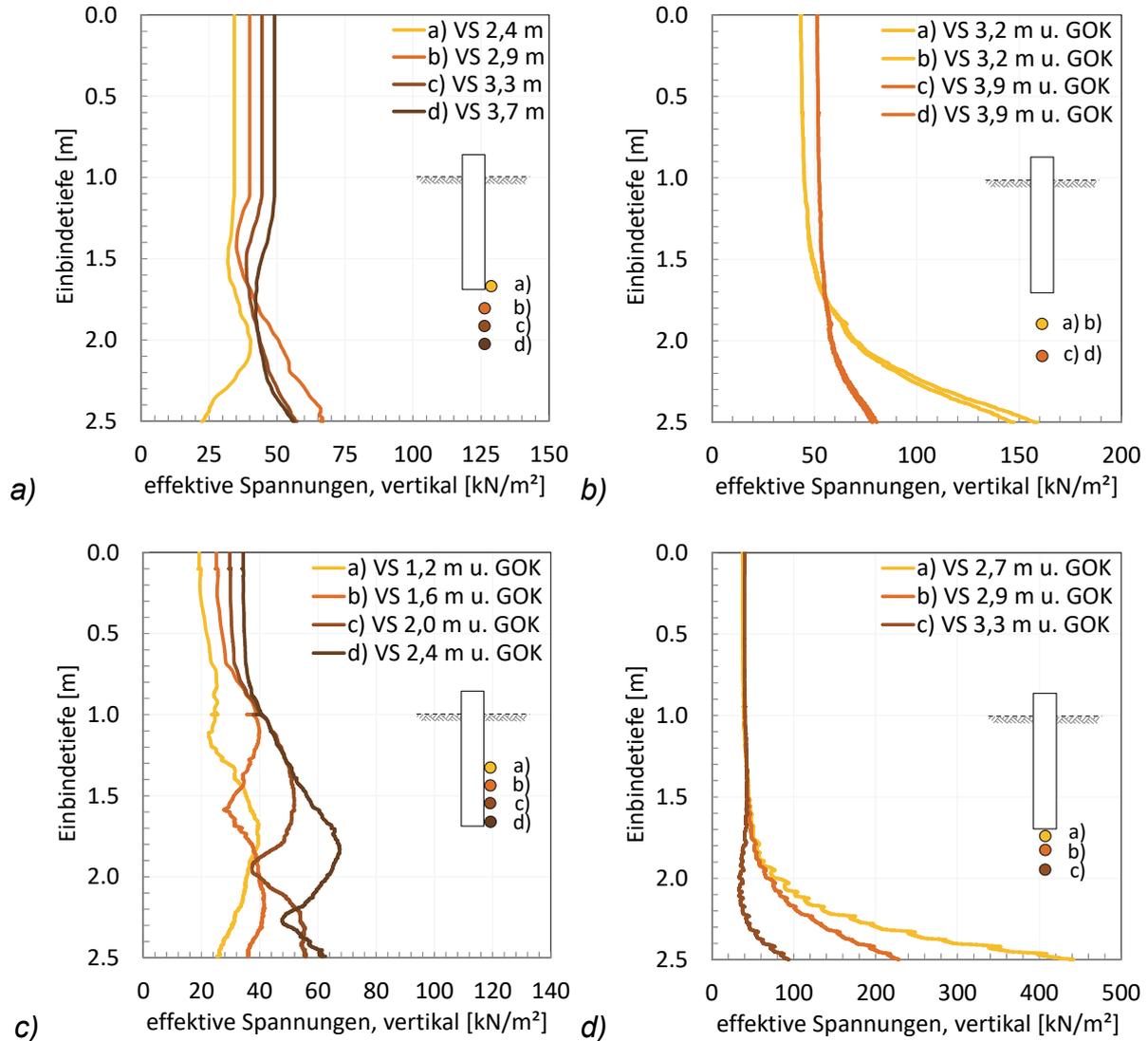


Abbildung 6-5: Verlauf der Vertikalspannungen während der Rammung

- a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 1)
- b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 3)
- c) 1 x verdichtet, Pfahl 2, erdfeucht (Versuch Nr. 6)
- d) 5 x verdichtet, Pfahl 1, erdfeucht (Versuch Nr. 5)

Die Vertikalspannungen wurden zum einen in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung und zum anderen unterhalb des Pfahlfußes erfasst. Unterhalb des Pfahlfußes wurden die Sensoren sowohl in Pfahlachse als auch in der Achse der Pfahlwandung installiert.

Wie in Abbildung 6-5a, Abbildung 6-5b und Abbildung 6-5d zu erkennen ist, zeigen die unterhalb des Pfahlfußes installierten Vertikalspannungssensoren (> 2,5 m unter GOK) eine Spannungszunahme mit geringer werdendem Abstand zwischen dem

Pfahlfuß und der Sensorebene. In den in Abbildung 6-5a dargestellten Spannungsverläufen sowie bei dem Sensor c in Abbildung 6-5d wurde vor dem kontinuierlichen Spannungsanstieg ein leichter Spannungsabfall gemessen. Dieses Ergebnis deckt sich mit dem in Abschnitt 3.4.3 beschriebenen Versuchsergebnis von (Witzel, 2004). Auch hier wurde vor der kontinuierlichen Zunahme der Vertikalspannungen unterhalb des Pfahlfußes eine leichte Spannungsabnahme festgestellt.

Das hier aufgezeichnete Phänomen kann durch eine Umverteilung der Körner unterhalb des Pfahlfußes erklärt werden. Der Stoßimpuls des Rammschlages wird vom Pfahlfuß in die darunter liegenden Bodenschichten übertragen, was zu einer Umlagerung der Körner von einer lockereren in eine dichtere Lagerung und einer kurzfristigen Spannungsentlastung in der Sensorebene führen kann.

Vergleichbar zu den Horizontalspannungen wurden die geringsten Vertikalspannungen unterhalb des Pfahlfußes im nicht verdichteten, erdfeuchten Modellsand und die höchsten Vertikalspannungen im mehrfach verdichteten Modellsand aufgezeichnet. Die gemessenen Spannungen im einfach verdichteten Modellboden liegen zwischen den beiden vorgenannten Verdichtungszuständen.

Zur Bestätigung der Vergleichbarkeit von zwei Messergebnissen bei sonst gleichen Randbedingungen wurden bei dem in Abbildung 6-5b dargestellten Versuch jeweils zwei Vertikalspannungssensoren in der gleichen Ebene unter GOK und im gleichen Abstand zur Pfahlachse installiert. Die Messergebnisse zeigen erwartungsgemäß einen nahezu deckungsgleichen Verlauf der gemessenen Vertikalspannung.

Die bis in eine Tiefe von 2,5 m unter GOK und in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung installierten Vertikalspannungssensoren zeigen anfänglich einen Spannungsanstieg mit zunehmender Pfahleinbindetiefe. Die Maximalspannungen wurden jedoch aufgezeichnet deutlich bevor der Pfahlfuß die Messebene erreichte. Im weiteren Verlauf der Pfahlrammung reduzierten sich die Vertikalspannungen etwa bis zu dem Zeitpunkt, an dem sich die Sensoren und der Pfahlfuß auf einer Ebene befinden. Im Anschluss kommt es bis zur maximalen Pfahleinbindetiefe von 2,5 m unter GOK zu einem erneuten Anstieg in den aufgezeichneten Vertikalspannungen.

6.3.2 Spannungsmessungen im wassergesättigten Boden

In diesem Abschnitt werden die gefilterten und auf die Einbindetiefe bezogenen Spannungsänderungen, aufgezeichnet im voll wassergesättigten Modellboden, dargestellt. Soweit vorhanden, wird ein Messergebnis für jeden der drei Versuchsreihen gezeigt:

- 0 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 7)
- 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 8 und 10)
- 1 x verdichtet, Pfahl 2, wassergesättigt (Versuch Nr. 11)

Porenwasserdruck

Zur Bestimmung der effektiven Spannungen im Boden (Gleichung 3-14) wurde bei jedem wassergesättigten Modellversuch auch der Porenwasserdruck gemessen. Analog zu den Erddrucksensoren wurden die Porenwasserdrucksensoren in der gleichen Messebene und im gleichen Abstand zur Pfahlwandung bzw. zum Pfahlfuß installiert. Abbildung 6-6a zeigt den gemessenen Porenwasserdruckverlauf in der Achse des Pfahlmantels, unterhalb des Pfahlfußes. Mit Ausnahme des Sensors d in Abbildung 6-6b zeigen die beiden weiteren Abbildungen den während der Pfahlrammung gemessenen Porenwasserdruck in einem Abstand von ca. 10 cm zur Pfahlwandung. Die Ausgangsspannung der Porenwasserdrucksensoren zu Beginn der Pfahlrammung wurde in Anlehnung an die in Abschnitt 5.9.1 beschriebenen Messergebnisse über die Wichte des Wassers γ_w und die Einbindetiefe des Sensors berechnet.

Neben den hier dargestellten Versuchsergebnissen bestätigten auch alle weiteren Messdaten (siehe Anhang C) die in Abschnitt 3.4.2 beschriebenen Ergebnisse aus unterschiedlichen Forschungsarbeiten. Zu keinem Zeitpunkt während der Pfahlinstallation konnte eine signifikante Akkumulation und Veränderung des Porenwasserdrucks festgestellt werden. Während der gesamten Pfahlinstallation entsprach der gemessene Porenwasserdruck in etwa dem schon vor der Pfahlinstallation gemessenen hydrostatischen Wasserdruck.

Die einzige Ausnahme bei den Porenwasserdruckmessungen bildet der in Abbildung 6-6a dargestellte Verlauf des Porenwasserdrucksensors a. Am Ende der Pfahlinstallation, ab einem Abstand zwischen Sensorlage und Pfahlfuß von ≤ 80 cm, wurde eine leichte Erhöhung des Porenwasserdrucks gemessen (ca. 2,5 kN/m²). Durch keinen der vier weiteren Rammversuche im wassergesättigten Boden konnte der leichte Anstieg des Porenwasserdrucks bestätigt werden. Auch der in Abbildung 6-6b gezeigte Spannungsverlauf des Sensors d, welcher in gleicher Tiefenlage und im gleichen Abstand zur Pfahlwandung und zum Pfahlfuß am Ende der Rammung eingebaut wurde, zeigte keine Veränderung des Porenwasserdrucks während der Pfahlinstallation.

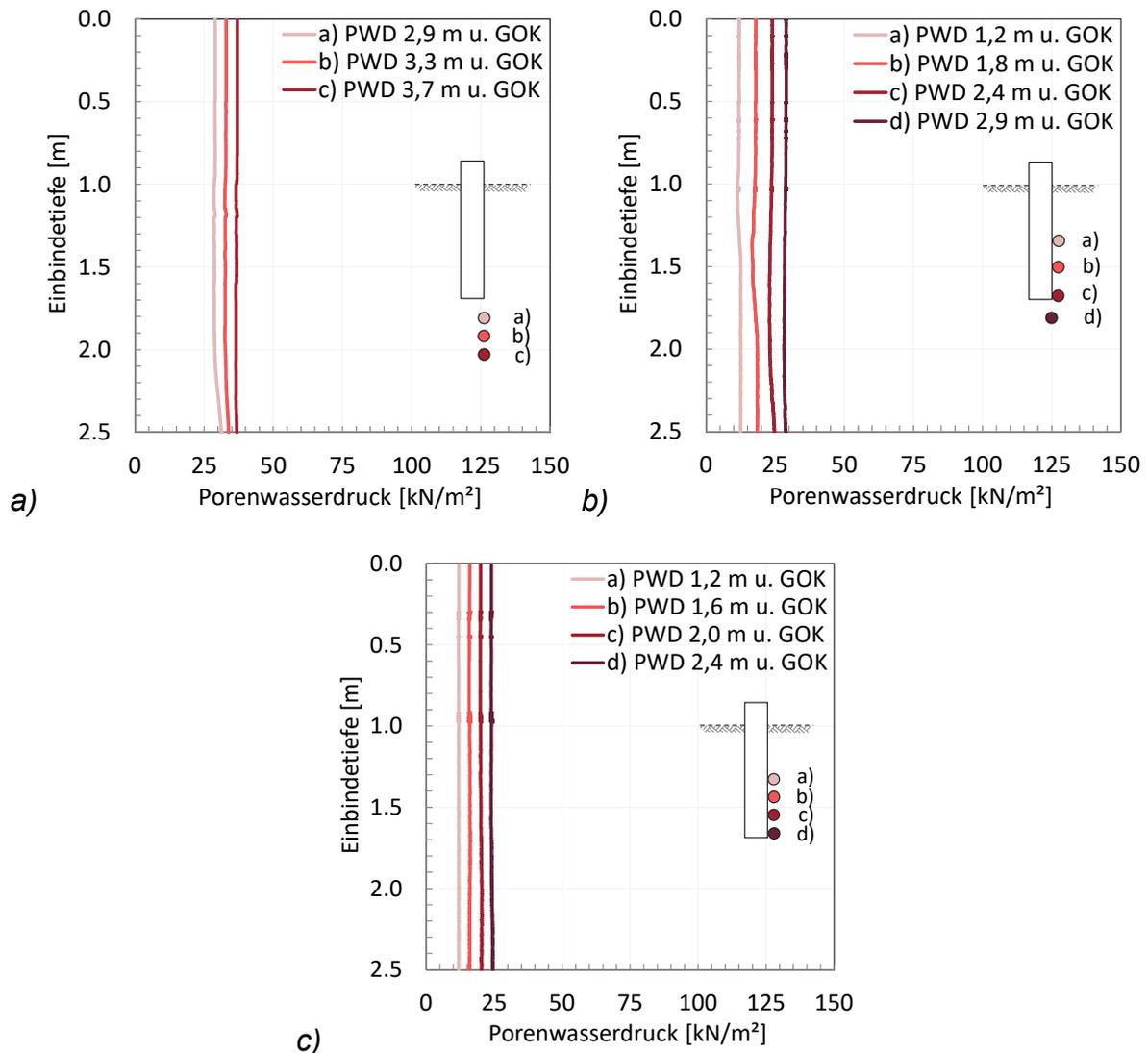


Abbildung 6-6: Porenwasserdruckmessungen während der Rammung
 a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 7)
 b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 8)
 c) 1 x verdichtet, Pfahl 2, wassergesättigt (Versuch Nr. 11)

Auf Grundlage der vorgenannten Ergebnisse beinhalten die gemessenen Totalspannungen den konstant bleibenden hydrostatischen Wasserdruck. Somit können die in Tabelle 5-9 aufgeführten effektiven Primärspannungen (wassergesättigte Modellversuche) als Startwert für die nachfolgenden beschriebenen Spannungsänderungen im Verlauf der Modellpfahlrammung angesetzt werden. Da eine Veränderung des Porenwasserdrucks nicht berücksichtigt werden muss, sind die dargestellten Spannungsänderungen identisch mit den von den Erddrucksensoren aufgezeichneten totalen Spannungsänderungen ($\Delta\sigma' = \Delta\sigma$ da $\Delta u = 0$).

Horizontalspannungen (normal zur Pfahlwandung)

Für die beschriebenen drei Versuchsreihen zeigt Abbildung 6-7 die Entwicklung der effektiven Horizontalspannung, gemessen in unterschiedlichen Messebenen zwischen 1,3 m und 2,5 m unter GOK. Der Abstand zwischen dem Sensor und der Pfahlwandung beträgt für alle Messergebnisse etwa 10 cm.

Analog zu den Ergebnissen im erdfeuchten Zustand (Abschnitt 6.3.1) können auch die durch die Pfahlrammung hervorgerufenen Horizontalspannungsänderungen im wassergesättigten Zustand für alle Versuchsreihen als ähnlich beschrieben werden. Mit geringer werdendem Abstand zwischen der Sensorebene und dem Pfahlfuß steigt die Horizontalspannung an. Die maximale Horizontalspannung wurde vorwiegend aufgezeichnet, kurz bevor der Pfahlfuß die Messebene erreichte. Dieses Phänomen deckt sich mit den in Abschnitt 3.4.1 beschriebenen Messergebnissen von Allard et al. (1986), Gavin & Lehane (2003), Witzel (2004) oder Lüking (2010).

Im weiteren Verlauf der Pfahlrammung nehmen die in der jeweiligen Sensorebene gemessenen Horizontalspannungen wieder deutlich ab. Der Pfahllängeneffekt bzw. die Abnahme der Horizontalspannungen nachdem der Pfahlfuß die Sensorebene passiert hat, ist somit auch bei den wassergesättigten Versuchen sehr deutlich zu erkennen.

Der Vergleich der bei den drei Versuchsreihen gemessenen Spannungen untereinander zeigt einen deutlichen Einfluss der Bodenverdichtung bzw. des Pfahldurchmessers. Mit zunehmender Verdichtung des Modellsandes steigen die gemessenen Spannungsänderungen während der Rammung an. Beträgt die in einer Tiefe von 2,5 m unter GOK gemessene, maximale Spannung im nicht verdichteten Zustand (Abbildung 6-7a) 25 kN/m^2 , so liegt sie im einfach verdichteten Zustand oberhalb von 85 kN/m^2 (Abbildung 6-7b).

Stellt man, bei gleicher Verdichtung des Bodens, den Verlauf der Horizontalspannungen ausschließlich dem Pfahldurchmesser gegenüber, so zeigt sich analog zu den Ergebnissen im erdfeuchten Boden eine Abnahme der Horizontalspannungen mit zunehmendem Pfahldurchmesser. Bei dem Modellpfahl vom Typ 2 ($\varnothing = 50,60 \text{ cm}$) wurde in einer Tiefe von 2,5 m unter GOK eine maximale Horizontalspannung von 65 kN/m^2 gemessen (Abbildung 6-7c). Die Spannung ist somit etwa 20 kN/m^2 geringer als bei dem kleineren Modellpfahl vom Typ 1 (Abbildung 6-7b). Für eine mögliche Erklärung sei hier auf Abschnitt 6.3.1 verwiesen.

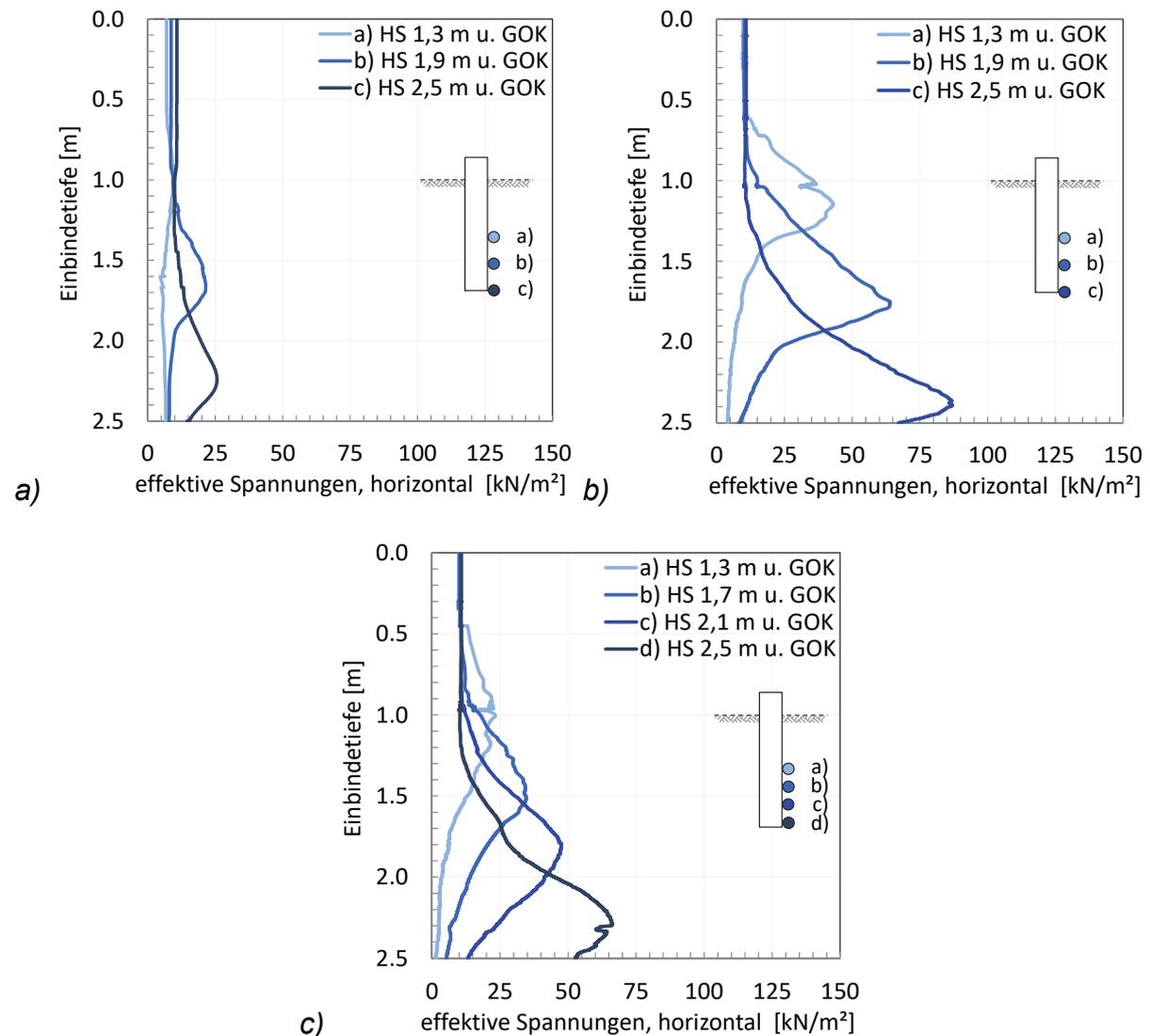


Abbildung 6-7: Verlauf der Horizontalspannungen während der Rammung
 a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 7)
 b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 8)
 c) 1 x verdichtet, Pfahl 2, wassergesättigt (Versuch Nr. 11)

Abbildung 6-8 zeigt den Verlauf der Horizontalspannung in einer Tiefenlage von 2,5 m unter GOK. Der Abstand zwischen den Sensoren und der Pfahlwandung zum Ende der Rammung variiert hierbei zwischen 10 cm und 100 cm.

Unabhängig von der Versuchsart ist deutlich zu erkennen, dass sich die Horizontalspannungen über den Abstand zur Pfahlwandung reduzieren. Abbildung 6-8a und Abbildung 6-8c zeigen, dass die durch die Rammung induzierten Spannungsänderungen im Boden ab einem Abstand von 75 bis 100 cm zur Pfahlwandung nur noch sehr gering ausgeprägt sind.

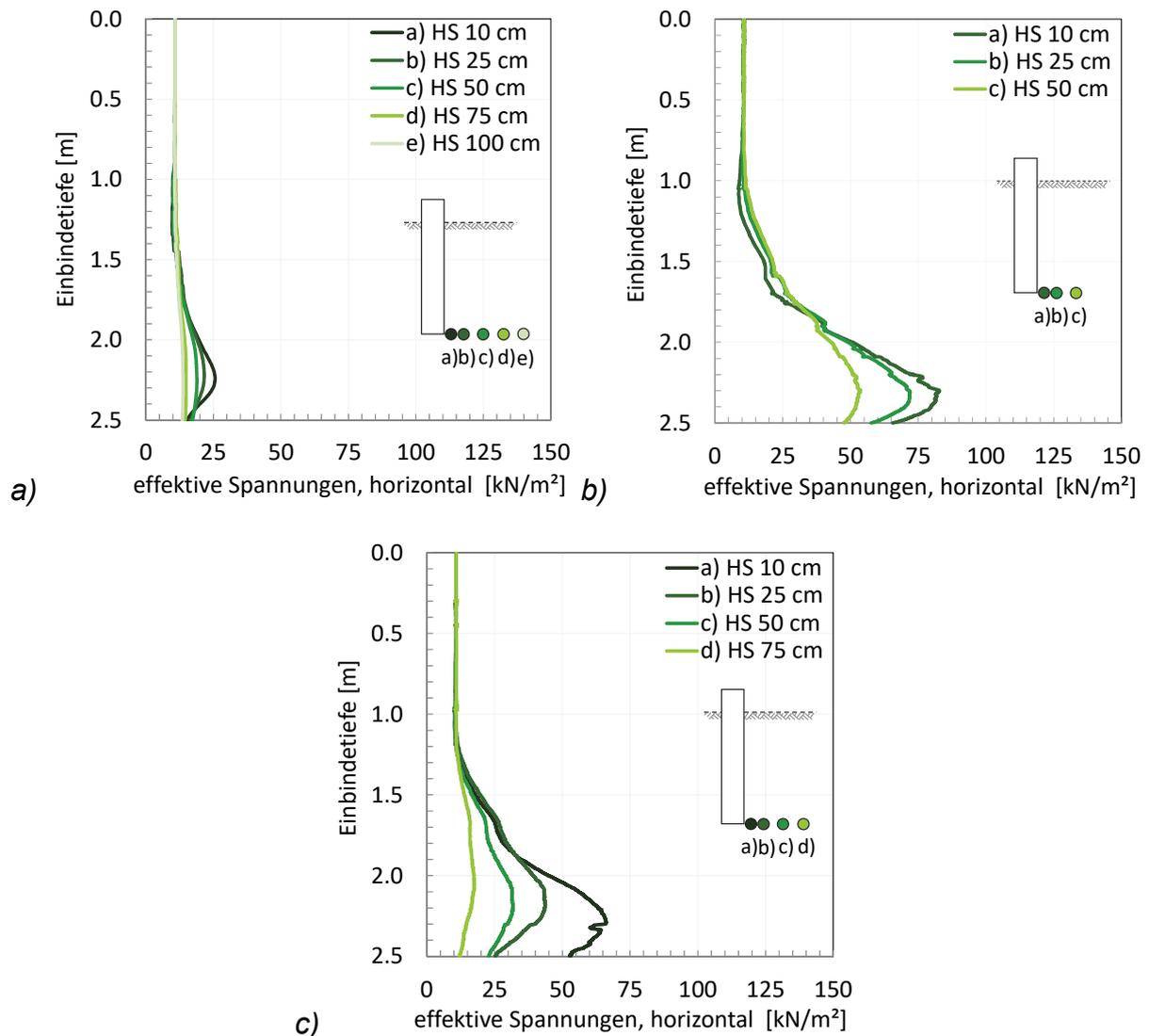


Abbildung 6-8: Verlauf der Horizontalspannungen während der Rammung
 a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 7)
 b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 10)
 c) 1 x verdichtet, Pfahl 2, wassergesättigt (Versuch Nr. 11)

Horizontalspannungen (quer zur Pfahlwandung)

Unter Berücksichtigung des Titels der Arbeit und zur Vollständigkeit wurden neben den Horizontalspannungen normal zur Pfahlwandung auch die Horizontalspannungen quer zur Pfahlwandung gemessen (Tangentialspannungen, horizontal). Die Datenerfassung erfolgte jedoch nur während der letzten, wassergesättigten Versuchsreihen. Zum besseren Verständnis ist die Lage der Sensoren in der nachfolgenden Abbildung 6-9 dargestellt. Abbildung 6-10 zeigt den Verlauf der Tangentialspannung, aufgezeichnet in einer Tiefe von 1,3 m, 1,9 m und 2,5 m unter GOK. Der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Sensorfläche und der Pfahlwandung betrug jeweils rd. 10 cm. Um den Verlauf der Tangentialspannungen mit dem Verlauf der Horizontalspannungen vergleichen zu können, wurden beide Sensoren in der gleichen Ebene und im gleichen Abstand zur Pfahlwandung eingebaut.

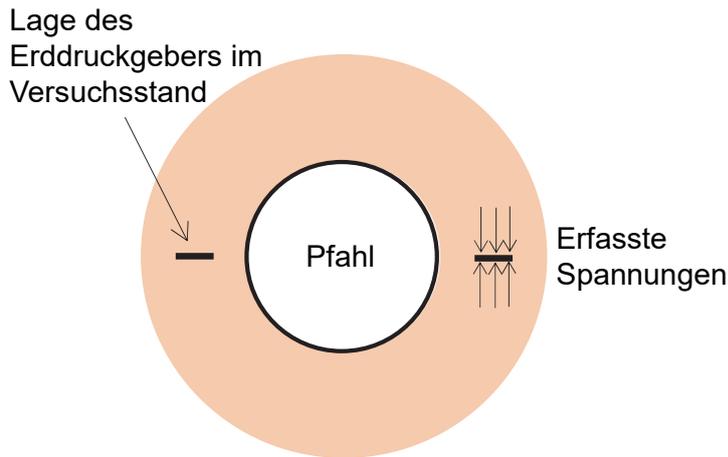


Abbildung 6-9: Lage der Erddruckgeber quer zur Pfahlwandung

Die in Abbildung 6-10 dargestellten Spannungsverläufe zeigen Messergebnisse von zwei unterschiedlichen Versuchen der gleichen Versuchsreihe (einfach verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt), wobei leicht abweichende Spannungsverläufe während der jeweiligen Modellpfahlrammung aufgezeichnet wurden. Insgesamt können die Versuchsergebnisse jedoch als gut übereinstimmend bezeichnet werden.

Vergleichbar zur Entwicklung der Horizontalspannungen normal zur Pfahlwandung steigen auch Horizontalspannungen quer zur Pfahlwandung mit geringer werdendem Abstand zwischen der Sensorebene und dem Pfahlfuß an. Die maximalen Horizontalspannungen quer zur Pfahlwandung wurden ebenfalls aufgezeichnet, kurz bevor der Pfahlfuß die Messebene erreichte. Der Pfahllängeneffekt, als Spannungsreduktion, nachdem der Pfahlfuß die betrachtete Messebene passiert hat, ist auch bei den Tangentialspannungsmessungen deutlich zu erkennen.

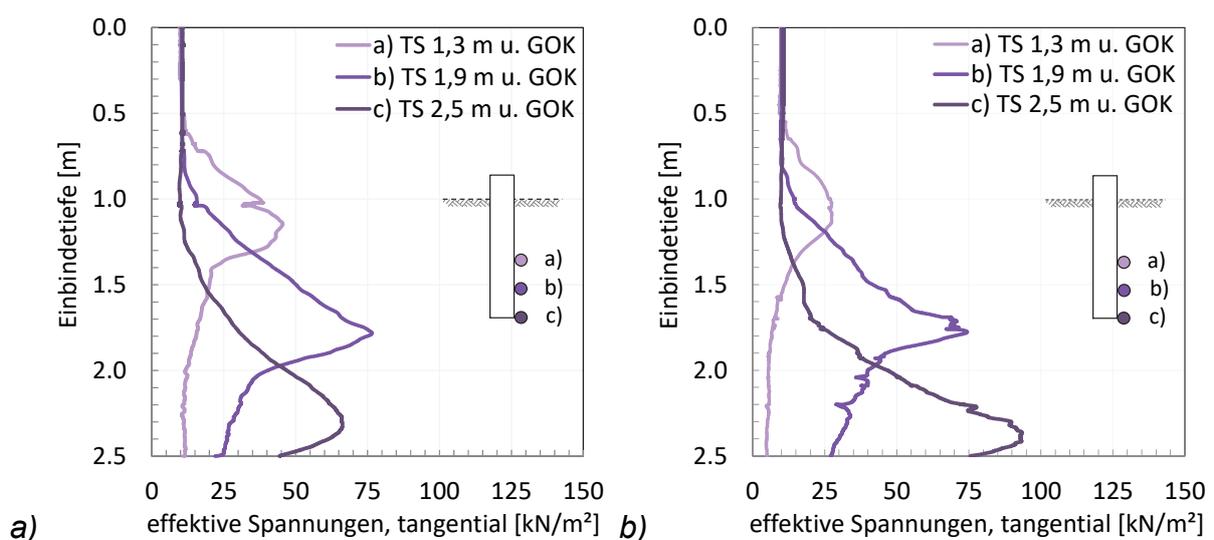


Abbildung 6-10: Verlauf der Tangentialspannungen während der Rammung
 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 8)
 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 10)

Laut Elastizitätstheorie ist bei einer horizontalen Belastung des Sandes normal zur Pfahlwandung von einer Stauchung des Sandkörpers auszugehen, wobei die hierbei entstehende Querdehnung geringer als die Stauchung ausfällt (Querdehnzahl für Sand: $0,25 \leq \nu \leq 0,35$). Übertragen auf die Spannungsmessungen wäre somit von geringeren Horizontalspannungen quer zur Pfahlwandung auszugehen (sollte der vorgenannte Effekt hier maßgebend sein). Nach z. B. Chow et al. (1998) bildet sich jedoch außerhalb der Pfahlwandung ein Ringschluss bzw. ein Gewölbe hoher Tangentialspannungen. Die Bildung eines solchen Gewölbes führt wiederum zu einer Behinderung der seitlichen Ausdehnung bzw. zu einer möglichen Erklärung der beschriebenen Messergebnisse.

Vertikalspannungen

Neben dem Porenwasserdruck, den Horizontal- und den Tangentialspannungen wurden bei den Modellversuchen im vollständig wassergesättigten Sand auch die Vertikalspannungen neben der Pfahlwandung und unterhalb des Pfahlfußes gemessen. Abbildung 6-11 zeigt die Ergebnisse der Spannungsmessungen unterhalb des Pfahlfußes für die Versuchsreihen Nr. 7 und Nr. 8. Abbildung 6-12 zeigt am Beispiel der Versuche Nr. 7, Nr. 8 und Nr. 11 die seitlich neben der Pfahlwandung erfassten Spannungen.

Wie in Abbildung 6-11 zu erkennen ist, zeigen einige der unterhalb des Pfahlfußes und in Achse der Pfahlwandung installierten Vertikalspannungssensoren einen initialen Spannungsabfall, bevor die Spannungen bis zum Ende der Rammung und mit geringer werdendem Abstand zwischen Pfahlfuß und Sensorlage kontinuierlich ansteigen. Für eine mögliche Erklärung sei hier auf die Interpretation der Versuchsergebnisse in Abschnitt 6.3.1 verwiesen.

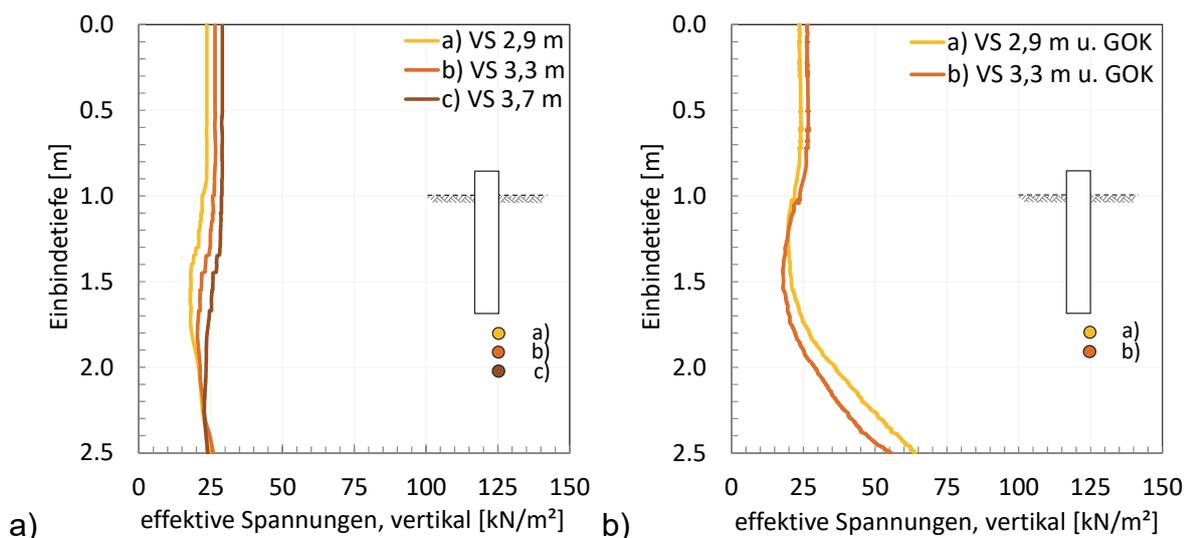


Abbildung 6-11: Verlauf der unterhalb der Pfahlwandung gemessenen Vertikalspannungen während der Rammung
 a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 7)
 b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 8)

Der Zusammenhang zwischen Verdichtung und Spannungsanstieg ist hierbei deutlich zu erkennen. Im verdichteten Modellsand wurden deutlich höhere Vertikalspannungen aufgezeichnet als im nicht verdichteten Modellsand.

Einzelne Messergebnisse der in einem Abstand von rd. 10 cm zur Pfahlwandung installierten Vertikalspannungssensoren (vgl. Abbildung 6-12) zeigen zu Beginn der Rammung und analog zu den Sensoren unterhalb des Pfahlfußes einen leichten Spannungsabfall (z. B. Sensor a in Abbildung 6-12a oder Sensor b in Abbildung 6-12b).

In der Folge steigen die Vertikalspannungen bis zu ihrem Maximalwert an. Der Maximalwert wurde gemessen, deutlich bevor der Pfahlfuß die Messebene erreicht hatte. Dieses Phänomen ist vergleichbar mit den Vertikalspannungsmessungen im erdfeuchten Modellboden. Eine mögliche Begründung kann Abschnitt 6.3.1 entnommen werden.

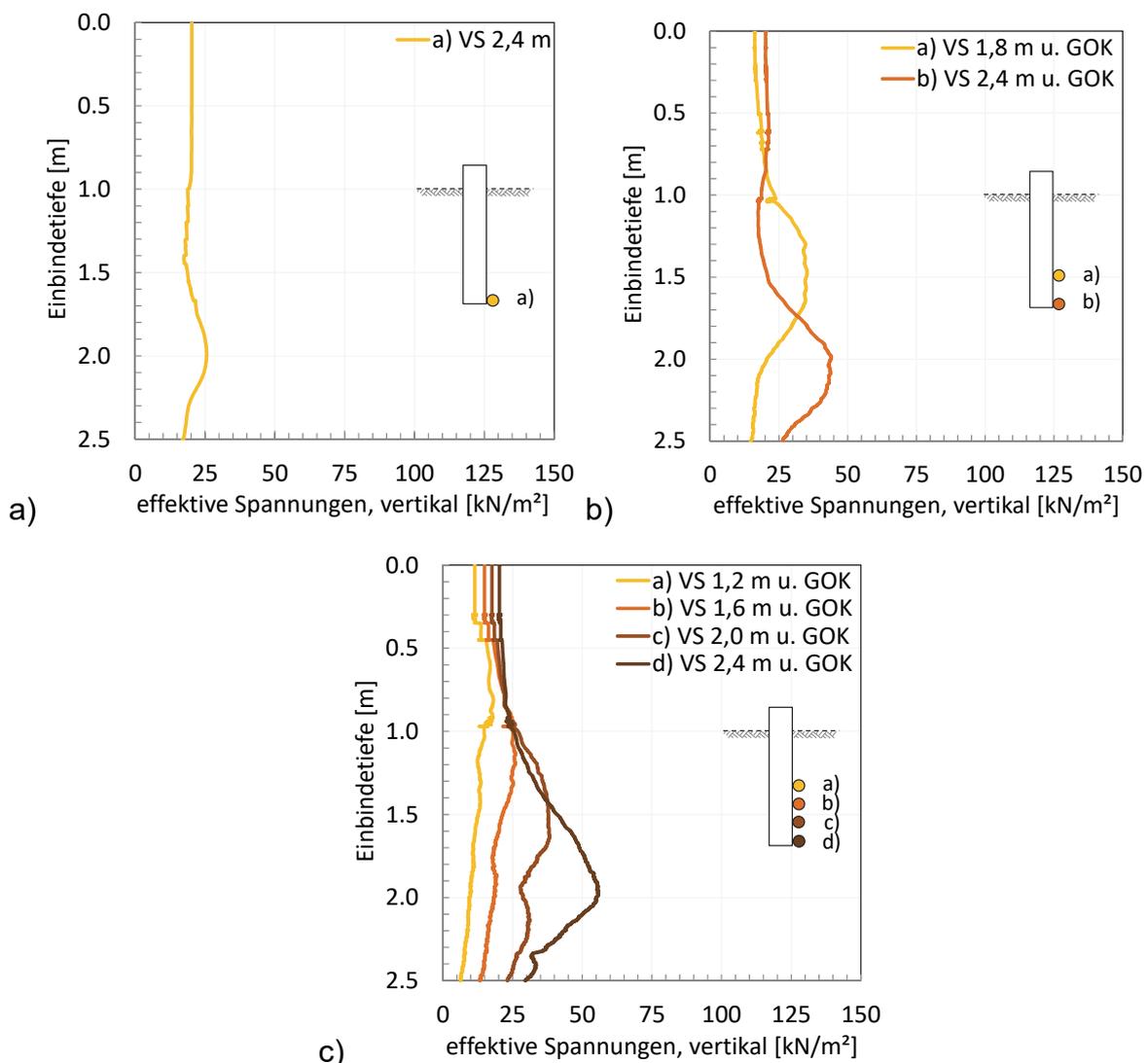


Abbildung 6-12: Verlauf der seitlich der Pfahlwandung gemessenen Vertikalspannungen während der Rammung
 a) 0 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 7)
 b) 1 x verdichtet, Pfahl 1, wassergesättigt (Versuch Nr. 8)
 c) 1 x verdichtet, Pfahl 2, wassergesättigt (Versuch Nr. 11)

Ein nachfolgendes Spannungsminimum, etwa zu dem Zeitpunkt, an dem sich Sensor und Pfahlfuß auf einer Ebene befinden, ist in einzelnen Ergebnissen der Spannungsmessungen zu erkennen. Im Vergleich zu den gemessenen Vertikalspannungen in den erdfeuchten Versuchen ist dieser Effekt hier jedoch deutlich geringer ausgeprägt.

6.3.3 Spannungsmessungen im wassergesättigten und erdfeuchten Modellboden

Der Vergleich der Messergebnisse aus Abschnitt 6.3.1 mit den Messergebnissen aus Abschnitt 6.3.2 zeigt, dass die im erdfeuchten Modellboden gemessenen Spannungsänderungen deutlich ausgeprägter sind als im wassergesättigten Boden. Als Ergebnis zeigt die im Versuch 3 (Abbildung 6-2b) gemessene Horizontalspannung in einer Tiefe von 2,5 m unter GOK und in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwand einen Maximalwert von etwa 190 kN/m². Der erdfeuchte Modellboden wurde hierbei einfach verdichtet. Für den gleichen, aber vollständig wassergesättigten Versuch Nr. 8 (Abbildung 6-7b) zeigen die Spannungsmessungen eine um mehr als 50 Prozent reduzierte maximale Horizontalspannung von rd. 85 kN/m².

Vergleichbare Ergebnisse wurden auch von den Vertikalspannungssensoren aufgezeichnet. Der gleiche Versuchsaufbau (Versuch Nr. 3, Abbildung 6-5b) zeigt im erdfeuchten Zustand und in einer Tiefe von rd. 3,2 m unter GOK eine Maximalspannung von etwa 150 kN/m². Im wassergesättigten Zustand (Versuch Nr. 8, Abbildung 6-12b) wurden in dieser Ebene Horizontalspannungen vor rd. 60 kN/m² gemessen.

Es kann davon ausgegangen werden, dass bei einem vollständig wassergesättigten Sand und im Vergleich zu einem erdfeuchten Sand geringere Scherkräfte zwischen Pfahlwand und Boden übertragen werden (z. B. kurzzeitiger Porenwasserüberdruck während des Rammschlages \ll 1 Sekunde, geringere Wichte des Bodens unter Auftrieb, geringerer Reibungswiderstand). Hierdurch entstehen geringere Kornumlagerungen in der Scherzone, gleichbedeutend mit einem geringer ausgeprägten dilatanten und kontraktanten Verhalten des Bodens bzw. geringeren Spannungsänderungen im Verlauf der Pfahlrammung. Unter Voraussetzung einer identischen Kornzusammensetzung und Vorbelastung ist bei einem wassergesättigten nichtbindigen Boden, im Vergleich zu einem erdfeuchten Boden, von geringeren Pfahlwiderständen auszugehen. Dies hat einen positiven Effekt auf die Pfahlrammung, führt im Pfahldesign jedoch zu größeren Pfahleinbindelängen.

6.4 Zusammenfassung der Messergebnisse

Die im vorliegenden Kapitel dokumentierten Ergebnisse aus den durchgeführten Modellversuchen führen zu einem vertieften Prozessverständnis der im Verlauf der Rammung eines Stahlrohrpfahles auftretenden Spannungsänderungen im Boden.

Zu Beginn der Pfahlrammung und mit geringer werdendem Abstand zum Pfahlfuß zeigt ein beliebiges, an die Pfahlwandung angrenzendes Bodenelement einen Spannungsanstieg. Die gemessene Spannung wird maximal, kurz bevor der Pfahlfuß die Messebene erreicht. Im weiteren Verlauf der Rammung nimmt die Spannung deutlich ab und nähert sich einem unteren Grenzwert (minimale Spannung) an. Der Grenzwert liegt oftmals unterhalb der zu Beginn der Pfahlrammung gemessenen Ausgangsspannung. In allen oberhalb der Endeinbindetiefe des Pfahles und seitlich der Pfahlwandung installierten Sensoren wurde ein ähnlicher Spannungsverlauf gemessen. Die vorgenannte Aussage ist somit sowohl für die Horizontal- und Vertikal-, als auch für die Tangentialspannungen gültig. Die Messergebnisse der unterhalb des Pfahlfußes installierten Sensoren zeigen einen sukzessiven Spannungsanstieg bis zum Erreichen der Endeinbindetiefe des Modellpfahles. Eine durch die Pfahlrammung hervorgerufene Akkumulation oder eine Veränderung des Porenwasserdrucks konnten anhand der Messergebnisse nicht festgestellt werden.

Im nachfolgenden Kapitel 7 werden die Versuchsergebnisse noch einmal detailliert hinsichtlich des Pfahllängeneffekts ausgewertet und dargestellt.

7 Auswertung der Versuchsergebnisse in Bezug auf den Pfahllängeneffekt

7.1 Pfahllängeneffekt im Rahmen der Modellversuche

7.1.1 Vorgehen bei der Auswertung

Wie in Kapitel 3 erklärt, prägen insbesondere die Veränderungen der normal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen das Rammverhalten eines Stahlrohrpfahles. Aus diesem Grund berücksichtigen alle in Abschnitt 3.6 genannten Ansätze zur Berechnung der Pfahlwiderstände eine Degradation des Bodens während der Rammung (Pfhallängeneffekt). In den nachfolgenden Abschnitten werden die Messergebnisse der durchgeführten Modellversuche hinsichtlich des Pfahllängeneffektes ausgewertet. Hierbei wird insbesondere auf den zeitlichen Ablauf der Spannungsabnahme, nachdem der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, sowie die am Ende der Rammung verbleibende minimale gemessene Spannung eingegangen.

7.1.2 Allgemeine Beschreibung des Pfahllängeneffekts

Zum besseren Verständnis der nachfolgend beschriebenen Auswertungen sind an dieser Stelle die den Pfahllängeneffekt beschreibenden, effektiven Horizontalspannungen im Einzelnen aufgeführt:

- σ'_{h0} : horizontale effektive Ausgangsspannung / Primärspannung im Boden, vor Beginn der Pfahlrammung, siehe Abbildung 7-1 (Erdruchdruck bzw. Verdichtungserddruck)
- $\sigma'_{h,max}$: maximale, auf die Pfahlwandung wirkende effektive Horizontalspannung im Verlauf der Pfahlrammung
- $\sigma'_{h,init}$: Anfangsspannung bzw. effektive Horizontalspannung zum Zeitpunkt des ersten Kontaktes zwischen Pfahlmantel und betrachtetem Bodenelement, ggf. mit erhöhtem Erddruck aus Verdichtung, Überkonsolidation oder vergleichbar (vgl. Abbildung 7-1).
- $\sigma'_{h,res}$: Minimalwert / Residualwert der effektiven Horizontalspannung, die sich nach einer großen Anzahl an Scherzyklen (Rammschlägen) im betrachteten Element einstellt. Bei weiteren Scherzyklen / Rammschlägen bleibt dieser Wert konstant

Während der Installation der Modellpfähle wurden die Spannungen im Boden über Erddruckgeber aufgezeichnet. Vergleichbar zu den ausgewerteten Messergebnissen (vgl. Kapitel 6) zeigt Abbildung 7-1 exemplarisch die durch die Pfahlrammung hervorgerufene und über Spannungssensoren gemessene Veränderung der effektiven Horizontalspannung eines Bodenelementes in der Tiefe z .

Ausgehend vom Erdruchdruck bzw. Verdichtungserddruck $\sigma'_{h,0}$ (vgl. Tabelle 5-9) (a) steigt die effektive Horizontalspannung in der Tiefe z mit fortschreitender Pfahleinbringung an. Die maximale Horizontalspannung $\sigma'_{h,max}$ wird zum Zeitpunkt (b) erreicht, kurz bevor der Pfahlfuß die Messebene erreicht. Die die Pfahlmantelreibung bestimmende Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$ wirkt zu dem Zeitpunkt, an dem der Pfahlfuß das betrachtete Bodenelement erreicht (c). In der Folge verringert sich die Horizontalspannung und somit auch die Pfahlmantelreibung und nähert sich einem Minimalwert $\sigma'_{h,res}$ an (d).

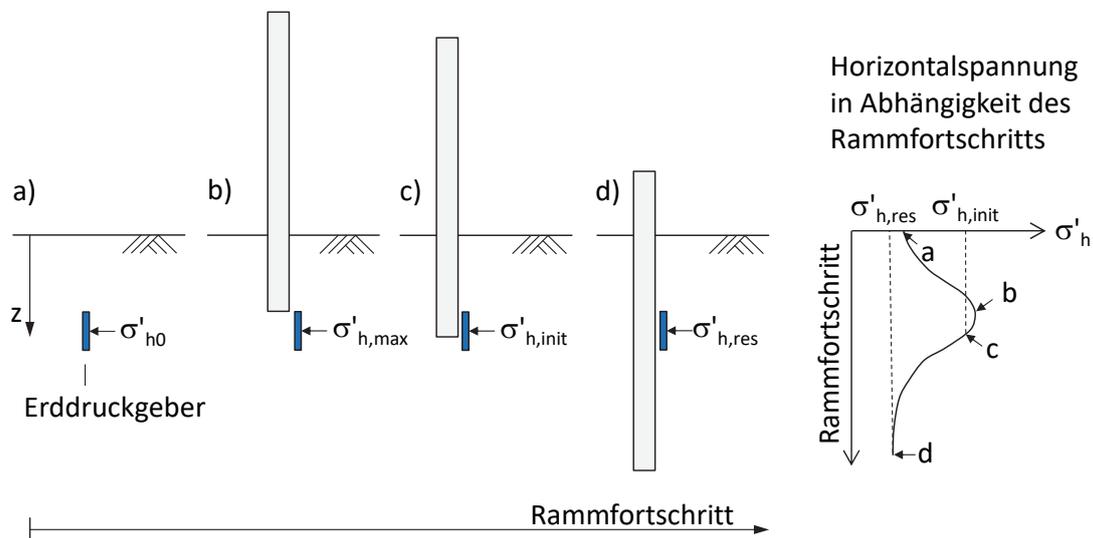


Abbildung 7-1: Schematische Darstellung der sich im Verlauf der Pfahlrammung verändernden Horizontalspannung in einer Messebene unter GOK

Bezogen auf die unmittelbar nach der Pfahlinstallation auf den Pfahlmantel wirkenden Spannungen zeigt sich der in Abbildung 7-2 dargestellte schematische Verlauf. Am Pfahlfuß wirken die initialen Spannungen $\sigma'_{h,init}$ (Punkt c nach Abbildung 7-1). Im oberen Bereich des Pfahlmantels wirken die minimalen Spannungen $\sigma'_{h,res}$ (Punkt d nach Abbildung 7-1).

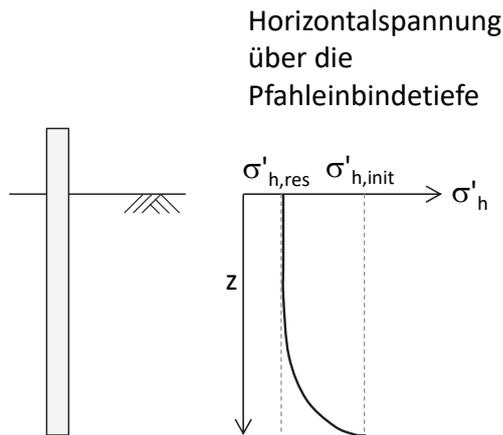


Abbildung 7-2: Schematische Darstellung der am Ende der Pfahlrammung auf die Mantelfläche wirkenden Horizontalspannungen

7.1.3 Residuale effektive Horizontalspannungen $\sigma'_{h,res}$

Den Verlauf der die Pfahlmantelreibung bestimmenden Horizontalspannung zwischen der initialen Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$ (Punkt c nach Abbildung 7-1) und der Horizontalspannung am Ende der Pfahlinstallation (in Richtung Punkte d nach Abbildung 7-1) zeigt Abbildung 7-3 anhand der Messdaten aus Versuch 5 (Pfahltyp 2, erdfeucht, Modellsand hoch verdichtet).

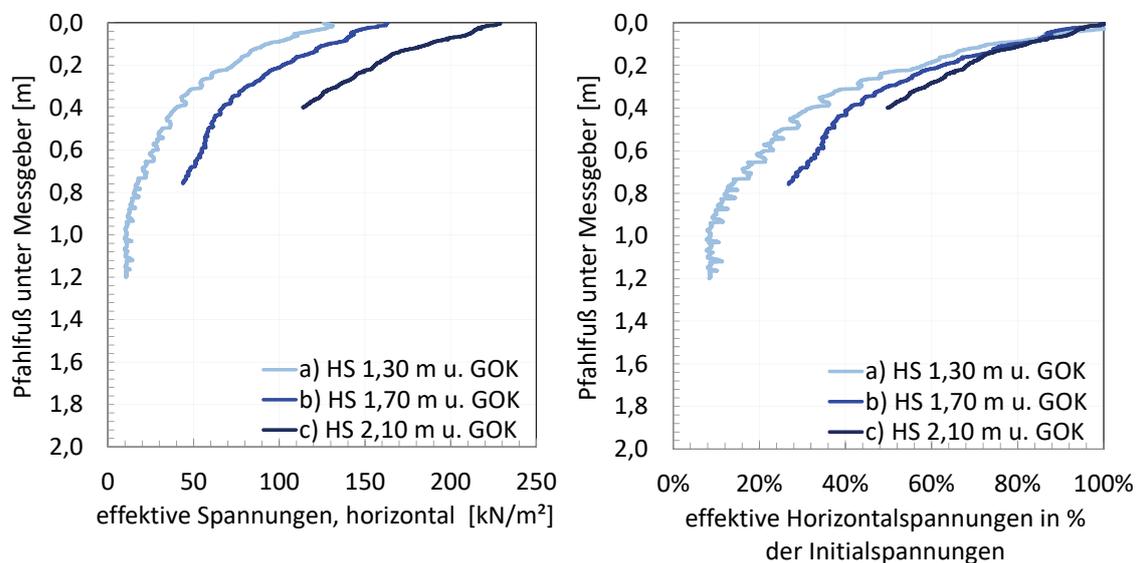


Abbildung 7-3: Versuch Nr. 5: Abnahme der Horizontalspannungen (links), Horizontalspannungen in Prozent der Initialspannung (rechts)

Bei dem betrachteten Versuch wurde die Abnahme der Horizontalspannungen in einer Entfernung von 10 cm zur Pfahlwandung in drei Messebenen unter GOK erfasst: 1,3 m; 1,7 m und 2,1 m. Dargestellt sind die gemessenen Spannungsänderungen zwischen dem ersten Kontakt zwischen Pfahlfuß und Sensorebene ($\sigma'_{h,init}$) und der maximalen Pfahleinbindetiefe von 2,5 m. Auf der linken Seite von Abbildung 7-3 sind die

reinen Messergebnisse dargestellt. Die rechte Seite zeigt die auf die initiale Spannung $\sigma'_{h,init}$ bezogene prozentuale Abnahme der gemessenen Spannungen. Der Pfahllängeneffekt bzw. die Abnahme der Horizontalspannungen, nachdem der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, ist in den Messergebnissen klar zu erkennen. Mit zunehmendem Abstand zwischen Spannungssensor und Pfahlfuß reduzieren sich die Horizontalspannungen deutlich.

Die schnellere prozentuale Abnahme der Horizontalspannungen in der obersten Messebene kann durch den Verschiebungsweg des Pfahles erklärt werden. In allen Versuchen wurde im Verlauf der Modellpfahlrammung eine kontinuierliche Zunahme der Schlagzahlen je 10 cm Pfahleindringung gemessen (vgl. Anhang C). Für den Zeitpunkt, an dem der Pfahlfuß die Messebene passiert, sind die bleibenden Verschiebungen je Rammschlag für die oberste Messebene am größten. Der Zusammenhang zwischen der Abnahme der Horizontalspannungen und der Größe des zyklischen Scherwegs ist in Abschnitt 11.2 im Detail beschrieben. Generell gilt jedoch eine beschleunigte Abnahme der Horizontalspannungen mit steigendem zyklischen Scherweg je Rammschlag.

Die Messergebnisse aus Abbildung 7-3 zeigen deutlich, dass sich die Horizontalspannungen (ausgehend von den initialen Spannungen $\sigma'_{h,init}$) im Verlauf der Rammung einer minimalen Horizontalspannung bzw. einem Grenzwert annähern. Dieses Ergebnis deckt sich mit den in Abschnitt 3.4 und Abschnitt 3.5 beschriebenen Versuchsergebnissen, dem in Abbildung 3-29 und Abbildung 7-1 dargestellten generellen Verlauf der Horizontalspannungsabnahme im Verlauf der Pfahlrammung und den in Kapitel 6 dargestellten Messergebnissen. Die minimale Horizontalspannung, die auch bei weiterem Rammfortschritt nicht weiter abnimmt, wird in der Folge auch als Residualspannung $\sigma'_{h,res}$ und der Grenzwert als Residualwert β_{res} bezeichnet.

Aus Abbildung 7-3 wird ersichtlich, dass die Reduktion der Horizontalspannung zum Residualwert vorwiegend über die oberste Sensorlage ermittelt werden konnte, da der Abstand zwischen der Messebene und dem Pfahlfuß am Ende der Rammung bzw. die Anzahl der Scherzyklen hier maximal ist (vgl. Abbildung 7-3, Sensorebene HS 1,3 m u. GOK). Ab einer Pfahleinbindetiefe von rd. 1,0 m unterhalb der Sensorebene bleibt die gemessene Horizontalspannung, auch bei fortschreitender Pfahleindringung bzw. zusätzlichen Scherbeanspruchungen, konstant.

Betrachtet man noch einmal den Verlauf der gemessenen Horizontalspannungen für die Sensorlagen von 1,2 m unter GOK (siehe Abbildung 6-2) und in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung, so wird deutlich, dass die Horizontalspannungen am Ende der Rammung $\sigma'_{h,res}$ oftmals unterhalb der Ausgangsspannung $\sigma_{h,0}$ vor Beginn der Pfahlrammung liegen. Exemplarisch zeigt dies die nachfolgende Abbildung 7-4 am Beispiel des Versuches 5. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Ausgangsspannung von $\sigma'_h = 26 \text{ kN/m}^2$ größer ist als die Residualspannung von $\sigma'_{h,res} = 11 \text{ kN/m}^2$.

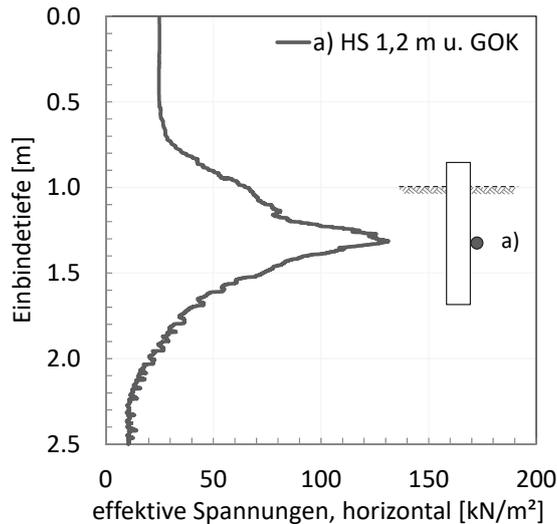


Abbildung 7-4: Horizontalspannung im Verlauf der Pfahlrammung, Versuch Nr. 5, Sensor: 1,2 m u. GOK, 10 cm Abstand zur Pfahlwandung

Die Abweichung zwischen der Ausgangsspannung σ'_h (blauer Punkt, vgl. Tabelle 5-9) und der minimalen Horizontalspannung am Ende der Pfahlinstallation $\sigma'_{h,res}$ (grüner Punkt) ist für alle durchgeführten Modellversuche jeweils für die oberste Sensorlage in Abbildung 7-5 dargestellt. Der Abstand zwischen Pfahlmantel und Erddrucksensor betrug jeweils 10 cm. Zusätzlich ist die Horizontalspannung im Erdruchdruck σ'_{h0} mit dargestellt (grauer Punkt, vgl. Gleichung 5-3).

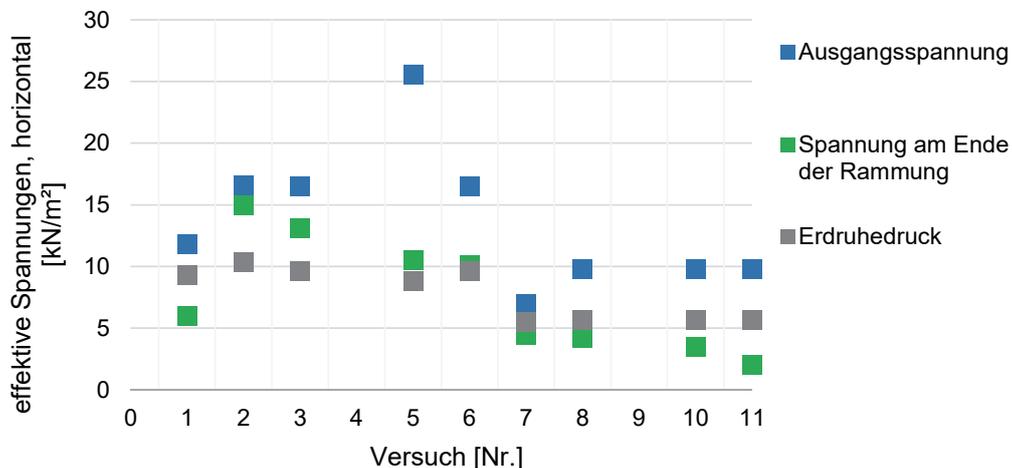


Abbildung 7-5: Horizontalspannungen: Ausgangsspannung (Verdichtungserddruck), Spannungen zum Ende der Pfahlinstallation, Erdruchdruck

Wie bereits in Abschnitt 5.9.3 beschrieben, sind die oberflächennahen Horizontalspannungen im Ausgangsspannungszustand vorwiegend durch den Verdichtungserddruck geprägt und somit bei Modellversuchen im verdichteten Modellsand höher als der reine Erdruchdruck.

Bei allen neun ausgewerteten Versuchen liegt die gemessene effektive Horizontalspannung am Ende der Pfahlrammung unterhalb der gemessenen effektiven Horizontalspannung vor Beginn der Pfahlinstallation (Ausgangsspannungszustand) und etwa im Bereich des Erdruhedrucks.

Die Ausgangsspannungen stellen hierbei vorwiegend den beim Einbau des Modellsandes erzeugten Verdichtungserddruck dar (vgl. Abschnitt 5.9). Eine durch die Dynamik der Pfahlrammung sowie die zyklische Scherbeanspruchung zwischen Pfahlwandung und Bodenelement verursachte Reduktion der Horizontalspannungen bis zum Erdruhedruck und somit unterhalb der Ausgangsspannungen ist insofern denkbar und plausibel.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wird daher empfohlen, die residualen Horizontalspannungen über den Erdruhedruck nach Gleichung 7-1 zu berechnen:

$$\sigma'_{h,res} = \sigma'_{h,0} = \gamma' \cdot z \cdot K_0 = \gamma' \cdot z \cdot (1 - \sin\varphi') \quad 7-1$$

Mit:

z Betrachtete Ebene unter GOK

Zusammenfassend stellen sich im Verlauf der Pfahlrammung bei einem an den Pfahlmantel angrenzenden oberflächennahen Bodenelement die nachfolgend beschriebenen Horizontalspannungen ein, wobei dies unabhängig von der Größe der Ausgangsspannung gültig ist:

1. Horizontalspannung gemäß Ausgangsspannungszustand (ggf. erhöht durch Verdichtung bzw. Überkonsolidierung)
2. Erhöhung der Horizontalspannung durch den Rammprozess
3. Maximale Horizontalspannung kurz bevor der Pfahlfuß das betrachtete Bodenelement passiert
4. Maximale auf die Pfahlwandung wirkende Horizontalspannung beim ersten Kontakt zwischen Pfahlwandung und betrachtetem Bodenelement (Bodenelement entspricht der Höhe des Pfahlfußes), jedoch kleiner als die maximale Horizontalspannung nach Punkt 3.
5. Reduktion der auf die Pfahlwandung wirkenden Horizontalspannung mit zunehmender Anzahl an Scherzyklen bzw. im weiteren Verlauf der Rammung
6. Erreichen der minimalen bzw. residualen Horizontalspannung. Die Horizontalspannung entspricht in etwa dem Erdruhedruck
7. Im weiteren Verlauf der Rammung keine Veränderung der horizontal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen

7.1.4 Residualwert

Der Residualwert β_{res} (vgl. Abschnitt 3.6.2) beschreibt das Verhältnis zwischen residualen Horizontalspannungen $\sigma'_{h,res}$ und initialen Horizontalspannungen $\sigma'_{h,init}$ und kennzeichnet damit die Abnahme der Pfahlmantelreibung während der Rammung. Folgt man der Hypothese, dass die Residualspannung auf den Erdruchdruck zurück fällt, kann der Residualwert nach Gleichung 7-2 berechnet werden:

$$\beta_{res} = \frac{\sigma'_{h,res}}{\sigma'_{h,init}} = \frac{\sigma'_{h,0}}{\sigma'_{h,init}} \quad 7-2$$

Der Residualwert darf nur bei voller Reduktion der initialen Horizontalspannungen zur residualen Horizontalspannung - also bei einer ausreichend großen Anzahl an Scherzyklen bzw. bei einem ausreichend großen Abstand zwischen betrachtetem Bodenelement und Pfahlfuß - angesetzt werden.

Zur Plausibilisierung des nach Gleichung 7-2 gewählten Berechnungsansatzes von β_{res} zeigt Abbildung 7-6 die prozentuale Abnahme der gemessenen effektiven Horizontalspannungen am Beispiel der Ergebnisse von vier Modellversuchen. Die Versuche unterscheiden sich hierbei durch eine Variation des Pfahldurchmessers, des Sättigungsgrades und der Lagerungsdichte.

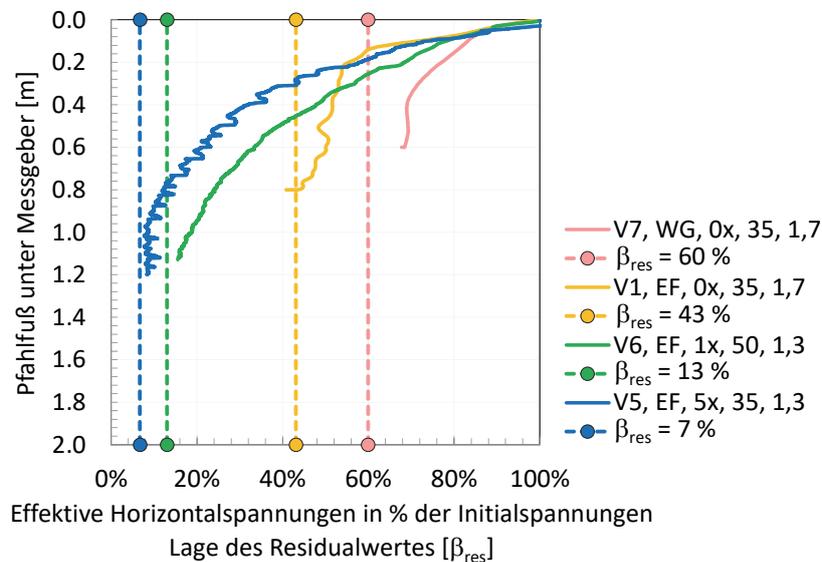


Abbildung 7-6: Horizontalspannungen in Prozent der Initialspannung sowie Lage des jeweiligen Residualwertes β_{res}

Die Messwerte sind als durchgezogene Linien dargestellt. Insbesondere bei höheren Verdichtungsgraden kann durch die Verdichtung mit der Rüttelplatte von einem homogenen Spannungszustand im Boden ausgegangen werden, was sich auch im kontinuierlichen Rückgang der Horizontalspannungen zeigt. Bei den Versuchen V1 und V7 wurde der Boden ausschließlich eingehoben. Lokal abweichende Spannungszustände (Inhomogenitäten) sind daher als 'Flattern' in den Messwerten zu erkennen (vgl. auch Anhang: Abbildung D1.1. und D1.4).

Die Beschriftung der jeweiligen Messlinie ist wie folgt definiert:

- V[Nr.] = Versuch Nr.
- EF = erdfeucht; WG = wassergesättigt
- [Nr.]x = Verdichtung des Bodens je aufgebauter Sandschicht (0x; 1x; 5x)
- 35 = Pfahl Typ 1; 50 = Pfahl Typ 2,
- 1,3; 1,7 etc. = Lage des Erddruckgebers in Metern unter GOK

Die gestrichelte Linie zeigt den nach Gleichung 7-2 abgeleiteten Residualwert β_{res} für den jeweiligen Versuch. Je nach Verdichtungsgrad, Wichte oder Reibungswinkel des Bodens ergibt sich ein Residualwert zwischen 7% und 60% im Vergleich zur initialen Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$. Mit Verweis auf die im abschließenden Kapitel 'Ausblick' dargestellten Ergebnisse aus zyklischen Scherversuchen (siehe Abschnitt 11.2) wird die Spannungsabnahme unter Scherbeanspruchung unter anderem durch den Ausgangsspannungszustand (hier $\sigma'_{h,init}$) geprägt. Hohe Ausgangsspannungen führen zu einer unmittelbaren und stark ausgeprägten Spannungsabnahme, wohingegen die Spannungsabnahme bei geringen Ausgangsspannungen nur sehr langsam erfolgt und gering ausfällt.

Die in Abbildung 7-6 dargestellten Messwerte zeigen deutlich die nach Gleichung 7-2 beschriebene Annäherung des Messwertes an den Erdruchdruck $\sigma'_{h,0}$. Die Bestimmung des Residualwertes β_{res} nach Gleichung 7-2 wird daher für alle in den nachfolgenden Abschnitten und Kapiteln dargestellten Ergebnisse angewendet.

Vergleicht man die Bestimmung des Residualwertes mit Ansätzen aus der Literatur so schlagen beispielsweise Alm & Hamre (2001) für in nichtbindige, wassergesättigte Böden gerammte Stahlrohrpfähle die Verwendung eines konstanten Residualwertes von $\beta_{res} = 0,2$ vor.

Die Versuchsergebnisse zeigen jedoch, dass der Residualwert keine konstante Größe ist, sondern maßgeblich von der Überlagerungsspannung, dem Sättigungsgrad, der Lagerungsdichte und der Genese des Baugrundes beeinflusst wird. So zeigen die in Abbildung 7-6 dargestellten Ergebnisse aus vier unterschiedlichen Modellversuchen einen Residualwert β_{res} im Bereich zwischen 0,07 und 0,6.

Demnach sind insbesondere für sehr locker bis locker sowie extrem dicht gelagerte Sande deutliche Abweichungen im Vergleich zu den bisherigen Berechnungsvorschlägen zu erwarten. Eine entsprechende Bewertung erfolgt in den nachfolgenden Abschnitten dieser Arbeit.

7.1.5 Mathematische Beschreibung des Pfahllängeneffektes

Vergleichbar zur Auswertung in Abbildung 7-3 bzw. Abbildung 7-6 wurde auch bei allen weiteren Versuchen mit installierten Horizontalspannungsgebern in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung eine Spannungsabnahme gemessen und ausgewertet

(vgl. Anhang C). Zur Berücksichtigung des hier festgestellten Phänomens, beispielsweise im Rahmen einer numerischen Berechnung der Pfahleindringung (Rammstudie, vgl. auch Kapitel 9), ist es erforderlich, den Messverlauf in einer geeigneten Form mathematisch zu beschreiben.

Die in den nachfolgenden Abschnitten der Arbeit dargestellten Auswertungen der Messdaten zeigen, dass die prozentuale Abnahme der Horizontalspannung zwischen $\sigma'_{h,init}$ und $\sigma'_{h,res}$ gut über die nachfolgende Gleichung 7-3 unter Verwendung einer Exponentialfunktion beschrieben werden kann. Hierbei wird der prozentuale Anteil des veränderlichen Spannungsanteils mit der Exponentialfunktion multipliziert, wobei der Exponent zur Abnahme des veränderlichen Anteils mit zunehmender Pfahleinbindetiefe führt. Zur Berücksichtigung einer von der Lagerungsdichte und dem Sättigungsgrad abhängigen Krümmung der Exponentialfunktion (vgl. Abbildung 7-6) wird der Exponent zusätzlich noch mit der Krümmungszahl α multipliziert. Wie in Fischer & Stahlmann (2015) dargestellt, basiert die Beschreibung der prozentualen Abnahme der Horizontalspannung auf dem Ansatz von Heerema (1978).

$$\beta(z) = \beta_{res} + (1 - \beta_{res}) \cdot e^{-\alpha \cdot (h-z)} \quad 7-3$$

Mit:

$\beta(z) =$	Prozentuale Reduktion der gemessenen, initialen Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$ eines Bodenelementes in der Tiefe z , in Abhängigkeit der Pfahleinbindetiefe h zum betrachteten Zeitpunkt
$\beta_{res} =$	Maximale, prozentuale Reduktion (Residualwert) der gemessenen, initialen Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$ eines Bodenelementes in der Tiefe z (hier: Gleichung 7-2)
$\alpha =$	Krümmungszahl der Exponentialfunktion
$h =$	Einbindetiefe (zum betrachteten Zeitpunkt)
$z =$	Lage des Bodenelementes unter GOK

Ein vergleichbarer Ansatz zur Beschreibung der Horizontalspannungsabnahme bei der Rammung von Rohrpfählen wurde beispielsweise auch von Alm & Hamre (2001) angewandt (siehe Gleichung 3-28). Wie in den vorherigen Abschnitten beschrieben, erfolgt die Ermittlung des Residualwertes hier jedoch nicht über einen konstanten Faktor, sondern wird nach Gleichung 7-2 berechnet.

Durch schrittweises Anpassen der Krümmungszahl α bis zu einer möglichst exakten Übereinstimmung zwischen Mess- und Berechnungsergebnis, wurde in der Folge die für jede Versuchsreihe gültige Exponentialfunktion nach Gleichung 7-3 ermittelt.

Die Krümmungszahl α beschreibt den Verlauf der Horizontalspannungsabnahme im Verlauf der Rammung. Je größer der Zahlenwert α , desto schneller nähert sich die initiale Horizontalspannung der residualen Horizontalspannung an. Im Vergleich zu bisherigen Berechnungsansätzen erlaubt die Verwendung eines vom Erdruchdruck

abhängigen Residualwertes eine bessere Beschreibung der tatsächlichen im Boden auftretenden Mechanismen.

Die Möglichkeit, die gemessene Abnahme der Horizontalspannungen mit Hilfe von Gleichung 7-3 abzubilden, zeigt Abbildung 7-7 exemplarisch für den Modellversuch Nr. 5. Unter Verwendung von Gleichung 7-2 zur Berechnung des Residualwertes β_{res} sowie einer iterativen Bestimmung der Krümmungszahl α konnte die gemessene Horizontalspannung in den drei Messebenen sehr gut abgebildet werden. Die Messdaten sind jeweils als durchgezogene Linie dargestellt. Die über die Exponentialfunktion beschriebene Spannungsabnahme zeigt jeweils die gestrichelte Linie. Der Endwert bzw. der Residualwert bei einer Einbindetiefe des Pfahlfußes von 2,0 m unter OK Modellboden wurde nach Gleichung 7-2 bestimmt, sodass der Verlauf der Spannungsabnahme unterhalb der Messwerte hier nicht als extrapoliert betrachtet werden sollte.

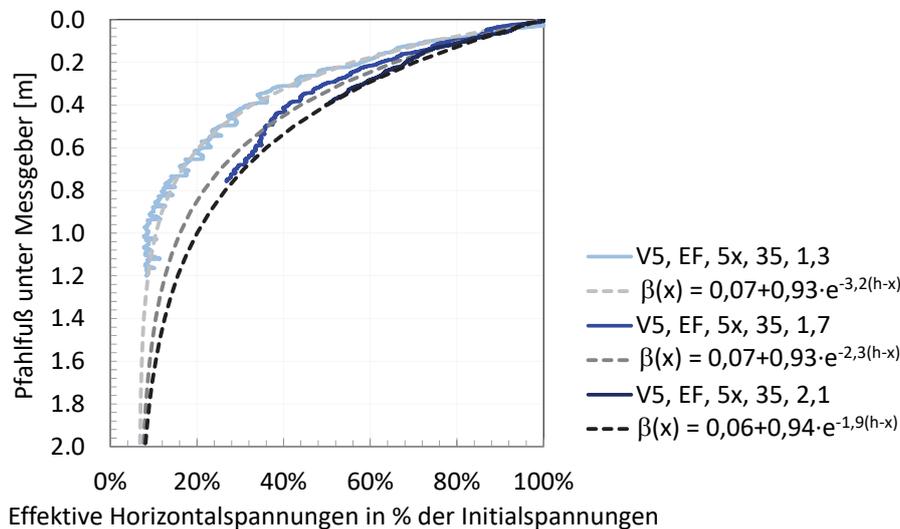


Abbildung 7-7: Exponentialfunktion zur Abnahme der gemessenen Horizontalspannungen (Versuch 5).

Für die drei Messebenen in einer Tiefe von 1,3 m, 1,7 m und 2,1 m unter GOK zeigt die nachfolgende Tabelle den ermittelten Residualwert β_{res} sowie die verwendete Krümmungszahl α .

Tabelle 7-1: Eingabewerte zur Beschreibung der Exponentialfunktion (Versuch 5)

Lage des Sensors unter GOK [m]	Residualwert β_{res} [%]	Krümmungszahl α [-]
1,3	7	3,20
1,7	7	2,30
2,1	6	1,90

Weiterhin zeigt Abbildung 7-7, dass eine exakte Bestimmung der Länge zwischen Sensorlage und Pfahlfuß, ab der die residualen Spannungen wirken, nicht erforderlich ist. Über die Exponentialfunktion nach Gleichung 7-3 kann die gemessene Horizontalspannungsabnahme für den untersuchten Bereich sehr genau abgebildet werden.

Analog zu Abbildung 7-7 wurden die Messdaten aller insgesamt neun Versuche, bei denen rambbegleitend die Horizontalspannungen in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung gemessen wurden, ausgewertet und über die Exponentialfunktion nach Gleichung 7-3 beschrieben (vgl. Abschnitt 7.2 sowie Anlage C). Der Residualwert wurde über die initialen Spannungen $\sigma'_{h,init}$ und der Krümmungsverlauf durch iteratives Anpassen von α festgelegt. Beispielhaft zeigt Abbildung 7-8 den Verlauf der Exponentialfunktion für die vier in Abbildung 7-6 dargestellten Versuchsergebnisse. Der Verlauf der Exponentialfunktion ist jeweils als gestrichelte Linie dargestellt. Die mathematische Beschreibung der Exponentialfunktion $\beta(z)$ nach Gleichung 7-3 ist ebenfalls in der Abbildung mit angegeben. Durch Berechnung des Residualwertes β_{res} nach Gleichung 7-2 sowie die in Anlehnung an die Versuchsergebnisse gewählte Krümmungszahl α kann die gemessene Abnahme der Horizontalspannungen auch bei unterschiedlichen Versuchskonfigurationen gut abgebildet werden.

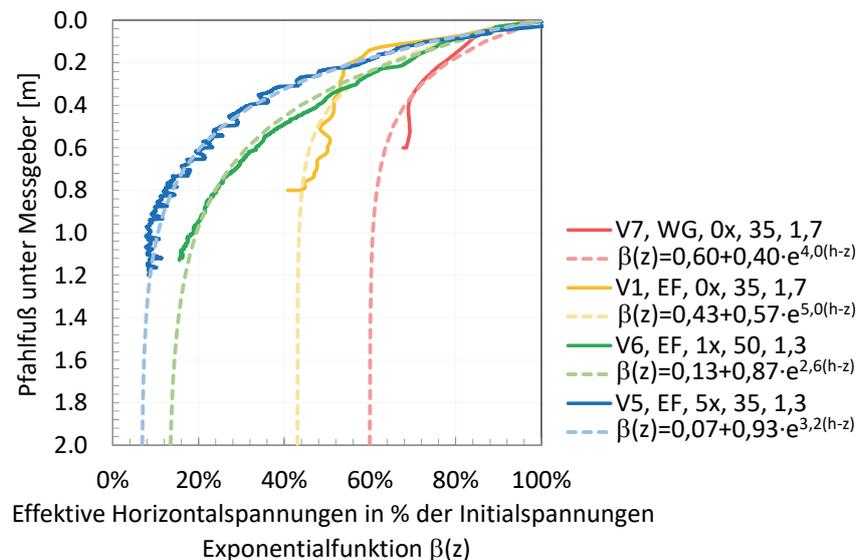


Abbildung 7-8: Exponentialfunktionen in Anlehnung an die Horizontalspannungsabnahme nach Abbildung 7-6

Durch Einsetzen von Gleichung 7-3 in Gleichung 3-4 sowie Kenntnis über den Kontaktreibungswinkel δ zwischen Pfahl und Boden (vgl. Abschnitt 5.4.2) kann nunmehr die Veränderung der Pfahlmantelreibung eines im Verlaufe der Rammung an den Pfahl angrenzenden Bodenelementes in der Tiefe z unter GOK analog zu Gleichung 7-4 berechnet werden:

$$\tau_s(z) = \beta(z) \cdot \sigma'_{h,init} \cdot \tan\delta \quad 7-4$$

Mit:

$\sigma'_{h,init}$ Anfangsspannung bzw. effektive Horizontalspannung zum Zeitpunkt des ersten Kontaktes zwischen Pfahlmantel und betrachtetem Bodenelement, ggf. mit erhöhtem Erddruck aus Verdichtung, Überkonsolidation oder vergleichbar.

Die Auswirkung der Lagerungsdichte, des Sättigungsgrades sowie des Pfahldurchmessers auf den Pfahllängeneffekt bzw. den Reduktionsfaktor $\beta(z)$ wird in den nachfolgenden Abschnitten untersucht und beschrieben.

7.2 Pfahllängeneffekt in Abhängigkeit von Lagerungsdichte und Sättigung des Bodens

7.2.1 Einteilung in Versuchsgruppen und Auswertung der Versuchsergebnisse

Unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte und der Sättigung des Bodens (erdfeucht bzw. wassergesättigt) wurden die in Tabelle 5-4 genannten elf Modellversuche in fünf Gruppen unterteilt. Die Einteilung kann der nachfolgenden Tabelle 7-2 entnommen werden.

Tabelle 7-2: Lagerungsdichte in Abhängigkeit der Einbauverdichtung

Nr.	Einbau- bedingung	Sättigung des Bodens	Wichte y/y' [kN/m ³]	Porenanteil n [-]	Lagerungsdichte D (Bezeichnung) [-]
1	nicht verdichtet	erdfeucht	15,0	0,47	0,11 (sehr locker)
2	einfach verdichtet	erdfeucht	16,3	0,42	0,64 (dicht)
3	mehrfach verdichtet	erdfeucht	16,9	0,40	0,91 (sehr dicht)
4	nicht verdichtet	wasser- gesättigt	8,9	0,47	0,11 (sehr locker)
5	einfach verdichtet	wasser- gesättigt	9,6	0,42	0,64 (dicht)

Die in-situ-Lagerungsdichte des Modellbodens wurde auf Grundlage der minimalen und maximalen Lagerungsdichte (vgl. Tabelle 5-5) sowie der Ergebnisse der durchgeführten Ausstechzylinderversuche (vgl. Abschnitt 5.9.3) nach Gleichung 5-8 berechnet.

Zur Bewertung des Einflusses der Lagerungsdichte und der Sättigung des Bodens auf den Pfahllängeneffekt wurden in einem ersten Schritt die gemessenen Abnahmen der

Horizontalspannungen, getrennt für die in Tabelle 7-2 genannten fünf Gruppen, in einem Diagramm dargestellt. Die Streubreite der Messergebnisse wurde in einem zweiten Schritt über eine obere und eine untere Umhüllende der Messergebnisse beschrieben. Die Berechnung des exponentiellen Kurvenverlaufs der Umhüllenden erfolgte nach Gleichung 7-3, wobei der Residualwert nach Gleichung 7-2 berechnet und die Krümmungszahl iterativ durch Kurvenanpassung ermittelt wurde.

Exemplarisch für die Versuchsgruppe 2 nach Tabelle 7-2 (erdfeucht, einfach verdichtet) zeigt Abbildung 7-9 die in Abhängigkeit des Rammfortschritts gemessene prozentuale Abnahme der Horizontalspannungen als durchgezogene Linien. Berücksichtigt wurden die Messergebnisse von sechs Spannungssensoren aus den Versuchen Nr. 2, 3 und 6 (vgl. Tabelle 5-4). Die Umhüllenden der gemessenen Horizontalspannungsabnahmen sind als gestrichelte graue Linie (Maximalwert) bzw. als gestrichelte schwarze Linie (Minimalwert) dargestellt. In Abhängigkeit der Tiefenlage des Spannungssensors wurden unterschiedliche Initialspannungen gemessen und Residualspannungen berechnet. Der Residualwert der Umhüllenden ist daher sehr ähnlich, jedoch nicht identisch. Sowohl der Residualwert als auch die Krümmungszahl der Umhüllenden können der Legendenbeschriftung entnommen werden. Zum besseren Verständnis ist die Exponentialfunktion nach 7-3 in der Abbildung mit angegeben.

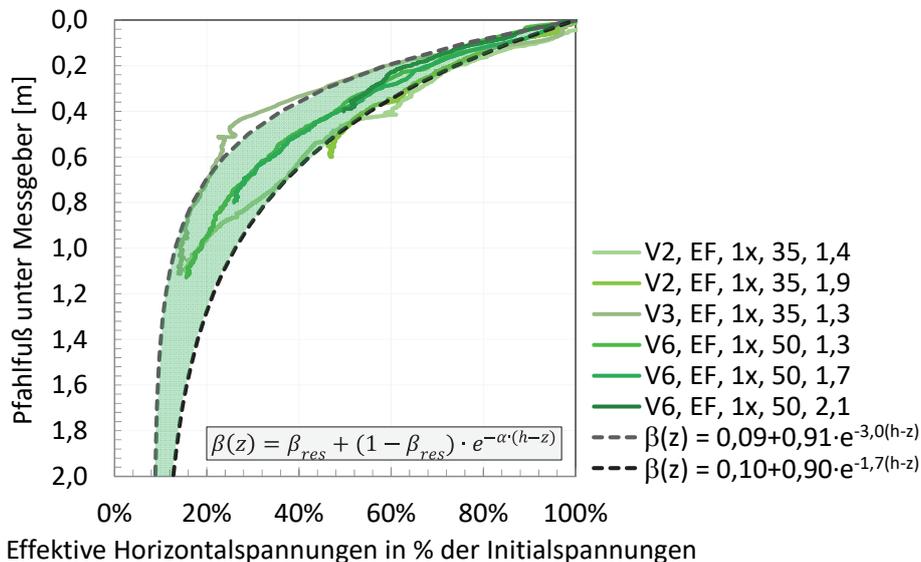


Abbildung 7-9: Prozentuale Abnahme der effektiven Horizontalspannungen, dicht gelagerter Modellboden, erdfeucht

Die Diagramme für die vier weiteren Versuchsgruppen sind im Anhang D dargestellt.

7.2.2 Auswertung der im erdfeuchten Modellboden ausgeführten Versuche, gruppiert nach Lagerungsdichten

Für alle im erdfeuchten Modellsand durchgeführten Versuche zeigt Abbildung 7-10 die Streubreite der über die Messdaten abgeleiteten Exponentialfunktion (ausgewertet nach Gleichung 7-2 und 7-3).

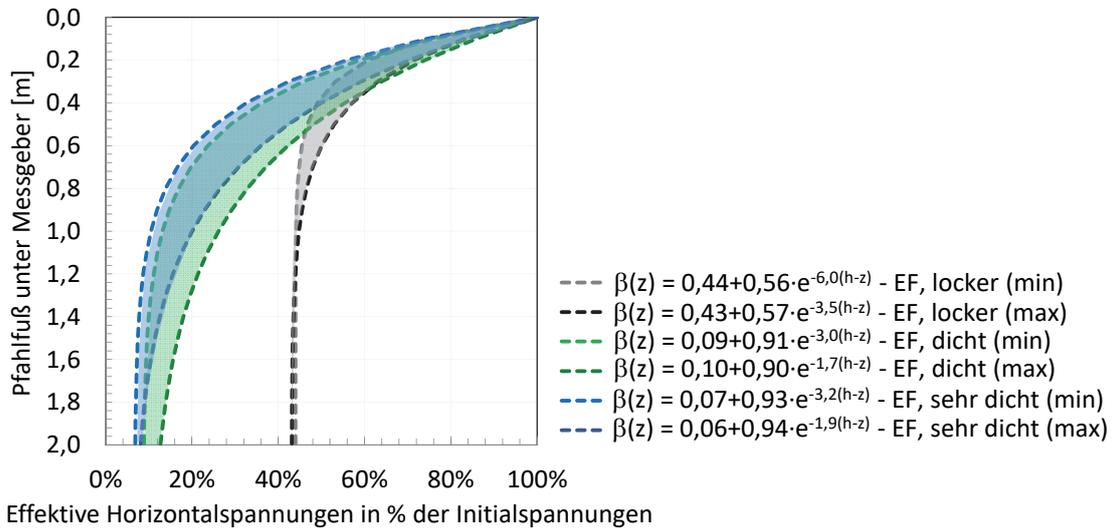


Abbildung 7-10: Streubreite der Exponentialfunktion für jede Lagerungsdichte, erdfeucht

Der graue Bereich beschreibt die Streubreite der Messergebnisse im sehr locker gelagerten Versuchsboden. Der grün hinterlegte Bereich wurde aus den Messergebnissen im dicht gelagerten Modellsand und der blau hinterlegte Bereich aus den Messdaten im sehr dicht gelagerten Modellsand abgeleitet. Der nach Gleichung 7-2 berechnete Residualwert β_{res} sowie die gewählte Krümmungszahl α können der Legende entnommen werden. Die aus Abbildung 7-10 in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte abgeleiteten mittleren Exponentialfunktionen zeigt Abbildung 7-11.

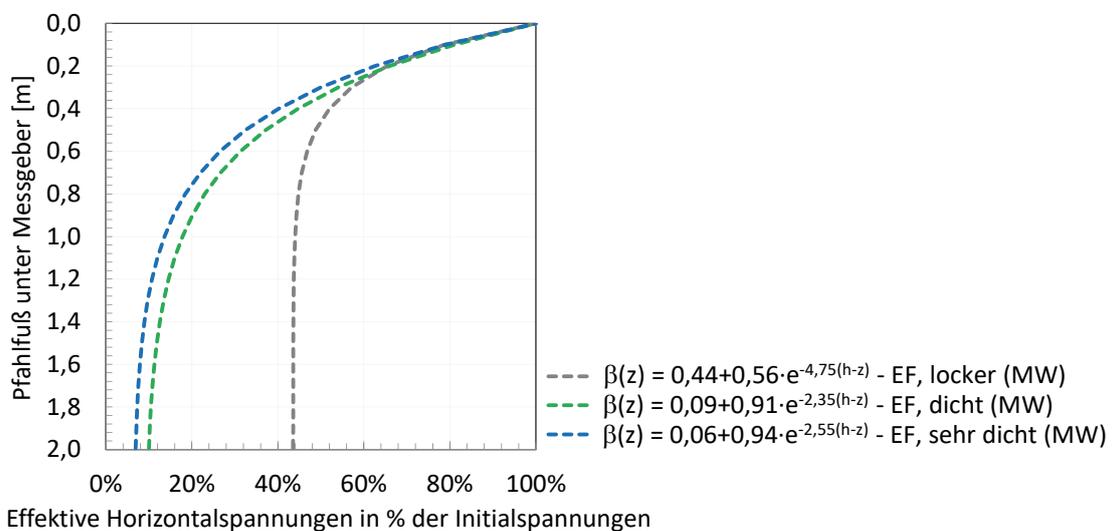


Abbildung 7-11: Mittelwert der Exponentialfunktionen für jede Lagerungsdichte, erdfeucht

7.2.3 Auswertung der im wassergesättigten Modellboden ausgeführten Versuche, gruppiert nach Lagerungsdichten

Abbildung 7-12 zeigt die Streubreite der über die Messdaten abgeleiteten Exponentialfunktionen für die wassergesättigten Modellversuche.

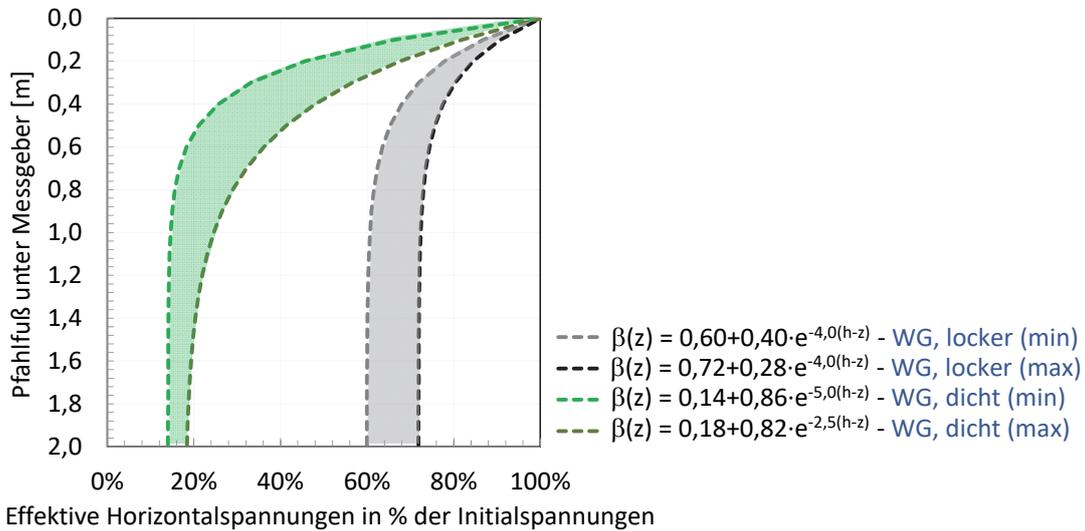


Abbildung 7-12: Streubreite der Exponentialfunktion für jede Lagerungsdichte, wassergesättigt

Auch hier repräsentiert der graue Bereich die Streubreite der Messergebnisse im sehr locker gelagerten und der grüne Bereich die Streubreite der Messergebnisse im dicht gelagerten Modellsand. Die aus Abbildung 7-12 abgeleiteten mittleren Exponentialfunktionen in Abhängigkeit der Lagerungsdichte zeigt Abbildung 7-13.

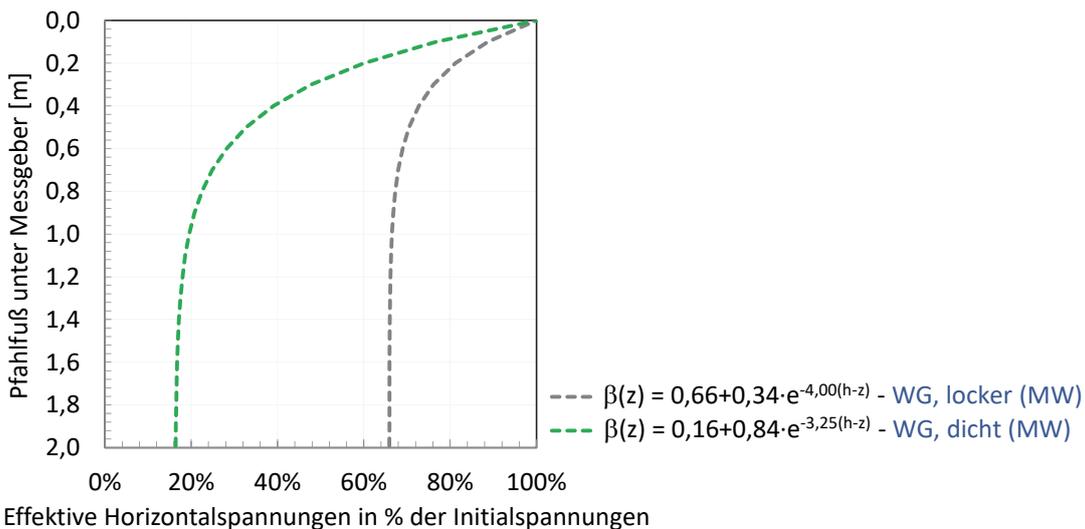


Abbildung 7-13: Mittelwert der Exponentialfunktion für jede Lagerungsdichte, wassergesättigt

7.2.4 Ergebnisse

Die Zusammenstellung aller fünf in den vorherigen Abschnitten ausgewerteten Exponentialfunktionen für den erdfeuchten (EF) bzw. wassergesättigten (WG) Modellsand zeigt Abbildung 7-14.

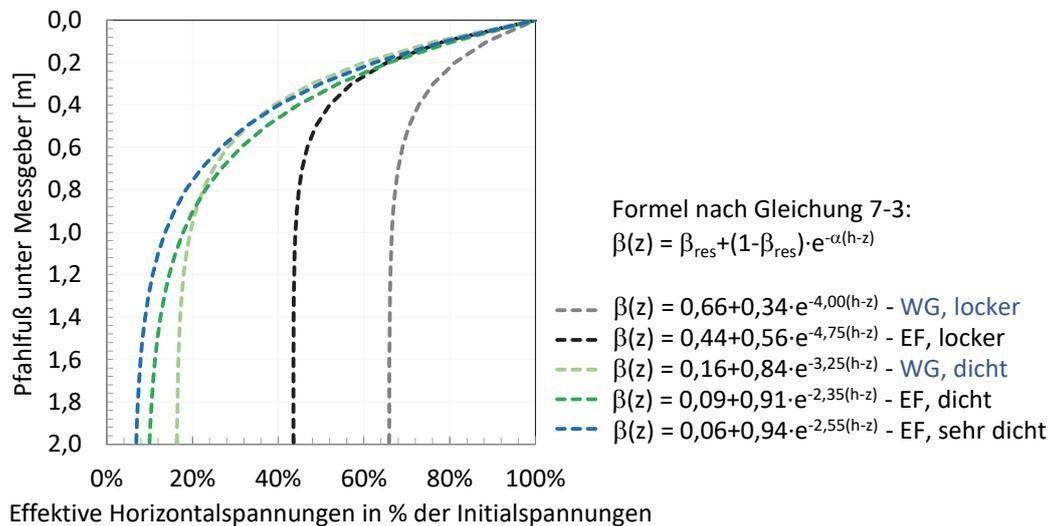


Abbildung 7-14: Mittelwert der Exponentialfunktion für jede Lagerungsdichte, wassergesättigt und erdfeucht

Die Residualspannung $\sigma'_{h,res}$ wurde für alle Ergebnisse über Gleichung 7-2 berechnet. Die Krümmung der Exponentialfunktion wurde auf Grundlage der Messergebnisse (Anhang D) abgeleitet.

Die Ergebnisse zeigten, dass sich die Spannungen im Nahfeld der Pfahlwandung in einem hoch verdichteten Boden deutlich stärker abbauen als in einem nur gering bzw. nicht verdichteten Boden. Dies ist sowohl für einen erdfeuchten als auch für einen wassergesättigten Sand gültig. Die Krümmung der Exponentialfunktion wiederum ist für einen gering bzw. nicht verdichteten Boden deutlich stärker als für einen hoch verdichteten Boden. Dies führt dazu, dass sich die Residualspannung, im Vergleich zu einem stark verdichteten Boden, bei einem nicht bzw. gering verdichteten Boden bereits bei einem deutlich geringeren Rammfortschritt einstellt. Eine eindeutige Korrelation bei der Bewertung der Krümmungszahl im Vergleich zur Wassersättigung des Modellbodens konnte im Rahmen der Versuche nicht erkannt werden, immerhin jedoch eine Tendenz.

Aus den Ergebnissen nach Abbildung 7-14 ergibt sich für die Modellversuche im erdfeuchten Modellboden der folgende lineare Zusammenhang zwischen Krümmungszahl α und Lagerungsdichte D (vgl. Tabelle 7-2):

$$\alpha_{EF} = 4,9 - 3,0 \cdot D$$

7-5

Das Bestimmtheitsmaß R^2 der Geradengleichung (drei Punkte) liegt bei 0,84, gleichbedeutend mit einem relativ guten linearen Zusammenhang zwischen den drei Messpunkten.

Für die wassergesättigten Modellversuche ergibt sich folgender linearer Zusammenhang zwischen der Krümmungszahl und der Lagerungsdichte:

$$\alpha_{WG} = 4,2 - 1,4 \cdot D \quad 7-6$$

Eine statistische Bewertung von Gleichung 7-6 ist durch die Anzahl von nur zwei Datenpunkten nicht möglich. Generell sollte der hier angegebene lineare Zusammenhang zwischen Krümmungszahl und Lagerungsdichte sowohl für die im wassergesättigten als auch für die im erdfeuchten Modellboden durchgeführten Versuche in Zukunft durch weitere Untersuchungen ergänzt werden (vgl. Kapitel 11).

7.3 Einfluss des Pfahldurchmessers auf den Pfahllängeneffekt

Für die Versuchskonfiguration 'einfach verdichtet' zeigt Abbildung 7-15 die durch die Rammung hervorgerufene Horizontalspannungsabnahme im erdfeuchten Modellsand. Die Beschriftung der Legende wurde analog zur Abbildung 7-6 gewählt. Dargestellt sind die Messergebnisse für den Pfahl Typ 1 mit einem Außendurchmesser von 35,6 cm und für den Pfahl Typ 2 mit einem Außendurchmesser von 50,6 cm (vgl. Abschnitt 5.4.1).

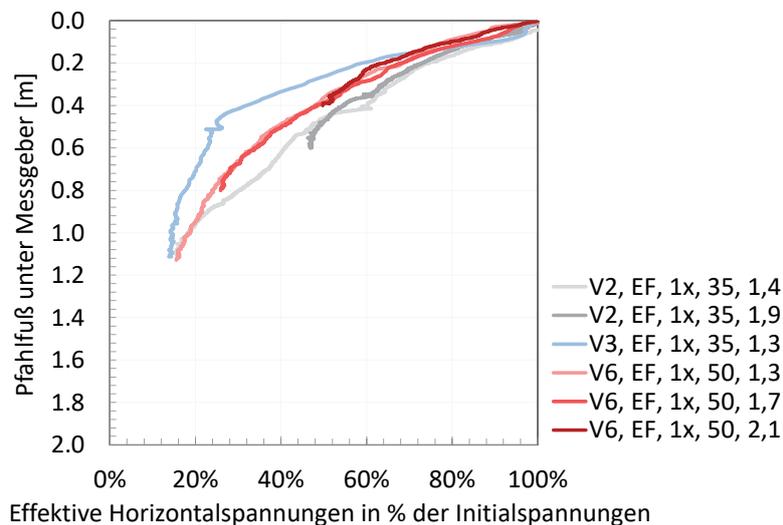


Abbildung 7-15: Einfluss des Pfahldurchmessers auf den Pfahllängeneffekt im erdfeuchten Modellboden

Bei gleicher Versuchskonfiguration zeigt Abbildung 7-16 die Horizontalspannungsabnahme im wassergesättigten Modellsand, ebenfalls für beide Modellpfähle.

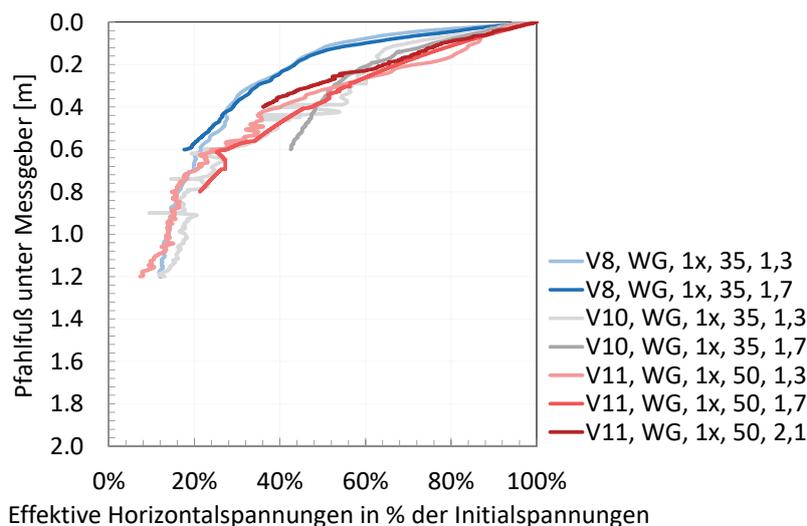


Abbildung 7-16: Einfluss des Pfahldurchmessers auf dem Pfahllängeneffekt im wassergesättigten Modellboden

Auf Grundlage der zur Verfügung stehenden Messergebnisse kann sowohl für die Versuche im erdfeuchten als auch für die Versuche im wassergesättigten Modellboden kein nennenswerter Einfluss des Pfahldurchmessers auf den Pfahllängeneffekt abgeleitet werden.

Plausibilisierung

Als zusätzliche Plausibilisierung der in Abbildung 7-15 und Abbildung 7-16 dargestellten Messergebnisse und der Annahme, dass der Pfahldurchmesser für die hier untersuchten Randbedingungen keinen entscheidenden Einfluss auf den Pfahllängeneffekt hat, können auch die in Abschnitt 5.7.2 beschriebenen Ergebnisse der im Anschluss an die Pfahlinstallation durchgeführten statischen Probelastungen herangezogen werden. Bei gleicher - wie zu Beginn dieses Abschnittes beschriebener - Einbaubedingung (lagenweiser Einbau des Modellbodens, einfache Verdichtung) zeigt sowohl Abbildung 5-25 für den erdfeuchten als auch Abbildung 5-26 für den wassergesättigten Modellsand einen größeren Gesamtwiderstand für den größeren Modellpfahl (Typ 2). Da sich nach Abschnitt 5.8 während der Rammung keine Verspannung des Bodens im Pfahlinneren (Ppropfenbildung) eingestellt hat, kann - auch unter Berücksichtigung der sehr geringen Wandstärke - davon ausgegangen werden, dass pfahlaxiale Einwirkungen hauptsächlich über den Pfahlmantel abgetragen werden. Der innere, der äußere und der Gesamtumfang sind hierzu in Tabelle 7-3 angegeben.

Tabelle 7-3: Umfang der Modellpfähle

	Typ 1	Typ 2
Innen [m]	1,12	1,59
Außen [m]	1,10	1,57
Summe [m]	2,22	3,16

Das auf den gesamten Pfahlumfang (innerer und äußerer Umfang) normierte Ergebnis der statischen Probelastungen für die beschriebenen Modellversuche zeigt Abbildung 7-17, links für die im erdfeuchten Modellboden und rechts für die im wassergesättigten Modellboden durchgeführten statischen Probelastungen.

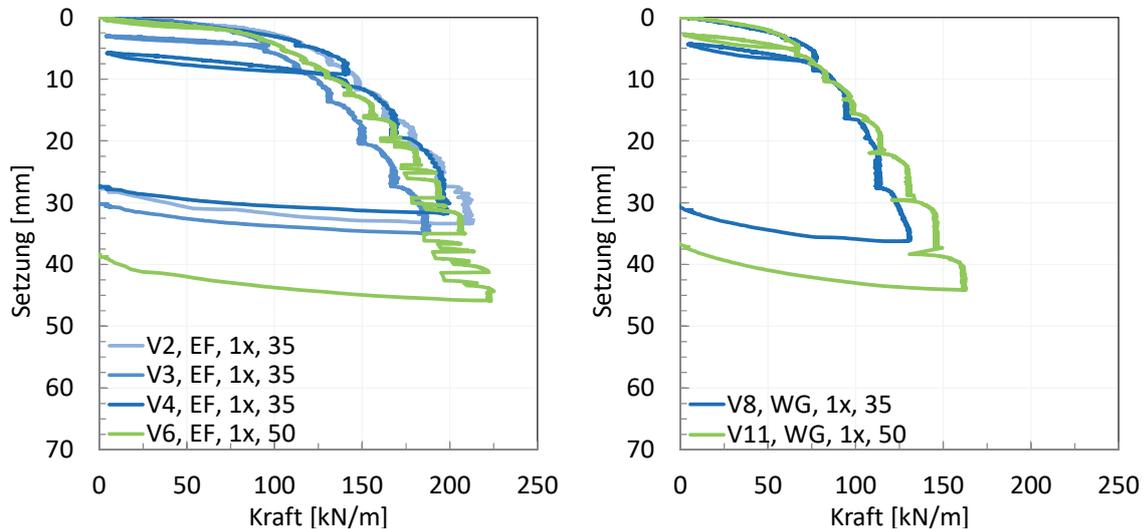


Abbildung 7-17: Auf den gesamten Pfahlumfang normierte Widerstands-Setzungs-Linie

Das Ergebnis der auf den gesamten Pfahlumfang normierten statischen Probelastungen zeigt deutlich, dass das Pfahltragverhalten bei einem vergleichbaren Einbau des Modellsandes und unabhängig vom Pfahldurchmesser ähnlich ist. Nach Gleichung 3-4 wirken somit die effektiven Horizontalspannungen in vergleichbarer Größenordnung auf beide Modellpfähle, gleichbedeutend mit einer vergleichbaren Abnahme der Spannungen wie anhand von Abbildung 7-15 und Abbildung 7-16 beschrieben.

8 Vorschlag für die Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes auf Grundlage der durchgeführten Versuche

Die Auswertung der insgesamt 11 Modellversuche zeigt, dass der in den Messergebnissen erfasste Pfahllängeneffekt sehr gut über eine Exponentialfunktion abgebildet werden kann. Für ein Bodenelement in einer beliebigen Tiefe z und direkt angrenzend an die Pfahlmantelfläche wird daher vorgeschlagen, die prozentuale Spannungsänderung während der Rammung nach Gleichung 7-3 zu berechnen.

Unter Berücksichtigung von Abschnitt 3.3.2 ist Gleichung 7-3 für einen Rohrpfahl ab einem Durchmesser von $\geq 1,5$ m sowohl für die Bestimmung der Mantelreibung auf der Pfahlinnen- als auch auf der Pfahlaußenseite gültig. Für kleinere Rohrpfähle kann eine Gültigkeit ggf. durch Messen der Bodensäule im Pfahl abgeschätzt werden. Verändert sich die Bodensäule durch die Rammung kaum – vergleichbar zu den hier durchgeführten Modellversuchen – sollte von identischen Spannungen auf der Pfahlinnen- und der Pfahlaußenseite ausgegangen werden.

Im Rahmen der durchgeführten Modellversuche konnte gezeigt werden, dass im Gegensatz zu bisherigen Annahmen und Berechnungsvorschlägen die residuale Spannung $\sigma'_{h,res}$ nicht durch Multiplikation der initialen Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$ mit einem konstanten Reduktionsfaktor berechnet werden sollte. Vielmehr zeigen die Versuchsergebnisse, dass die residualen Spannungen bzw. der sich durch die zyklische Scherbeanspruchung zwischen Boden und Pfahlwandung einstellende Minimalwert der Horizontalspannung, dem Erdruchdruck eines normalkonsolidierten Bodens entsprechen. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wird unabhängig von der Lagerungsdichte und dem Sättigungsgrad des Bodens empfohlen, den Residualwert β_{res} anhand der Residualspannung $\sigma'_{h,res}$ und der Initialspannung $\sigma'_{h,init}$ nach Gleichung 7-2 zu berechnen.

Für die Krümmungszahl α , die die anfängliche Steigung der Exponentialfunktion beschreibt und somit den Verlauf der Horizontalspannungsabnahme definiert, konnte bei den Versuchen im erdfeuchten Modellboden ein linearer Zusammenhang zur Lagerungsdichte D festgestellt werden (vgl. Gleichung 7-5). Für die wassergesättigten Versuche wurde ebenfalls ein linearer Zusammenhang zugrunde gelegt, wobei die Geradengleichung hier anhand von zwei Datenpunkten ermittelt wurde (vgl. Gleichung 7-6). Eine Plausibilisierung des linearen Zusammenhangs steht aufgrund der Anzahl durchgeführter Versuche noch aus. Verglichen mit den wassergesättigten Versuchen zeigt sich bei den erdfeuchten Modellversuchen ein deutlich größerer Einfluss der Lagerungsdichte auf die Krümmungszahl (vgl. Gleichung 7-5 und 7-6). Unter Verwendung

des vorgenannten Residualwertes β_{res} sowie der Krümmungszahl α kann für die Versuche im erdfeuchten Modellsand der Pfahllängeneffekt nach Gleichung 8-1 beschrieben werden. Für die Versuche im vollständig wassergesättigten Modellsand ist Gleichung 8-2 gültig.

$$\beta(z)_{EF} = \frac{\sigma'_{h,0}}{\sigma'_{h,init}} + \left(1 - \frac{\sigma'_{h,0}}{\sigma'_{h,init}}\right) \cdot e^{-(4,9-3,0 \cdot D) \cdot (h-z)} \quad 8-1$$

$$\beta(z)_{WG} = \frac{\sigma'_{h,0}}{\sigma'_{h,init}} + \left(1 - \frac{\sigma'_{h,0}}{\sigma'_{h,init}}\right) \cdot e^{-(4,2-1,4 \cdot D) \cdot (h-z)} \quad 8-2$$

Neben der Erlangung eines vertieften Verständnisses über die bodenmechanischen Prozesse, die beim Rammen von Rohrpfählen in nichtbindigen Böden auftreten, konnten bestehende Berechnungsmodelle zum Pfahllängeneffekt anhand von Modellversuchen erweitert und verbessert werden. Insbesondere für sehr locker bis locker sowie extrem dicht gelagerte Sande sind unter Berücksichtigung von Gleichung 8-1 und 8-2 deutliche Abweichungen bei der Berechnung der im Verlauf der Pfahlrammung auf die Pfahlmantelfläche wirkenden Normalspannungen und somit auch auf die Mantelreibungverteilung über die Einbindetiefe zu erwarten.

Zur Bestätigung der Anwendbarkeit des beschriebenen Berechnungsmodells wird die Modellpfahlrammung im nachfolgenden Kapitel 9 noch einmal anhand von Rammsimulationsstudien im numerischen Modell plausibilisiert. Die initialen Pfahlwiderstände werden hierbei aus den Messergebnissen abgeleitet und der Pfahllängeneffekt ausschließlich anhand von Lagerungsdichte und Sättigungszahl über Gleichung 8-1 bzw. 8-2 bestimmt. Zusätzliche Effekte wie Verschiebungsweg oder Oberflächenrauheit des Pfahles werden hier nicht näher betrachtet. Die Übertragung des Berechnungsvorschlages auf die Rammung eines Großrohrpfahles erfolgt anhand eines abschließenden Berechnungsbeispiels.

9 Simulation der Modellpfahlrammung

9.1 Grundlegendes

9.1.1 Rammsimulationsstudie

Eine Pfahlrammung wird in der Regel vorab simuliert, wenn nachgewiesen werden soll, dass der Pfahl mit dem gewählten Hammer bis auf die geplante Endeinbindetiefe eingebracht werden kann. Zusätzlich kann anhand der Berechnungsergebnisse bewertet werden, ob die durch den Rammschlag in den Pfahl eingeleiteten Kräfte ein Materialversagen hervorrufen können und in welcher Größenordnung der Rammprozess zu einer Materialvorschädigung führt, da dies eine wesentliche Berechnungsgröße im Designprozess eines Rohrpfahls mit großem Durchmesser darstellt.

Die Simulation einer Pfahlrammung wird durch am Markt vorhandene Software, basierend auf der eindimensionalen Wellentheorie, durchgeführt. Vorhandene Programmsysteme verwenden entweder das von Smith (1960) entwickelte Modell konzentrierter Massen oder die Methode der Charakteristiken nach de Saint-Venant (1867). Während das Modell der konzentrierten Massen im mathematischen Sinne einer Näherungslösung entspricht, liefert die Methode der Charakteristiken die theoretisch exakte Lösung (Fritsch et al., 2013). Die historische Entwicklung der auf beiden Methoden basierenden Programme (von oben nach unten) sowie den generellen Aufbau des numerischen Modells zeigt die nachfolgende Abbildung 9-1.

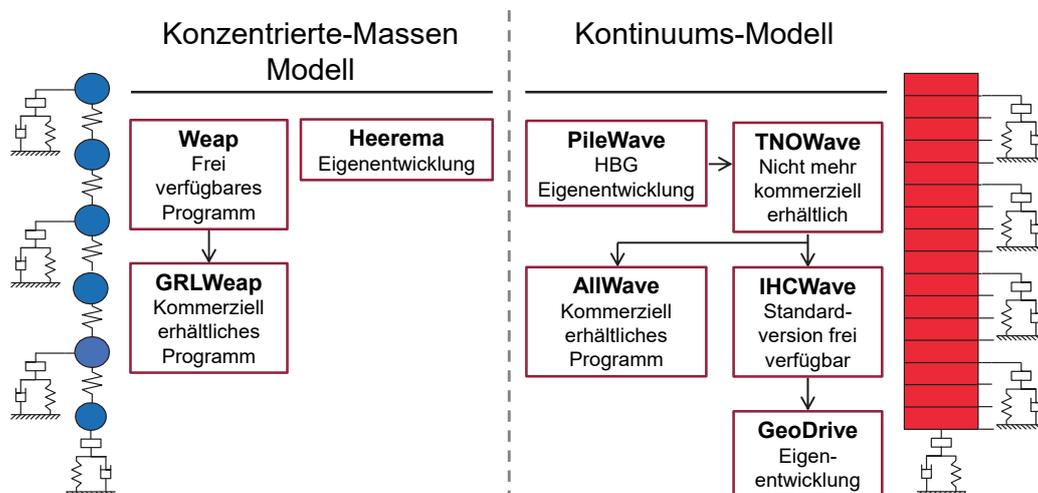


Abbildung 9-1: Entwicklung der Programmsysteme zur Durchführung von Rammsimulationsstudien (vgl. Fritsch et al. 2013)

9.1.2 Simulation der Modellpfahlrammung

Das Ziel der im Anschluss an die Modellversuche durchgeführten numerischen Simulation der Modellpfahlrammung ist es, insbesondere den in Kapitel 7 und Kapitel 8 beschriebenen und ausgewerteten Pfahllängeneffekt bzw. seinen Einfluss auf die Pfahlrammung zu bewerten und zu bestätigen.

Von einem guten Simulationsergebnis kann dann ausgegangen werden, wenn die über die Simulationssoftware berechnete Anzahl der Rammschläge den Messergebnissen entspricht. Voraussetzung für eine gute Simulation ist die korrekte Erfassung folgender Randbedingungen im numerischen Modell:

- Initiale effektive Horizontalspannung / initiale Pfahlmantelreibung
- Abnahme der effektiven Horizontalspannung / Abnahme der Pfahlmantelreibung
- Pfahlspitzendruck
- In den Pfahl eingetragene Energie je Rammschlag

Die initiale Pfahlmantelreibung sowie der Pfahlspitzendruck werden in den nachfolgenden Abschnitten 9.2 und 9.3 aus den Modellversuchsergebnissen abgeleitet. Die Abnahme der effektiven Horizontalspannungen berechnet sich nach Gleichung 8-1 bzw. Gleichung 8-2. Die in den Pfahl eingetragene Energie wurde analog zu den Messergebnissen des Pfahlmonitoring bzw. der Hubhöhe des Hammers bestimmt (Abschnitt 9.8). Die Berechnungsergebnisse sind in Abschnitt 9.10 dargestellt.

9.2 Initiale Pfahlmantelreibung (Modellversuche)

Die initiale Pfahlmantelreibung $q_{s,init}$ kann über die gemessene effektive Horizontalspannung $\sigma'_{h,init}$ (vgl. Abschnitt 7.1.2) und den Kontaktreibungswinkel δ nach Gleichung 9-1 berechnet werden:

$$q_{s,init} = \sigma'_{h,init} \cdot \tan\delta \quad 9-1$$

wobei $\sigma'_{h,init}$ die effektive Horizontalspannung zum Zeitpunkt des ersten Kontaktes zwischen Pfahlmantel und betrachtetem Bodenelement (ggf. mit erhöhtem Erddruck aus Verdichtung) und δ den Kontaktreibungswinkel zwischen der Pfahlmanteloberfläche und dem Modellboden beschreibt.

Die in den Modellversuchen gemessenen initialen Horizontalspannungen $\sigma'_{h,init}$ sind für alle fünf Einbaukonfigurationen des Modellbodens in Abbildung 9-2 dargestellt. Ausgewertet wurden ausschließlich die in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung erfassten Horizontalspannungen bei identischer Tiefenlage von Sensor und Pfahlfuß.

Der Kontaktreibungswinkel zwischen Modellsand und Modellpfahl wurde über einen modifizierten direkten Scherversuch bestimmt und ergab einen Wert von $\delta = 26,9^\circ$ (vgl. Abschnitt 5.4.2 bzw. Abbildung 5-15).

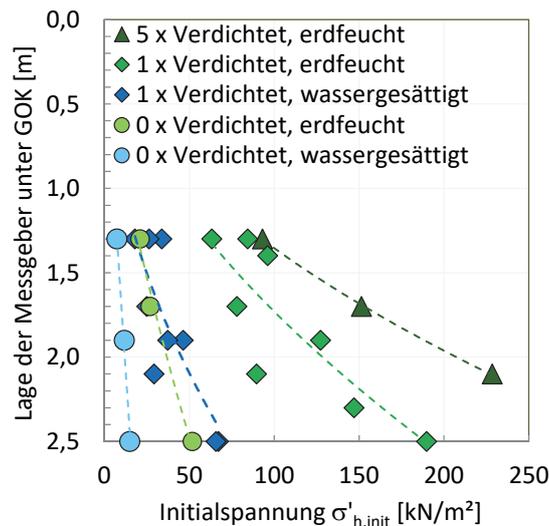


Abbildung 9-2: Initialspannung $\sigma_{h,init}$ in Abhängigkeit von Lagerungsdichte und Sättigungsgrad (10 cm von der Pfahlwandung), mit Trendlinien

Die nach Gleichung 9-1 berechnete und sich über die Tiefe verändernde initiale Pfahlmantelreibung zeigt Abbildung 9-3 für alle fünf Einbaukonfigurationen des Modellbodens.

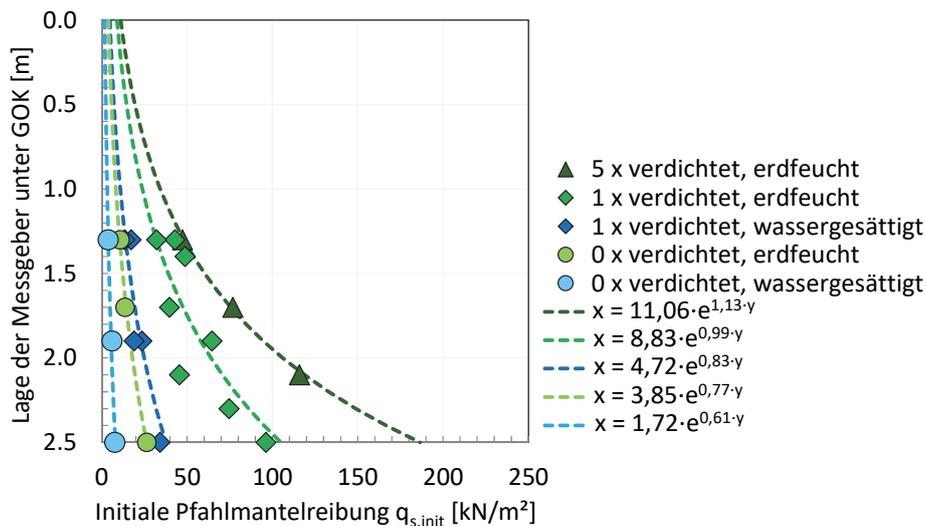


Abbildung 9-3: Initiale Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit von Lagerungsdichte und Sättigungsgrad (10 cm von der Pfahlwandung)

Zur Ermittlung der für die numerische Simulation notwendigen Pfahlmantelreibung über die gesamte Rammtiefe wurden die einzelnen Messpunkte der jeweiligen Einbaukonfigurationen des Modellbodens mittels exponentieller Trendlinie verbunden. Der Verlauf und die mathematische Beschreibung der Exponentialfunktionen sind ebenfalls in Abbildung 9-3 dargestellt bzw. angegeben.

Durch die anfängliche Pfahleindringung aus dem Eigengewicht von Pfahl und Hammer wurde bei einem Großteil der Modellversuche erst in einer Tiefe von 0,5 Metern mit

der Rammung begonnen. Bezogen auf die nachfolgend durchgeführten Rammsimulationsstudien kann daher die über eine Extrapolation der Messdaten erfolgte Abschätzung der initialen Pfahlmantelreibung als hinreichend genau bewertet werden.

Aus Abschnitt 5.3.5 ist bekannt, dass die effektiven Horizontalspannungen nicht direkt an der Pfahlwandung, sondern in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung gemessen wurden. Die Auswertung der Versuchsergebnisse hat gezeigt, dass die Horizontalspannungen mit zunehmendem Abstand zur Pfahlwandung abnehmen (Abbildung 6-4 und Abbildung 6-8). Somit ist davon auszugehen, dass die gemessenen initialen Horizontalspannungen geringer sind als die direkt auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen. Die in Abbildung 9-3 dargestellte und nach Gleichung 9-1 berechnete initiale Pfahlmantelreibung ist somit ebenfalls etwas geringer als die tatsächlich an der Pfahlwandung angreifende Mantelreibung.

Zur Bestimmung der tatsächlich auf die Pfahlwandung wirkenden, initialen Pfahlmantelreibungswiderstände werden nachfolgend die Ergebnisse der DMS-Messungen (vgl. Abschnitt 5.6) im Rahmen der durchgeführten statischen Probelastungen (Abschnitt 5.7) herangezogen. Insgesamt wurden zwei Modellpfähle vom Typ 1 (Tabelle 5-6) an sechs Messebenen mit Dehnungsmessstreifen bestückt. Je Messebene wurden - jeweils versetzt um 180° - zwei Dehnungsmessstreifen appliziert. Die Lage der Dehnungsmessstreifen bei maximaler Pfahleinbindung von 2,5 m unter GOK zeigt Abbildung 9-4.

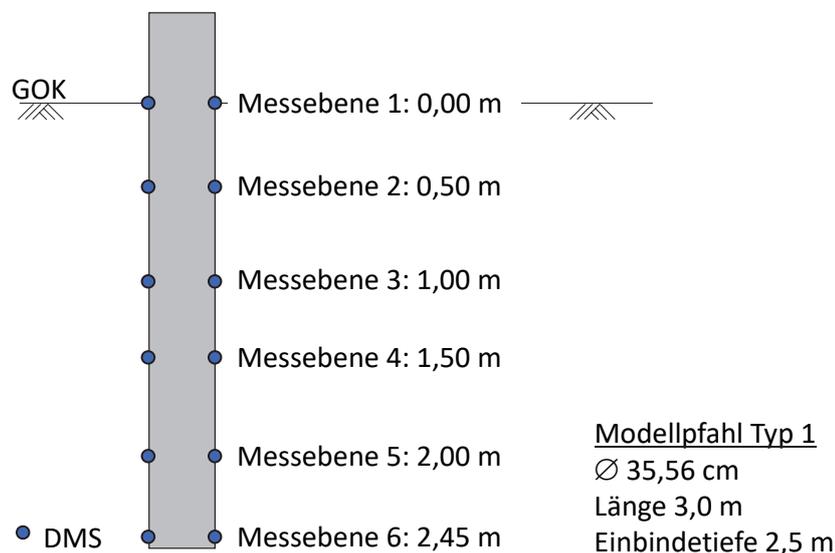


Abbildung 9-4: Lage der DMS im Boden bei maximaler Pfahleinbindung

Bei den Modellversuchen Nr. 4 und Nr. 5 wurde die Längsdehnung je Messebene während der statischen Probelastung erfasst (vgl. Tabelle 5-4). Zum Schutz vor möglichen Kurzschlüssen wurden die DMS-Messungen ausschließlich im erdfeuchten Modellboden durchgeführt.

Die Berechnung der Kraft aus der Dehnung erfolgte unter Ansatz des Hookeschen Gesetzes nach Gleichung 9-2.

$$F = E \cdot A \cdot \varepsilon \quad 9-2$$

Zur Darstellung des Kraft-Setzungs-Verlaufes wurde für alle insgesamt sechs Messebenen die durch die Messuhren am Pfahlkopf erfasste, gemittelte Setzung über die Zeit berücksichtigt. Die ausgewerteten Messergebnisse als Kraft-Setzungs-Verlauf zeigt die nachfolgende Abbildung 9-5 für die Modellversuche Nr. 4 und Nr. 5. Zur Plausibilisierung der Messdaten zeigt Abbildung 9-5 zusätzlich den über die Kraftmessdose und die Messuhren erfassten Kraft-Setzungs-Verlauf am Pfahlkopf. Die Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der nach Gleichung 9-2 berechneten Kraft der ersten DMS-Messebene (keine Verluste durch den Einfluss des Bodens) und der Kraftmessdose.

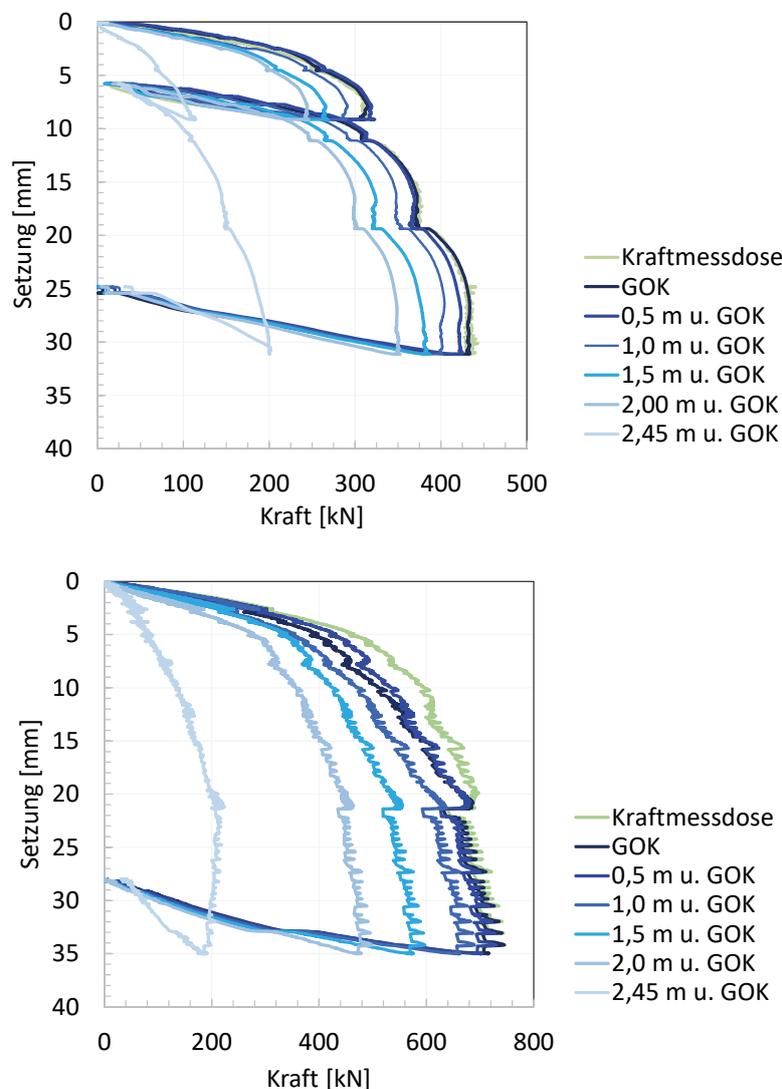


Abbildung 9-5: Auswertung der Dehnungsmessungen am Pfahl
Versuch 4 (oben), Versuch 5 (unten)

Über den Pfehlumfang, den Abstand zwischen den Messebenen sowie die zwischen den Messebenen erfasste Abnahme der Kraft kann die während der statischen Belastung wirkende inkrementelle Mantelreibung nach folgender Gleichung abgeleitet werden:

$$q_{s, \text{Inkrement}} = \frac{F_{DMS1} - F_{DMS2}}{(z_{DMS1} - z_{DMS2}) \cdot U_{\text{ges}}} \quad 9-3$$

Mit:

F Berechnete Kraft nach Gleichung 9-2 am betrachteten DMS

z Lage des DMS unter Pfehlkopf

U_{ges} Gesamtumfang des Pfehles

Das Ergebnis der im Grenzzustand der Tragfähigkeit ($0,1 \cdot D_a$) wirkenden Pfehlmantelreibung über die Einbindetiefe zeigt Abbildung 9-6 für die angegebenen zwei Modellversuche.

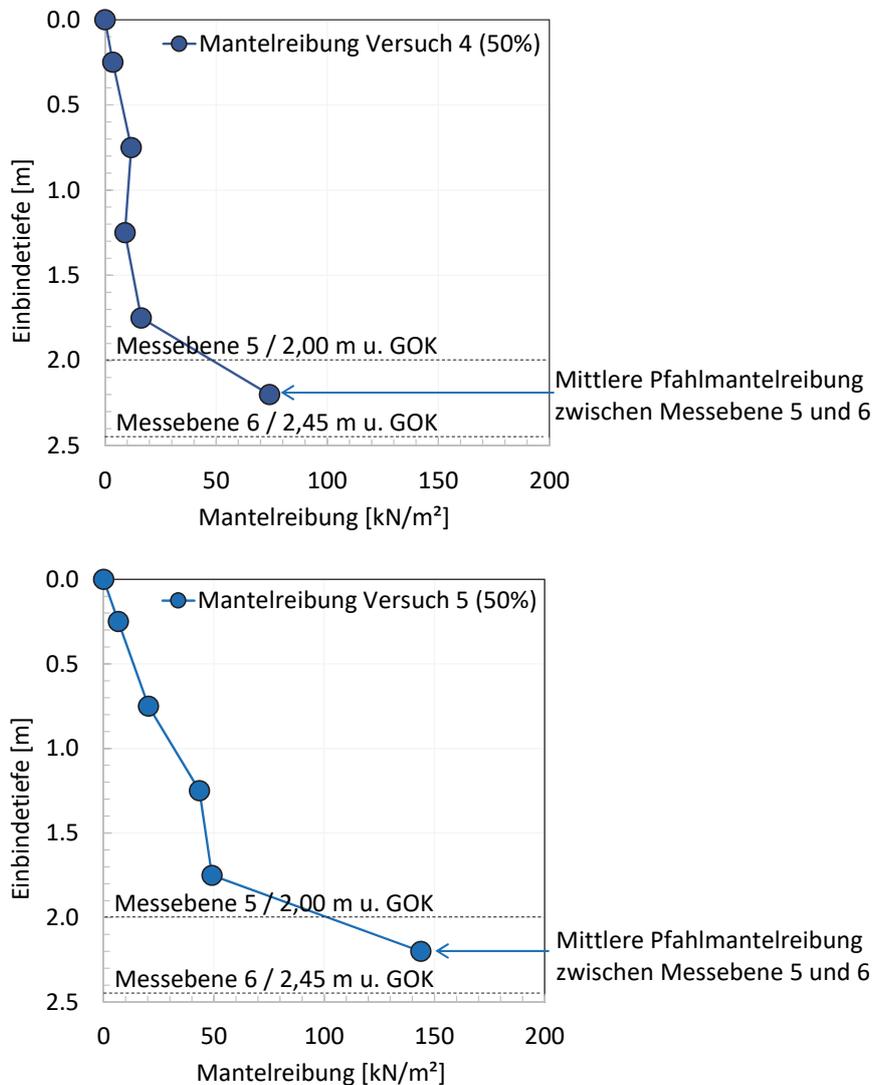


Abbildung 9-6: Mantelreibungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus statischer Probelastung; Versuch 4 (oben), Versuch 5 (unten)

Gezeigt ist hier die halbe, gemessene Mantelreibung (50%) bzw. - bei der Annahme einer äquivalenten Verteilung der Mantelreibungswiderstände - die auf die Pfahlausen- bzw. Pfahlinnenseite wirkende Pfahlmantelreibung über die Einbindetiefe. Als Mittelwert der Mantelreibung im Bereich zwischen der Messebene 5 und 6 (2,0 m bis 2,45 m unter GOK) ergibt sich eine Mantelreibung von rd. 75 kN/m² für den einfach verdichteten und 145 kN/m² für den mehrfach verdichteten Modellboden.

Die über die statische Probelastung berechnete und gemittelte Pfahlmantelreibung im Bereich zwischen 0,05 m und 0,5 m oberhalb des Pfahlfußes (Bereich zwischen Messebene 5 und 6) entspricht nicht der initialen, sondern einer um den Pfahllängeneffekt reduzierten Pfahlmantelreibung (vgl. Kapitel 7.1). Im Vergleich zu den darüber liegenden Messebenen ist der hier betrachtete Bereich kurz oberhalb des Pfahlfußes jedoch einer kleineren Anzahl an Scherbeanspruchungen zwischen Pfahlmantel und Boden ausgesetzt. Somit ist die Abnahme der Horizontalspannungen bzw. der Pfahlmantelreibung im Vergleich zu den darüber liegenden Messebenen hier am geringsten ausgeprägt. Für die betrachteten Versuche zeigt Abbildung 9-7 (entnommen aus Abbildung 7-11) die Abnahme der Initialspannungen in Abhängigkeit zur Distanz zwischen Messebene und Pfahlfuß.

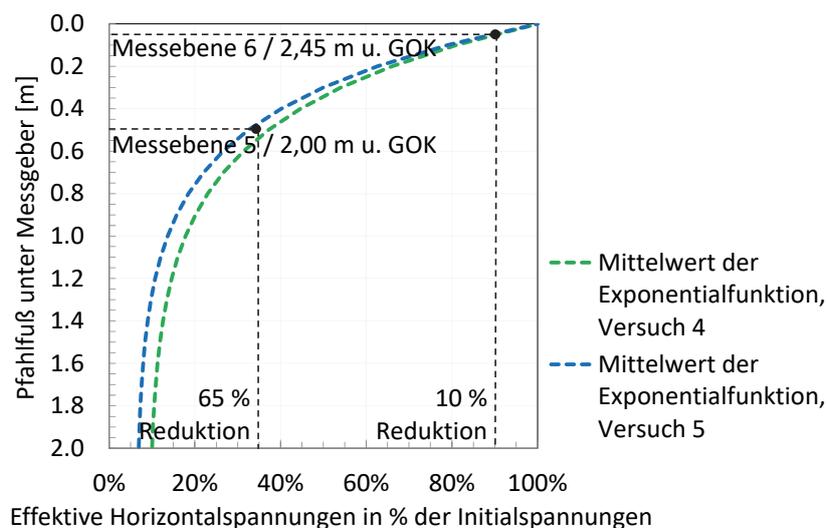


Abbildung 9-7: Mittlere Abnahme der Pfahlmantelreibung durch den Pfahllängeneffekt (Messebene 5 und Messebene 6)

Die dargestellten Exponentialfunktionen zeigen einen relativ ähnlichen Verlauf, sodass für den betrachteten Bereich (Messebene 5 und Messebene 6) ein mittlerer Reduktionsfaktor ermittelt wurde. Bezogen auf den Mittelwert beider Exponentialfunktionen wurde die Pfahlmantelreibung in der Messebene 6 um rd. 10 % und die Pfahlmantelreibung in der Messebene 5 um rd. 65 % reduziert. Im Mittel ergibt sich somit für den Bereich zwischen Messebene 5 und Messebene 6 eine Reduktion der Pfahlmantelreibung von 37,5% durch den Pfahllängeneffekt. Die tatsächliche initiale Pfahlmantelreibung zwischen den untersten beiden mit DMS bestückten Messebenen kann somit durch Multiplikation des Messwertes mit einem Faktor von 1,375 berechnet werden.

Exemplarisch zeigt Abbildung 9-8 für den zuvor beschriebenen Versuch Nr. 4 (einfach verdichteter Modellboden) sowie für den Versuch Nr. 5 (mehrfach verdichteter Modellboden) den aus Abbildung 9-3 entnommenen Verlauf der Pfahlmantelreibung, ermittelt in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwandung, hier dargestellt als gepunktete blaue und graue Linien. Durch Multiplikation mit einem Erhöhungsfaktor von 1,375 ergibt sich, nach der zuvor beschriebenen Auswertung, die direkt am Pfahlmantel wirkende Pfahlmantelreibung (in der nachfolgenden Abbildung als gestrichelte graue und blaue Linie dargestellt).

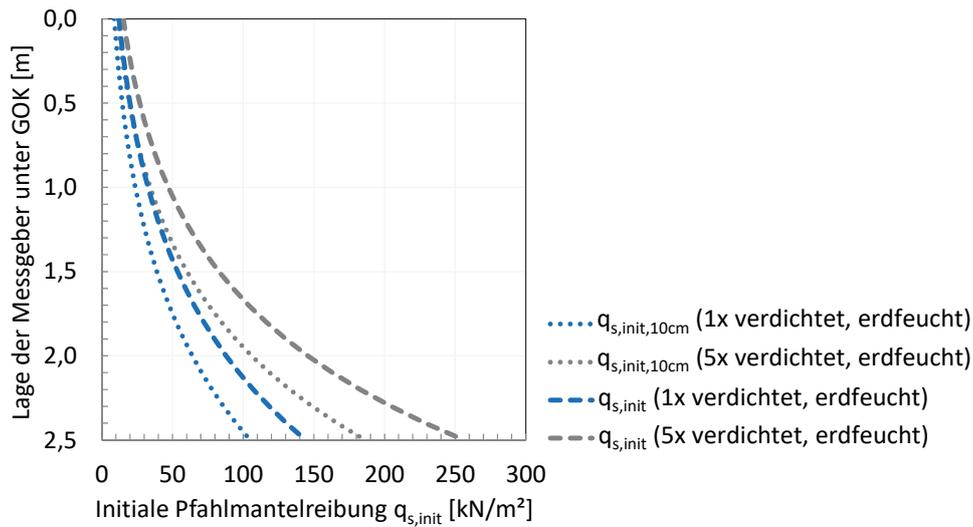


Abbildung 9-8: Berücksichtigung des Abstandes der Spannungssensoren von der Pfahlwandung bei der Ermittlung der initialen Mantelreibungswiderstände

Ein Anwachseffekt bzw. der Tragfähigkeitszuwachs über die Zeit (Fischer et al., 2009) wurde durch den relativ kurzen Zeitraum zwischen der Pfahlinstallation und der statischen Probelastung (vgl. Abschnitt 5.7) nicht berücksichtigt. Abbildung 9-9 zeigt den generellen Verlauf der Tragfähigkeitszunahme über die Zeit, ausgewertet auf Grundlage von Berechnungsvorschlägen und Messergebnissen mehrerer Autoren.

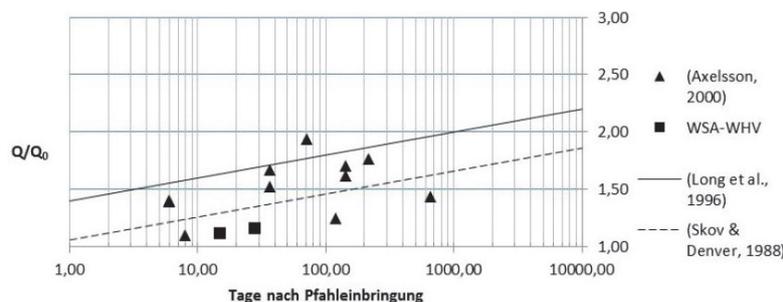


Abbildung 9-9: Tragfähigkeitszuwachs (Q/Q_0) von Verdrängungspfählen, Messergebnisse sowie Approximationen, wobei Q_0 : Pfahltragfähigkeit nach ca. 1 Tag (Kidane, 2015)

Es ist deutlich zu erkennen, dass der Tragfähigkeitszuwachs innerhalb des hier betrachteten Zeitraumes weniger Stunden gering ist und somit für die Simulationsberechnungen vernachlässigt werden durfte. Auf Grundlage der in Abbildung 9-8 dargestellten Ergebnisse wurden die in Abbildung 9-3 dargestellten Verläufe der initialen Pfahlmantelreibung pauschal um 37,5% erhöht und entsprechend für die Simulationen angesetzt. Der in die Simulationssoftware eingelesene Verlauf der initialen Pfahlmantelreibung ist für alle fünf Einbaukonfigurationen des Modellbodens nochmals in Abbildung 9-10 dargestellt.

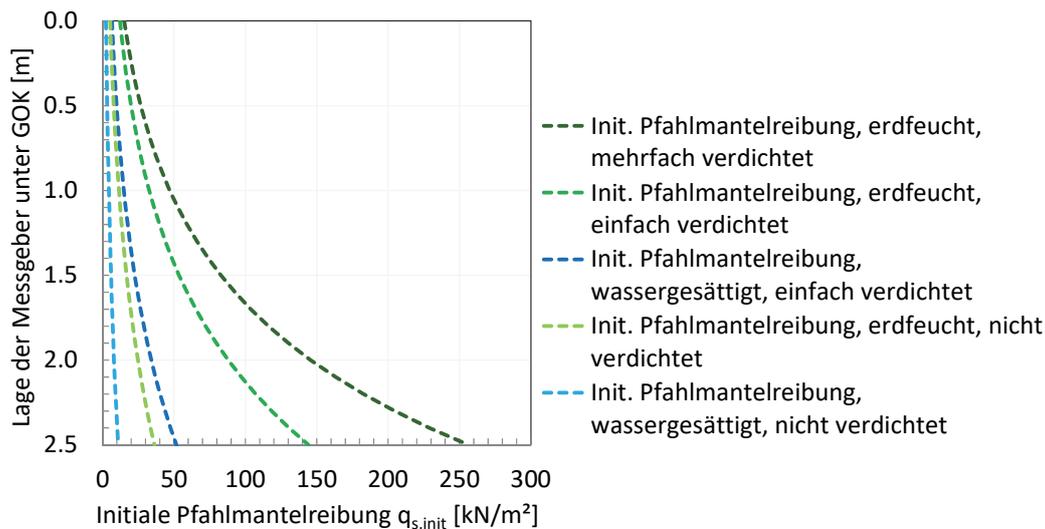


Abbildung 9-10: Verlauf der in die Software eingelesenen initialen Pfahlmantelreibung je Versuchskonfiguration

9.3 Pfahlspitzendruck (Modellversuche)

Zum Schutz vor einer Beschädigung wurden die Totalspannungssensoren zur Erfassung der Vertikalspannung mehrere Dezimeter unterhalb des Pfahlfußes bei Einbindetiefe platziert. Die Messdaten zeigten einen deutlichen Anstieg der gemessenen Vertikalspannungen mit geringer werdendem Abstand zum Pfahlfuß (vgl. Abbildung 6-5 und Abbildung 6-11). Die maximale Vertikalspannung von 450 kN/m² wurde 20 cm unter dem Pfahlfuß am Ende der Pfahlrammung von Versuch 5 (vgl. Tabelle 5-4) aufgezeichnet. Bei weiterer Annäherung zwischen Pfahlfuß und Sensorebene ist von einem weiteren, deutlichen Anstieg der Vertikalspannungen auszugehen. Eine direkte Bestimmung der am Ende der Pfahlrammung vertikal auf die Pfahlfußfläche wirkenden Spannungen ist anhand der Messdaten jedoch nicht möglich.

Aus den statischen Probelastungen der mit Dehnungsmessstreifen bestückten Modellpfähle (Abschnitt 5.6) kann angenommen werden, dass die in der untersten Messebene gemessene bzw. 'verbleibende' Kraft vorrangig über den Pfahlspitzendruck abgetragen wird. Tatsächlich verbleibt unter der untersten Messebene noch eine Mantelreibungsfäche von rd. 5 cm. Unter Berücksichtigung von z. B. Abbildung 3-15 kann

jedoch ein kleiner Anteil der Pfahlmantelreibung dem Pfahlspitzenruck zugeordnet werden. Nachfolgend wurde daher die gesamte verbleibende Kraft, erfasst in der untersten Messebene der Dehnungsmessstreifen, dem Pfahlspitzenruck zugewiesen.

Bei einer Rammsimulationsstudie wird der gesamte Rammvorgang simuliert. Die abschließliche Kenntnis des Pfahlspitzenrucks am Ende der Pfahlrammung ist somit nicht ausreichend. Die Ableitung des Pfahlspitzenrucks über den gesamten Rammvorgang erfolgte daher über die Ergebnisse der im Ausgangszustand durchgeführten Rammsondierungen (vgl. Abschnitt 5.3.3).

Die Auswertung der am ungestörten Modellsand durchgeführten Rammsondierungen zeigt die nachfolgende Abbildung 9-11 als geglätteten, prozentualen Zuwachs der Schlagzahl N_{10} .

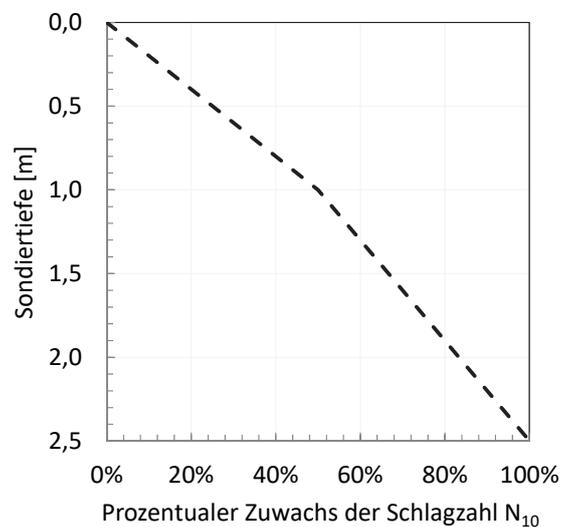


Abbildung 9-11: Prozentualer Zuwachs der Schlagzahl N_{10} (geglätteter Mittelwert)

Durch den im Vergleich zum Rammgestänge deutlich größeren Querschnitt der Sondierspitze wird der Einfluss der Mantelreibung auf die Schlagzahl N_{10} üblicherweise als vernachlässigbar klein angenommen. Somit entspricht der prozentuale Zuwachs der Schlagzahl in etwa dem prozentualen Zuwachs des Pfahlspitzenrucks über die Pfahleinbindetiefe. Der in Abbildung 9-11 gezeigte, etwas steilere Zuwachs auf den ersten rd. 0,7 m der Sondiertiefe entspricht dem in den Abschnitten 5.9.3 und 5.9.4 beschriebenen Einflussbereich des Verdichtungserdrucks und kann somit als plausibel angenommen werden.

Für die Simulation der Modellpfahlrammung wurde der gemessene Pfahlspitzenruck (DMS, vgl. Abbildung 9-6) für die Einbaukonfiguration erdfeucht - einfach verdichtet und erdfeucht – mehrfach verdichtet als Pfahlspitzenruck bei Einbindetiefe angesetzt (100%). Der Verlauf des Pfahlspitzenrucks über die Rammtiefe wurde analog zu Abbildung 9-11 angenommen. Für die drei weiteren Einbaukonfigurationen wurde der über die DMS ermittelte Pfahlspitzenruck angesetzt und mit einem aus den bei maximaler Pfahleinbindetiefe gemessenen Vertikalspannungen abgeleiteten Korrekturfaktor abgemindert. Der angesetzte Pfahlspitzenruck ist in Tabelle 9-1 angegeben.

Tabelle 9-1: Abgeschätzter Pfahlspitzendruck bei Endeinbindetiefe

Nr.	Einbau- konfiguration	Sättigung des Bodens	Angesetzter Pfahlspitzendruck bei -2,5 m u. GOK [kN]
1	nicht verdichtet	erdfeucht	48
2	einfach verdichtet	erdfeucht	140
3	mehrfach verdichtet	erdfeucht	140
4	nicht verdichtet	wassergesättigt	20
5	einfach verdichtet	wassergesättigt	96

Durch die Erfassung der Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf hätte man den Pfahlspitzendruck prinzipiell auch über ein erweitertes Verfahren mit vollständiger Modellbildung berechnen können. Durch die im Vergleich zu üblichen Pfählen sehr kurze Länge der Modellpfähle entstehen jedoch untypische Dehnwellenüberlagerungen (vgl. Abschnitt 9.4), sodass die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse stark angezweifelt werden kann. Der vorgenannte Ansatz zur Berechnung des Pfahlspitzendrucks ist auf Grundlage der vorliegenden Informationen als genauer zu bewerten.

9.4 Energie des Hammers

Die in den Pfahl eingeleitete Übergangsenergie E_t entspricht der kinetischen Energie des Hammers E_i multipliziert mit einem Korrekturfaktor η_t zur Berücksichtigung von Energieverlusten (Fischer et al., 2014). Für eine exakte Rückrechnung einer Rammung sollte die Übertragungsenergie E_t möglichst exakt den in-situ-Werten entsprechen. Die Übertragungsenergie wird klassischerweise über das Integral von Kraft $F(t)$ und Geschwindigkeit $v(t)$ über die Zeit berechnet:

$$E_t(t) = \int F(t) \cdot v(t) dt \quad 9-4$$

Mit:

$F(t)$ = Kraft am Pfahlkopf
 $v(t)$ = Geschwindigkeit am Pfahlkopf

Wie in Abschnitt 5.6 beschrieben, wurden während der Durchführung der Modellversuche die Dehnung $\varepsilon(t)$ und Beschleunigung $a(t)$ am Pfahlkopf und für jeden einzelnen Rammschlag erfasst. Somit kann die Übertragungsenergie prinzipiell aus den Messdaten nach Gleichung 9-4 berechnet werden. Das Ergebnis der berechneten Energie über den Verlauf der Pfahlrammung ist für jeden Versuch in Anhang C dargestellt.

Die Berechnung der in den Pfahl eingeleiteten Übertragungsenergie E_t nach Gleichung 9-4 ist jedoch nur gültig, wenn die gesamte Dehnwelle des Rammimpulses (vgl. Abschnitt 3.5.1) die Sensorebene passiert hat, bevor reflektierte Wellenanteile (z. B. aus dem Baugrund) die Sensorebene erreichen (Fischer et al., 2014).

Nach Abbildung 9-13 beträgt die Kontaktzeit des Modellhammers (D2) rd. 1,5 Millisekunden. Die Wellengeschwindigkeit für Edelstahl liegt bei 5050 m/s (Gleichung 3-16). Somit ergibt sich nach Gl. 3-15 eine Dehnwellenlänge L_D von 7,6 m. Bei einer Gesamtlänge des Modellpfahls von 3,0 m bedeutet dies, dass noch während der Energieeinkleitung aus dem Rammschlag reflektierte Wellenanteile von den am Pfahlkopf installierten Sensoren erfasst werden. Wie in Fischer et al. (2014) beschrieben, führt diese Überlagerung von nach unten und nach oben gerichteten Wellenanteilen zu einer berechneten Übertragungsenergie, die geringer ist als die tatsächlich in den Pfahl eingeleitete Energie. Durch die Zunahme an Überlagerungen bei fortschreitender Pfahleinbindung ist davon auszugehen, dass die Abweichung zwischen berechneter und tatsächlicher Übertragungsenergie am Ende der Rammung maximal ist.

Dieses Ergebnis konnte auch anhand der Modellversuche bestätigt werden. Die in Anhang C für jeden Versuch dargestellte und nach Gleichung 9-4 berechnete durchschnittliche Rammenergie nimmt oftmals zum Ende der Modellpfahlrammung ab. Die Auswertung der versuchsbegleitend aufgezeichneten Videos zeigt jedoch, dass die Fallhöhe des Freifallgewichtes nahezu konstant geblieben ist. Somit ist davon auszugehen, dass die tatsächlich in den Pfahl eingeleitete Übertragungsenergie relativ konstant geblieben ist.

Nach Tabelle 5-7 kann der Modellhammer theoretisch eine maximale kinetische Energie E_i von 2,45 kNm generieren. Infolge einer leichten Auslenkung des Mäklers von der Lotrechten, Reibungskräften zwischen Fallmasse und Führungsrohren, der Hubhöhe des Hammers sowie Impedanzwechseln zwischen Fallmasse, Pfahlkopfplatte und Pfahl wurde während der Modellversuche eine deutlich geringere Übertragungsenergie von $E_t = 0,5$ bis 1,0 kNm erfasst.

Aus den vorgenannten Gründen wurde für die Simulation der Modellpfahlrammung der anfänglich gemessene Anstieg der Übertragungsenergie angesetzt und in der Folge von einem konstanten Energieeintrag ausgegangen. Die Ergebnisse der rechnerisch ermittelten sowie der in der Simulation angesetzten Übertragungsenergie im Verlauf der Modellpfahlrammung ist in Abschnitt 9.10 dargestellt.

9.5 Verwendete Software

Die Simulation der Modellpfahlrammung unter Adaption der Realwerte wurde mit der Software AllWave-PDP der Firma Allnamics, Pile Testing Experts durchgeführt. Das Prinzip des verwendeten Programmsystems beruht auf der Methode der Charakteristiken (Kontinuumsmodell) nach de Saint-Venant (1867). Dieser Lösungsansatz wurde

erstmalig von Voitus van Hamme et al. (1974) für Rammsimulationsberechnungen verwendet und später in die verwendete Software implementiert. Den generellen Aufbau des numerischen Modells - Dieselhammer-Schlagplatte-Pfahl-Boden - zeigt Abbildung 9-12.

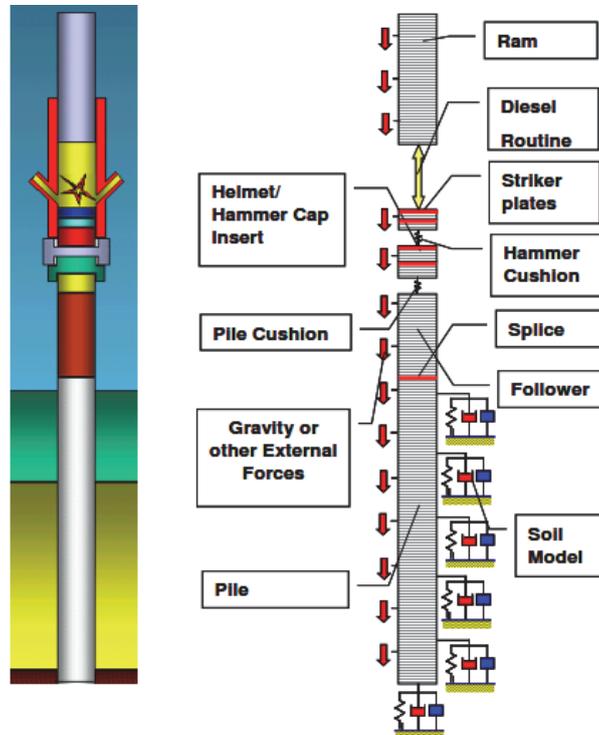


Abbildung 9-12: Dieselhammer-Schlagplatte-Pfahl-Boden-Modell (Middendorp, 2004)

In der Software wird die aus der Zündung des Dieseltreibstoffes generierte Hammerenergie über extern angreifende Kräfte abgebildet. Die Pfahlkopfplatte wird so simuliert, dass das hierfür berücksichtigte Element ausschließlich Druckkräfte in den Pfahl überträgt. Dem Pfahlmaterial wird ein linear-elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt. Jedes der gewählten Pfahlelemente ist hierbei mit einem Feder-Masse-Dämpfer-Element gekoppelt. Hierdurch ist die Abbildung der Interaktion zwischen Pfahlmantel und Pfahlfuß mit dem Baugrund möglich (Middendorp, 2004).

9.6 Dynamische Pfahlwiderstände

Durch den sehr kurzen Impuls eines Rammschlages (vgl. Abbildung 2-5) existieren neben den in den vorherigen Abschnitten beschriebenen statischen Bodenwiderständen R_{stat} (vgl. Abbildung 5-25 und Abbildung 5-26) zusätzliche infolge von Trägheits- und Dämpfungskräften des Bodens auftretende dynamische Bodenwiderstände R_{dyn} (EA-Pfähle, 2012). Der Gesamtwiderstand R_{tot} ergibt sich somit zu:

$$R_{tot} = R_{stat} + R_{dyn} \quad 9-5$$

Smith (1960) schlägt vor, die dynamischen Pfahlwiderstände über die Belastungsgeschwindigkeit $v(t)$ sowie einen Dämpfungsterm J_s nach Gleichung 9-6 zu berücksichtigen.

$$R_{tot} = R_{stat}(1 + J_s \cdot v) \quad 9-6$$

Dieses Bodenmodell wurde bei den nachfolgenden Rammsimulationsberechnungen entsprechend verwendet. Für die geschwindigkeitsabhängige Dämpfung in nichtbindigen Böden (Sand) existieren zahlreiche Vorschläge in der Literatur. Für die Nachrechnung der Pfahlrammung wurde der von Smith (1960), Hirsch et al. (1976) und Pile Dynamics (2010) empfohlene Dämpfungsfaktor J_s von 0,164 m/s für den Pfahlmantel und 0,492 m/s für den Pfahlfuß angesetzt.

9.7 Elastische Grenzverschiebung (Quake)

Ein weiterer für die Rammsimulation zu definierender Parameter ist die elastische Grenzverschiebung (Quake) des Bodens. Die elastische Grenzverschiebung beschreibt den elastischen Verschiebungsweg des Pfahles bei Rammbelastung (vollständiges Zurückfedern nach Entlastung). Wird die elastische Grenzverschiebung nicht überschritten, so erfährt der Pfahl durch den Rammschlag keine bleibende Setzung. Erst wenn die durch den Rammschlag hervorgerufene Verschiebung des Pfahles größer ist als die elastische Grenzverschiebung, dringt der Pfahl in den Boden ein. In Anlehnung an Smith (1960), Roussel (1979), Hirsch et al. (1976) oder Pile Dynamics (2010) wurde zur Nachrechnung der Pfahlrammung sowohl für den Pfahlmantel als auch für die Pfahlspitze eine elastische Grenzverschiebung von 2,54 mm gewählt.

9.8 Modellhammer / Pfahlkopfplatte

Um möglichst realistische Simulationsergebnisse erzielen zu können, wurden sowohl der im Rahmen der Modellversuche verwendete Dieselhammer als auch die dazugehörige Pfahlkopfplatte (vgl. Abschnitt 5.5) in die Simulationssoftware implementiert. Die Pfahlkopfplatte wurde hierbei lediglich als Masse mit den tatsächlichen Abmessungen berücksichtigt. Der Hammer wurde anhand seiner technischen Daten aufgebaut (vgl. Abschnitt 5.5 sowie Anhang A2) und in der Folge angepasst.

Die Anpassung des Hammers erfolgte auf Grundlage der gemessenen Dehnung und Beschleunigung bei den Versuchen Nr. 4 und Nr. 5 (rammbegleitende Messung) am Ende der Pfahlrammung. Die statischen Widerstände am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze wurden von den Ergebnissen der DMS-Messungen übernommen (vgl. Abbildung 9-5 und Abbildung 9-6). Alle weiteren bei den Simulationsberechnungen berücksichtigten Parameter (Dämpfung, Quake, Pfahlkopfplatte, Rohrpfahl etc.) wurden entsprechend der Angaben aus den vorherigen Abschnitten übernommen.

Die Hammerparameter - wie beispielsweise das Volumen der Brennstoffkammer, der Energiegehalt des verwendeten Kerosins, die Effizienz des Brennstoffes, die Einspritzmenge des Brennstoffes, die Dauer der Pfahlbelastung durch Komprimierung der Luft vor Zündung oder die Dauer der Zündung - wurden so lange angepasst, bis eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen gemessener und simulierter Kraft und Geschwindigkeit über die Zeit erzielt werden konnte. Aufgrund einer guten Übereinstimmung für den Versuch Nr. 4 wurden die Hammereinstellungen auf den Versuch Nr. 5 übertragen und anhand des Simulationsergebnisses verifiziert.

Das Ergebnis der Hammermodellierung als Kraft bzw. Geschwindigkeit über die Zeit zeigt Abbildung 9-13 am Beispiel des Versuches Nr. 5. Sowohl die gemessene Kraft als auch die gemessene Geschwindigkeit über die Zeit können durch die durchgeführte Anpassung des Hammers gut abgebildet werden.

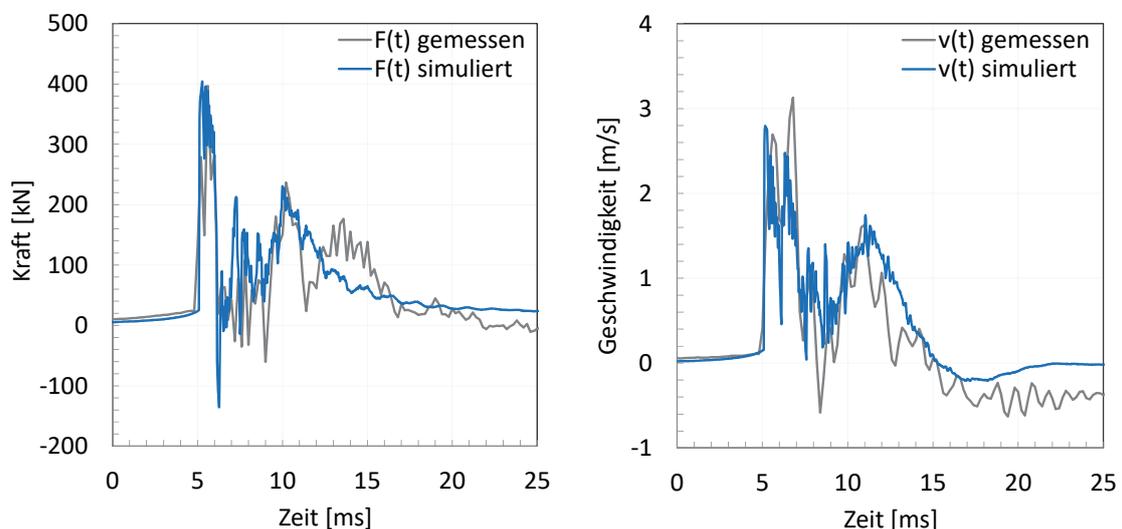


Abbildung 9-13: Anpassung des Hammers im numerischen Modell für den Versuch Nr. 5 (Fischer et al., 2015)

9.9 Pfahllängeneffekt

Um den in Kapitel 7 beschriebenen Pfahllängeneffekt bestmöglich in der Simulation der Modellpfahlrammung abbilden zu können, wurde die Verwendung von Gleichung 7-3 (bzw. Gleichung 8-1 und 8-2) in die verwendete Simulationssoftware implementiert (vgl. Abbildung 10-3).

Die in den Modellversuchen vorherrschenden Randbedingungen (konstante Lagerungsdichte, homogener Baugrundaufbau, einheitlicher Sättigungsgrad etc.) entsprechen üblicherweise nicht dem Baugrundaufbau in der Realität. Auch mit Blick auf weitere Modellversuche in inhomogenen Böden wurde der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Ansatz so in die Software implementiert, dass einer frei zu wählenden Anzahl an Bodenschichten eigenständige und voneinander abweichende Residualwerte und Krümmungszahlen zugeordnet werden können.

Im Rahmen der durchgeführten Rammsimulationen wurde in Anlehnung an die hinterlegte Exponentialfunktion die Pfahlmantelreibung nach jeweils 10 cm Pfahleindringung neu berechnet. Im Verlauf der Simulation der Modellpfahlrammung wurden somit 25 unterschiedliche Verteilungen der Pfahlmantelreibung angesetzt. Durch dieses Vorgehen konnte die Interaktion zwischen Pfahlwandung und angrenzendem Boden sehr genau abgebildet werden.

9.10 Simulation der Modellpfahlrammung

Die numerische Simulation der Modellpfahlrammung wurde für alle fünf Versuchskonfigurationen bzw. Einbaukonfigurationen des Modellbodens am Beispiel des Modellpfahls Typ 1 durchgeführt (vgl. Tabelle 5-4). Hierbei wurden die in den vorherigen Abschnitten genannten Kenngrößen Modellpfahl, Pfahlkopfplatte, Modellhammer, Energie, initiale Pfahlmantelreibung, Pfahlspitzendruck, Pfahllängeneffekt, Dämpfung und elastische Grenzverschiebung in die Software eingelesen. Bei Durchführung mehrerer Versuche der gleichen Versuchskonfiguration wurde die in den Pfahl eingetragene Energie mehrerer Versuchsergebnisse zusammengefasst und ein Mittelwert gebildet.

In den nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 9-14 bis Abbildung 9-18) sind die Ergebnisse der Rammsimulationen für die genannten fünf Versuchskonfigurationen dargestellt.

Abbildung a) zeigt jeweils den gemessenen und den berechneten Verlauf der in den Pfahl eingeleiteten Übertragungsenergie E_t über die Einbindetiefe (vgl. auch Anmerkungen in Abschnitt 9.4). Abbildung b) stellt die gemessene Anzahl an Rammschlägen je 10 cm Eindringung (N_{10}) den Simulationsergebnissen gegenüber. Für die Versuchskonfiguration 2 und 5 ist vergleichbar zur Übertragungsenergie der Mittelwert der bei den Modellversuchen aufgezeichneten Rammschläge je 10 cm Pfahleindringung (Anhang C) dargestellt. Abbildung c) zeigt die für die Simulationsberechnungen gewählten initialen Pfahlmantelreibungs- und Pfahlspitzendruckwiderstände sowie die am Ende der Pfahlrammung berechneten, reduzierten Widerstände am Pfahlmantel. Zur Plausibilisierung des verwendeten Pfahllängeneffektes (nach Gleichung 8-1 und 8-2) sind zusätzlich die am Ende der Modellversuche gemessenen Mantelreibungswiderstände in 10 cm Entfernung von der Pfahlwand und multipliziert mit dem in Abschnitt 9.2 genannten Korrekturfaktor von 1,375 dargestellt.

Versuchskonfiguration 1 (erdfeucht, locker gelagert, Pfahl 1)

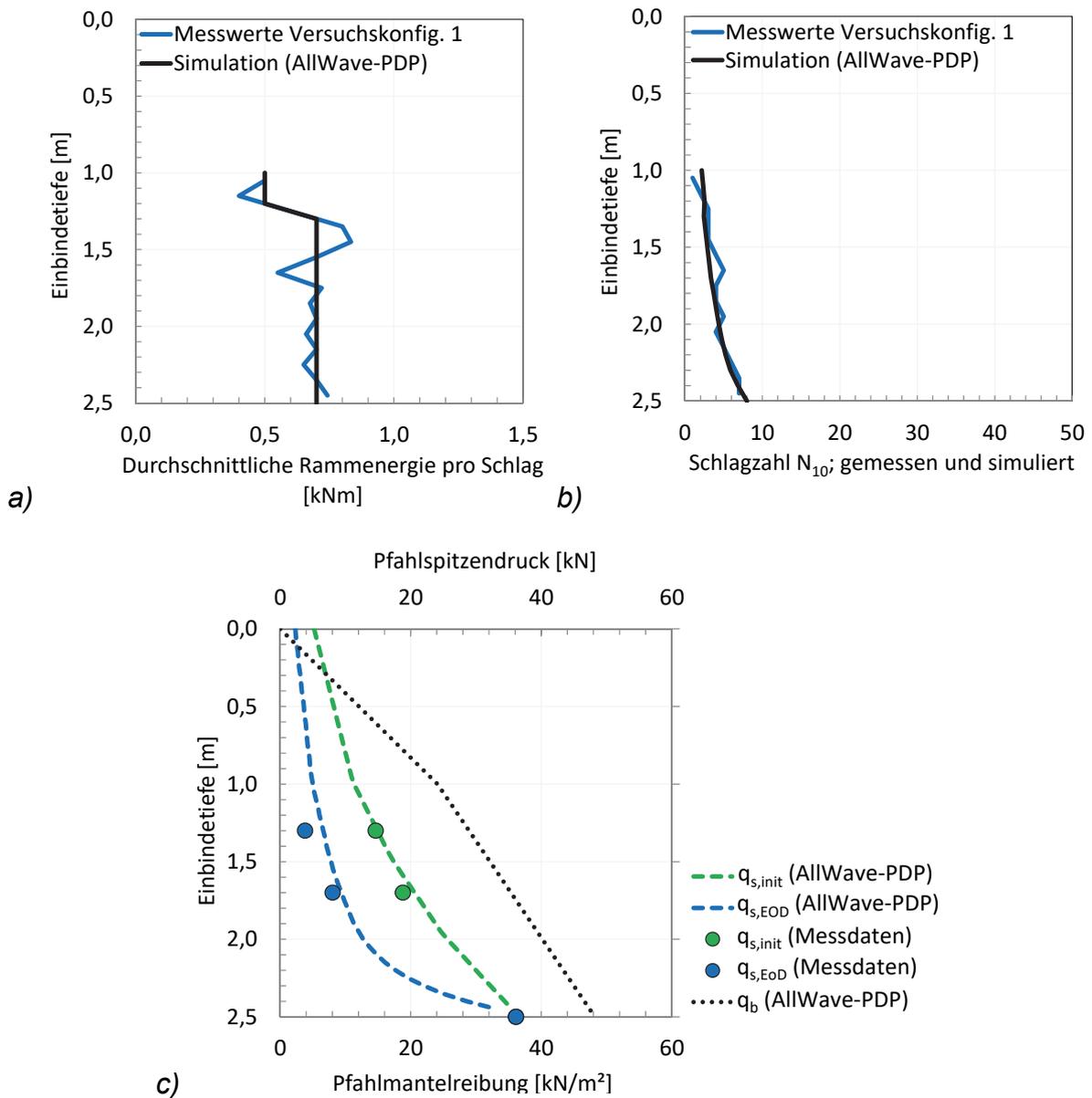


Abbildung 9-14: Ergebnisse der Rammsimulation – Versuchskonfiguration 1
 a) Gemessene und simulierte Energie über die Rammtiefe
 b) Gemessene und simulierte Schlagzahl N_{10}
 c) Gemessene und simulierte Pfahlwiderstände zu Beginn und nach Ende (End of Driving, EOD) der Pfahlrammung

Versuchskonfiguration 2 (erdfeucht, dicht gelagert, Pfahl 1)

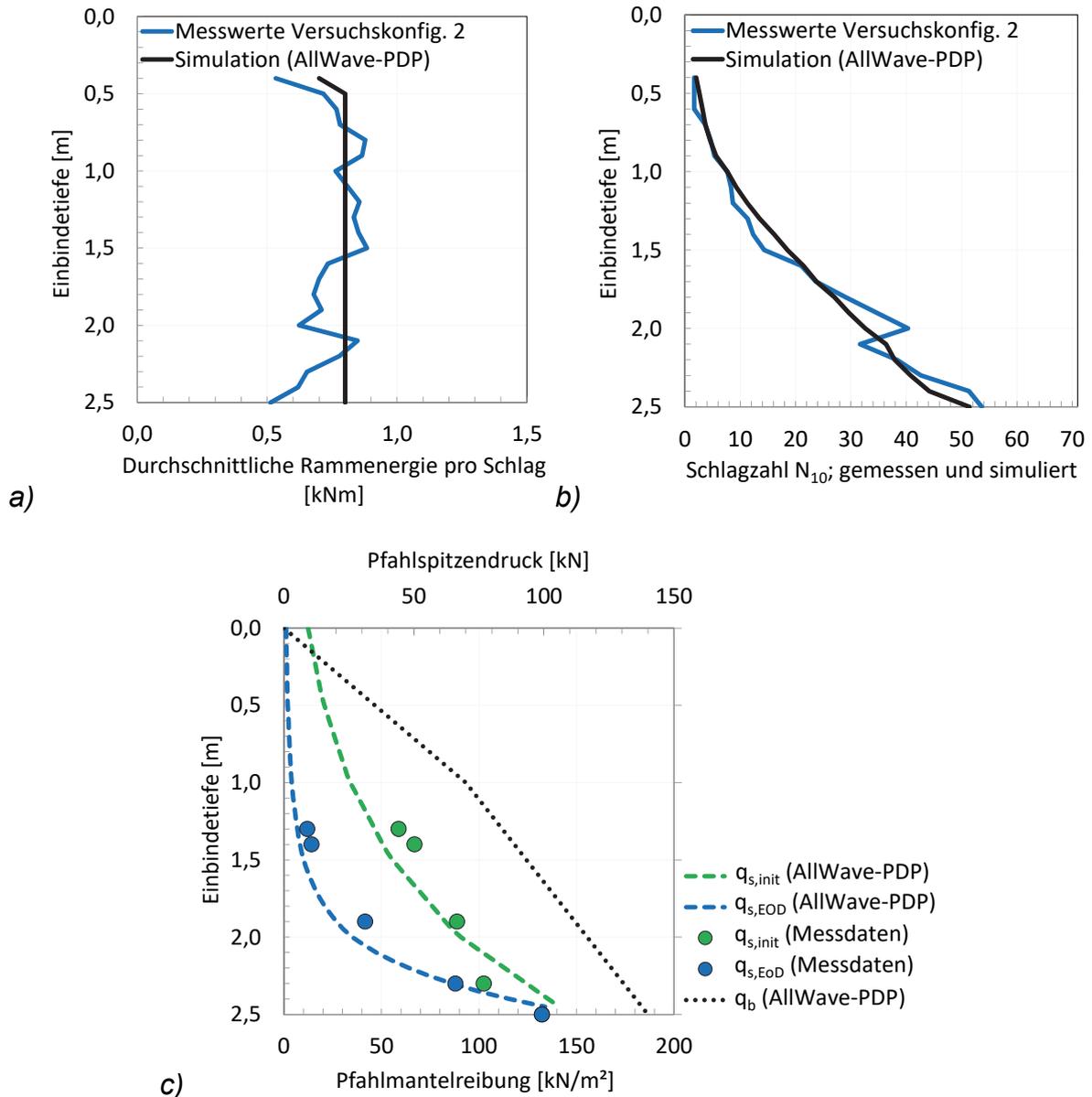


Abbildung 9-15: Ergebnisse der Rammsimulation – Versuchskonfiguration 2

a) Gemessene und simulierte Energie über die Rammtiefe

b) Gemessene und simulierte Schlagzahl N_{10}

c) Gemessene und simulierte Pfahlwiderstände zu Beginn und nach Ende (End of Driving, EOD) der Pfahlrammung

Versuchskonfiguration 3 (erdfeucht, sehr dicht gelagert, Pfahl 1)

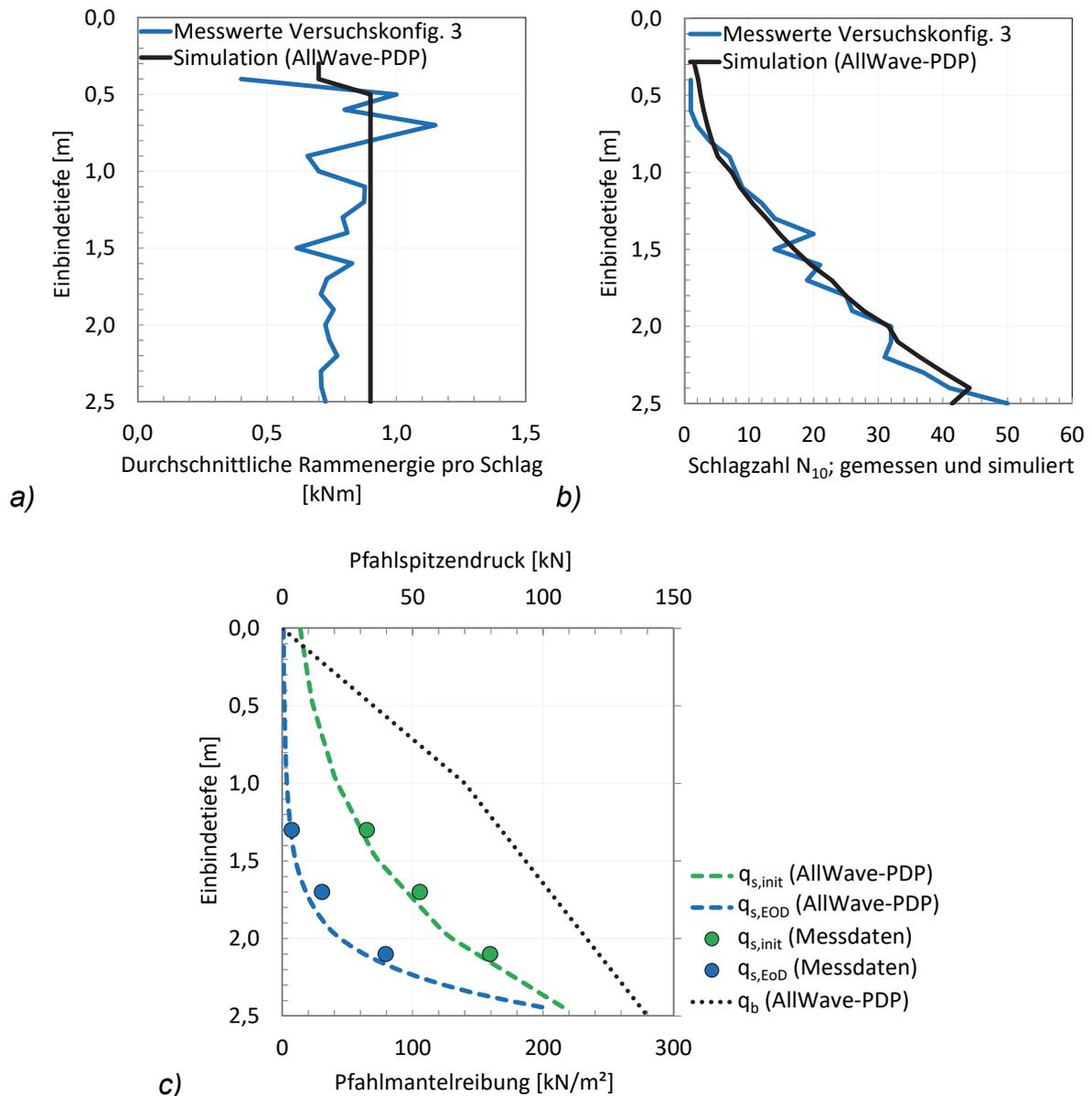


Abbildung 9-16: Ergebnisse der Rammsimulation – Versuchskonfiguration 3
 a) Gemessene und simulierte Energie über die Rammtiefe
 b) Gemessene und simulierte Schlagzahl N_{10}
 c) Gemessene und simulierte Pfahlwiderstände zu Beginn und nach Ende (End of Driving, EOD) der Pfahlrammung

Versuchskonfiguration 4 (wassergesättigt, locker gelagert, Pfahl 1)

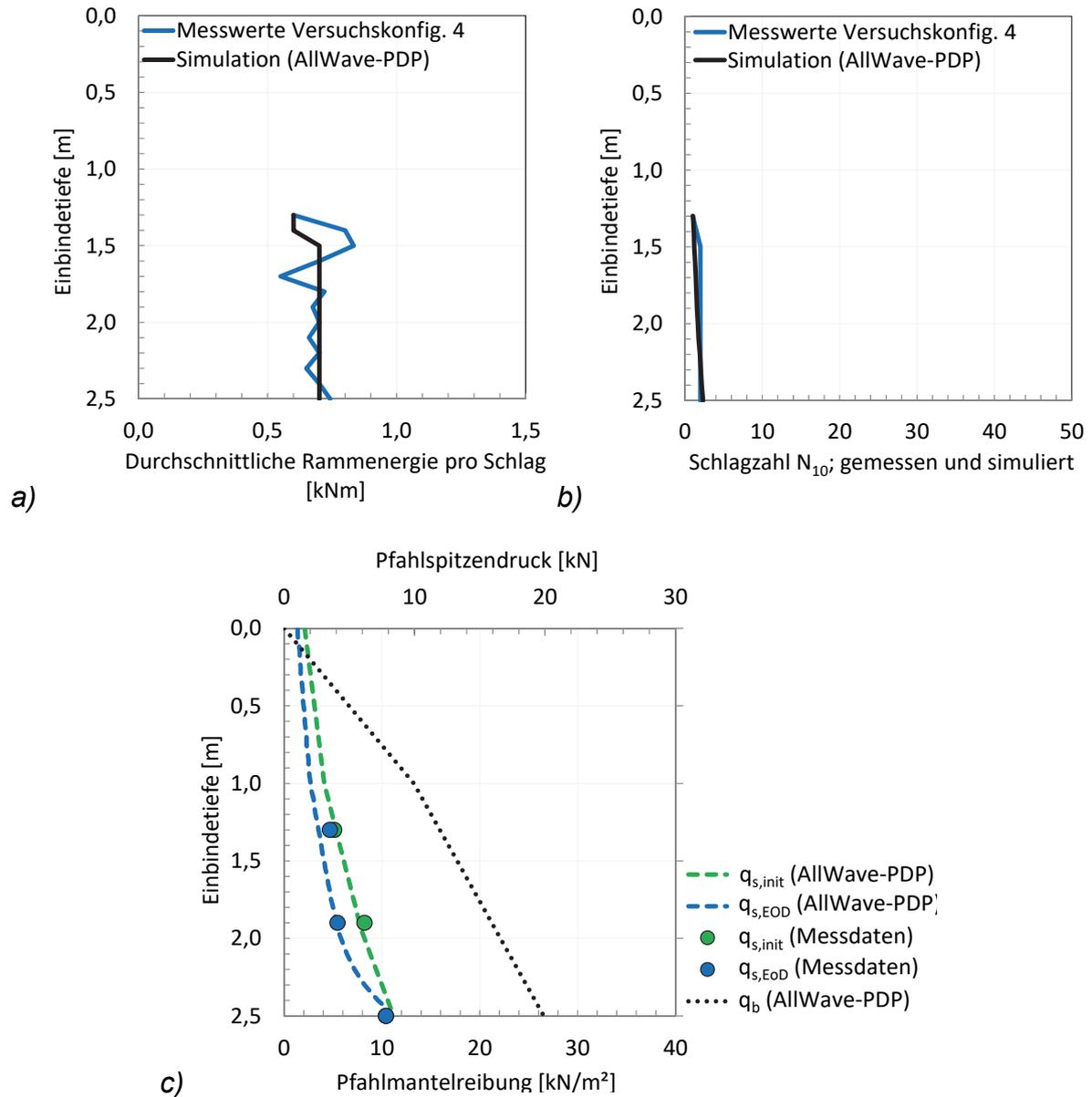


Abbildung 9-17: Ergebnisse der Rammsimulation – Versuchskonfiguration 4
 a) Gemessene und simulierte Energie über die Rammtiefe
 b) Gemessene und simulierte Schlagzahl N_{10}
 c) Gemessene und simulierte Pfahlwiderstände zu Beginn und nach Ende (End of Driving, EOD) der Pfahlrammung

Versuchskonfiguration 5 (wassergesättigt, dicht gelagert, Pfahl 1)

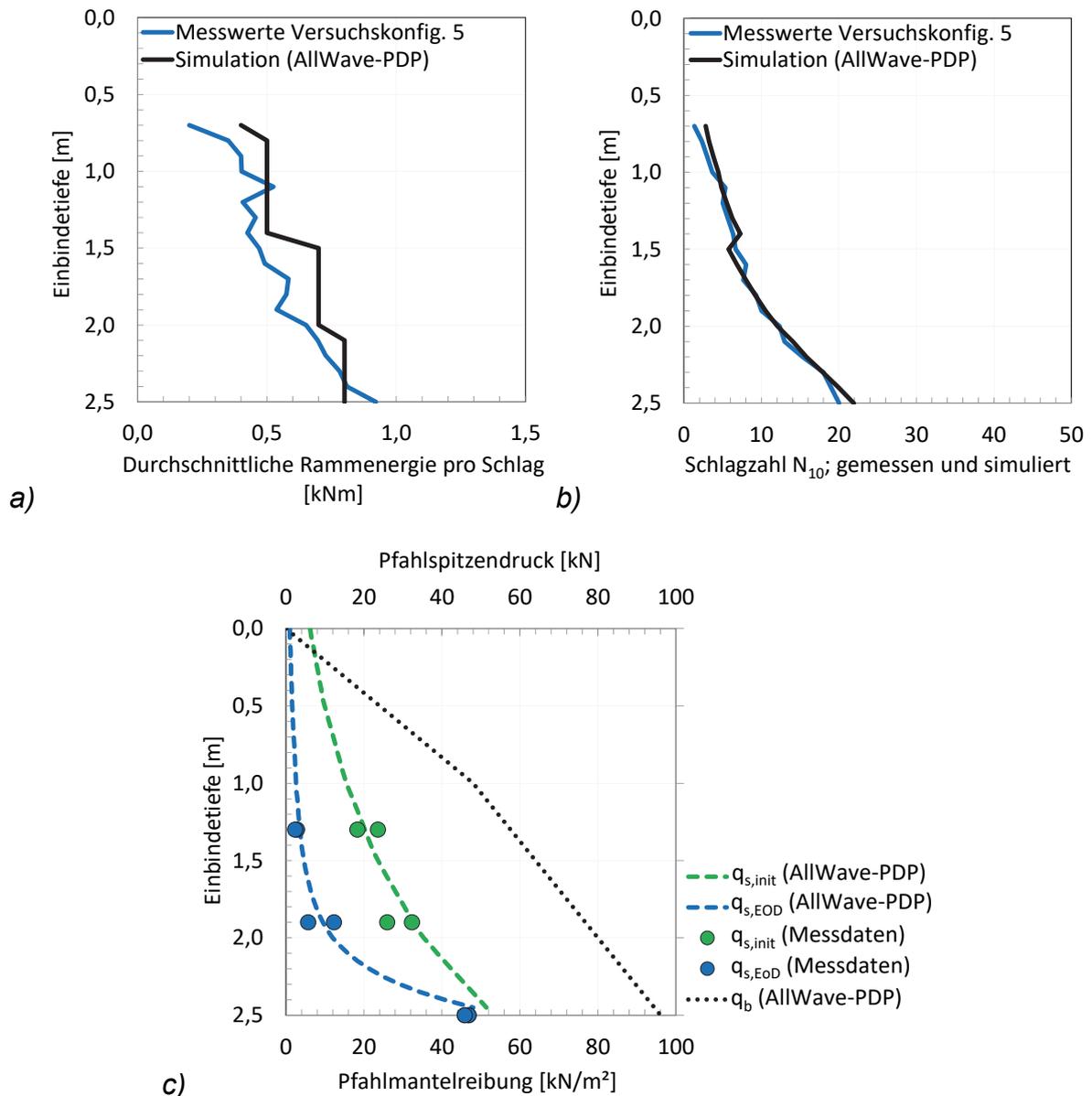


Abbildung 9-18: Ergebnisse der Rammsimulation – Versuchskonfiguration 5
 a) Gemessene und simulierte Energie über die Rammtiefe
 b) Gemessene und simulierte Schlagzahl N_{10}
 c) Gemessene und simulierte Pfahlwiderstände zu Beginn und nach Ende (End of Driving, EOD) der Pfahlrammung

Die Ergebnisse der Simulationsberechnungen zeigen, dass unter Verwendung des Ansatzes nach Gleichung 8-1 und 8-2 die in situ aufgezeichneten Rammdaten im numerischen Modell sehr gut nachgebildet werden können. Da alle Messdaten aus den Rammversuchen (Energie je Rammschlag, initiale Mantelreibungswiderstände, Mantelreibungswiderstände am Ende der Rammung, Pfahlspitzendruck, Pfahllängeneffekt, Impulshammer, Pfahlkopfplatte und Modellpfahl) in identischer Größenordnung und mit identischen Eigenschaften in den Simulationsberechnungen angesetzt wurden, ergibt sich hieraus eine generelle Bestätigung des Berechnungsansatzes nach Kapitel 8. Zusätzlich kann davon ausgegangen werden, dass die in den Abschnitten 9.2 bis 9.8 beschriebenen Vorgehensweisen zur Bestimmung von nicht direkt erfassten Messgrößen plausibel sind.

Um zu bestätigen, dass der Berechnungsansatz nach Gleichung 8-1 bzw. nach Gleichung 8-2 nicht nur für die Modellversuche gültig ist, sondern auch auf den Originalmaßstab übertragen werden kann (vgl. Abschnitt 5.1.3), wird im nachfolgenden Kapitel 10 die Rammung eines Offshore-Großrohrpfahles simuliert. Bei dem gewählten Monopile handelt es sich um einen der wenigen in der Deutschen Nordsee installierten Großrohrpfähle, für den zahlreiche Informationen wie beispielsweise der große Rammbericht, Messergebnisse des Hammerherstellers oder Ergebnisse von direkten und indirekten Baugrunderkundungen öffentlich zur Verfügung stehen. Diese Informationen erlauben wiederum einen möglichst exakten Aufbau des numerischen Modells.

10 Bewertung des Berechnungsvorschlags zum Pfahllängeneffekt

10.1 Vergleich des Berechnungsvorschlags mit der Literatur

Zur Bewertung des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Ansatzes zur verbesserten Beschreibung des Pfahllängeneffektes bei der Rammung von (Modell-)Rohrpfählen in nichtbindige Böden wird Gleichung 8-2 mit dem derzeitig am häufigsten gewählten Ansatz zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes bei der Installation eines Rohrpfahles in wassergesättigte, nichtbindige Böden nach Alm & Hamre (2001), siehe Gleichung 3-28, verglichen.

Nach Alm & Hamre (2001) wird die Krümmungszahl α über den Sondierspitzendruck der Drucksonde q_c und die effektiven Überlagerungsspannungen σ_v' bestimmt (Gleichung 3-32). Da während der Modellversuche keine Drucksondierungen durchgeführt wurden, wird der Pfahlspitzendruck nach Gleichung 3-27 (Puech et al., 1990) dem Sondierspitzendruck gleichgesetzt. Zusätzlich wird angenommen, dass der in Abbildung 9-18 dargestellte Pfahlspitzendruck ausschließlich auf die Stahlquerschnittsfläche des Modellpfahls wirkt (33,23 cm²). Das Ergebnis der Auswertung nach Gleichung 3-32 zeigt für die Einbindetiefe des Modellpfahls von 0 m bis 2,5 m eine mittlere Krümmungszahl α von 0,46. Nach Gleichung 3-31 wird für nichtbindige Böden ein Residualwert von $\beta_{res} = 0,2$ empfohlen. Somit ergibt sich für die Modellversuche und in Anlehnung an den Vorschlag nach Alm & Hamre (2001) ein Pfahllängeneffekt in der Formulierung nach Gleichung 3-28 von:

$$\beta(z) = 0,2 + (1 - 0,2) \cdot e^{-0,46 \cdot (h-z)} \quad 10-1$$

Für die getroffenen Annahmen zeigt Abbildung 10-1 die prozentuale Abnahme der Initialspannungen und somit der Pfahlmantelreibung über eine Rammtiefe von 2,5 m und vergleicht diese mit den Messergebnissen aus den Modellversuchen (vgl. Abbildung 7-14). Im Vergleich zu den Messergebnissen aus den Modellversuchen beschreibt Gleichung 10-1 eine deutlich geringere Abnahme der effektiven Horizontalspannungen im Verlauf der Pfahlrammung. Weiterhin ist der Grenzwert der Pfahlmantelreibung $q_{s,res}$ bzw. der Residualwert β_{res} beim Ansatz von Alm & Hamre (2001) etwas größer als bei den Messergebnissen aus den Modellversuchen.

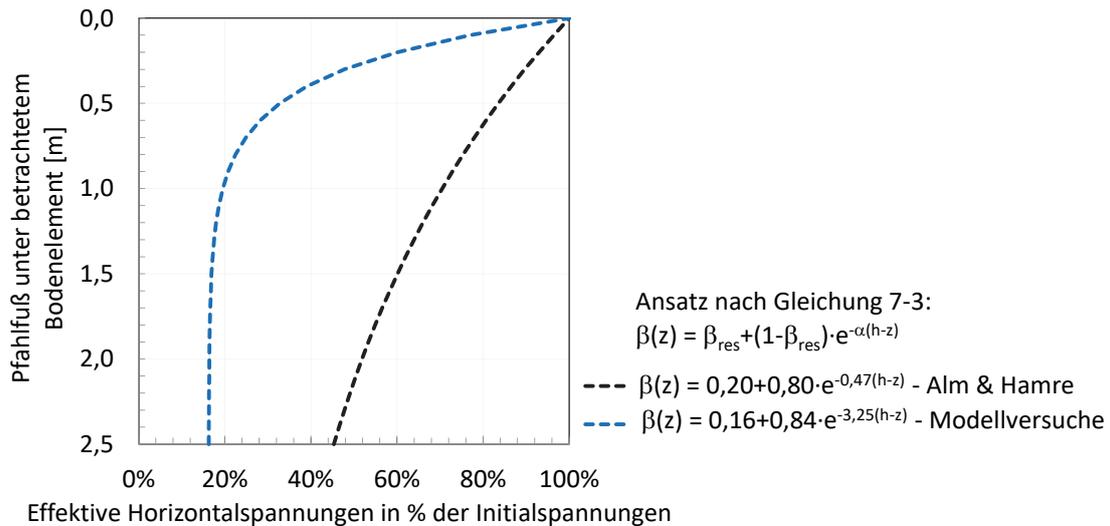


Abbildung 10-1: Vergleich des Pfahllängeneffektes nach dem Ansatz von Alm & Hamre (2001) sowie nach Kapitel 8

Die Berücksichtigung von Gleichung 10-1 in der Simulation des Versuches Nr. 5 (Änderung von α und β_{res} im numerischen Modell nach Abbildung 9-18) würde zu einer Erhöhung der Pfahlwiderstände im Rammverlauf und somit zu einer im Vergleich zu den Modellversuchen erhöhten Anzahl an Rammschlägen über die Einbindetiefe führen.

10.2 Diskussion der Vergleichsbetrachtung

Der Berechnungsvorschlag zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes nach Alm & Hamre (2001) wurde auf Grundlage von Ergebnissen dynamischer Probelastungen an zahlreichen Offshore-Gründungspfählen in voll gesättigten Böden entwickelt. Bekanntermaßen führt die Auswertung einer dynamischen Probelastung unter Verwendung eines erweiterten Verfahrens mit vollständiger Modellbildung zu keiner theoretisch eindeutigen Lösung (Stahlmann et al., 2012). Aus in der Vergangenheit durchgeführten Auswertungen von dynamischen Probelastungsergebnissen an gerammten Großrohrpfählen ist bekannt, dass trotz einer stark abweichenden Verteilung der Widerstände am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze, ein qualitativ gleichwertiges Anpassungsergebnis (Signal Matching) erzielt werden kann. Die angesetzte Verteilung von Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzendruck als Ergebnis der Auswertung einer dynamischen Pfahlprobelastung mit einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung kann somit, in Abhängigkeit der Modellvorstellung des Auswerters, stark voneinander abweichen. Unabhängig von der gewählten Widerstandsverteilung zeigt die Gesamttragfähigkeit des Pfahles jedoch üblicherweise eine gute Übereinstimmung mit Ergebnissen von statischen Probelastungen (sofern diese vorhanden sind).

Mit Ausnahme der Information, dass die dem Modell von Alm & Hamre (2001) zugrunde liegende Beschreibung des Pfahllängeneffektes aus Ergebnissen von rammbegleitenden Messungen abgeleitet wurde, liegen keine weiteren Beschreibungen zur Formulierung oder Plausibilisierung des Berechnungsansatzes vor. Die alleinige Beschreibung des Pfahllängeneffektes auf Grundlage von Ergebnissen, ausgewertet nach einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung, ist jedoch aufgrund der vorgenannten Unschärfe des Verfahrens nicht ausreichend für eine Validierung des Berechnungsansatzes.

Bekannt ist somit, dass der Ansatz zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes nach Alm & Hamre (2001) von dem hier vorgestellten und durch Messergebnisse aus großmaßstäblichen Modellversuchen abgeleiteten Ansatz abweicht. Bekannt ist weiterhin, dass in beiden Modellen ein abweichender Ansatz zur Ermittlung der Pfahlwiderstände gewählt wurde. Dies betrifft sowohl die initialen Pfahlwiderstände vor Beginn der Pfahlrammung, die minimalen bzw. residualen Pfahlwiderstände am Ende der Pfahlrammung sowie die Veränderung der Pfahlwiderstände im Verlauf der Pfahlinstallation. Aufgrund fehlender Informationen bei der Ermittlung des Berechnungsmodells nach Alm & Hamre (2001) kann hier jedoch nicht abschließend geklärt werden, welcher der beiden Berechnungsvorschläge die tatsächlichen Pfahlwiderstände, die sich im Verlauf der Rammung einstellen, zutreffender beschreibt. Durch die umfangreichen Messungen im Rahmen der Modellversuche kann jedoch davon ausgegangen werden, dass der hierbei ermittelte Ansatz zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes für die Randbedingungen der Modellversuche richtig ist.

10.3 Validierung der Berechnungsvorschläge anhand der Rammung eines Großrohrpfahls

Um das Ergebnis beider Berechnungsvorschläge miteinander vergleichen zu können, wird nachfolgend die Installation des Monopiles der Forschungsplattform FINO3 numerisch nachgerechnet. Zum einen unter Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes nach Abschnitt 8, zum anderen nach Abschnitt 3.6.6 (Alm & Hamre, 2001).

Bei dem Gründungspfahl der Forschungsplattform FINO3 handelt es sich um einen der wenigen offshore-installierten Großrohrpfähle, für den die für eine Nachrechnung notwendigen Informationen öffentlich einsehbar sind. Hierbei handelt es sich beispielsweise um die Konstruktionspläne des Pfahls, die Ergebnisse der Baugrunderkundung, den verwendeten Hammertyp oder den großen Rammerbericht.

Laut Konstruktionszeichnungen beträgt die Gesamtlänge des Pfahls 54,5 m. Ausgehend von einem Außendurchmesser von 4,75 m im Bereich des Pfahlfußes verjüngt sich der Monopile im Bereich des oberen Pfahldrittels zu einem Außendurchmesser von 3,0 m. Die Wandstärke variiert zwischen 45 mm und 70 mm. Als maximale Einbindetiefe am Ende der Pfahlrammung sind 28,0 m unter Meeresboden angegeben.

Mit Ausnahme von oberflächennahen Sanden mit organischen Beimengungen (bis 0,5 m TUM) sowie einer von Schluff- und Tonbändern durchzogenen Sandschicht im Bereich zwischen 3,0 m und 6,0 m TUM wurden im Rahmen der Baugrunderkundung ausschließlich eng- bis weitgestufte Sande angetroffen. Der Standort kann daher gut für eine Vergleichsberechnung auf Grundlage der in den Modellversuchen aufgezeichneten Messdaten verwendet werden.

Das Bodenprofil mit Schichtgrenzen, der gemessene sowie der gemittelte Verlauf des in situ aufgezeichneten Sondierspitzen drucks q_c über die Rammtiefe des Gründungspfahles zeigt Abbildung 10-2.

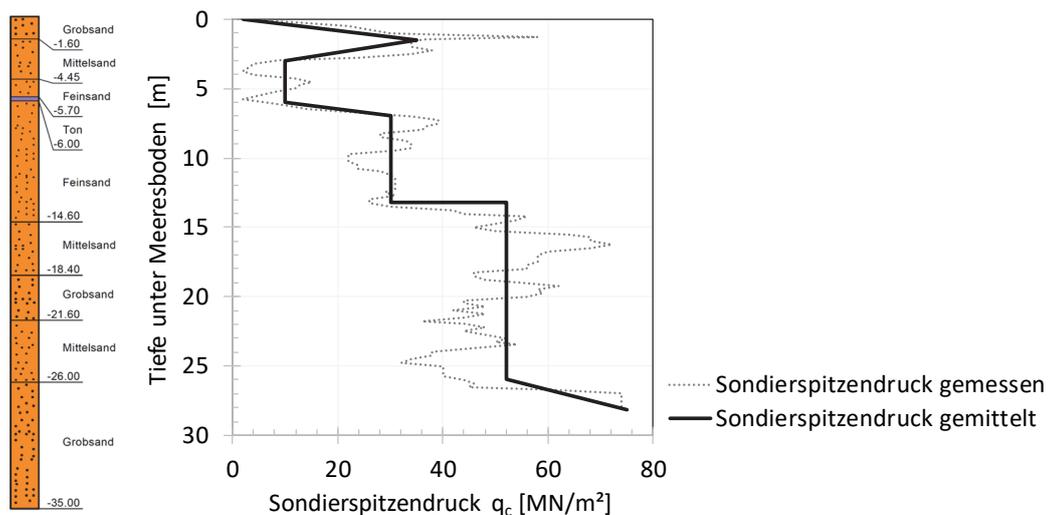


Abbildung 10-2: Bodenprofil und Sondierspitzen druck q_c (FINO3)

Die initiale Pfahlmantelreibung $q_{s,init}$ wurde über den gemittelten Verlauf des Sondierspitzen drucks q_c nach dem Berechnungsvorschlag von Jardine & Chow (1996) nach Gleichung 3-30 ermittelt und für beide Berechnungsansätze in die Simulationssoftware übertragen.

Für die Bewertung des Berechnungsvorschlages aus den Modellversuchen wurde der Pfahllängeneffekt nach Gleichung 8-2 für wassergesättigte, nichtbindige Böden berücksichtigt (Berechnung der Residualspannung über den Erdruch druck). Die Krümmungszahl α wurde, auf der Grundlage vorhandener Korrelationen zwischen dem Sondierspitzen druck q_c und der Lagerungsdichte D (GBT, 2018), nach Gleichung 7-6 ermittelt, wobei je Bodenschicht (siehe Abbildung 10-2) jeweils der Mittelwert des Sondierspitzen drucks angesetzt wurde. Da der Sondierspitzen druck über die Erkundungstiefe stark variiert, ergeben sich nach Gleichung 7-6 auch abweichende Krümmungszahlen. Die über die Pfahleinbindetiefe variierende Krümmungszahl α zeigt Tabelle 10-1.

Tabelle 10-1: Krümmungszahl α für den Bereich der Pfahleinbindung, FINO3

Tiefe (TUM)	Mittlerer Sondierspitzenndruck q_c	Abgeschätzte Lagerungsdichte D	Krümmungszahl α nach Gleichung 7-6
m	[MN/m ²]	[-]	[-]
0,0 – 3,0	20	0,65	3,3
3,0 – 6,0	10	0,375	3,7
6,0 – 7,0	20	0,65	3,3
7,0 – 13,5	30	0,8	3,1
13,5 – 26,0	52	0,95	2,9
26,0 – 28,5	64	1,0	2,8

Bei der Simulation der Rammung des Monopiles der Forschungsplattform FINO3 unter Berücksichtigung von Gleichung 8-2 wurde der Baugrund in Anlehnung an Abbildung 10-2 in 9 Schichten unterteilt. Für jede Schicht wurden ein Residualwert β_{res} nach Gleichung 7-1 und eine Krümmungszahl α nach Tabelle 10-1 zugeordnet. Die in die Software eingelesenen Eingabeparameter zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes zeigt Abbildung 10-3.

Soil Layer Number	Depth Start Layer [m]	Exponent Alpha [-]	(b1) Residual. Stress Fact. [-]
	Constant	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Factor	1	1
1	0,000	-3,300	0,020
2	1,500	-3,300	0,120
3	3,000	-3,700	0,360
4	6,000	-3,300	0,250
5	7,000	-3,100	0,190
6	13,250	-2,900	0,140
7	16,250	-2,900	0,170
8	20,000	-2,900	0,210
9	26,000	-2,800	0,200

Abbildung 10-3: Residualspannung und Krümmungszahl je Bodenschicht nach Gleichung 8-2

Für die Simulation nach Alm & Hamre (2001) wurde eine konstante Residualspannung von 20 % der Initialspannung angesetzt (Gleichung 3-21) und die Krümmungszahl α nach Gleichung 3-32 ermittelt. Die in die Software eingelesenen Eingabeparameter zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes zeigt Abbildung 10-4.

Soil Layer Number	Depth [m]	Exponent Alpha [-]	(b1) Residual Stress Fact. [-]
	Constant	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Factor	1	1
1	0,000	0,300	0,200
2	1,500	0,410	0,200
3	3,000	0,190	0,200
4	6,000	0,210	0,200
5	7,000	0,220	0,200
6	13,250	0,230	0,200
7	16,250	0,210	0,200
8	20,000	0,180	0,200
9	26,000	0,180	0,200

Abbildung 10-4: Residualspannung und Krümmungszahl je Bodenschicht nach Alm & Hamre (2001)

Das Ergebnis als über die Rammtiefe dargestellte initiale Pfahlmantelreibung, sowie die Pfahlmantelreibung am Ende der Rammung zeigt Abbildung 10-5. Deutlich zu erkennen ist, dass sich nach Gleichung 8-2 eine deutlich schnellere Abnahme der Initialspannungen einstellt.

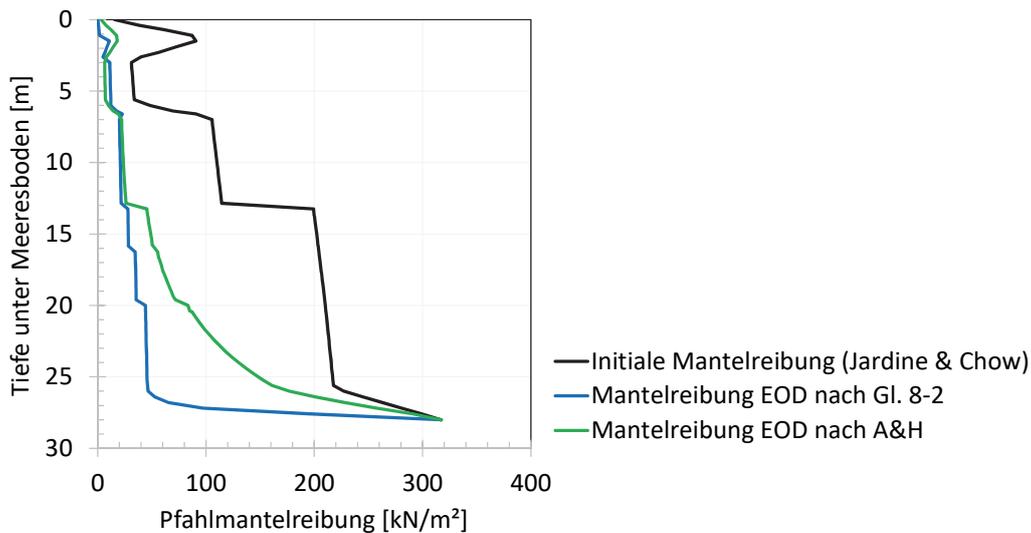


Abbildung 10-5: Initiale Pfahlmantelreibung und Pfahlmantelreibung am Ende der Rammung nach Gl. 8-2 sowie nach Alm & Hamre (2001)

Vergleicht man den Verlauf der residualen Spannungen über die Einbindetiefe des Monopiles, so sind diese für beide Berechnungsvorschläge jedoch recht ähnlich, siehe Abbildung 10-6.

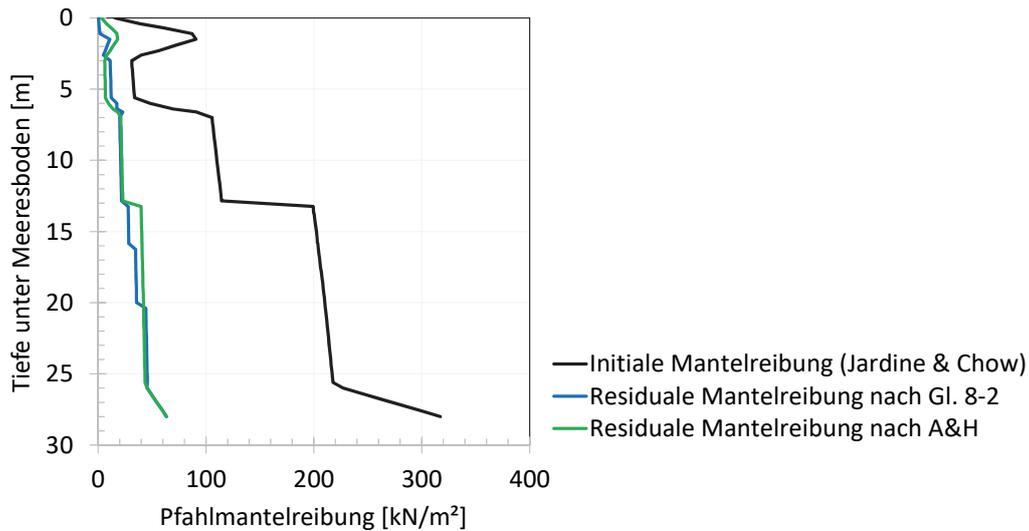


Abbildung 10-6: Initiale Pfahlmantelreibung und residuale Pfahlmantelreibung $q_{s,res}$ nach Gl. 8-2 sowie nach Alm & Hamre (2001)

Für den Ansatz nach Alm & Hamre (2001) wurde der Pfahlspitzenndruck nach Gleichung 3-33 berechnet. Für den Berechnungsvorschlag auf Grundlage der Modellversuche wurde der Pfahlspitzenndruck dem Sondierspitzenndruck q_c gleichgesetzt (vgl. Gleichung 3-27 nach Puech et al, 1990). Die in die Simulationssoftware eingelesene Verteilung des Pfahlspitzenndrucks über die Pfahleinbindetiefe zeigt Abbildung 10-7 für beide Berechnungsvorschläge.

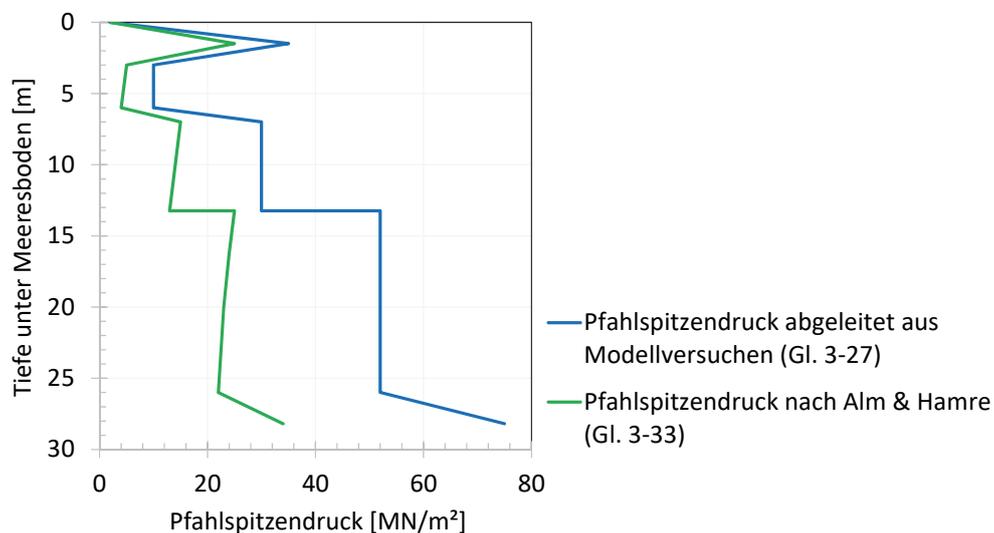


Abbildung 10-7: Pfahlspitzenndruck nach Puech et al. (1990) sowie nach Alm & Hamre (2001)

Klar zu erkennen ist, dass im Vergleich zum Ansatz nach Puech et al. (1990) der Pfahlspitzenndruck nach Alm & Hamre (2001) deutlich geringer ausfällt.

Für die Dämpfung und die elastische Grenzverschiebung wurden die in Abschnitt 9.6 und Abschnitt 9.7 genannten Kennzahlen verwendet. Die Energie des Rammhammers

wurde analog zum Rammprotokoll in die Berechnungssoftware eingelesen. Die Energieverluste, die zwischen Hammer und Pfahl auftreten, wurden in der Simulation mit einem Reduktionsfaktor η_t von 20% berücksichtigt. Dieser Faktor entspricht einem häufig in situ gemessenen Ergebnis (Fischer et al., 2014).

Das Ergebnis der Rammsimulation als berechnete Anzahl der Rammschläge über die Rammtiefe zeigt Abbildung 10-8 für beide Berechnungsvorschläge.

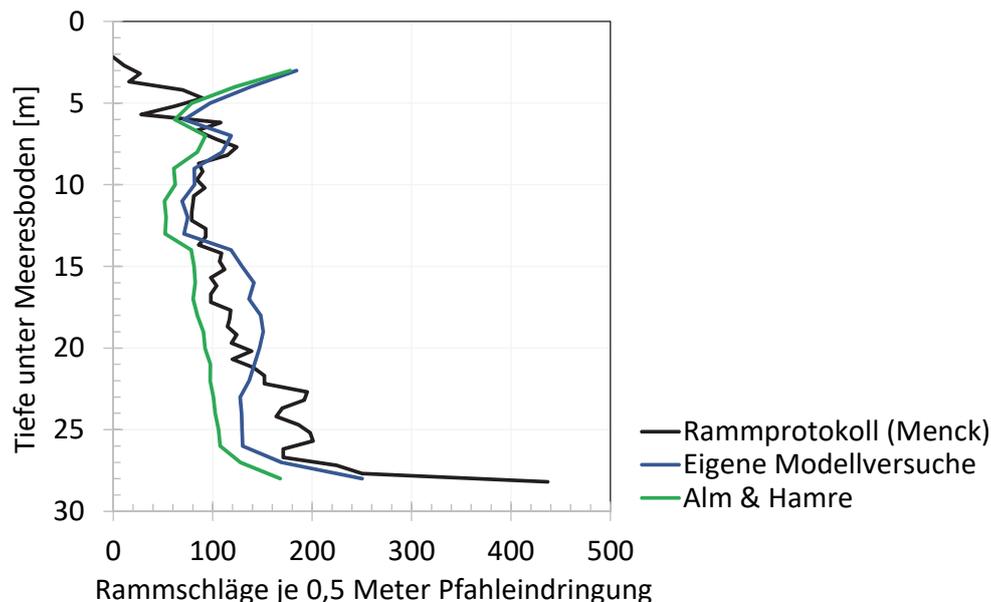


Abbildung 10-8: Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Rammschläge je 0,5 m Pfahleindringung

Zusätzlich dargestellt sind die im großen Rammbericht angegebenen und in situ aufgezeichneten Rammschläge je 0,5 m Pfahleindringung.

Insgesamt zeigen die Simulationsergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den in situ aufgezeichneten Rammschlägen über die Pfahleinbindetiefe. Die Simulationsergebnisse als Summe der Rammschläge sowie die vom Berechnungsmodell abhängige Gesamttragfähigkeit am Ende der Pfahlrammung sind nachfolgend noch einmal tabellarisch zusammengefasst (vgl. Tabelle 10-2).

Im Vergleich zu den in situ aufgezeichneten Messdaten unterschätzt der Ansatz 'Best Estimate' nach Alm & Hamre (2001) die Gesamtanzahl der Rammschläge um etwa 30%. Die Simulation auf Grundlage der Ergebnisse aus den Modellversuchen und unter Berücksichtigung von Gleichung 3-27 zur Berechnung des Pfahlsitzendrucks trifft die in situ aufgezeichnete Summe der Rammschläge sehr genau (Abweichung um 4%). In Abbildung 10-8 ist jedoch zu erkennen, dass die Rammschläge zwischen rd. 15 m bis 20 m unter Meeresboden etwas überschätzt und zwischen 22 m bis 27 m unter Meeresboden etwas unterschätzt werden. Der Ansatz nach Alm & Hamre (2001) unterschätzt hingegen die Rammschläge über die gesamte Pfahleinbindung.

Tabelle 10-2: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse

	Summe Rammschläge [-]	Gesamtragfähigkeit am Ende der Rammung [MN]
In situ Ergebnisse	6364	---
Ansatz nach Gleichung 8-2	6105 (-4%)	95889
Ansatz nach Alm & Hamre (2001)	4435 (-30%)	87944

Anhand der Simulationsergebnisse kann für die Randbedingungen der Forschungsplattform FIN03 (Gründungspfahl, Baugrund, Hammer) festgestellt werden, dass der aus den Modellversuchen abgeleitete Berechnungsansatz (Gleichung 8-2) gut auf den Originalmaßstab übertragen werden kann.

Die Erkenntnisse aus den Modellversuchen wurden in einem neuartigen Berechnungsansatz zur Beschreibung des Pfahllängeneffektes berücksichtigt. Durch die Implementierung dieses Berechnungsansatzes in eine Simulationssoftware ist es möglich, die messtechnisch nachgewiesenen, ramminduzierten Spannungsfeldänderungen im Nahbereich von Rohrprofilen großen Durchmessers zu berücksichtigen. Bei Verwendung dieses Berechnungsansatzes sind zukünftig deutlich genauere und realitätsnähere Ergebnisse aus der Simulation des Einbringvorgangs von Rohrpfehlen mit großem Durchmesser zu erwarten.

11 Ausblick für eine mögliche Weiterentwicklung des Berechnungsvorschlages

11.1 Gewonnene Erkenntnisse

Neben dem Aufbau des Modellversuchsstandes (Konzept, Entwurf, Berechnungen, Ausschreibungen, Bauantrag, Vergabe, Bauüberwachung, Koordination der Gewerke etc.) konnten in dem bewilligten Zeitraum des Forschungsvorhabens insgesamt 11 großmaßstäbliche Modellversuche auf dem Freigelände des IGB-TUBS ausgeführt werden (vgl. Tabelle 5-4).

Diese Versuche bzw. deren Messergebnisse dienen einem vertieften Verständnis der bodenmechanischen Vorgänge, die bei der Rammung von offenen Stahlrohrpfählen in nichtbindige Böden auftreten und bilden die Grundlage für den im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Berechnungsvorschlag zur Beschreibung des Pfahllängeneffekts.

Aus den Messergebnissen konnten für wassergesättigte und erdfeuchte nichtbindige Böden Ansätze abgeleitet werden, mit denen die zu erwartenden Spannungsänderungen, die bei der Pfahlrammung auftreten, zutreffend beschrieben werden können. Unter Berücksichtigung von Gleichung 3-4 sowie Kenntnis über den Kontaktreibungswinkel δ zwischen Pfahl und Boden können die Spannungsänderungen in die Änderungen der Pfahlmantelreibung während der Pfahlrammung übertragen und somit der Pfahllängeneffekt beschrieben werden.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Spannungen beim ersten Kontakt zwischen Pfahlwandung und einem angrenzendem Bodenelement maximal sind ($\sigma'_{h,init}$) und sich im weiteren Verlauf der Rammung einem Minimalwert / Residualwert annähern ($\sigma'_{h,res}$). Die aus den Modellversuchen abgeleiteten Spannungsänderungen können gut über eine Exponentialfunktion beschrieben werden, wobei die nachfolgenden drei Parameter deren Verlauf beeinflussen:

- Initialspannung
(Spannungen beim ersten Kontakt zwischen Bodenelement und Pfahlwandung)
- Residualspannung (minimale Spannung)
- Krümmung der Kurvenfunktion
(Spannungsabnahme zwischen Initial- und Residualspannung)

In der Arbeit wurden die Initialspannung und die Krümmung der Exponentialfunktion aus den Versuchsergebnissen (vgl. Abschnitt 7.2 und Abschnitt 9.2) und die Residualspannungen aus dem Erdruhedruck abgeleitet (siehe Abschnitt 7.1).

In der Planungsphase der Versuche wurden diejenigen Kenngrößen bestimmt, die bei der Rammung maßgeblich das Spannungsfeld im Nahbereich der Pfahlwandung verändern. Die Untersuchung dieser Parameter war das Ziel der Modellversuche, wohlwissend, dass auch weitere Effekte einen Einfluss auf die Spannungsfeldänderungen haben. Die Auswertung der Versuche bestätigte die vorgenannten Annahmen:

- dass die untersuchten Parameter wie Lagerungsdichte oder Sättigungsgrad einen großen Einfluss auf die ramminduzierten Spannungsfeldänderungen haben
- dass die Untersuchung weiterer, sekundärer Kenngrößen notwendig ist, um den Pfahllängeneffekt umfassend beschreiben zu können.

Diese Erkenntnisse sind nachfolgend zusammengefasst und bilden eine Grundlage für weiterführende Forschungsarbeiten auf dem Themengebiet der ramminduzierten Spannungsfeldänderungen im Nahbereich von geramnten Rohrprofilen.

11.2 Einflussfaktoren auf den Pfahllängeneffekt

Unter Betrachtung der durchgeführten Modellversuche wird deutlich, dass die Spannungsänderungen bei der Rammung von der Lagerungsdichte und dem Sättigungsgrad des Modellbodens dominiert werden (Gleichung 8-1 und Gleichung 8-2). Eine detailliertere Auswertung einzelner Versuchsergebnisse zeigt jedoch, dass der Verlauf der Spannungsänderungen noch von weiteren, sekundären Faktoren beeinflusst wird.

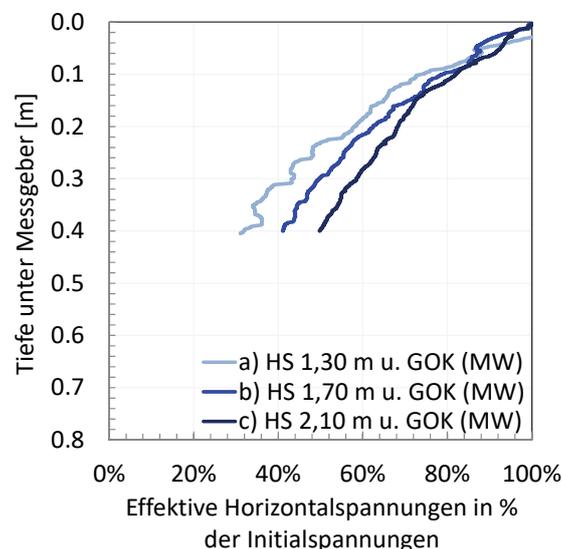


Abbildung 11-1: Versuch 5: Horizontalspannungen in Prozent der Initialspannung auf den ersten 40 cm nach Passieren des Pfahlfußes

Betrachtet man beispielsweise die gemessene Abnahme der effektiven Horizontalspannung des Modellversuchs 5 (erdfeucht, 5 x verdichtet, Modellpfahl Typ 1) in drei unterschiedlichen Messtiefen, so zeigt sich bei identischer Sättigung und Lagerungsdichte eine abweichende Krümmung der Kurvenfunktion auf den ersten 40 cm nach

Passieren des Sensors (siehe Abbildung 11-1). Startwert für die aufgezeichnete, prozentuale Abnahme der gemessenen Spannungen ist die in der jeweiligen Messebene aufgezeichnete Anfangsspannung zum Zeitpunkt des ersten Kontaktes zwischen Pfahlmantel und betrachtetem Bodenelement, $\sigma_{h,init}^I$.

Abbildung 11-2 zeigt die während der Rammung des Modellpfahles gemessenen Rammschläge je 10 cm Pfahleindringung (N_{10}). Deutlich zu erkennen ist, dass die Anzahl an Rammschlägen je 10 cm Pfahleindringung mit Zunahme der Einbindetiefe deutlich ansteigt. Analog verringert sich die bleibende Setzung je Rammschlag mit zunehmender Pfahleinbindetiefe.

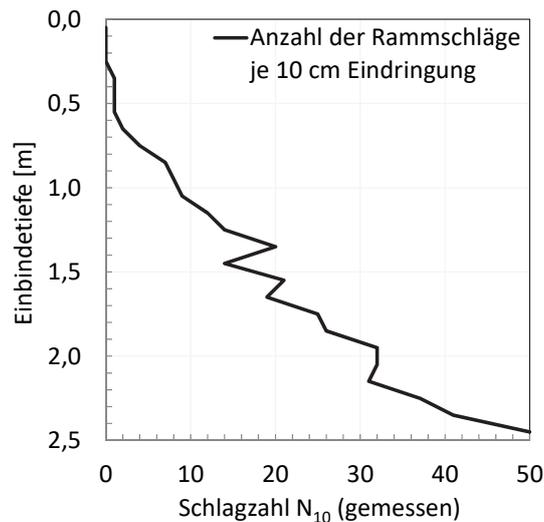


Abbildung 11-2: Anzahl der Rammschläge N_{10} über die Einbindetiefe

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse zeigt Tabelle 11-1. Deutlich ist, dass die Krümmungszahl mit der Anzahl der Rammschläge bzw. mit der Setzung pro Rammschlag abnimmt, gleichbedeutend mit einer geringeren Abnahme der Spannungen bei gleicher Distanz zwischen Spannungsgeber und Pfahlfuß.

Tabelle 11-1: Versuch 5: Auswertung der Rammdaten für die ersten 10 cm nachdem der Pfahlfuß die jeweilige Sensorlage passiert hat

Sensorlage [m. u. GOK]	Rammschläge auf den ersten 10 cm nach Passieren der Sensorebene [Anz.]	Setzung pro Schlag (x: 10 cm) [mm]	Krümmungszahl α [-]
HS 1,30	20	5,0	3,2
HS 1,70	25	4,0	2,3
HS 2,10	31	3,2	1,9

In Abbildung 11-3 sind Ergebnisse von zyklischen, direkten Scherversuchen von Airey et al. (1992) dargestellt. Auf der linken Seite ist für einen Versuch mit konstanter Normalspannung von 250 kN/m² die vertikale Verschiebung der Belastungsplatte dem zyklischen Scherweg von ± 1 mm gegenübergestellt. Die anfängliche Hebung (dilatantes Verhalten des Bodens, siehe Abschnitt 3.5.3) kehrt sich nach wenigen Scherzyklen in eine Absenkung der Belastungsplatte um. Auf der rechten Seite von Abbildung 11-3 sind Ergebnisse für unterschiedliche Normalspannungen dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, dass sich die Lastplatte mit zunehmender Normalspannung schneller absenkt, gleichbedeutend mit einer Zunahme der Lagerungsdichte des Versuchssandes, der Abnahme der Porenzahl e bzw. einem kontraktanten Materialverhalten.

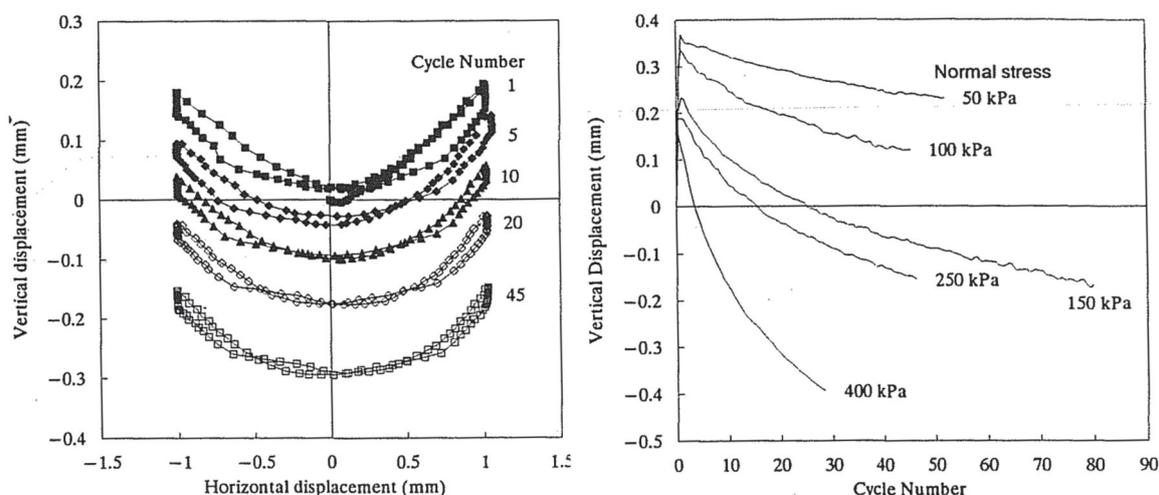


Abbildung 11-3: Zyklischer, direkter Scherversuch bei konstanter Normalspannung von 250 kNm² (links) und in Abhängigkeit der Normalspannung (rechts), bei einem Scherweg von ± 1 mm (Airey et al., 1992)

Bezogen auf die Modellvorstellungen von Wernick (1978) entspricht die Verdichtung des Modellbodens durch die wiederkehrende Belastung einer Abnahme der normal auf die Scherfläche wirkenden Spannungen außerhalb der Scherzone (vgl. Abbildung 3-22), wobei die Normalspannung der auf die Pfahlwand wirkenden Horizontalspannung gleichgesetzt werden kann. Da die Horizontalspannungen über die Tiefe ansteigen (vgl. Abbildung 5-31 und Abbildung 5-35) ist bei gleicher zyklischer Beanspruchung und mit zunehmender Tiefe des Modellbodens von einer überproportionalen Abnahme der wirkenden Horizontalspannungen bzw. einer größeren Krümmungszahl α auszugehen. Tatsächlich sind die Messergebnisse jedoch genau gegenläufig. Mit zunehmender Anfangsspannung zum Zeitpunkt des ersten Kontaktes zwischen Pfahlmantel und betrachtetem Bodenelement ($\sigma_{h,init}$) fällt die Krümmungszahl α ab. Dieses Ergebnis entspricht auch den beiden von der Lagerungsdichte abhängigen Gleichungen 8-1 und 8-2 bzw. dem Ansatz zur Berechnung der Krümmungszahl nach Alm & Hamre (2001), siehe Gleichung 3-32. Somit wird deutlich, dass der in Abbildung

11-1 bzw. Tabelle 11-1 dargestellte Effekt einer mit der Tiefe abnehmenden Krümmungszahl nicht vom initialen Spannungszustand, sondern von der nachfolgend beschriebenen Pfahlverschiebung je Rammschlag dominiert wird. Als Beispiel zeigt Abbildung 11-4 weitere Ergebnisse der von Airey et al. (1992) durchgeführten zyklischen direkten Scherversuche.

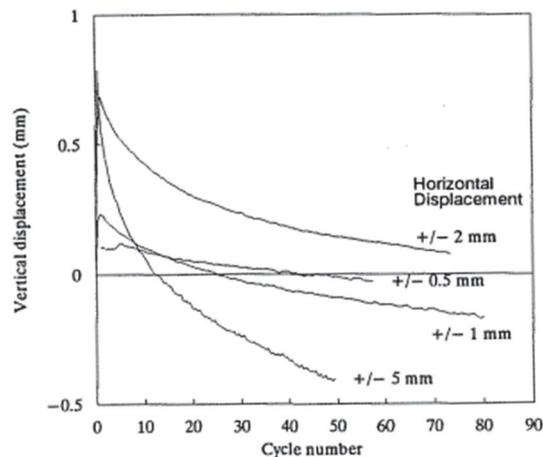


Abbildung 11-4: Einfluss der Größe der Wechsellast auf die vertikale Verformung des Versuchssandes (Airey et al., 1992)

Im Vergleich zu den Ergebnissen in Abbildung 11-3 wurde hier unter Verwendung einer identischen Auflast von 150 kN/m² der Einfluss des zyklischen Scherwegs auf die vertikale Verschiebung der Lastplatte und somit auf die Veränderung der Lagerungsdichte des Versuchssandes untersucht. Nach einer anfänglichen Volumenvergrößerung (Dilatanz) im ersten Scherzyklus zeigen die Ergebnisse eine deutliche Abhängigkeit der nachfolgenden kontraktanten Phase vom aufgebrachten zyklischen Scherweg. Mit Zunahme des zyklischen Scherweges wurde eine deutliche Zunahme in der Setzung der Lastplatte und somit der Verdichtung des Modellbodens festgestellt. Übertragen auf die Pfahlrammung stellt sich bei einer großen bleibenden Pfahlverschiebung pro Rammschlag somit eine höhere Verdichtung des Modellbodens direkt angrenzend an die Pfahlwandung ein. Eine große Verschiebung pro Rammschlag führt somit zu einer überproportionalen Reduktion der normal auf die Scherfläche wirkenden Spannungen. Dieses Ergebnis wird durch Abbildung 11-1 bestätigt.

Übertragen auf die Ergebnisse der während der Modellpfahlrammung aufgezeichneten Daten, scheint die Pfahlbewegung bzw. die bleibende Pfahlverschiebung je Rammschlag und die daraus folgende Verdichtung des Bodens im Bereich der Pfahlwandung einen deutlich größeren Einfluss auf die Abnahme der horizontal auf den Pfahlmantel wirkenden Spannungen auszuüben, als beispielsweise der Ausgangsspannungszustand.

11.3 Empfehlungen für weitergehende Untersuchungen

Zur Erweiterung des in Gleichung 8-1 und 8-2 dargestellten Berechnungsansatzes - beispielsweise um den Einfluss der Pfahlverschiebung je Rammschlag - wird empfohlen, weitere ergänzende Versuche durchzuführen. Der Fokus sollte hierbei vorerst auf Elementversuchen, präziser: auf der Durchführung von zyklischen Kontaktreibungsversuchen bzw. zyklischen Scherversuchen liegen.

Optimal wäre ein Versuchsaufbau, bei dem die Zeit-Verschiebungsfigur einer Pfahlrammung (siehe Abbildung 3-21) direkt auf den Versuchsaufbau übertragen werden kann. Vorstellbar wäre ein Versuchsgerät, bei dem die mit einem vorgegebenen Wassergehalt und einer vorgegebenen Lagerungsdichte eingebaute und mit einer definierten Spannung belastete Probe gegen ein sehr langes Blech abgeschert wird. Alternativ könnte die Zeit-Verschiebungsfigur der Pfahlrammung ggf. auch auf einen modifizierten Ringscherversuch übertragen werden.

Bei Veränderung der Parameter Lagerungsdichte, Ungleichförmigkeitszahl, Wassergehalt, initialer Spannungszustand oder Oberflächenrauheit des Pfahles kann im Rahmen von Elementversuchen der Einfluss der Pfahlverschiebung je Rammschlag auf die Abnahme der normal auf die Scherfläche wirkenden Spannungen und somit der Pfahlmantelreibung untersucht werden. Zur Bestimmung der anzusetzenden Pfahlverschiebung je Rammschlag empfiehlt es sich, diese anhand von Rammprotokollen abzuleiten bzw. über Rammsimulationsstudien zu ermitteln. Die Kontaktreibungsversuche können zusätzlich zur Plausibilisierung der Messergebnisse hinsichtlich der sich bei einer Vielzahl von Scherzyklen einstellenden minimalen Spannung bzw. Residualspannung (vgl. Abschnitt 7.1.3) verwendet werden.

Zu einem späteren Zeitpunkt können die Versuche auf unterschiedliche Sande, beispielsweise bei Variation der Ungleichförmigkeitszahl C_u , des dominierenden Korndurchmessers oder der Kornform erweitert werden. Hierdurch könnte ein zusätzlicher, von der Kornform und der Korngrößenverteilung abhängiger Faktor in die Ermittlung der Krümmungszahl mit aufgenommen werden.

Zur Bewertung eines möglichen Unterschiedes in der Abnahme der Horizontalspannungen auf der Pfahlaußen- und Pfahlinnenseite sollte idealerweise auch die radiale Ausdehnung der Stahlplatte (vgl. Abbildung 3-18) mit in den zyklischen Kontaktreibungsversuchen berücksichtigt werden. Auf der Pfahlaußenseite führt dies voraussichtlich zu einer kurzzeitigen Spannungserhöhung. Im Vergleich hierzu entzieht sich die Pfahlwandung dem Boden auf der Pfahlinnenseite, gleichbedeutend mit einer kurzzeitigen Spannungsverringerung. Dies könnte beispielsweise auch einen Einfluss auf die Entwicklung der Oberflächenrauheit der Pfahlwandung im Verlauf der Pfahlrammung haben (siehe beispielsweise Fugro, 1996) und somit die Pfahlmantelreibungsverteilung beeinflussen.

Als Fernziel können die zyklischen Kontaktreibungsversuche auf weitere, bisher noch nicht untersuchte Böden, die typischerweise auch in der deutschen Nord- und Ostsee auftreten (Ton, Schluff, Geschiebemergel, Kreide), erweitert werden.

12 Zusammenfassung

Aktuell zur Verfügung stehende Ansätze zur Berechnung der Pfahlwiderstände während der Rammung von Großrohrpfählen basieren entweder auf stark vereinfachten Annahmen oder auf Ergebnissen aus indirekten Berechnungsverfahren. Zur Verbesserung dieser Berechnungsmodelle und um zukünftig wirtschaftlichere Gründungsstrukturen entwickeln zu können, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Spannungsfeldänderungen im Nahfeld gerammter Rohrprofile gemessen. Um Skalierungseffekte möglichst gering zu halten, wurden Rohrprofile in einen großmaßstäblichen Modellversuchsstand eingerammt.

Das Ergebnis der Modellversuche zeigt, dass im Verlauf der Rammung eines Stahlrohrpfahles deutliche Spannungsänderungen im Boden und insbesondere im Nahfeld des Pfahles auftreten. Bei Betrachtung eines Bodenelementes in einer beliebigen Tiefe und direkt angrenzend an die äußere Pfahlmantelfläche wurde bei allen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchen ein Anstieg der Spannungen mit geringer werdendem Abstand zwischen Pfahlfuß und betrachtetem Bodenelement festgestellt. Die Größe des Spannungsanstieges ist hierbei abhängig von der Lagerungsdichte und dem Sättigungsgrad des Modellbodens. Ein Einfluss des Pfahldurchmessers wurde bei den durchgeführten Modellversuchen nicht festgestellt. Die maximalen Spannungen, die ein Vielfaches der Ausgangsspannungen darstellen, wurden vorwiegend aufgezeichnet, kurz bevor der Pfahlfuß die betrachtete Messebene passierte. Mit weiterem Fortschritt der Pfahlrammung und den hierbei auftretenden Scherbeanspruchungen zwischen Pfahlwandung und Boden reduzieren sich die Spannungen im betrachteten Bodenelement deutlich und nähern sich den Spannungen im Erdruchdruck an. Insbesondere die Abnahme der horizontal auf die Pfahlwandung wirkenden Spannungen - auch als Pfahllängeneffekt bekannt - kann gut über eine im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Exponentialfunktion beschrieben werden, wobei vor allem die Krümmung der Funktion von der Lagerungsdichte und dem Sättigungsgrad abhängt.

Weiterführende Auswertungen der Modellversuche zeigen, dass zusätzliche sekundäre Parameter wie beispielsweise die bleibende Verschiebung des Pfahles je Rammschlag die Spannungsänderungen beeinflussen. Größere bleibende Verschiebungen je Rammschlag führen zu einer überproportionalen Abnahme der horizontal auf den Pfahlmantel wirkenden Spannungen. Dieses Phänomen wurde sowohl bei Versuchen in erdfeuchten als auch in wassergesättigten Böden festgestellt. Übertragen auf die Installation von Großrohrpfählen in situ bedeutet dies, dass die Verwendung eines leistungsfähigeren Hammers nicht nur durch die höhere in den Pfahl eingeleitete Energie zu einem schnelleren Erreichen der Pfahleinbindetiefe führt, sondern dass die hierbei

auftretenden größeren Verformungen je Rammschlag die Pfahlinstallation noch einmal beschleunigen, da die Widerstände überproportional herabgesetzt werden.

Abschließend wurde die Rammung der Modellpfähle noch einmal numerisch simuliert. Hierfür wurde ein eigens und in Anlehnung an die Messdaten aus den Modellversuchen entwickeltes Berechnungsmodell zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes in der Berechnungssoftware implementiert. Das Modell ermöglicht es, die gemessene Abnahme der Horizontalspannungen - und somit auch der Pfahlmantelreibung über den Verlauf der Pfahlrammung - in identischer Art und Weise abzubilden. Zusätzlich können, ebenfalls in Anlehnung an die Versuchsergebnisse, für den Baugrund im Bereich der maximalen Pfahleinbindetiefe unterschiedliche Exponentialfunktionen gewählt werden. Im Verlauf der Rammsimulation wird die Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit der Pfahleindringung und in Abhängigkeit der Lage des Pfahlfußes verändert und dem nächstfolgenden Simulationsschritt zugrunde gelegt. Das Ergebnis der Rammsimulationen hat gezeigt, dass die Modellpfahlrammung unter Berücksichtigung aller, während der Modellversuche aufgezeichneten Messdaten, sehr gut abgebildet werden kann. Ebenfalls konnte gezeigt werden, dass die im Rahmen der Modellversuche erzielten Messdaten auch auf die Simulation einer Offshore-Pfahlrammung übertragen werden können.

Die Ergebnisse der Arbeit, insbesondere die Erfassung und Auswertung der Vertikal- und Horizontalspannungen im Verlauf der Rammung, leisten einen wichtigen Beitrag zum vertieften Verständnis der bodenmechanischen Vorgänge, die beim Rammen von Rohrpfählen in nichtbindigen Böden auftreten. Durch die nun mögliche Implementierung des im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Berechnungsansatzes in eine Simulationssoftware können die bodenmechanischen Effekte, die bei der Rammung eines Rohrpfahles entstehen, realistischer abgebildet und somit realitätsnähere Simulationsergebnisse erzielt werden. Damit können die Ergebnisse der Arbeit auch einen Beitrag dazu leisten, die Gründung von Offshore-Anlagen künftig wirtschaftlicher zu gestalten.

Literaturverzeichnis

- Achmus, M., tom Wörden, F., & Müller, M. (2009). *Tragfähigkeit und Bemessung axial belasteter Offshorepfähle* (Bd. 88). Braunschweig: Pfahl-Symposium 2009,19./20.02.09, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Airey, D., Al-Douri, R., & Poulos, H. (1992). *Estimation of Pile Friction-Degradation from Shearbox Tests*. Philadelphia, USA: Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 15(4).
- Allard, M., Scott, R., & Lee, J. (1986). *Driveability on piles. Experiments on model piles driven in flight in the centrifuge*. Nantes, France: 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling.
- Alm, T., & Hamre, L. (1998). *Soil model for driveability predictions*. Houston, Texas: Offshore Technology Conference (OTC 8835).
- Alm, T., & Hamre, L. (2001). *Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations*. Istanbul: Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- API. (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, API Recommended Practice 2A (RP2A)*. Dallas (USA): American Petroleum Institute.
- API. (2005). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (RP 2A-WSD)*. American Petroleum Institute (API), 21st Edition.
- Bakker, J., & Fischer, J. (2017). *Dynamische Probelastungen - Empfehlungen zur Interpretation von Mess- und Berechnungsergebnissen* (Bd. 102). Braunschweig: Pfahlsymposium 2017, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Balthaus, H. (1986). *Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden* (Bd. 21). Braunschweig: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Böttcher, C. (2002). *Geschwindigkeitssensitivität des mechanischen Verhaltens unlegierter Baustähle bei wiederholter Beanspruchung bis in den inelastischen Bereich - experimentelle Untersuchung und Modellierung*. Düsseldorf: Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 5, Nr. 654, VDI Verlag.

- Boulon, M., & Foray, P. (1986). *Physical and Numerical Simulation of Lateral Shaft Friction Along Offshore Piles in Sand*. Nantes, France: Proceedings of the third International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling.
- Breth, H., Chambosse, G., & Arslan, U. (1978). *Einfluss des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten von Sand* (Band 1 Ausg., Bd. 1). Geotechnik.
- Brucy, F., Meunier, J., & Nauroy, J. (1991). *Behaviour of Pile Plug in Sandy Soils During and After Driving*. Houston, USA: 23rd Annual Offshore Technology Conference (OTC 6514).
- Bustamante, M., & Gianceselli, L. (1982). *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT*. Rotterdam/Brookfield: Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Balkema.
- Chow, F. (1996). *Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations*. London, UK: Imperial College of Science, Technology & Medicine, University of London.
- Chow, F., Jardine, R., Brucy, F., & Nauroy, J. (1998). Effects of Time on Capacity of Pipe Piles in Dense Marine Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124 (3), 254-264.
- Clausen, C., Aas, P., & Karlsrud, K. (2005). *Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach*. (T. & Francis, Hrsg.) Perth, Australia: Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG).
- CUR. (2001). *Bearing capacity of steel pipe piles*. Gouda, the Netherlands: Centre for Civil Engineering Research and Codes.
- Davis, A., & Plumelle, C. (1979). *Comportement des tirants d' ancrage dans un sable fin*. Revue Francaise de Geotechnique No. 10.
- de Saint-Venant, B. (1867). Memoire sur le doc longitudinal de deux barres elastiques. *Journal de Mathematique*, S. 237-376.
- DeJong, J., Randolph, M., & White, D. (2003). *Interface load transfer degradation during cyclic load: A microscale investigation*. Soils and foundations, vol. 43, no. 4.
- EA-Pfähle. (2012). *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, DGGT* (Bd. 2. Auflage). Berlin: Ernst & Sohn.
- Fakharian, K., & Feizee Masouleh, S. (2008). *A finite difference continuum numerical model for pile driving analysis*. (J. A. Santos, Hrsg.) Lissabon: Proceedings of the 8th International Conference on the Application of Stress- Wave Theory to Piles, September 8 - 10th, Instituto Superior Técnico.
- Fioravante, V. (2002). *On the shaft friction modelling of nondisplacement piles in sand*. Soils and foundation, Vol. 42, No. 2.

- Fioravante, V., Ghionna, V., Pedroni, S., & Porcino, D. (1999). *A Costant Normal Stiffness Direct Shear Box for Soil-solid Interfaces Tests*. *Rivista italiana di geotecnica*, Vol. 3.
- Fischer, J., & Stahlmann, J. (2015). *Veränderung der Pfahltragfähigkeit bei der Rammung von Rohrpählen* (Bd. 99). Braunschweig: Pfahlsymposium 2015, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Fischer, J., Fritsch, M., & Middendorp, P. (2014). *Dynamische Probelastungen Offshore – Erkenntnisse zur Datenerfassung und Auswertung* (Bd. 98). Braunschweig: Messen in der Geotechnik 2014, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Fischer, J., Gattermann, J., Bruns, B., & Stahlmann, J. (2009). *Geotechnisches Messkonzept am JadeWeserPort* (Bd. 88). Braunschweig: Pfahlsymposium 2015, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Fischer, J., Henke, S., & Höhmann, S. (2012). *Stress development inside large diameter pipe piles using a soil plug forcing system*. Rio de Janeiro, Brazil: 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering.
- Fischer, J., Höhmann, S., Gattermann, J., & Stahlmann, J. (2011). *Neue Erkenntnisse zur erzwungenen Verspannung des Baugrundes im Inneren von offenen Stahl-Großrohrpählen anhand von in situ Messungen*. Hannover: 8. FZK-Kolloquium - Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Forschungszentrum Küste.
- Fischer, J., Sychla, H., Bakker, J., de Neef, L., & Stahlmann, J. (2013). *A comparison between impact driven and vibratory driven steel piles*. Hamburg: COME 2013, Mitteilungen des Institut für Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg-Harburg.
- Foray, P., Balachowski, L., & Colliat, J.-L. (1998). *Bearing capacity of model piles driven into dense overconsolidated sands*. *Canadian Geotechnical Journal* (35).
- Fritsch, M. (2008). *Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen* (Bd. 86). Braunschweig: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Fritsch, M., Fischer, J., & Hensel, J. (2013). *Modelle zur Offshore-Rammsimulation mit gekoppelter Vorschädigungsberechnung* (Bd. 96). Braunschweig: Pfahl-Symposium 2013, Fachseminar am 21./22.02.13 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Fugro. (1996). *EURIPIDES database report, Vol. 1 - 5*. Leidschendam, the Netherlands: Fugro B.V.

- Gavin, K., & Lehane, B. (2003). *The shaft capacity of pipe piles in sand*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, Nr. 1, NRC Research Press.
- Gavin, K., & O'Kelly, B. (2007). *Effect of Friction Fatigue on Pile Capacity in Dense Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 133, Issue 1, ASCE.
- GBT. (2018). *Grundbau-Taschenbuch, Teile 1-3*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Geopotenzial Deutsche Nordsee - Modul B. (2013). *Erstellung von Baugrundschnitten in der deutschen Nordsee, Dokumentation Nr. 9*. BSH, LBEG, BGR.
- Hake, E., & Meskouris, K. (2007). *Statik der Flächentragwerke - Einführung mit vielen durchgerechneten Beispielen*. Berlin: 2. Auflage, Verlag Springer .
- Heerema, E. (1978). *Predicting Pile Driveability: Heather As An Illustration Of The "Friction Fatigue" Theory*. (S. o. Limited, Hrsg.) London, United Kingdom: European Offshore Petroleum Conference & Exhibition (SPE 8084).
- Henke, S. (2009). *Simulation der Einbringung offener Profile - Untersuchungen zur Pfropfenbildung*. Hamburg: Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg.
- Henke, S. (2012a). *Untersuchungen zur Pfropfenbildung infolge der Installation offener Profile in granularen Böden*. Hamburg: Mitteilungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg.
- Henke, S. (2012b). *Full-scale site investigation on soil-plugging inside tubular piles*. Rio de Janeiro, Brazil: Proceedings of ASME 2012 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE2012).
- Henke, S., & Fischer, J. (2011). In-situ measurements regarding soil plugging behavior inside tubular piles. *8th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics*.
- Henke, S., & Grabe, J. (2008). Numerische Untersuchungen zur Pfropfenbildung in offenen Profilen in Abhängigkeit des Einbringverfahrens. 521-529.
- Hirsch, T., Carr, L., & Lowery, L. (1976). *Pile driving analysis, Wave equation user manual, TTI program*. Washington, USA: Department of Transportation, Office of Research and Development.
- Höhmann, S., Fischer, J., & Miemietz, J. (2011). *Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von verstärkten und unverstärkten Großrohrpfählen anhand von in-situ-Messungen* (Bd. 94). Pfahlsymposium 2011, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- IGB-TUBS. (1995). *Vorlesungsumdruck - Grundbau, Bodenmechanik, Unterirdisches Bauen - Grundfachstudium*. Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.

- Jaky, I. (1938). *Die klassische Erddrucktheorie mit besonderer Rücksicht auf die Stützwandbewegung*. Abhandlung IVBH, Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau I, Band 5.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellotta, R., & Pasqualini, E. (1988). *New Correlations of Penetration Tests for Design Practice*. Rotterdam, the Netherlands: Proc. Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter ed., Balkema.
- Janssen, H. (1895). *Versuche über Getreidedruck in Silozellen* (Bde. XXXIX, Nr. 35). Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
- Jardine, R., & Chow, F. (1996). *New Design Methods for Offshore Piles*. London, U.K.: MTD Publication 96/103.
- Jardine, R., Chow, F., Overy, R., & Standing, J. (2005). *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. London: Thomas Telford Books.
- Kidane, M. (2015). Errichtung von Offshore Windparks – Vom derzeitigen Wissensstand über Forschung und Genehmigung. *BAW-Kolloquium „Projekte der Geotechnik an Bundeswasserstraßen“* (S. 111-124). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- Kitiyodom, P., Matsumoto, T., Hayashi, M., Kawabata, N., Hashimoto, O., Ohtsuki, M., & Noji, M. (2004). *Experiment on soil plugging of driven open-ended steel pipe piles in sand and its analysis*. Kuala Lumpur, Malaysia: Proc. 7th Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles.
- Klose, C. (2013). *Untersuchungen zur Messgenauigkeit von Totalspannungsgebern*. Braunschweig: Diplomarbeit, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Kolk, H. J., Baaijens, A. E., & Senders, M. (2005c). *Design criteria for pipe piles in silica sands*. Perth, Australia: Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG).
- Kolk, H., Baaijens, A., Shafei, K., & Dakhil, O. (2005b). *Axial load tests on pipe piles in very dense sands at Ras Tanajib*. (T. & Francis, Hrsg.) Perth, Australia: Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG).
- Kooistra, A., Oudhof, J., & Kempers, M. (2008). *Driving fatigue during installation of monopile foundations of the Egmond aan Zee offshore wind farm*. Lissabon, Portugal: 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory in Piles, Science Technology and Practice, J.A. dos Santos.
- Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen. (2008). *Die Küste - Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee* (Bd. Heft 74). Heide i. Holstein: KG, Boyens Medien GmbH & Co.

- Lammertz, P. (2008). *Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden* (Bd. 35). Essen: Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen.
- Lehane, B. (1992). *Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles*. London, UK: Imperial College of Science, Technology and Medicine - University of London.
- Lehane, B., Schneider, J., & Xu, X. (2005). *The UWA-05 Methode for Prediction of Axial Capacity of Driven Piles in Sand*. (T. & Francis, Hrsg.) Perth, Australia: Proceedings of International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG).
- Lesny, K. (2008). *Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen - Werkzeuge für Planung und Bemessung* (Bd. 36). Essen: Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Universität Duisburg-Essen - VGE Verlag GmbH.
- Linder, W. R. (1977). *Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand*. Berlin: Technische Universität Berlin, Institut für Grundbau und Bodenmechanik.
- Lüers, S., & Wallasch, A.-K. (2014). *Status des Offshore-Windenergieausbaus in Deutschland*. Varel: Deutsche WindGuard GmbH.
- Lüking, J. (2010). *Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden* (Bd. 23). Kassel: Schriftenreihe Geotechnik - Universität Kassel.
- Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. United Kingdom: Taylor & Francis Ltd.
- Mahutka, K.-P., & Henke, S. (2009). *Numerische Untersuchungen zur herstellungsbedingten Tragfähigkeit von Pfählen*. Braunschweig: Pfahl-Symposium 2009, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Meyerhof, G. (1974). *Penetration testing outside Europe* (Bd. 2.1). (E. General Report at the European Symposium on Penetration Testing, Hrsg.) Stockholm, Sweden: Balkema Pub., Rotterdam.
- Middendorp, P. (2004). *Thirty years of experience with the wave equation solution based on the method of characteristics*. Kuala Lumpur, Malaysia: 7th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles.
- Mitchell, J., & Durgunoglu, H. (1983). *Cone resistance as measure of sand strength* (Bd. 104(GT7)). United States of America: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, .

- Mortara, G., Mangiola, A., & Ghionna, V. (2007). *Cyclic shear stress degradation and post-cyclic behaviour from sand-steel interface direct shear tests*. Canadian Geotechnical Journal - NRC Research Press, Vol. 44.
- MSL Engineering Limited. (2001). *A study of pile fatigue during driving and in-service and of pile tip integrity, Offshore Technology Report*. Norwich, U.K.: HSE Books - Health & Safety Executive (OTR 2001/018).
- Niazi, F., & Mayne, P. (2010). *Evaluation of EURIPIDES pile load test response from CPT data*. International Journal of Geoengineering Case Histories, Vol. 1, Issue 4.
- Paikowsky, S., Whitman, R., & Baligh, M. (1989). *A New Look at the Phenomenon of Offshore Pile Plugging*. Marine Geotechnology, Volume 8, Issue 3.
- Paul, A., & Walter, F. (2004). *Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen* (Bd. 8). (E. & KG, Hrsg.) Berlin: Bautechnik 81.
- Pile Dynamics, I. (2010). *GRLWEAP 2010 Help*. Cleveland, Ohio, USA: Pile Dynamics, Inc.
- Pregl, O. (1998). *Handbuch der Geotechnik, Band 1*. Wien, Österreich: Eigenverlag des Inst. für Geotechnik der Univ. für Bodenkultur.
- Puech, A., Poulet, D., & Boisard, P. (1990). *A Procedure To Evaluate Pile Drivability in the Difficult Soil Conditions of the Southern Part of the Gulf of Guinea*. Houston, Texas, USA: Offshore Technology Conference (OTC), Document ID: OTC-6237-MS.
- Rausche, F., & Hussein, M. (2000). *Pile driving in calcareous sediments*. Rotterdam: Engineering for Calcareous Sediments, Balkema.
- Rausche, F., & Webster, S. (2007). *Behavior of Cylinder Piles During Pile Installation*. Denver, Colorado, USA: Proceedings from Geo-Denver 2007, New Peaks in Geotechnics, Geotechnical Special Publication No. 158, Contemporary Issues in Deep Foundations.
- Rausche, F., Likins, G., & Klingmüller, O. (2011). *Zur Auswertung dynamischer Messungen an großen offenen Stahlrohrpfählen* (Bd. 94). Braunschweig: Pfahl-Symposium 2011, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Reimann, K., & Grabe, J. (2015). *Zur Modellbildung bei der Schallquellencharakteristik von Offshore-Pfahlrammungen* (Bd. 99). Braunschweig: Pfahlsymposium 2015, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.

- Robertson, P., & Campanella, R. (1988). *Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTu* (Bd. Series 120). Vancouver, Canada: University of British Columbia, Department of Civil Engineering, Soil Mechanics.
- Robertson, P., Woeller, D., & Gillespie, D. (1990). *Evaluation of excess pore pressures and drainage conditions around driven piles using the cone penetration test with pore pressure measurements*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27.
- Rohrig, K., Richts, C., Bofinger, S., Jansen, M., Siefert, M., Pfaffel, S., & Durstewitz, M. (2013). *Energiewirtschaftliche Bedeutung der Offshore-Windenergie für die Energiewende, Kurzfassung*. (A. S. Offshore-Windenergie, Hrsg.) München: Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES).
- Roussel, H. (1979). *Pile Driving Analysis of Large Diameter High Capacity Offshore Pipe Piles*. Department of Civil Engineering, Tulane University, New Orleans.
- Schallert, M. (2010). *Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen* (Bd. 93). Braunschweig: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Schmertmann, J. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design*. Washington D.C., USA: US Department of Transportation, FHWA-TS-78-209.
- Sindowski, K.-H. (1970). *Das Quartär im Untergrund der deutschen Bucht (Nordsee)* (Bd. 21). (H. B. Rau, Hrsg.) Öhringen/Württemberg: Eiszeitalter und Gegenwart: Jahrbuch der Deutschen Quartärvereinigung.
- Smith, E. (1960). *Pile-driving analysis by the wave equation*. New York: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 86, no. SM4.
- Stahlmann, J., & Fischer, J. (2013). *Abschlussbericht des BMU-Förderprojektes "Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore-Gründungsstrukturen"*. Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- Stahlmann, J., Fischer, J., & Middendorp, P. (2012). *Rapid-Load-Tests und dynamische Pfahlprobelastungen – Ein Vergleich*. Mainz: 32. Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).
- Stahlmann, J., Kirsch, F., Schallert, M., Klingmüller, M., & Elmer, K.-H. (2004). *Pfahltests – modern dynamisch und / oder konservativ statisch*. Esslingen: 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen.
- Stevens, R., Wiltsie, E., & Turton, T. (1982). *Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand, and Rock*. Houston, USA: 14th Annual Offshore Technology Conference (OTC4205).

- Streif, H. (1996). *Die Entwicklung des südlichen Nordseebeckens im Quartär - geowissenschaftliche Ausgangsbasis des " EG-Southern North Sea Project"*. (E. S. Verlagsbuchhandlung, Hrsg.) Stuttgart: Geologisches Jahrbuch, Reihe A, Heft 146, Deutsche Beiträge zur Quartärforschung.
- Tasan, H. E. (2011). *Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen*. Berlin: TU Berlin, FG Grundbau und Bodenmechanik - Degebo.
- Toolan, F., & Fox, D. (1977). *Geotechnical planning of piled foundations for offshore platforms* (Bde. Volume 62, Issue 2). London, UK: Proceedings Institution of Civil Engineers (ICE).
- van Mierlo, W., & Koppejan, A. (1952). *Lengte en draagvermogen van heipalen; vaststelling hiervan en enige daarbij verkregen ervaringen (Length and bearing capacity of driven piles. Determination of those parameters and gained experiences)*. (Bouw Nr. 3 Ausg.). the Netherlands.
- Vesic, A. (1970). *Tests on instrumented piles, Ogeechee River site*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 96, No. GT2.
- Voitus van Hamme, G. E., Jansz, J. W., Bomer, H., & Arentsen, D. (1974). Hydroblock and improved piledriving analysis. *De Ingenieur, Vol. 86, Nr. 18*, S. 344-352.
- Wernick, E. (1978). *Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils*. Sydney, Australien: Symposium on Soil Reinforcing and Stabilising Techniques.
- White, D., & Deeks, A. (2007). *Recent research into the behaviour of jacked foundation piles*. Yokosuka, Japan: International Workshop on Recent Advances in Deep Foundations (IWDPF07), Taylor & Francis.
- White, D., & Lehane, B. (2004). *Friction fatigue on displacement piles in sand*. Géotechnique 54, No. 10.
- White, D., Schneider, J., & Lehane, B. (2005). *The influence of effective area ratio on shaft friction of displacement piles in sand*. Perth, Australia: Proceedings of the International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG).
- Wiemann, J., Lesny, K., & Richwien, W. (2002). *Gründung von Offshore-Windenergieanlagen - Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen*. Universität Essen: Glückauf Verlag.
- Witt, K. (2008). *Grundbau - Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 7. Auflage*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Witzel, M. (2004). *Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden* (Bd. 15). Mitteilung des Instituts für Geotechnik und Geohydraulik der Universität Kassel.

- Xu, X., Schneider, J., & Lehane, B. (2005). *Evaluation of end-bearing capacity of open-ended piles driven in sand from CPT data*. (T. & Francis, Hrsg.) Perth, Australia: Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG).

Verwendete Normen und Richtlinien

DIN 4085:2011-05

Baugrund - Berechnung des Erddrucks

DIN 18196:2011-05

Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke

DIN 18125-2:2011-03

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche

DIN 18126:1996-11

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung

DIN 18127:2012-09

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – σ versuch

DIN 18137-3:2002-09

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch

DIN EN ISO 14688-1:2013-12

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung

DIN EN ISO 22476-2:2012-03

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen Teil 2: Rammsondierungen

Verwendete Software

AllWave-PDP, Allnamics, Den Haag, Niederlande

LabView 2011, National Instruments, Texas, USA

MahrCom Professional 2.1, Mahr GmbH, Esslingen, Deutschland

Matlab R2012a, MathWorks, Massachusetts, USA

Microsoft Office 2010, Microsoft, Washington, USA

PDA-W, Pile Dynamics, Ohio, USA

Anhang

Anhang A1 – Lateinische Buchstaben (Symbolverzeichnis)

Formelzeichen	Benennung	Einheit (Beispiele)
a	Beschleunigung	[m/s ²]
A	Querschnittsfläche	[m ²]
A_b	Pfahlfußfläche	[m ²]
C_U	Ungleichförmigkeitszahl	[-]
c'	Kohäsion	[kN/m ²]
c_D	Dehnwellengeschwindigkeit	[m/s]
D	Lagerungsdichte	[-]
D_a	Pfahlaußendurchmesser	[m]
D_i	Pfahlinnendurchmesser	[m]
D_r	Bezogene Lagerungsdichte	[-]
D_x	Horizontaler Abstand	[m]
D_{50}	Mittlerer Korndurchmesser	[mm]
d_{15}	Korndurchmesser bei 15% Massenanteil	[mm]
d_{85}	Korndurchmesser bei 85% Massenanteil	[mm]
e	Eulersche Zahl	[-]
e_0	Anfangsporenzahl	[-]
e_{krit}	Kritische Porenzahl	[-]
$e_{v,h}$	Horizontaler Verdichtungserddruck	[kN/m ²]
E	Elastizitätsmodul	[kN/m ²]
E_i	Kinetische Energie des Rammhammers	[kJ]
E_t	Übertragungsenergie, gemessen am Pfahl	[kJ]
F	Kraft	[kN]
$F_{v,p}$	Pfahlaxiale Linienlast	[kN]
h	Abstand / Höhe	[m]
I_c	Konsistenzzahl	[-]
J_S	Dämpfungsfaktor	[-]
k	Federsteifigkeit	[-]
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]

Formelzeichen	Benennung	Einheit (Beispiele)
K / K_0	Erdruchdruckbeiwert	[-]
K_{pgh}	Erddruckbeiwert im passiven Zustand	[-]
L	Länge des Pfahls	[m]
L_D	Länge der Dehnwelle	[m]
L_M	Länge Modell	[m]
L_O	Länge Original	[m]
L_p	Pfahleinbindetiefe unter GOK / Position Pfahlfuß	[m]
N	Anzahl	[Anz.]
N_{10}	Anzahl der Rammschläge bei 10 cm Eindringung	[Anz.]
N_q	Tragfähigkeitsbeiwert (Pfahlspitzendruck)	[-]
n	Porenanteil	[%]
p_a	Luftdruck / atmosphärischer Druck	[kN/m ²]
r_a	Außenradius des Pfahls	[m]
r_m	Mittlerer Radius des Pfahles	[m]
R_a	Arithmetischer Mittenrauwert	[μ m]
R_b	Fußwiderstand eines Einzelpfahls	[kN]
$R_{b,w}$	Fußwiderstand unterhalb der Pfahlwandung	[kN]
$R_{b,i}$	Fußwiderstand im Bereich der Bodensäule	[kN]
R_c	Druckwiderstand eines Einzelpfahls	[kN]
R_{CLA}	Oberflächenrauheit des Pfahls	[mm]
$R_{c,u}$	Druckwiderstand eines unverspannten Einzelpfahls	[kN]
$R_{c,v}$	Druckwiderstand eines verspannten Einzelpfahls	[kN]
R_{dyn}	dynamischer Bodenwiderstand	[kN]
R_{MT}	Massenträgheit (bei der Pfahlrammung)	[kN]
R_s	Mantelwiderstand eines Einzelpfahls	[kN]
$R_{s,a}$	Äußerer Mantelwiderstand eines Rohrpfahls	[kN]
$R_{s,i}$	Innerer Mantelwiderstand eines Rohrpfahls	[kN]
R_{stat}	statischer Bodenwiderstand	[kN]
R_{tot}	Totalwiderstand / Gesamtwiderstand des Pfahls	[kN]
R^*	Effektives Flächenverhältnis, unverspannter Pfahlfuß	[kN]
S_r	Sättigungszahl	[-]
t / t_{mean}	Blehdickenstärke / Wandstärke des Pfahls	[mm]
t_s	Zeit	[ms]
t_D	Kontaktzeit der Dehnwelle	[ms]
q_b	Pfahlspitzendruck	[kN/m ²]

Formelzeichen	Benennung	Einheit (Beispiele)
q_c	Spitzenwiderstand der Drucksonde	[MN/m ²]
q_{ca}	Äquivalenter Spitzenwiderstand der Drucksonde	[MN/m ²]
q_s	Pfahlmantelreibung	[kN/m ²]
$q_{s,EOD}$	Pfahlmantelreibung am Ende der Rammung	[kN/m ²]
$q_{s,init}$	Initiale Pfahlmantelreibung	[kN/m ²]
$q_{s,max}$	Begrenzungswert der initialen Mantelreibung	[kN/m ²]
$q_{s,res}$	Residuale Pfahlmantelreibung	[kN/m ²]
U	Umfang	
u	Porenwasserdruck	[m]
v	Geschwindigkeit	[m/s]
w	Wassergehalt	[%]
x	Verschiebung	[m]
x_F	Normierte, einheitliche Verschiebung	[m]
y	Prozentualer Verspannungsgrad des Bodens im Pfahl	[%]
Z	Pfahlimpedanz	[-]
z	Tiefe unter GOK (Laufkoordinate)	[m]
z_E	Einflussbereich des Verdichtungserdrucks	[m]
z_p	Tiefe des Verdichtungserdrucks $e_{v,h}$	[m]

Anhang A2 – Griechische Buchstaben (Symbolverzeichnis)

Formelzeichen	Benennung	Einheit (Beispiele)
α	Krümmungszahl / Formfaktor	[-]
β / β_{res}	Tiefenabhängiger Reduktionsfaktor (Pfahllängeneffekt)	[-]
γ	Wichte des feuchten Bodens	[kN/m ³]
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb	[kN/m ³]
γ_w	Wichte des Wassers	[kN/m ³]
δ	Kontaktreibungswinkel zwischen Pfahlwand und Boden	[°]
Δ_D	Inkrementelle Pfahleindringung	[mm]
Δ_L	Inkrementeller Anstieg der Bodensäule im Pfahl	[mm]
Δ_X	Horizontalverschiebung	[mm]
$\Delta_{r,a}$	Radiale Ausdehnung des Pfahls	[mm]
Δ_{σ_n}	Veränderung der Normalspannung	[kN/m ²]
ε	Dehnung	[-]
η_t	Übergangseffizienz	[-]
λ	Maßstabsfaktor	[-]
ν	Querdehnzahl	[-]
ρ	Dichte	[t/m ³]
ρ_s	Korndichte	[t/m ³]
ρ_d	Trockendichte	[t/m ³]
σ_D	Normierte Horizontalspannung	8 - 9
σ_h	Horizontalspannung des erdfeuchten Bodens	[kN/m ²]
$\sigma_{h,0}$	Horizontalspannung im Erdruchdruck	[kN/m ²]
σ'_h	Effektive Horizontalspannung	[kN/m ²]
$\sigma'_{h,0}$	Effektive Horizontalspannung im Erdruchdruck	[kN/m ²]
$\sigma'_{h,max}$	Maximale, auf die Pfahlwandung wirkende effektive Horizontalspannung im Verlauf der Pfahlrammung	[kN/m ²]
$\sigma_{h,total}$	Totalspannung horizontal	[kN/m ²]
$\sigma'_{h,init}$	Effektive Horizontalspannung zum Zeitpunkt Bodenelement = Pfahlfuß	[kN/m ²]
$\sigma'_{h,res}$	Minimalwert / Residualwert der effektiven Horizontalspannung	[kN/m ²]
$\sigma_{h,Verdichtung}$	Horizontalspannungen bei Verdichtungserddruck	[kN/m ²]
σ_n	Normalspannung	[kN/m ²]
σ_v	Vertikalspannung des erdfeuchten Bodens	[kN/m ²]
σ'_v	Effektive Vertikalspannung	[kN/m ²]
σ'_{v0}	Effektive Vertikalspannung im Erdruchdruck	[kN/m ²]
$\sigma_{v,tot}$	Totalspannung vertikal	[kN/m ²]

Anhang

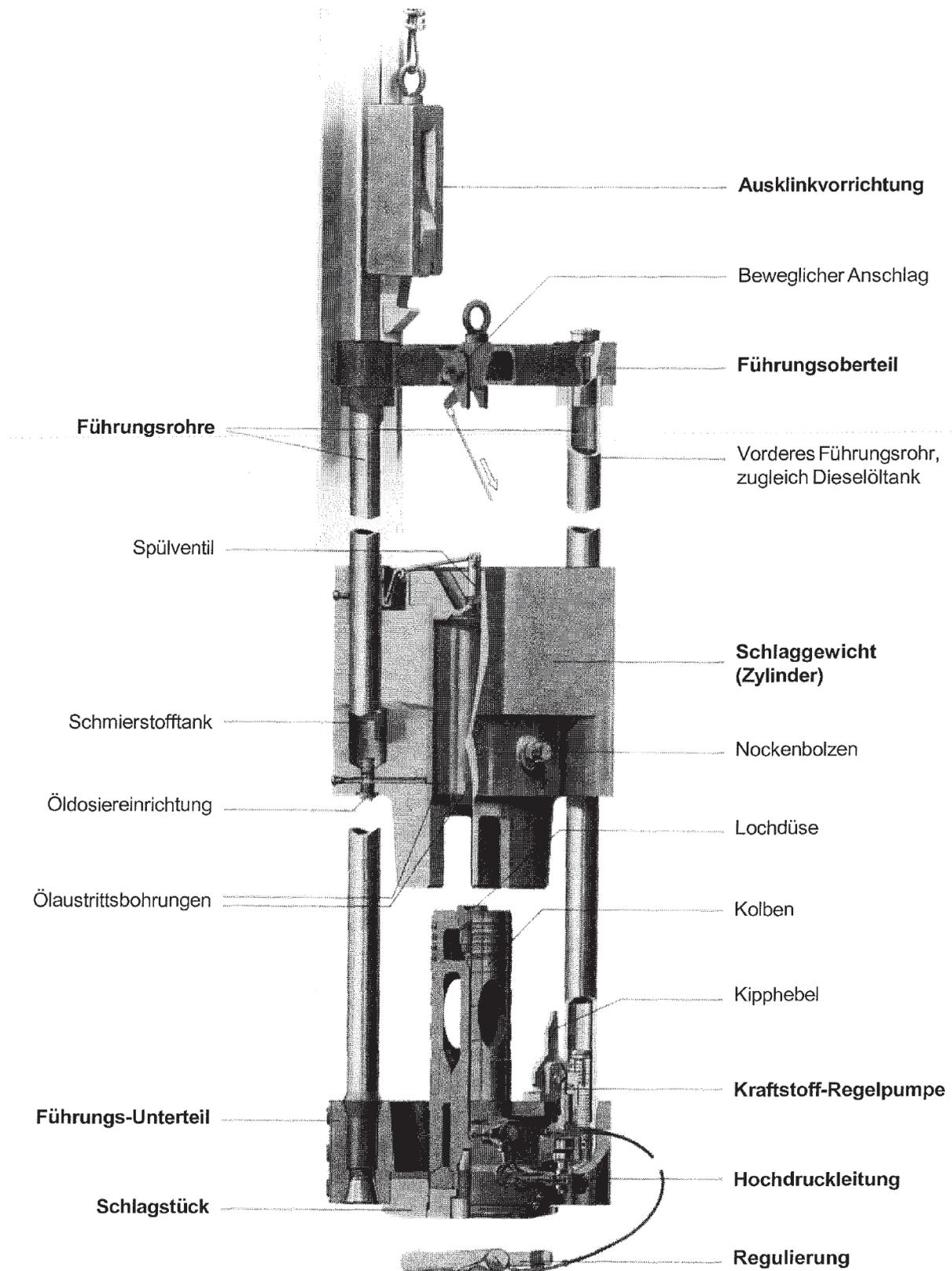
Formelzeichen	Benennung	Einheit (Beispiele)
σ_r	Radialspannung (normal zur Gleitfläche)	[kN/m ²]
τ_s	Schubspannung am Pfahlmantel	[kN/m ²]
τ_r	Restscherfestigkeit	[kN/m ²]
φ'	Reibungswinkel im Bruchzustand	[°]

Anhang A3 - Verwendete Abkürzungen

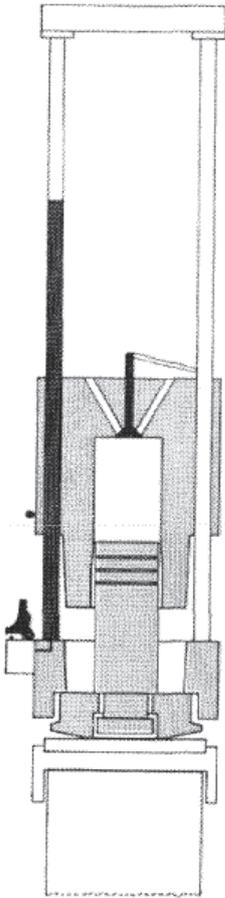
Abkürzung	Bedeutung
API	American Petroleum Institute
AWZ	Ausschließliche Wirtschaftszone
BMU	Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
CLA	Oberflächenrauheit (center line average)
CNL	Konstante Normalspannung (constant normal load)
CNS	Konstante Normalsteifigkeit (constant normal stiffness)
CPT	Cone Penetration Test / Drucksondierung
CPTu	Drucksondierung mit Messung des Porenwasserdrucks
CUR	Centre for Civil Engineering Research and Codes
DMS	Dehnungsmessstreifen
EDS	Erddrucksensor
EF	Erdfeucht
EOD	Ende der Rammung (end of driving)
FFR	Finaler Füllungsgrad (final filling ratio)
FKZ	Forschungskennziffer
GOK	Geländeoberkante
GPDN	Geopotential Deutsche Nordsee
HS	Horizontalspannung
IFR	Inkrementeller Füllungsgrad (incremental filling ratio)
IGB-TUBS	Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
KMD	Kraftmessdose
LBEG	Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie
NIBIS	Niedersächsisches Bodeninformationssystem
OCR	Überkonsolidationsgrad (overconsolidation ratio)
OK	Oberkante
OWEA	Offshore-Windenergieanlage
OWP	Offshore Windpark
PDA/PAK	Pile Driving Analyzer (Messsystem zur Erfassung von Dehnung und Beschleunigung bei einem Rammschlag)
PWD	Porenwasserdruck
SE	Enggestufter Sand
SLT	Statische Probelastung (static load test)
SRD	Statischer Widerstand während der Rammung (static resistance to driving)

Abkürzung	Bedeutung
TOK	Trogoberkante
TS	Tangentialspannung
TUBS	Technische Universität Braunschweig
TUM	Tiefe unter Meeresboden
USB	Universal Serial Bus
VS	Vertikalspannung
WG	Wassergesättigt
WSL	Widerstands-Setzungs-Linie

Anhang B1 - Modellhammer Delmag D2

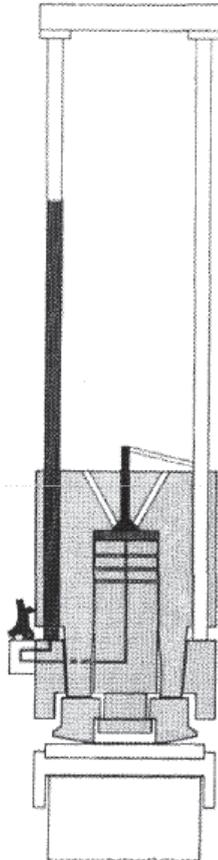


Arbeitsweise der Dieseltären DELMAG-D 2 und DELMAG-D 4



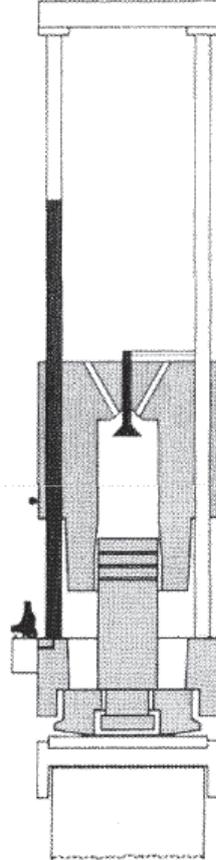
1. Freier Fall und Kompression

Das freifallende, unten offene Schlaggewicht (Zylinder) stülpt sich im letzten Falldrittel über den stationären Kolben. Die eingeschlossene Luft im Schlaggewicht wird zunehmend komprimiert und drückt das Schlagstück samt Schlaghaube fest auf das Rammgut auf (Vorspannung des Rammgutes).



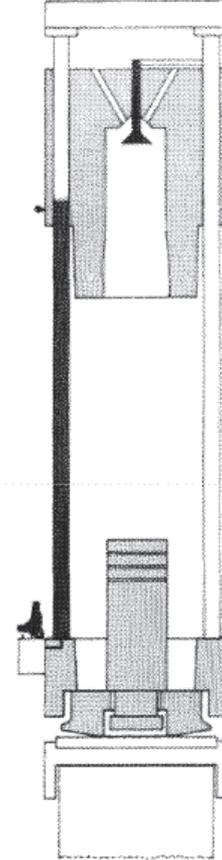
2. Schlag + Explosion

Kurz vor dem Aufprall des Schlaggewichtes wird Dieselöl in die hochkomprimierte Luft eingespritzt. Die Explosion und der Schlag des Schlaggewichtes treiben das Rammgut in den Boden ein, während ein Teil der Explosionsenergie das Schlaggewicht wieder hochwirft.



3. Auspuff

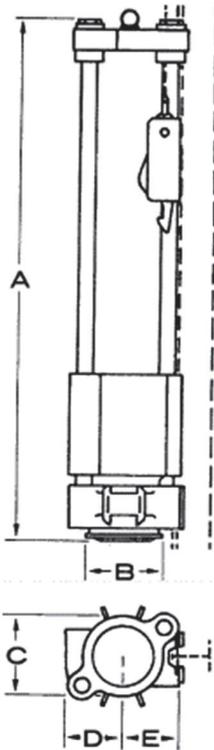
Beim Abheben vom Kolben öffnet sich im hochfliegenden Schlaggewicht oben das Spülventil. Die hochgespannten Verbrennungsgase können zunächst nach oben und dann durch den Luftzug nach unten ausgepufft werden.



4. Spülung

Beim freien Fall des Schlaggewichtes ist das Spülventil zunächst geöffnet, wobei die von unten durchströmende Frischluft zur gründlichen Spülung und Kühlung des Schlaggewichtes ausgenützt wird. Im letzten Falldrittel schließt das Spülventil den Verbrennungsraum zu einem neuen Arbeitsspiel wieder ab.

Technische Daten

DELMAG**Abmessungen (in mm)**

Dieselramme DELMAG-D 2:	Dieselramme DELMAG-D 4:
A = 2050	A = 2380
B = Ø 275	B = Ø 310
C = 300	C = 340
D = 205	D = 213
E = 190	E = 220

Lieferumfang:

- 1 Führungs-Oberteil, kpl.
- 1 Satz Führungsrohre, kpl.
- 1 Schlaggewicht (Zylinder) kpl.
- 1 Führungs-Unterteil, kpl.
- 1 Schlagstück, kpl.
- 1 Kraftstoff-Regelpumpe, kpl.
- 1 Hochdruckleitung, kpl.
- 1 Regulierung, kpl.
- 1 Transportschlitten, kpl.
- 1 Ausklinkvorrichtung, kpl.
- 1 Werkzeugkasten, kpl.
- 1 Betriebsanweisung mit Ersatzteilliste

Technische Daten	D 2	D 4
Schlaggewicht	220 kg	380 kg
Energie pro Schlag	120-250 mkg	225-500 mkg
Sprunghöhe, regelbar	60-130 cm	80-155 cm
Schlagzahl	60-70 /min	50-60 /min
Explosionsdruck auf das Rammgut, max.	11300 kg	20100 kg
Zulässige Schrägrammungen: nach vorne und nach hinten	1:3 (18° 25')	1:3 (18° 25')
Dieselöl-Verbrauch, ca.	0,5l/h	0,8l/h
Schmierstoff-Verbrauch, ca.	0,1l/h	0,1l/h
Fassungsvermögen (Dieselöltank)	2,5l	3,5l
Fassungsvermögen (Schmierstofftank)	0,8l	0,8l
Arbeitsgewicht: (Dieselbär + Führungsbacken + Ausklinkvorrichtung) ca.	360 kg	620 kg
Gewicht Ausklinkvorrichtung	25 kg	25 kg
Gewicht Transportschlitten	48 kg	60 kg
Gewicht Werkzeugkasten	27 kg	30 kg
Versandgewicht	460 kg	735 kg

Alle Angaben und Abbildungen entsprechen dem Stand zur Zeit der Drucklegung. Änderungen vorbehalten!

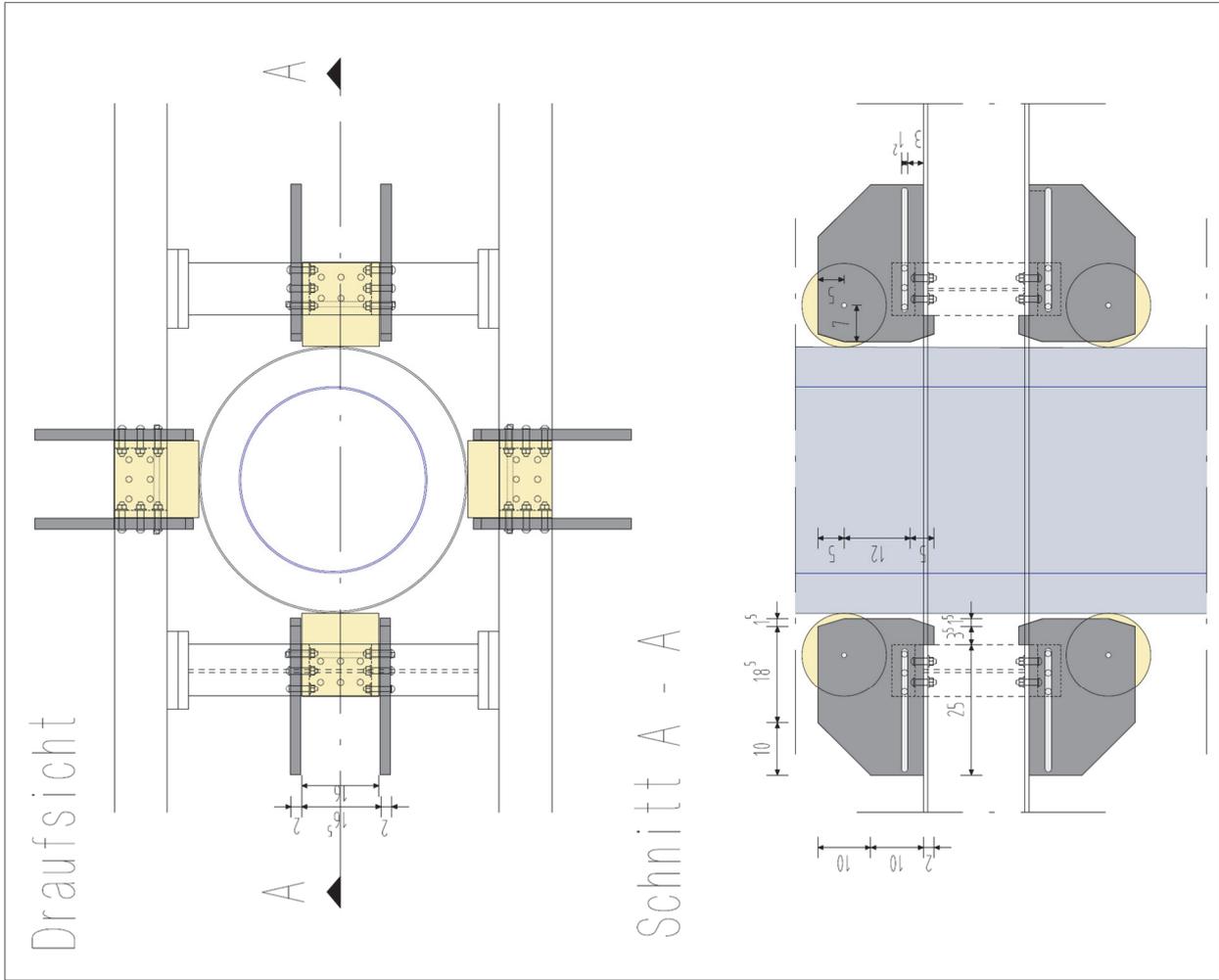
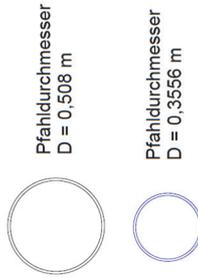
BA - 52236 - D - D2D4 - D2D4xxx.PM6 - 19980624

Anhang B2 - Pfahlführungskonstruktion

Legende:

Rollenhalter:

- Die Rollenhalter dienen zur Führung und Ausrichtung des zu rammenden Pfahls
- Die Abmessungen der Führungsbacken sind der Zeichnung zu entnehmen. Weiterhin sollen die Führungsbacken horizontal verschieblich sein (Schlitz für Schrauben M12). Über drei Feststellschrauben auf jeder Seite werden die Backen mit dem U-Profil (160 mm) verbunden.
- Die Führungsbacken enthalten Bohrungen für die Aufnahme eine M10 Gewindestange zur Lagerung der Kunststoffrolle (R=8,0 cm). Der vertikale Abstand der Rollenachsen beträgt 50 cm.



BAUHERR:	TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
VORABEN:	BEETHOVENSTRASSE 51 B, 38106 BRAUNSCHWEIG
GEZ. To	Detail - Haltekonstruktion
GEPR.	M 1:5 ANLAGE NR.1 BLATT 600 mm / 480 mm BLATT NR.2



Legende:

Längsträger

- Mittelbreiter L-Träger mit parallelen Flanschflächen Formstahl IPE nach DIN 1025-5 / DIN EN 10 034
- Höhe 200 mm
- Flanschdicke 8,5 mm
- Breite 100 mm
- Stegdicke 5,6 mm
- Länge 3,82 m (an den Rändern 10° abgewinkelt)
- Kopfplatten 300 / 150 / 20 mm mit 6 Bohrungen für Schrauben M12

- An den Längsträgern werden Kopfplatten (300/150/20 mm) für die Befestigung der Einbausand- und Stahlträger mit einem Abstand untereinander von 0,73 m (Achsabstand) angeschweißt und plan abgeschliffen.

- Anschlussplatte Trogrand 800 / 150 / 20 mm mit 14 Bohrungen für Schrauben M12
- Flansch 100 / 150 / 20 mm sowie 2 Bohrungen für Schrauben M12

Querträger

- Mittelbreiter L-Träger mit parallelen Flanschflächen Formstahl IPE nach DIN 1025-5 / DIN EN 10 034

- Höhe 200 mm
- Flanschdicke 8,5 mm
- Breite 100 mm
- Stegdicke 5,6 mm
- Länge 0,55 m
- Kopfplatten 300 / 150 / 20 mm mit 6 Bohrungen für Schrauben M12

- Trogrand d = 1 cm

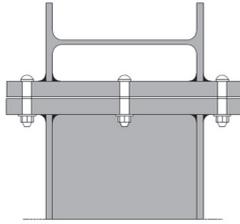
- Einbausand

- Stahlträger

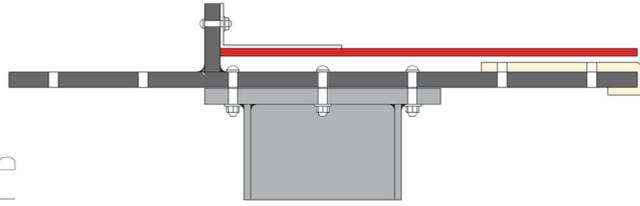
- Pfahldurchmesser D = 0,508 m

- Pfahldurchmesser D = 0,356 m

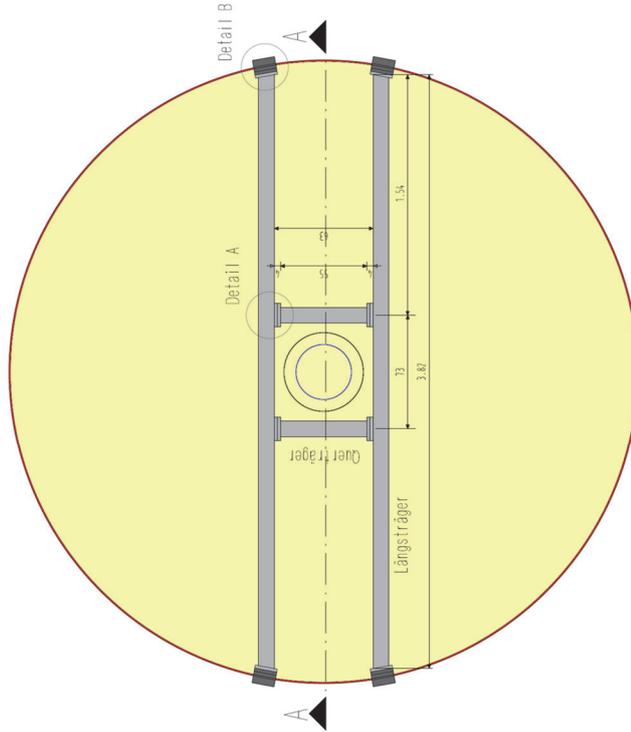
Detail A



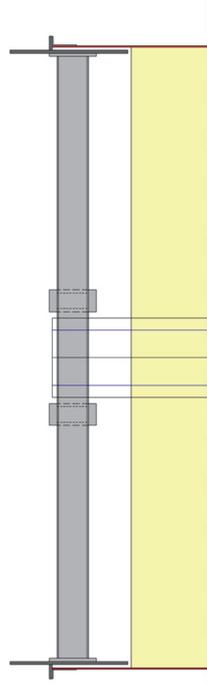
Detail B



Draufsicht



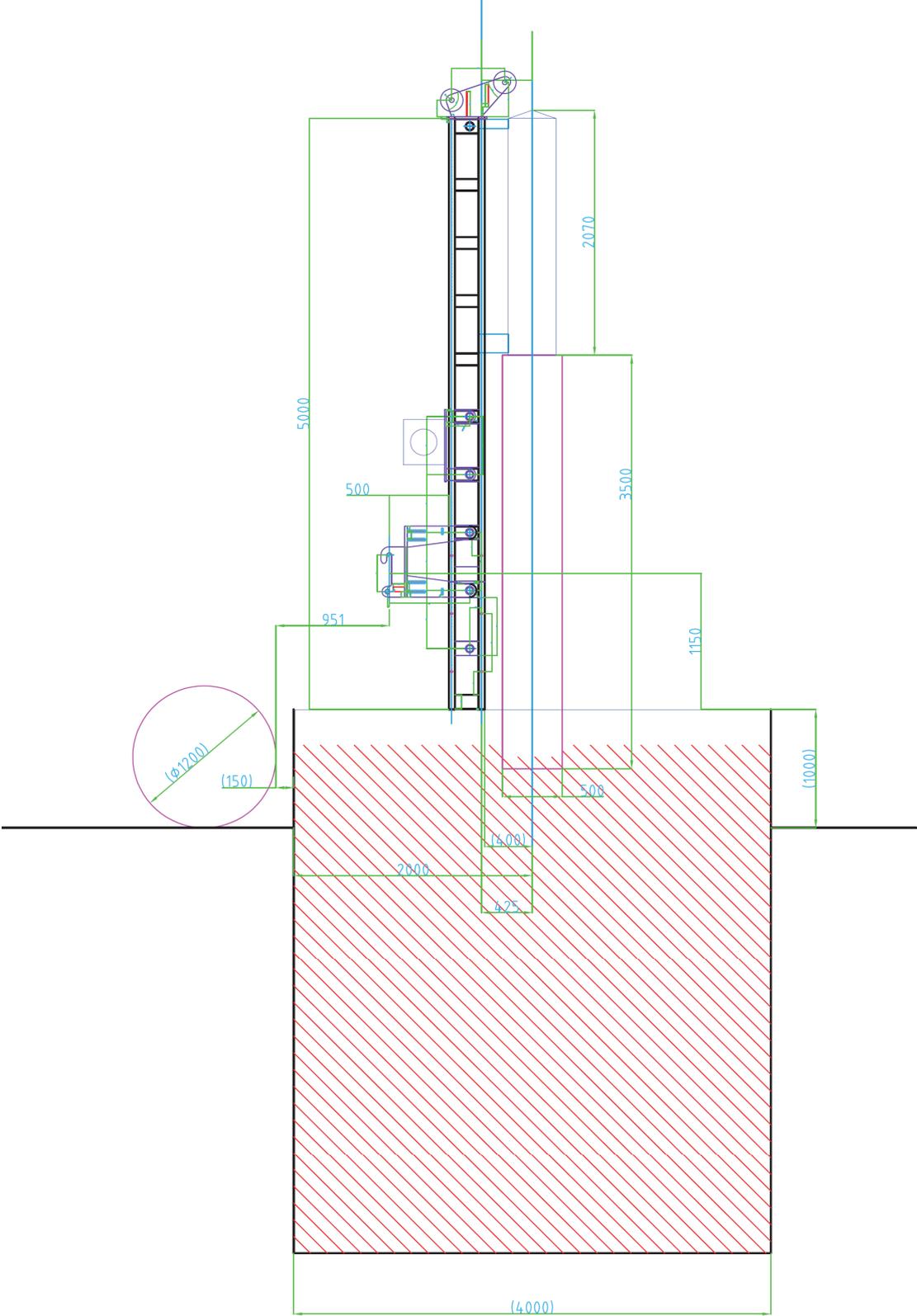
Schnitt A - A



BAUHERR:	INSTITUT FÜR UNIVERSITÄT UND BAUINGENIEURWESEN
VORHABEN:	RETROROSTRAßE FÜR DIE BRUNNENSTADT
PROJEKTANT:	DR. rer. oec. G. H. H. H. H.
DETAIL:	Großversuch - Pfahlrammung
MAßSTAB:	M 1:10
DATEI:	DATEI: 25.10.2010 10:00
DRUCK:	DRUCK: 25.10.2010 10:00



Anhang B3 - Mäkler



Anhang C1 - Ergebnisse Versuch 1

Boden: erdfeucht
 Einbau: lagenweise, nicht verdichtet
 Pfahl: Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
 Einbindetiefe: 2,5 m am Ende der Rammung
 Rammdauer: 0:56 Minuten
 Schläge gesamt: 67

Versuch 1 (Schlagrammung)

nicht verdichtet - erdfeucht

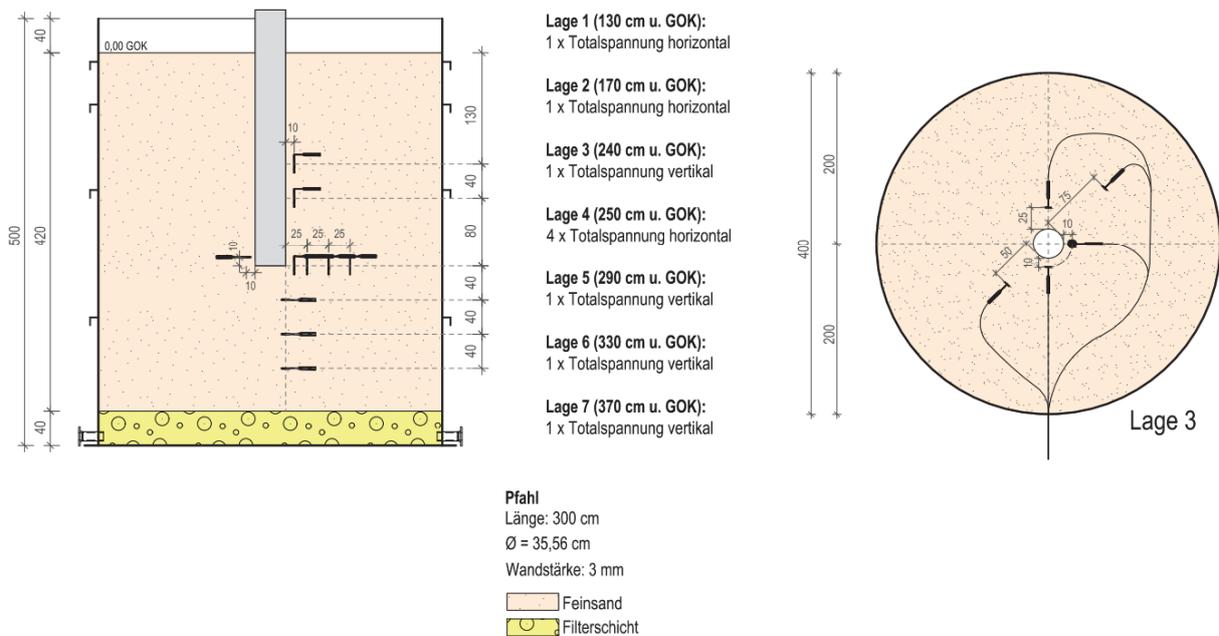


Bild C 3.1: Messgeberkonfiguration Versuch 1

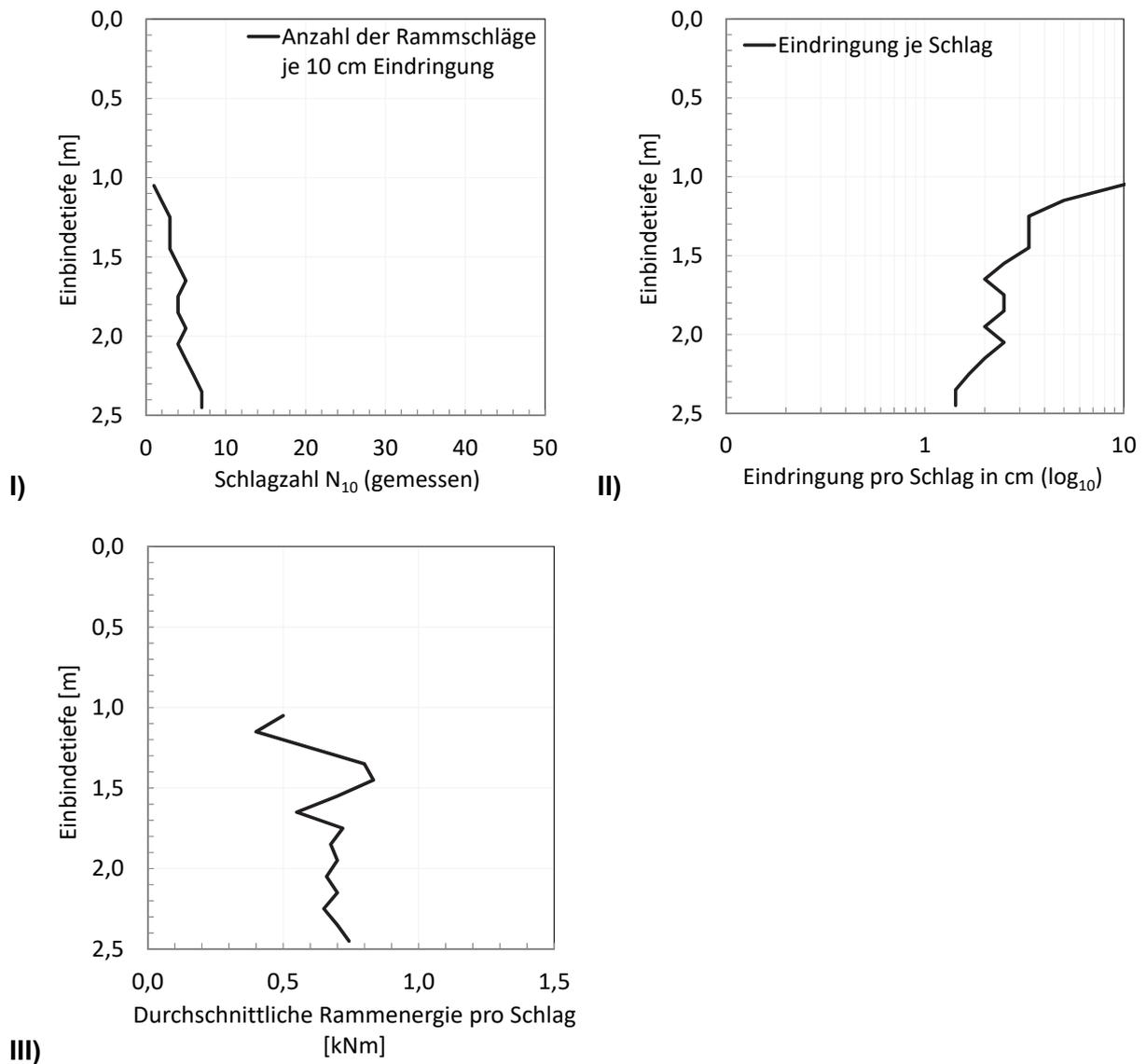


Bild C 3.2: Auswertung der Rammung, Versuch 1

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

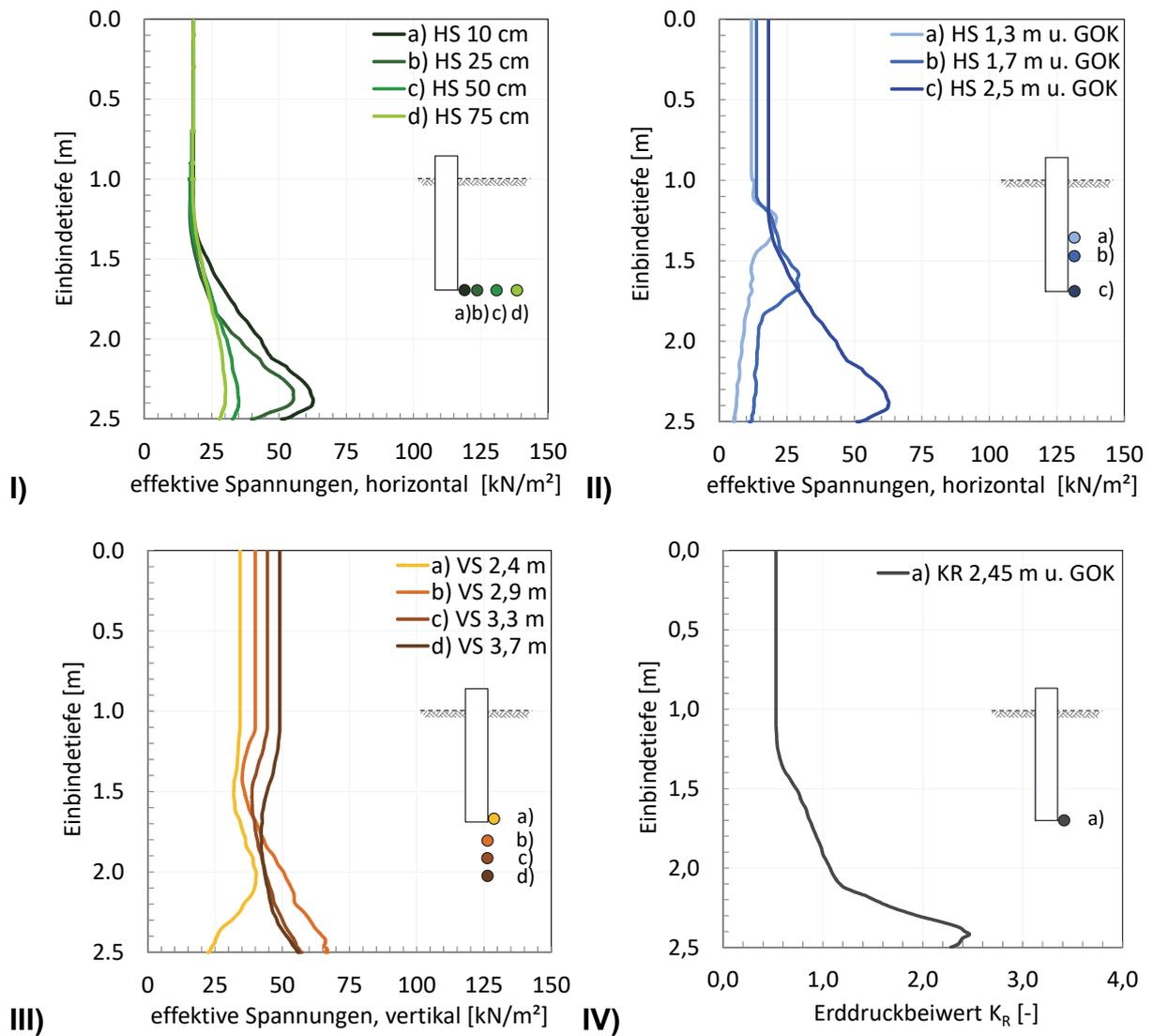


Bild C 3.3: Spannungsveränderung während der Pfahlinstallation, Versuch 1
 I) HS 2,50 m unter GOK; II) HS, 10 cm von Pfahlwand; III) VS, 10 cm von Pfahlwand bzw. unter Pfahlwand; IV) Erddruckbeiwert K_R

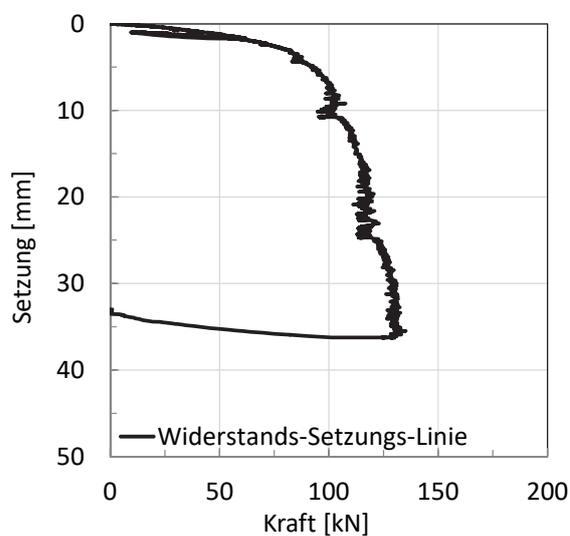


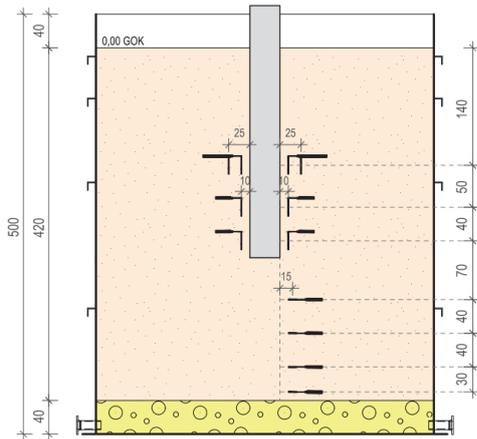
Bild C 3.4: Statische Probelastung Versuch 1

Anhang C2 - Ergebnisse Versuch 2

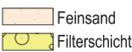
Boden: erdfeucht
 Einbau: lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
 Pfahl: Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
 Einbindetiefe: 2,5 m am Ende der Rammung
 Rammdauer: 8:59 Minuten
 Schläge gesamt: 624

Versuch 2 (Schlagammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - erdfeucht



- Lage 1 (140 cm u. GOK):**
4 x Totalspannung horizontal
- Lage 2 (190 cm u. GOK):**
2 x Totalspannung horizontal
- Lage 3 (230 cm u. GOK):**
2 x Totalspannung horizontal
- Lage 4 (300 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
- Lage 5 (340 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
- Lage 6 (380 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
- Lage 7 (410 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal

Pfahl
 Länge: 300 cm
 Ø = 35,56 cm
 Wandstärke: 3 mm


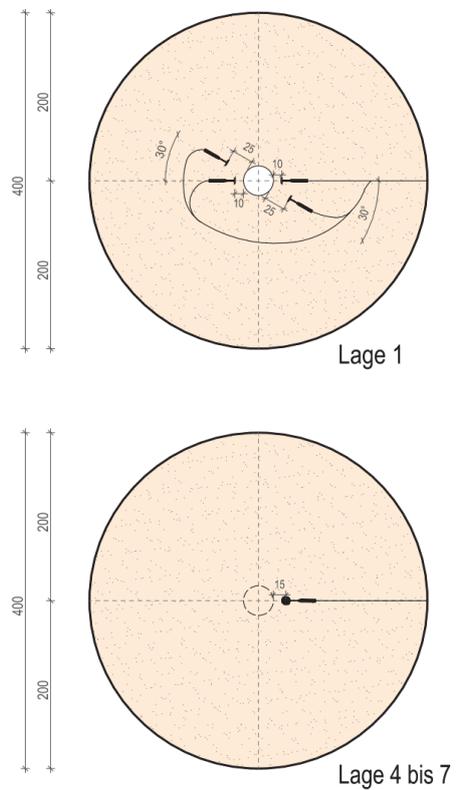


Bild C 2.1: Messgeberkonfiguration Versuch 2

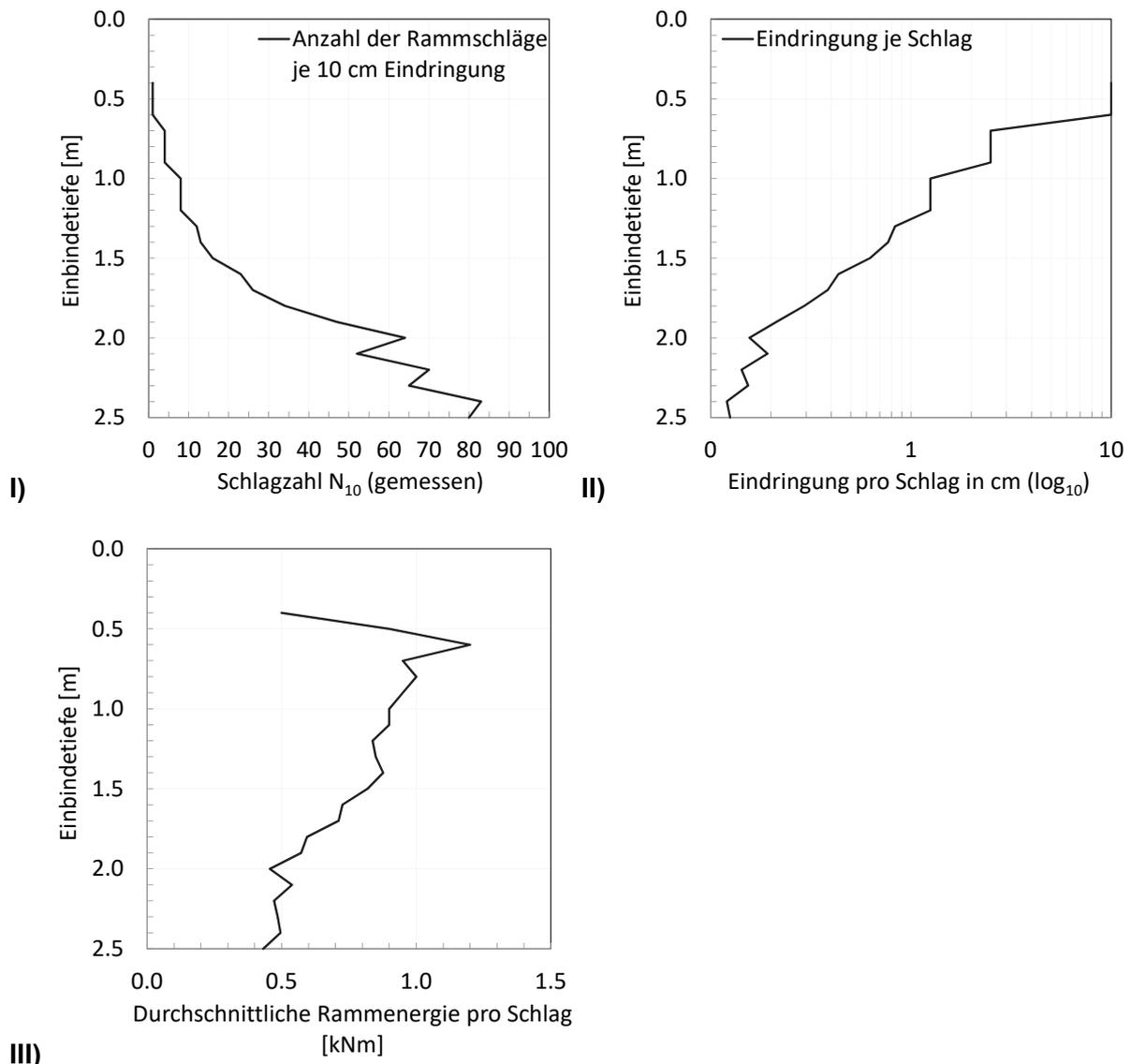


Bild C 2.2: Auswertung der Rammung, Versuch 2

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag
- III) Durchschnittliche Rammenergie während der Rammung

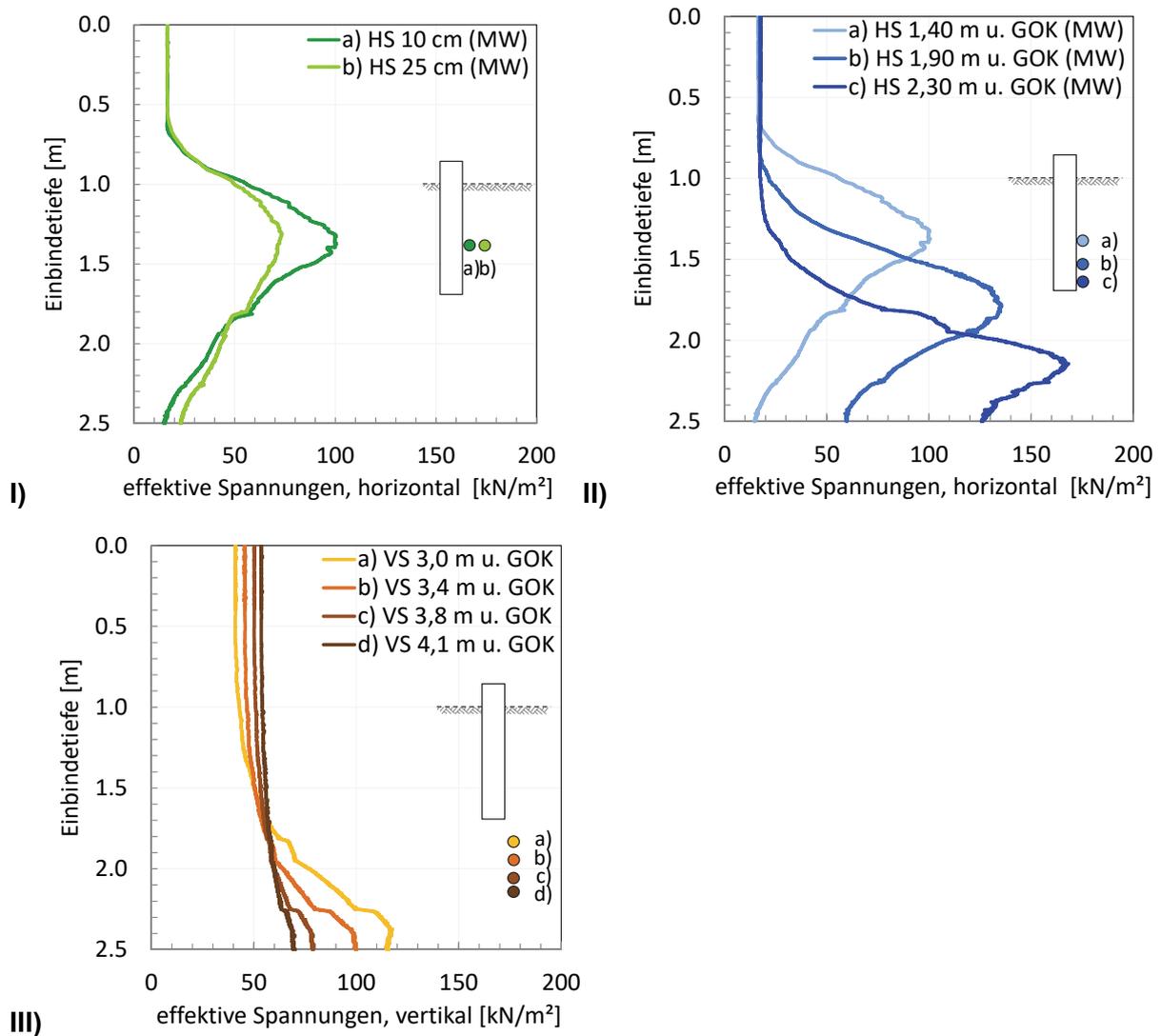


Bild C.2.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 2
I) HS 1,40 m unter GOK; **II)** HS, 10 cm von Pfahlwand; **III)** VS, 15 cm von Pfahlwand (unterhalb des Pfahlfußes)

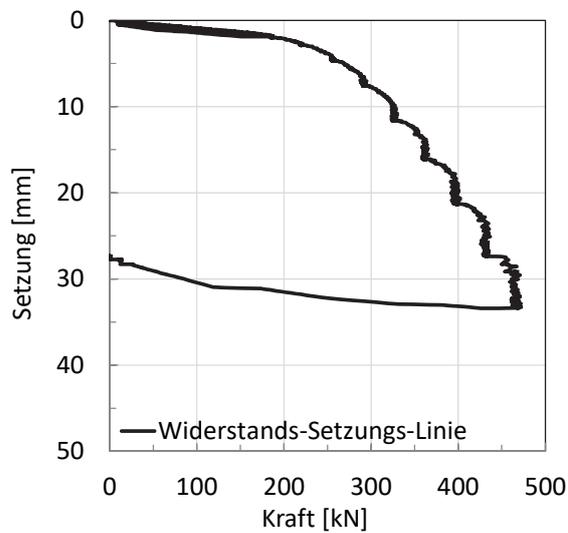


Bild C 2.4: Statische Probelastung Versuch 2

Anhang C3 - Ergebnisse Versuch 3

Boden:	erdfeucht
Einbau:	lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
Pfahl:	Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	4:00 Minuten
Schläge gesamt:	261

Versuch 3 (Schlagrammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - erdfeucht

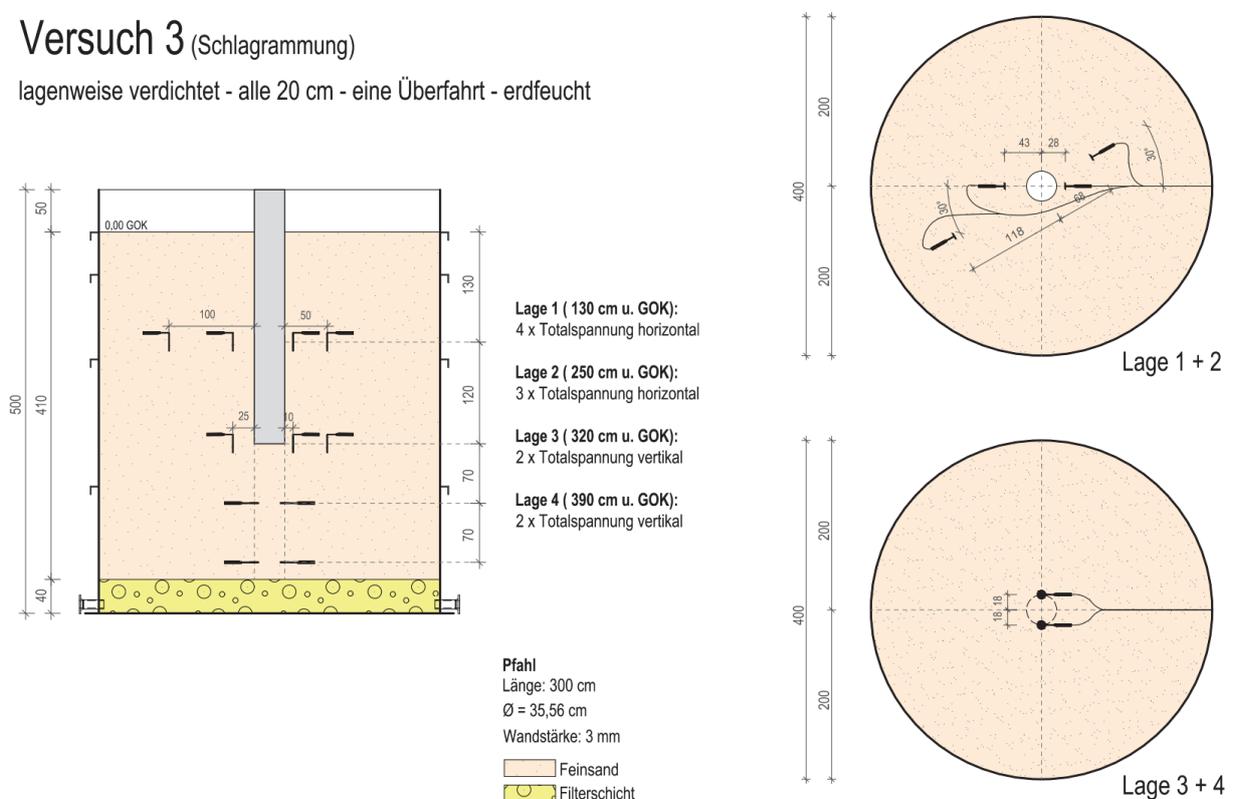


Bild C 3.1: Messgeberkonfiguration Versuch 3

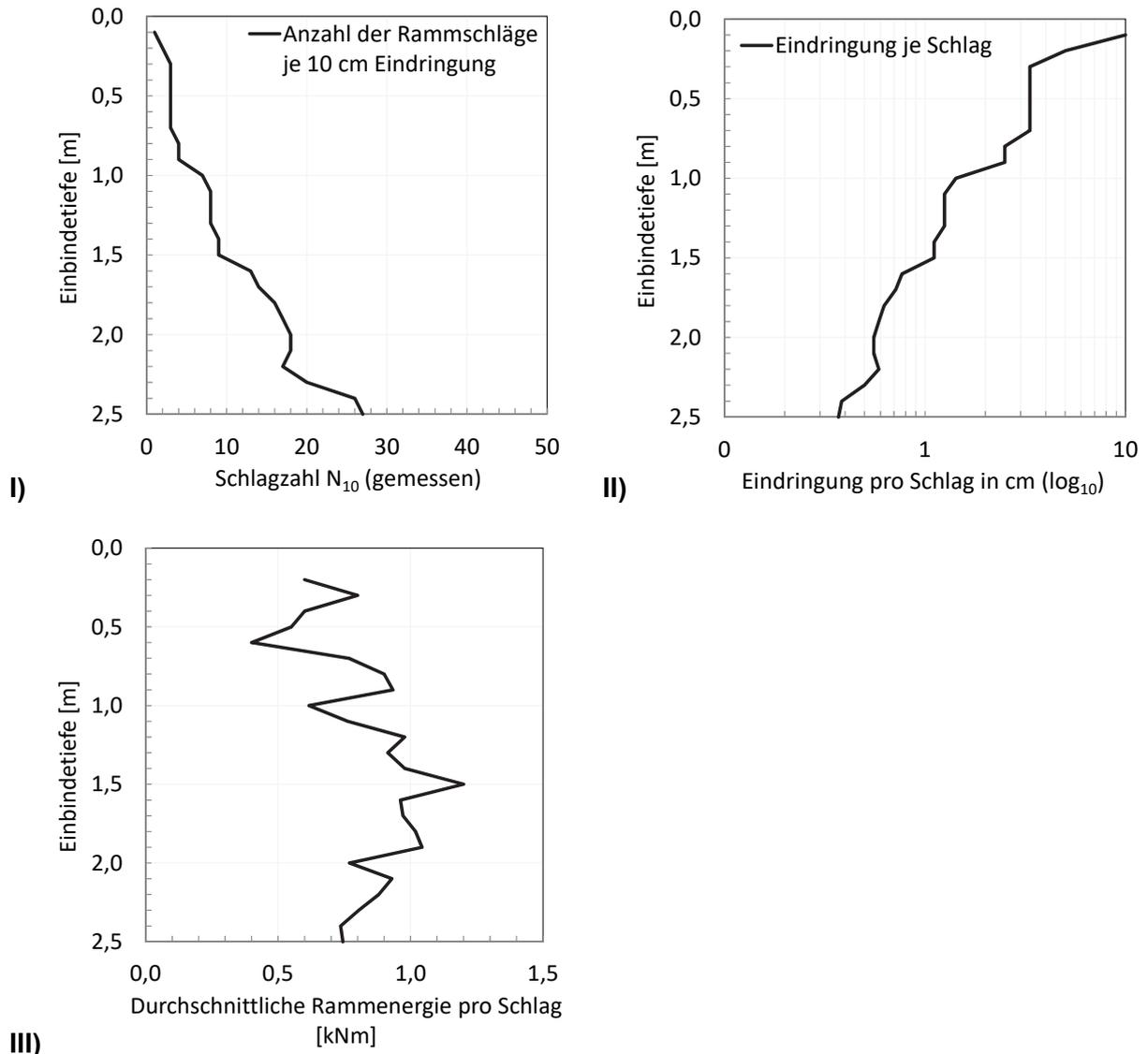


Bild C 3.2: Auswertung der Rammung, Versuch 3

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

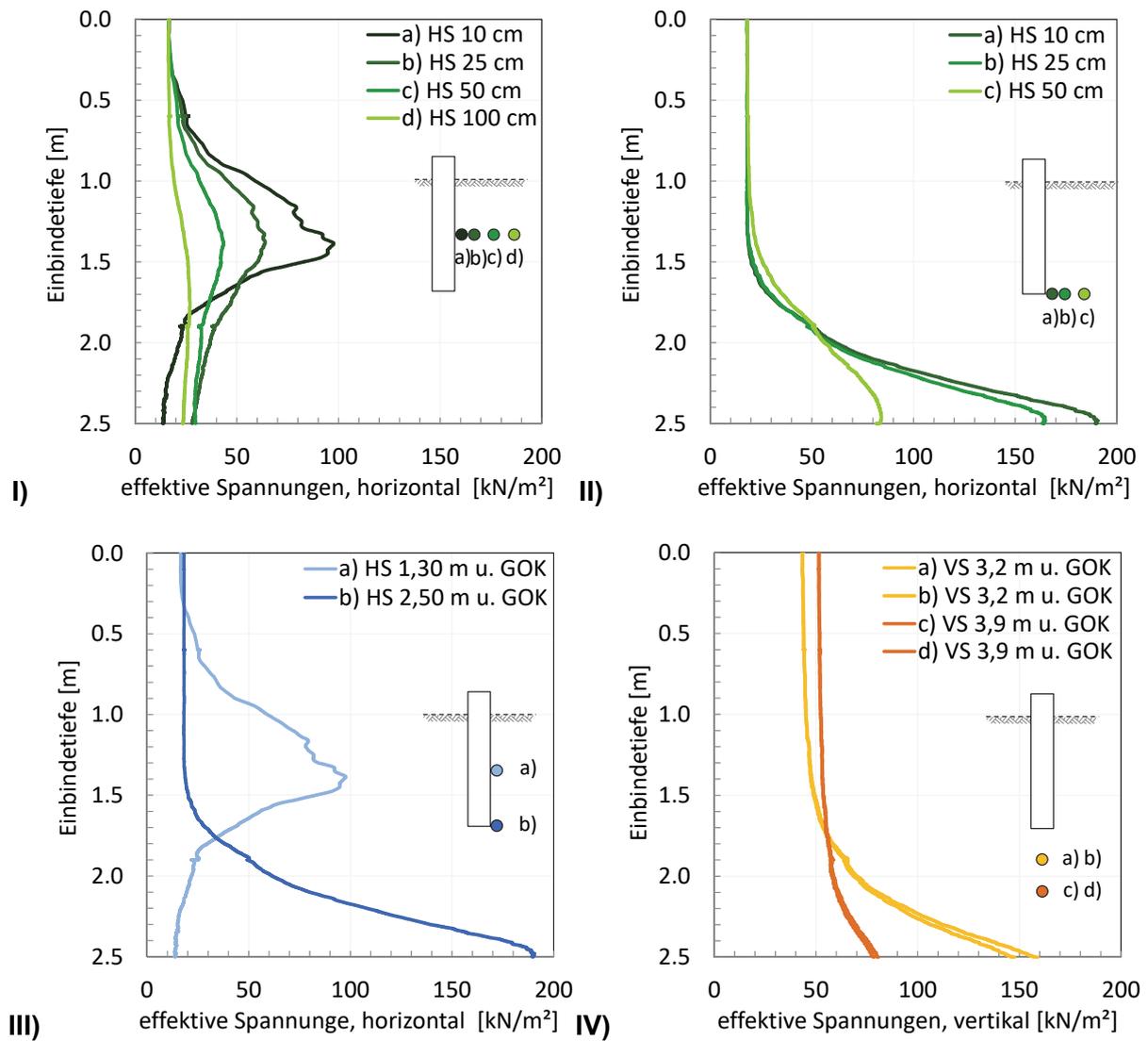


Bild C 3.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 3
I) HS 1,30 m unter GOK; **II)** HS 2,50 m unter GOK, **III)** HS 10 cm von Pfahlwand
IV) VS in Pfahlachse, unter Pfahlfuß

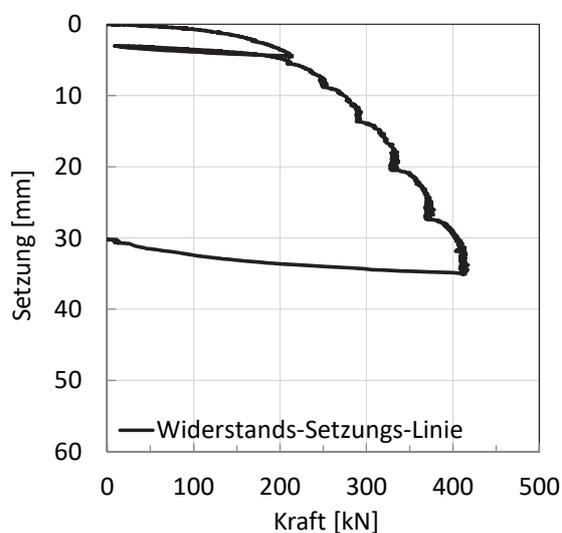


Bild C 3.4: Statische Probelastung Versuch 3

Anhang C4 - Ergebnisse Versuch 4

Boden: erdfeucht
 Einbau: lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
 Pfahl: Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
 Einbindetiefe: 2,5 m am Ende der Rammung
 Rammdauer: 7:02 Minuten
 Schläge gesamt: 464

Versuch 4 (Schlagammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - erdfeucht

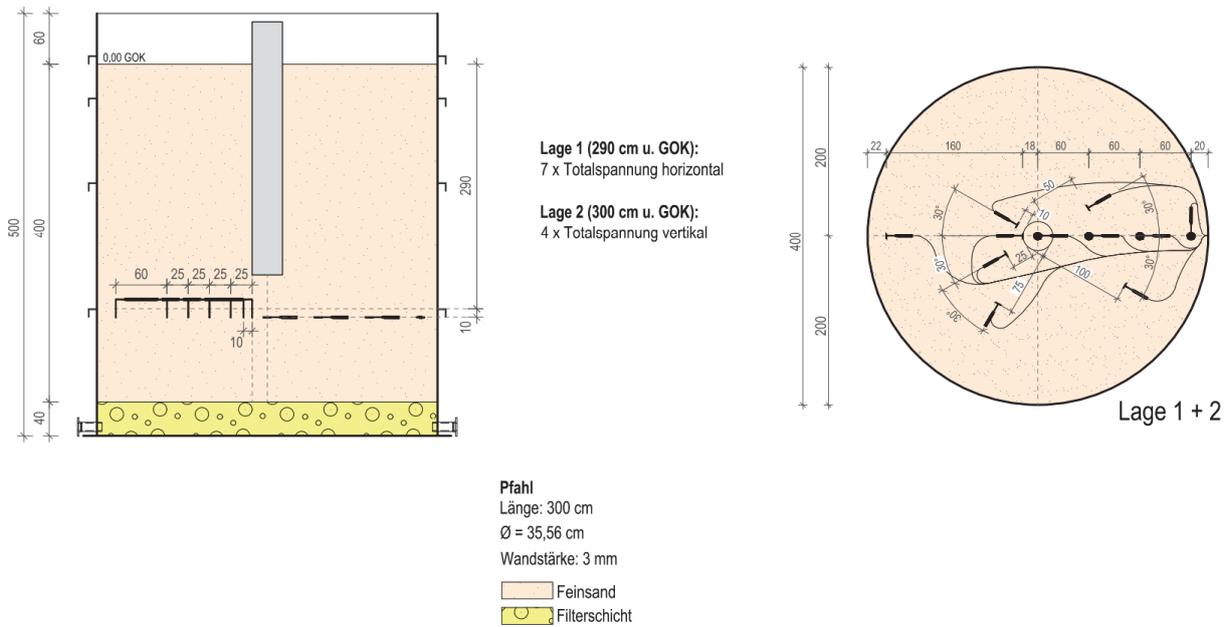


Bild C 4.1: Messgeberkonfiguration Versuch 4

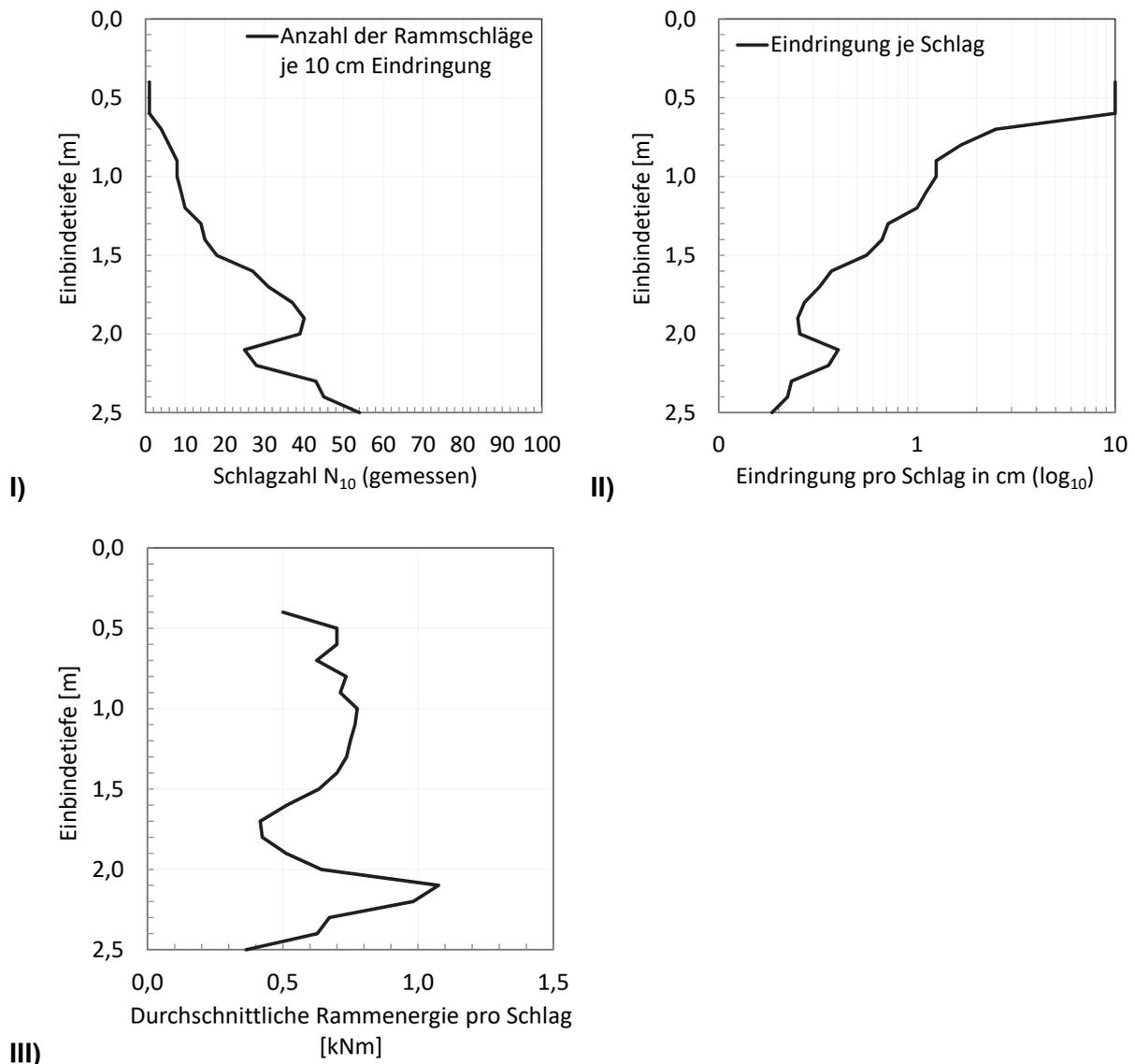


Bild C 4.2: Auswertung der Rammung, Versuch 4

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

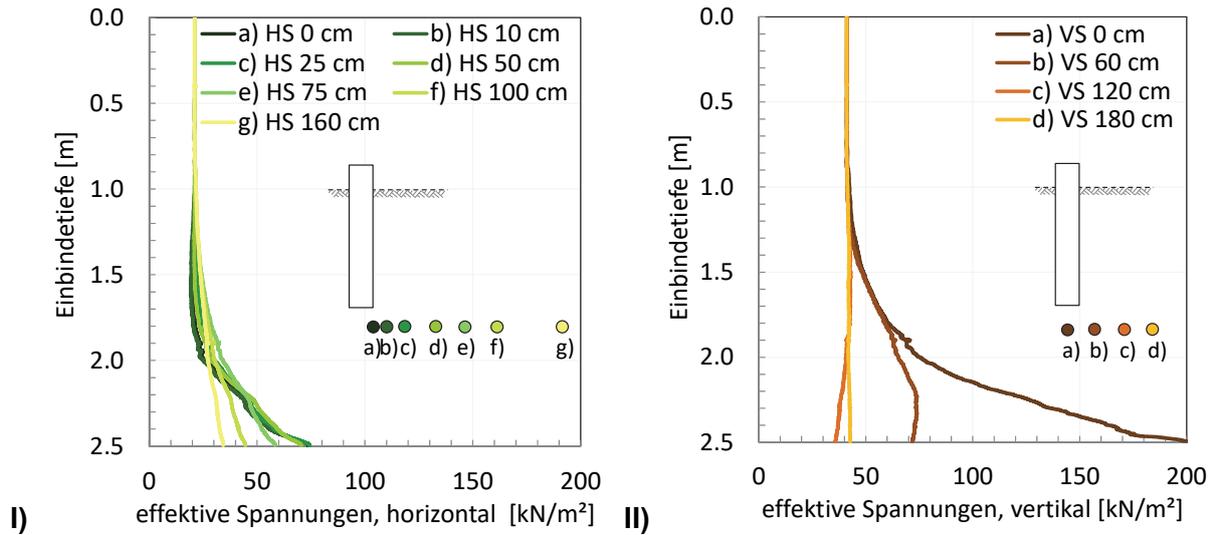


Bild C 4.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 4
I) HS 2,90 m unter GOK, Abstand von Pfahlwandachse; **II)** VS 3,00 m unter GOK, Abstand von Pfahlachse

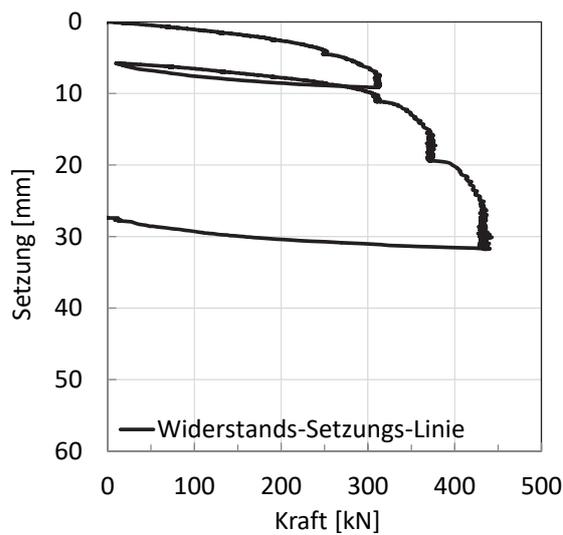


Bild C 4.4: Statische Probelastung Versuch 4

Anhang C5 - Ergebnisse Versuch 5

Boden:	erdfeucht
Einbau:	lagenweise, alle 20 cm, fünf Überfahrten mit der Rüttelplatte
Pfahl:	Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	ca. 240 Minuten (Rammhammer defekt, Schläge ohne Zündung)
Schläge gesamt:	409

Versuch 5 (Schlagrammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - erdfeucht

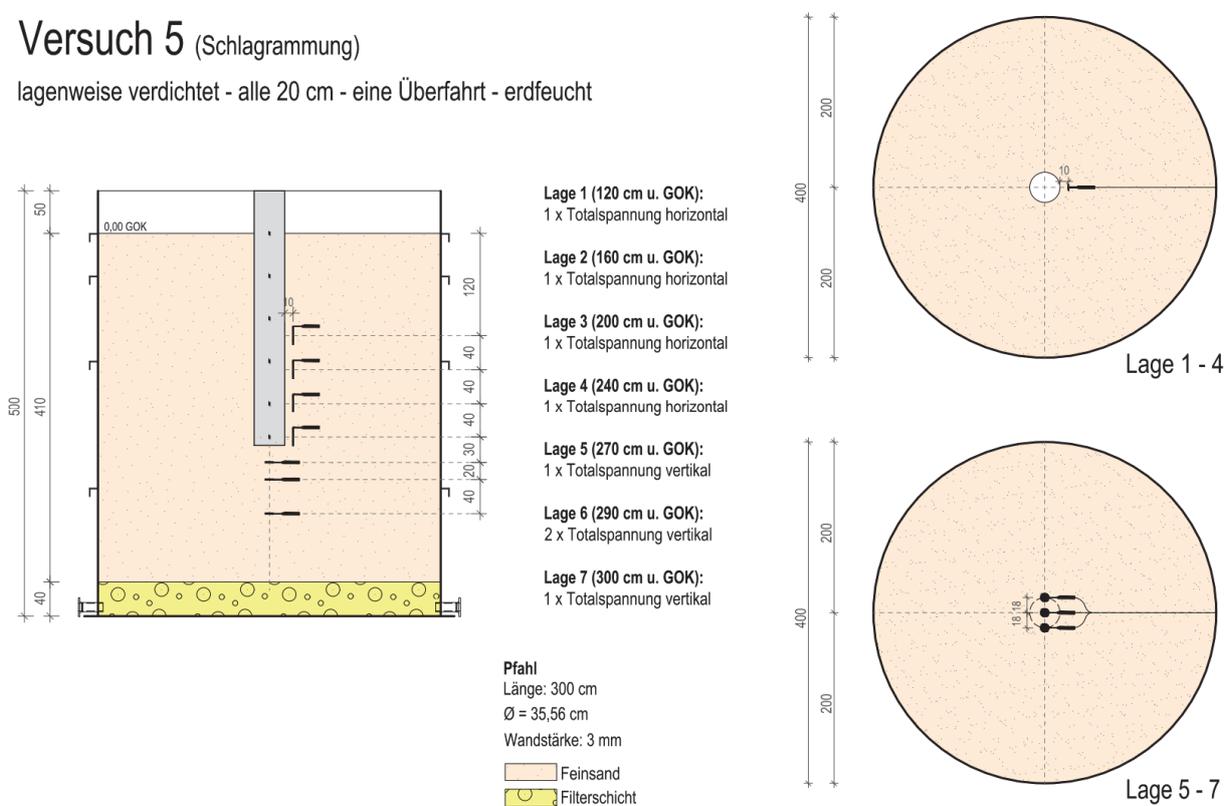


Bild C 5.1: Messgeberkonfiguration Versuch 5

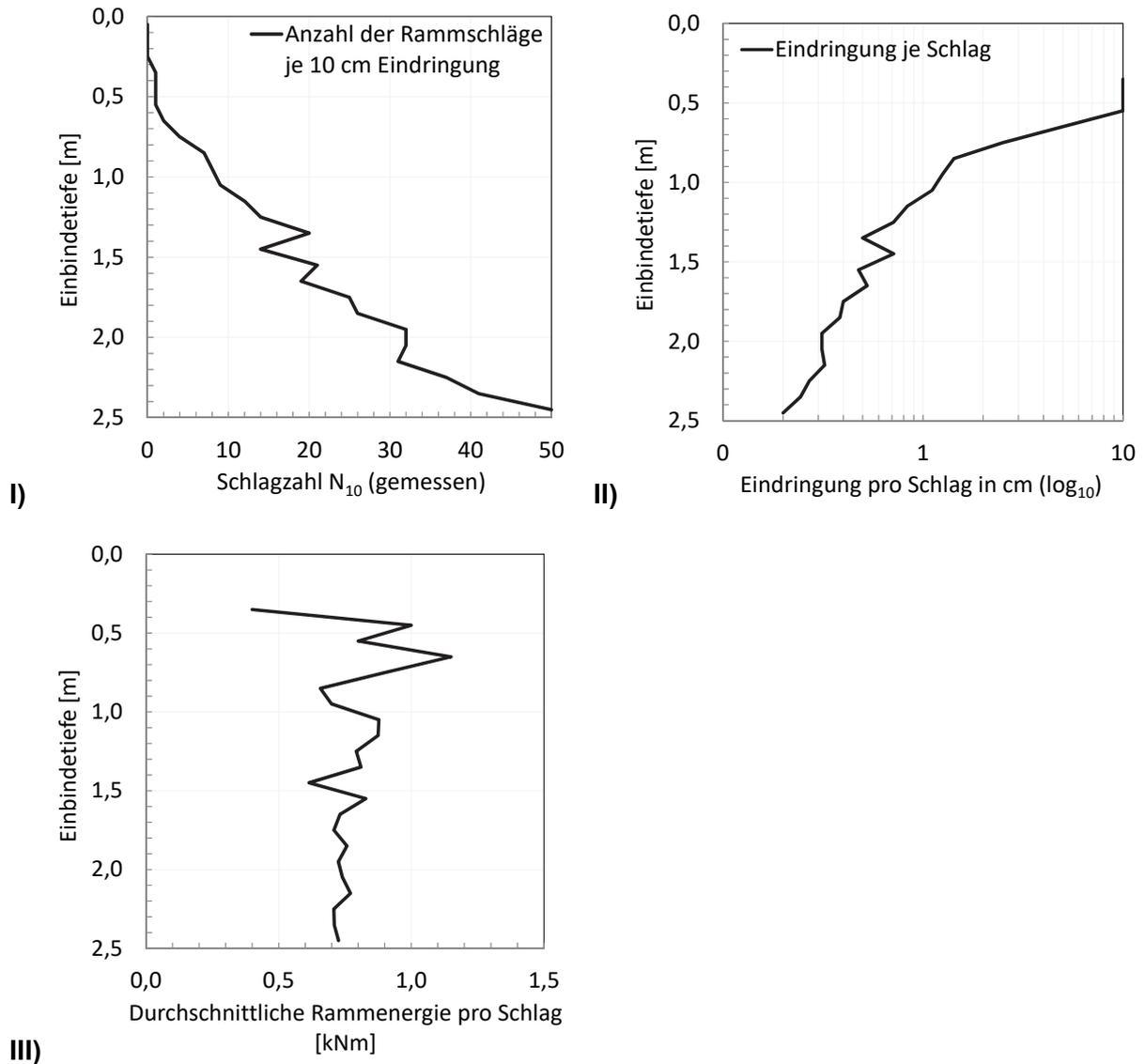


Bild C 5.2: Auswertung der Rammung, Versuch 5

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

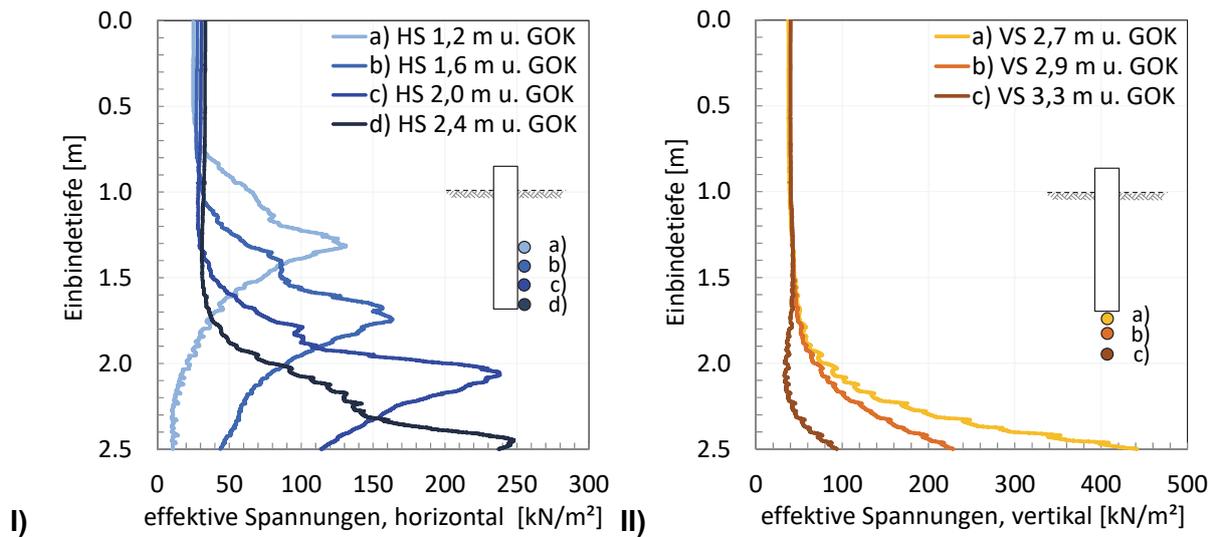


Bild C 5.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 5
 I) HS, 10 cm von Pfahlwand; II) VS, unter Pfahlfuß

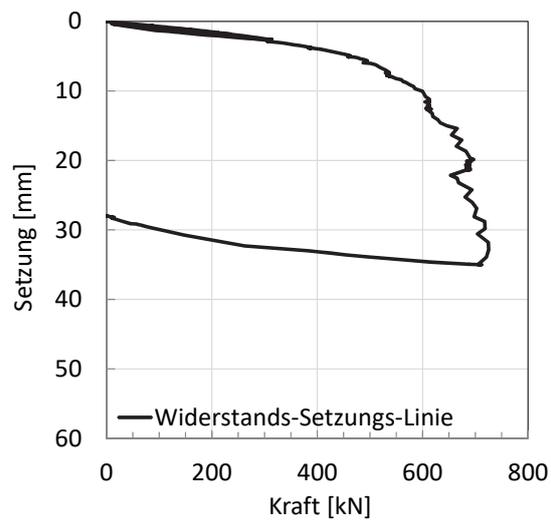


Bild C 5.4: Statische Probelastung Versuch 5

Anhang C6 - Ergebnisse Versuch 6

Boden: erdfeucht
 Einbau: lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
 Pfahl: Durchmesser 50,60 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
 Einbindetiefe: 2,5 m am Ende der Rammung
 Rammdauer: 6:09 Minuten
 Schläge gesamt: 418

Versuch 6 (Schlagammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - erdfeucht

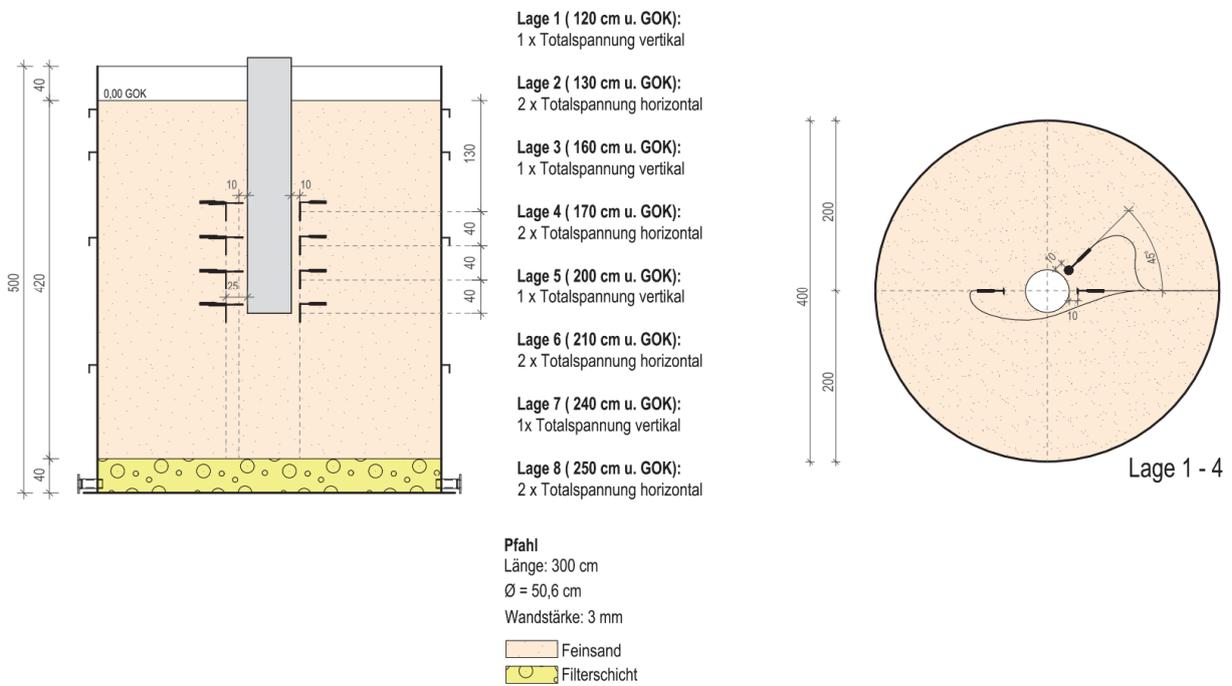


Bild C 6.1: Messgeberkonfiguration Versuch 6

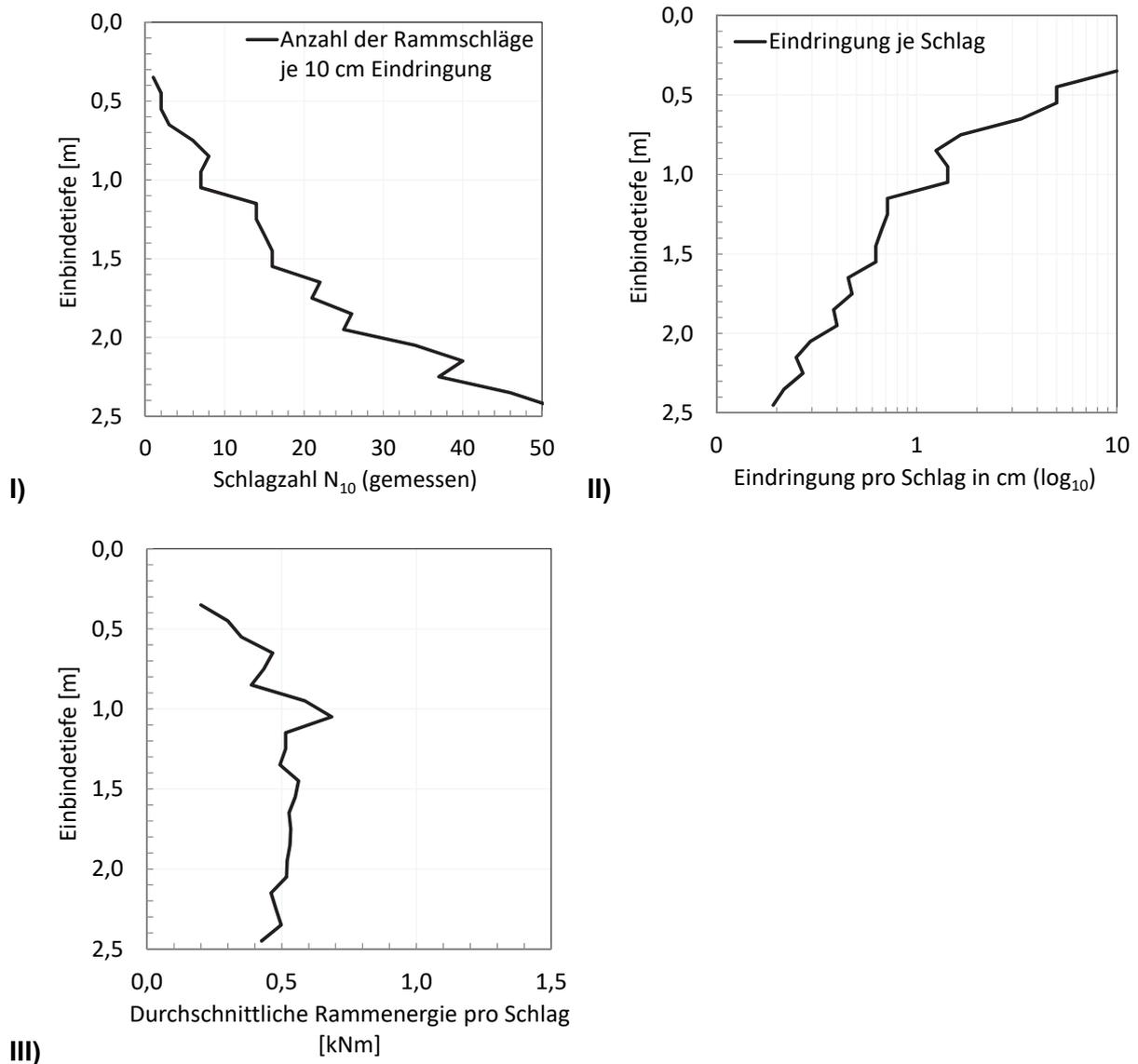


Bild C 6.2: Auswertung der Rammung, Versuch 6

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

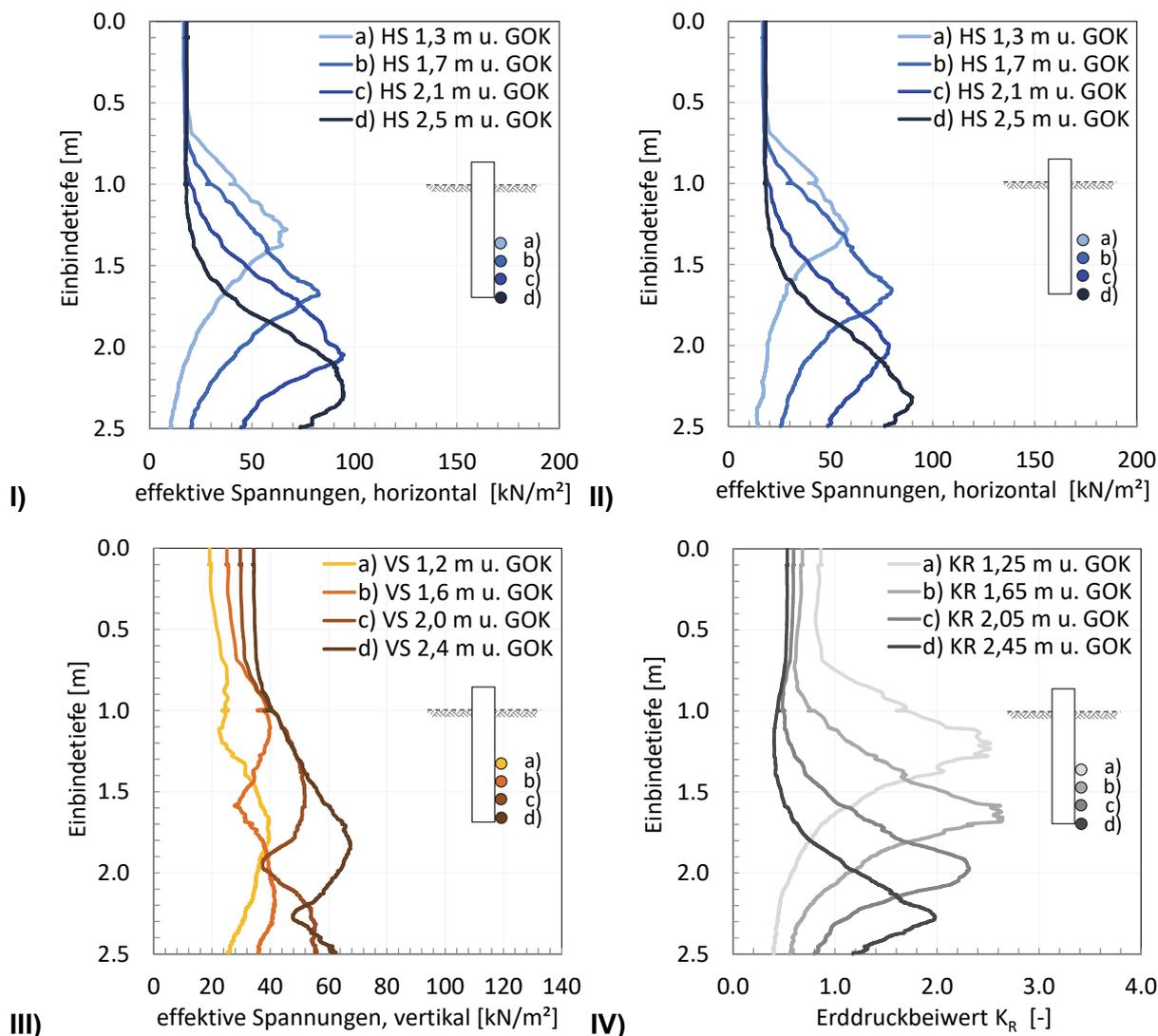


Bild C 6.3: Spannungsveränderung während der Schlagrammung, Versuch 6
I) HS, 10 cm von Pfahlwand; **II)** HS, 25 cm von Pfahlwand; **III)** VS, 10 cm von Pfahlwand; **IV)** Erddruckbeiwert K_R

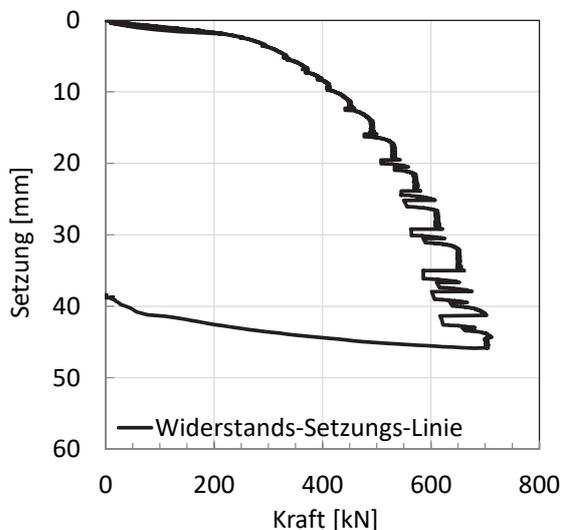


Bild C 6.4: Statische Probelastung Versuch 6

Anhang C7 - Ergebnisse Versuch 7

Boden:	wassergesättigt
Einbau:	lagenweise, nicht verdichtet
Wasserstand:	5 cm oberhalb GOK
Pfahl:	Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	0:16 Minuten
Schläge gesamt:	26

Versuch 7 (Schlagrammung)

nicht verdichtet - wassergesättigt

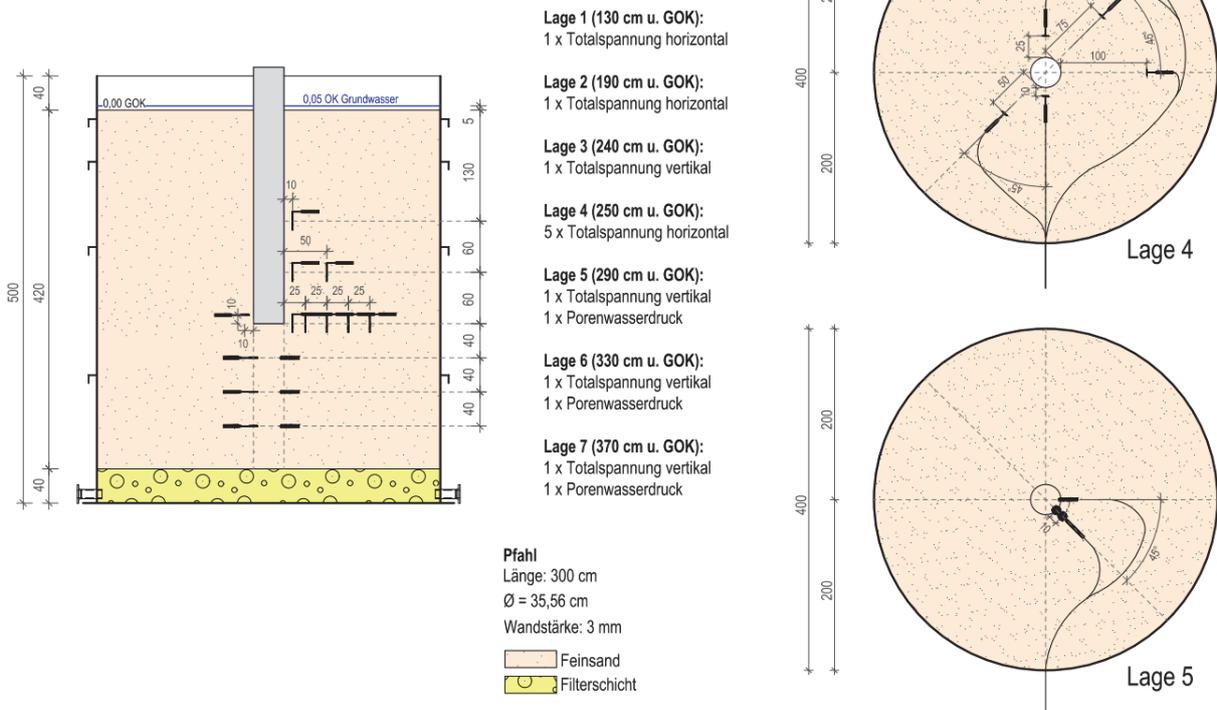


Bild C 7.1: Messgeberkonfiguration Versuch 7

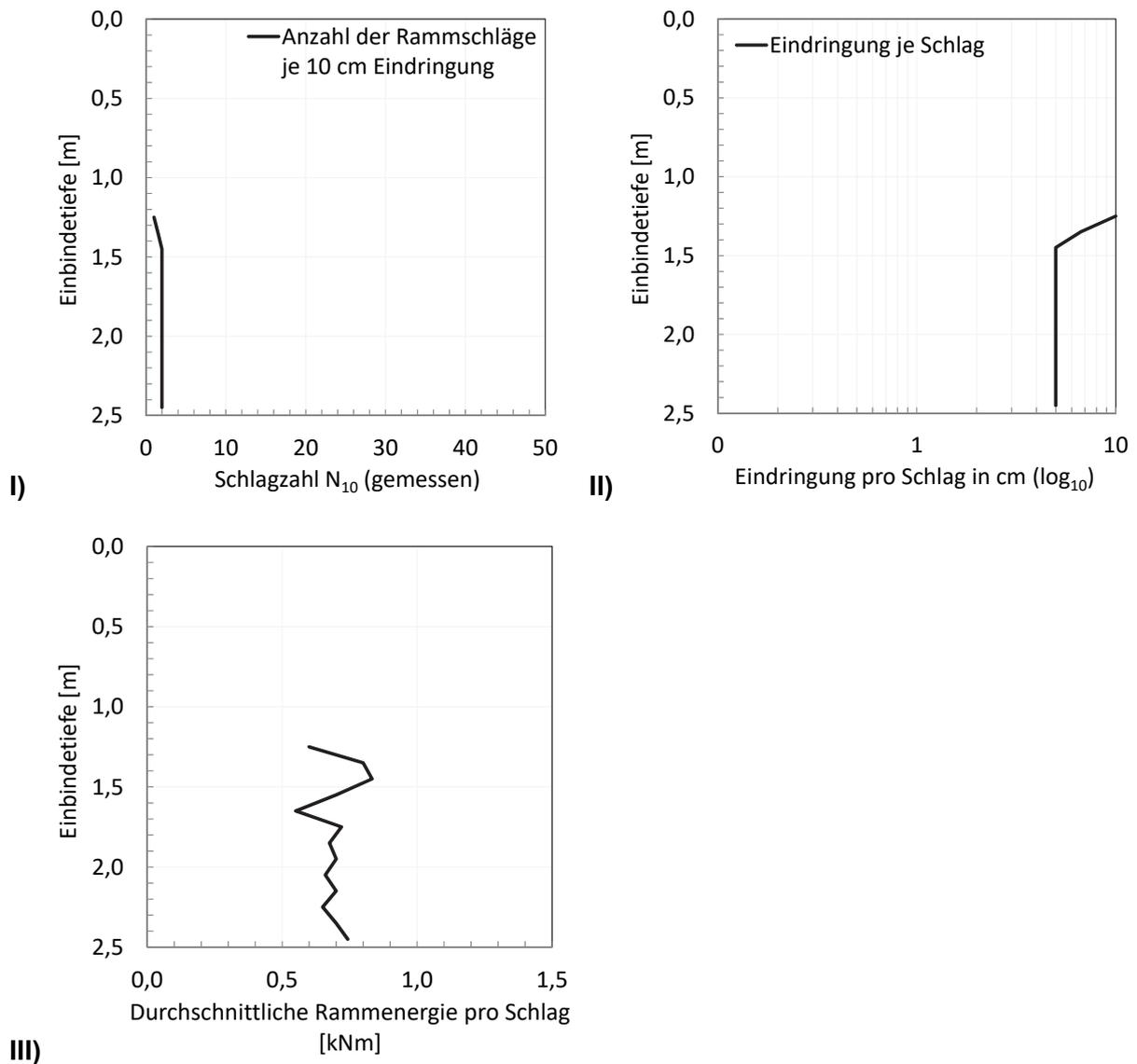


Bild C 7.2: Auswertung der Rammung, Versuch 7

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

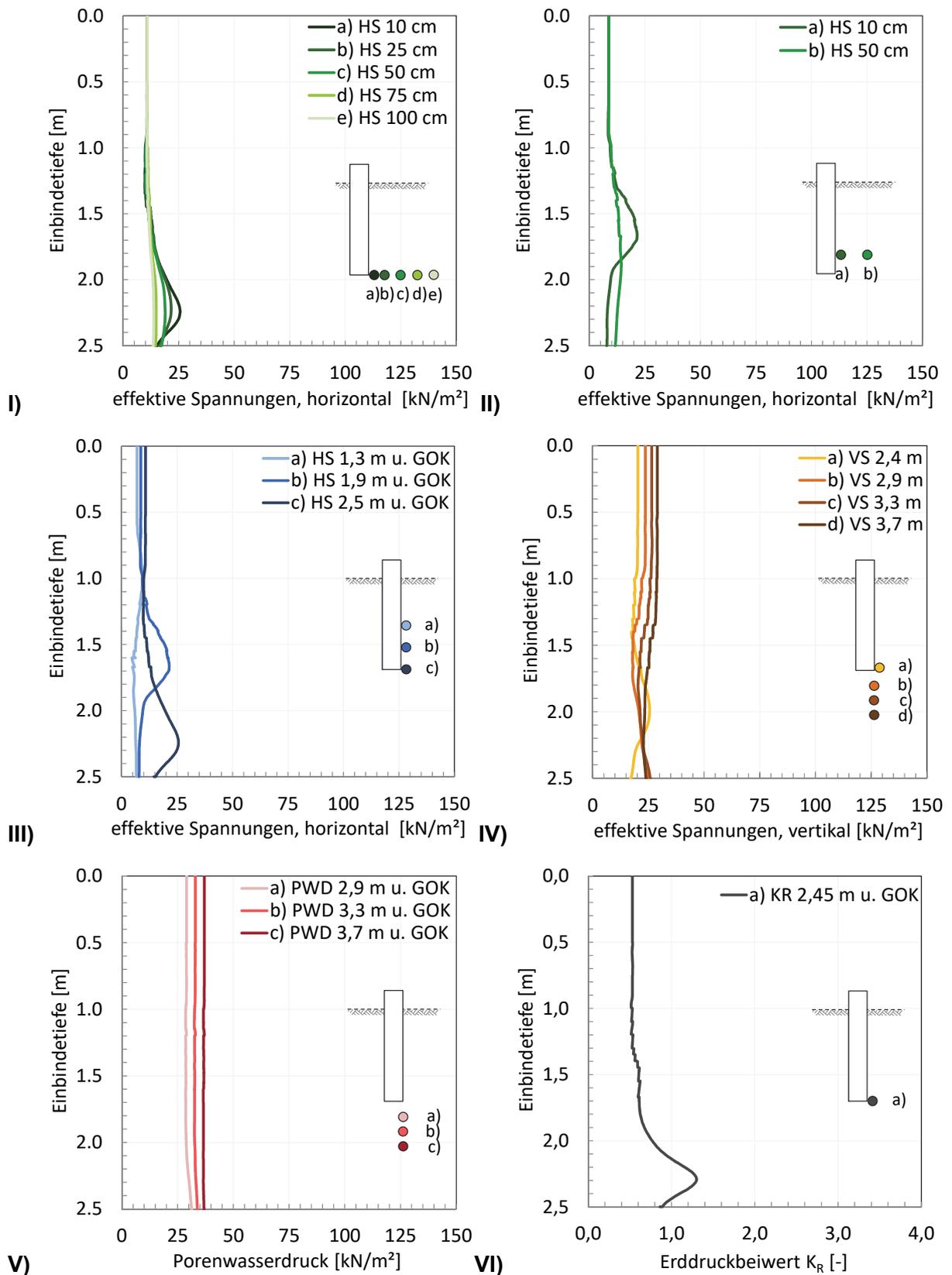


Bild C 7.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 7

I) HS 2,50 m unter GOK; **II)** HS 1,90 m unter GOK; **III)** HS, 10 cm von Pfahlwand; **IV)** VS, 10 cm von Pfahlwand bzw. unter Pfahlwand; **V)** PWD, 10 cm von Pfahlwand bzw. unter Pfahlwand; **VI)** Erddruckbeiwert K_R

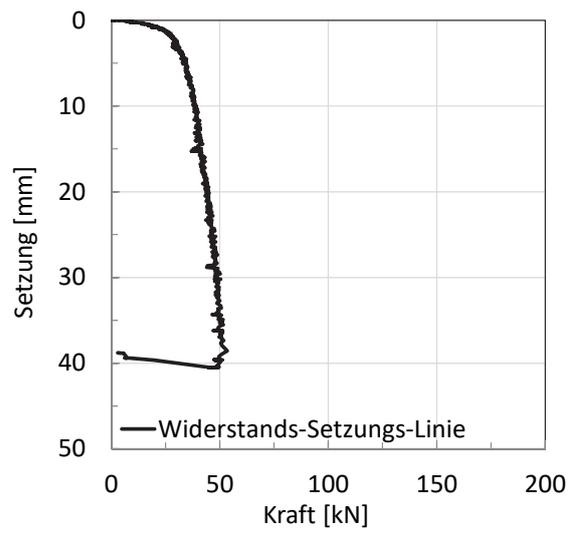


Bild C 7.4: Statische Probelastung Versuch 7

Anhang C8 - Ergebnisse Versuch 8

Boden:	wassergesättigt
Einbau:	lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
Wasserstand:	10 cm oberhalb GOK
Pfahl:	Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	2:08 Minuten
Schläge gesamt:	152

Versuch 8 (Schlagammung)

lagenweise Verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - wassergesättigt

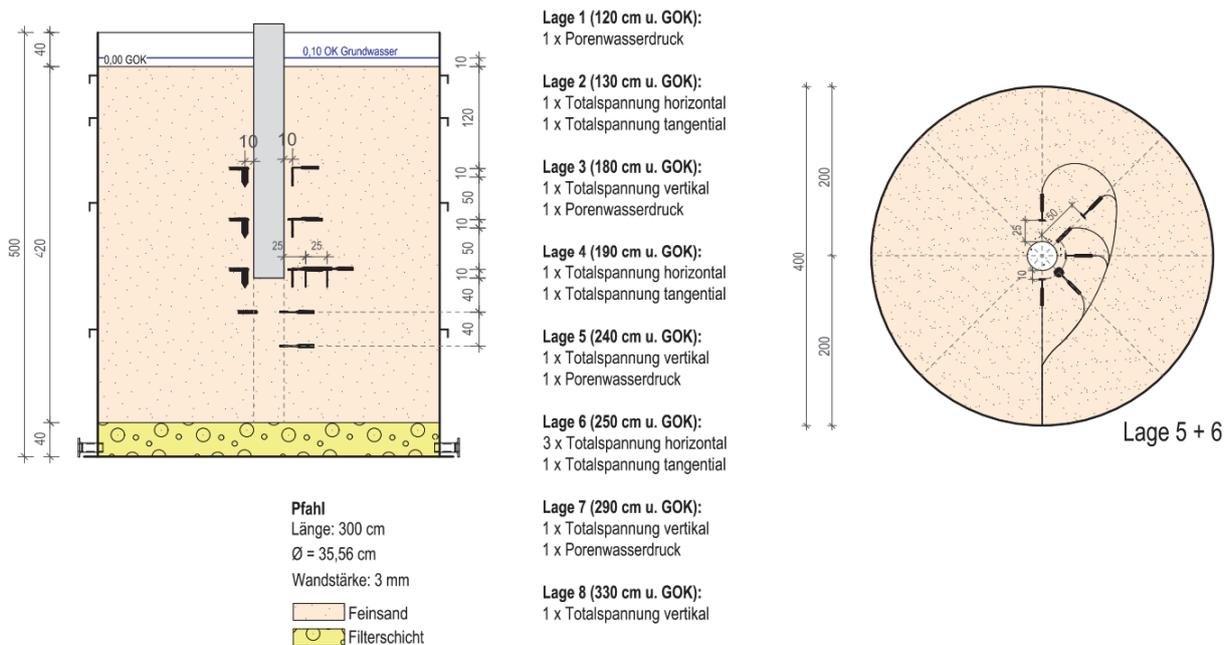


Bild C 8.1: Messgeberkonfiguration Versuch 8

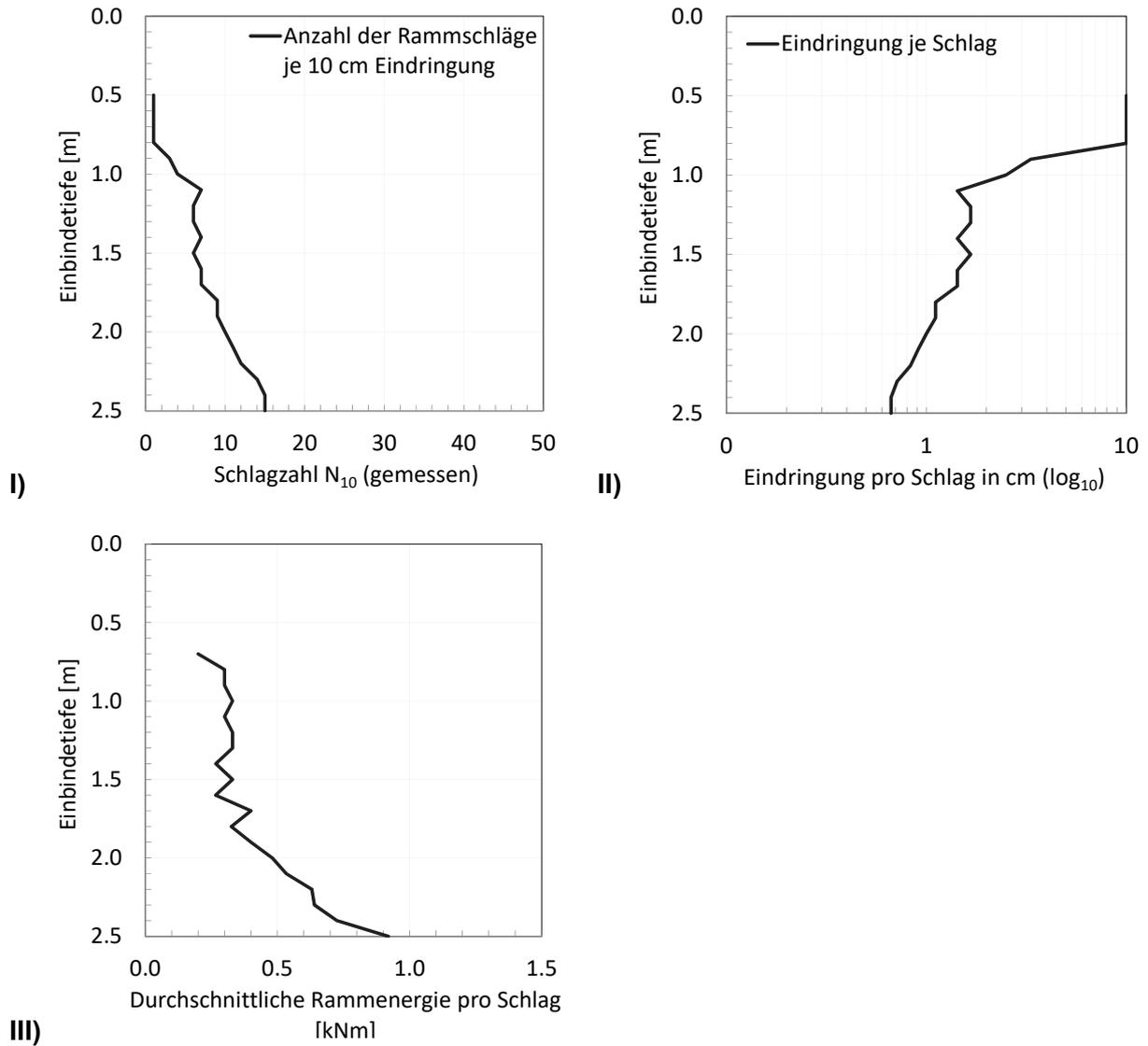


Bild C 8.2: Auswertung der Rammung, Versuch 8

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

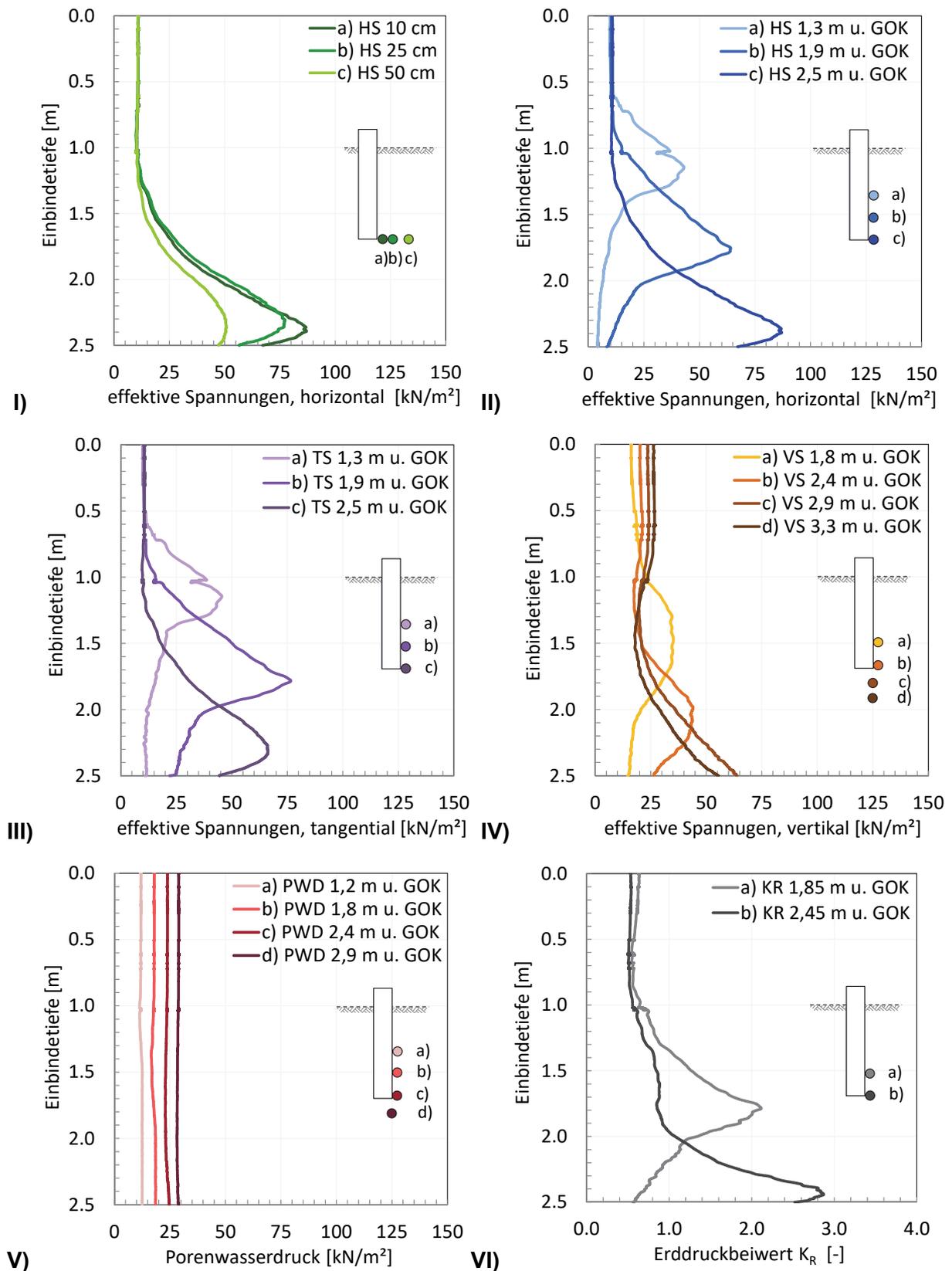


Bild C 8.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 8
 I) HS 2,50 m unter GOK; II) HS, 10 cm von Pfahlwand; III) TS, 10 cm von Pfahlwand;
 IV) VS, 10 cm von Pfahlwand bzw. unter Pfahlwand; V) PWD, 10 cm von Pfahlwand
 bzw. unter Pfahlwand; VI) Erddruckbeiwert K_R

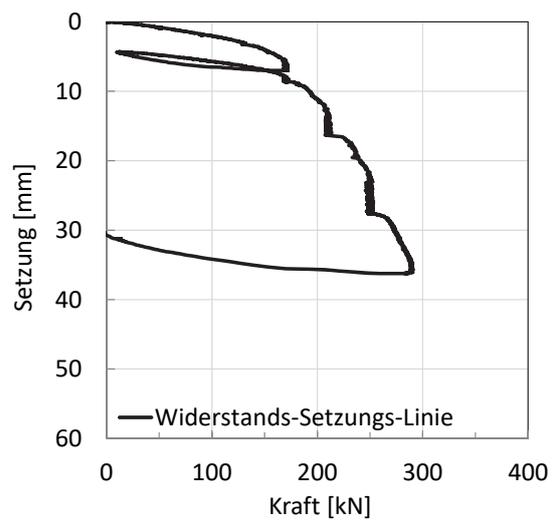


Bild C 8.4: Statische Probelastung Versuch 8

Anhang C9 - Ergebnisse Versuch 9

Boden:	wassergesättigt
Einbau:	lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
Wasserstand:	5 cm oberhalb GOK
Pfahl:	Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	3:19 Minuten
Schläge gesamt:	227

Versuch 9 (Schlagammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - wassergesättigt

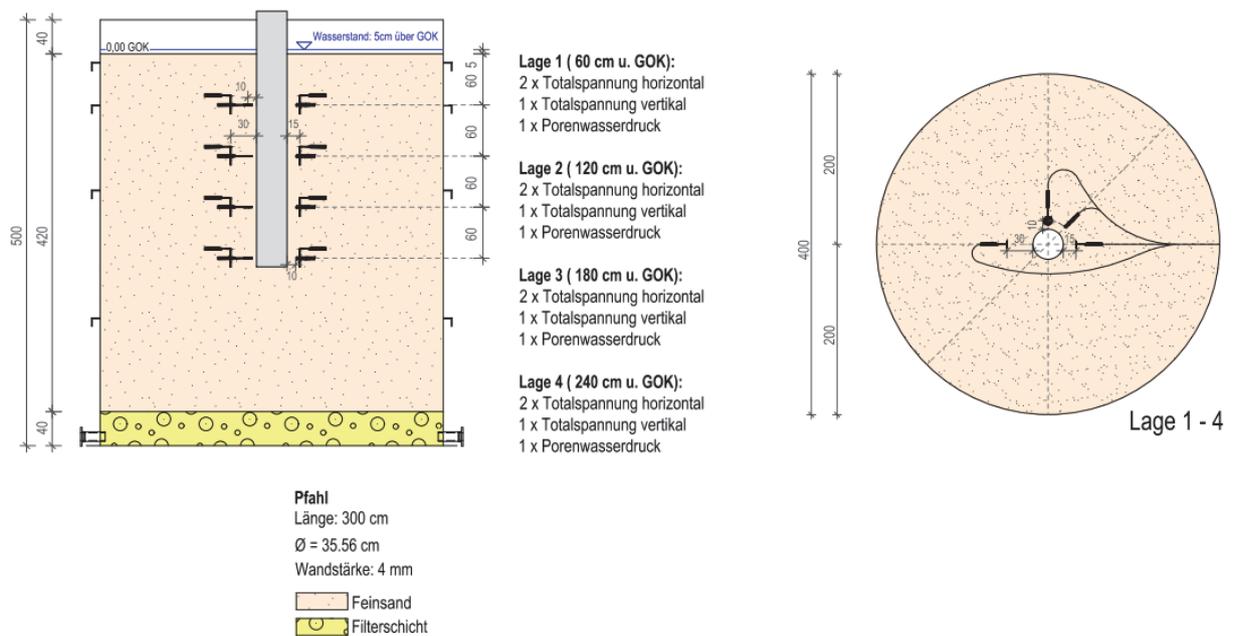


Bild C 9.1: Messgeberkonfiguration Versuch 9

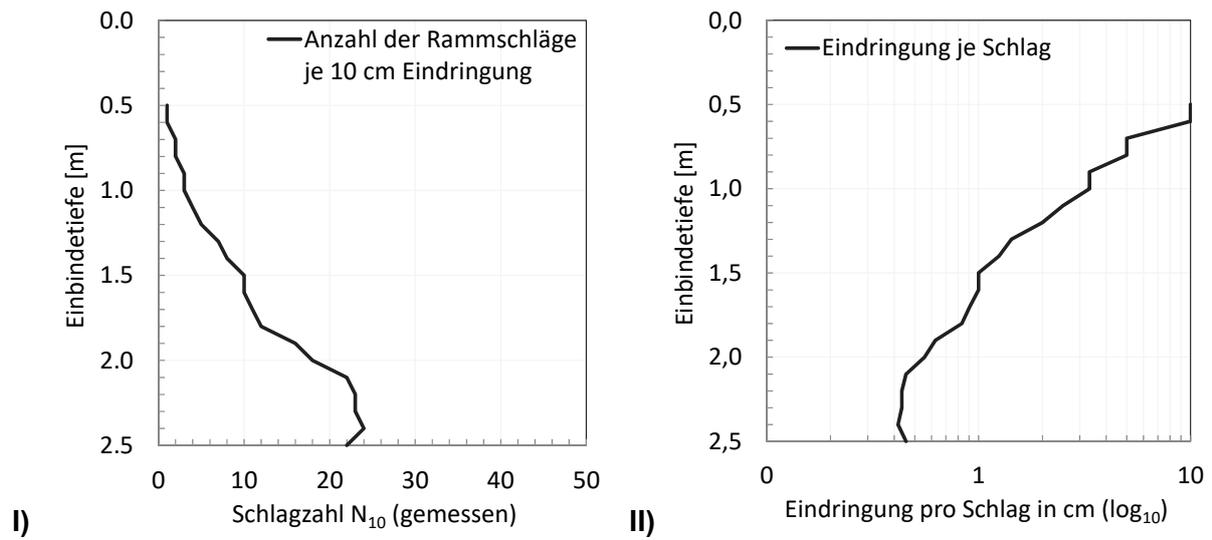


Bild C 9.2: Auswertung der Rammung, Versuch 9

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
 - II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- (keine rambbegleitende Messung)

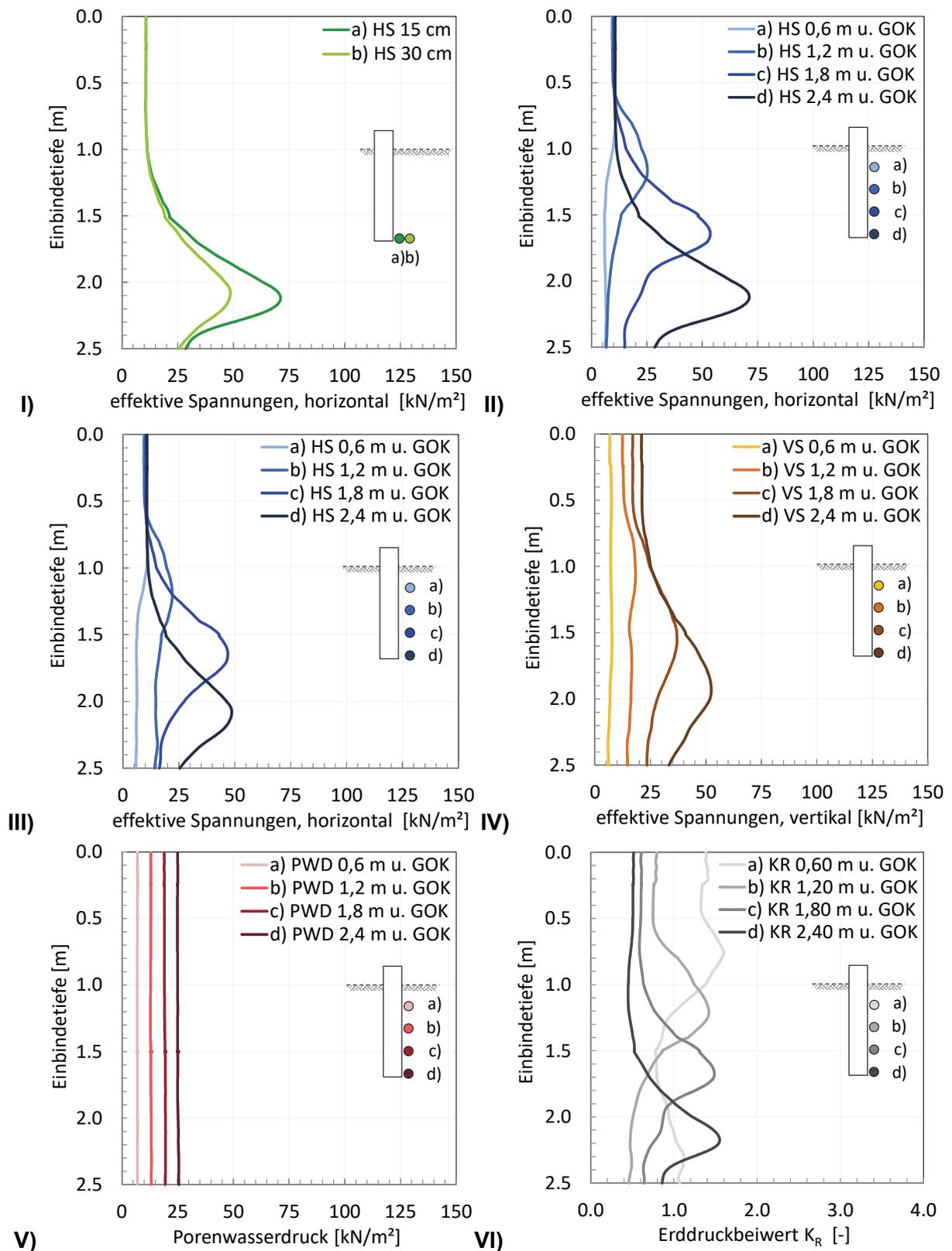


Bild C 9.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 9

I) HS 2,40 m unter GOK; II) HS, 15 cm von Pfahlwand; III) HS, 30 cm von Pfahlwand; IV) VS, 15 cm von Pfahlwand, V) PWD, 15 cm von Pfahlwand; VI) Erddruckbeiwert K_R

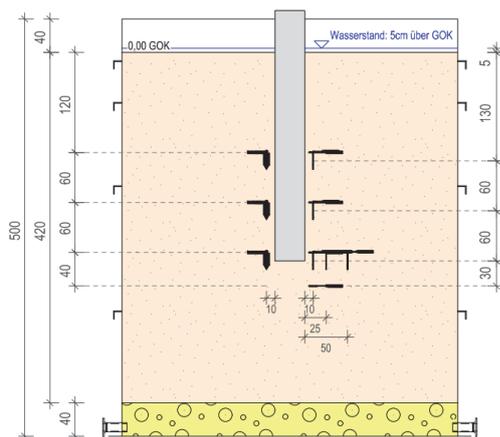
Anhang C10 - Ergebnisse Versuch 10

Konfiguration Versuch 10:

Boden:	wassergesättigt
Einbau:	lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
Wasserstand:	5 cm oberhalb GOK
Pfahl:	Durchmesser 35,56 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	3:03 Minuten
Schläge gesamt:	200

Versuch 10 (Schlagrammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - wassergesättigt



Pfahl
 Länge: 300 cm
 $\varnothing = 35,56$ cm
 Wandstärke: 3 mm

Feinsand
 Filterschicht

- Lage 1 (120 cm u. GOK):**
 1 x Totalspannung vertikal
 1 x Porenwasserdruck
- Lage 2 (130 cm u. GOK):**
 1 x Totalspannung horizontal
 1 x Totalspannung tangential
- Lage 3 (180 cm u. GOK):**
 1 x Totalspannung vertikal
 1 x Porenwasserdruck
- Lage 4 (190 cm u. GOK):**
 1 x Totalspannung horizontal
 1 x Totalspannung tangential
- Lage 5 (240 cm u. GOK):**
 1 x Totalspannung vertikal
 1 x Porenwasserdruck
- Lage 6 (250 cm u. GOK):**
 3 x Totalspannung horizontal
 1 x Totalspannung tangential
- Lage 7 (280 cm u. GOK):**
 1 x Totalspannung vertikal

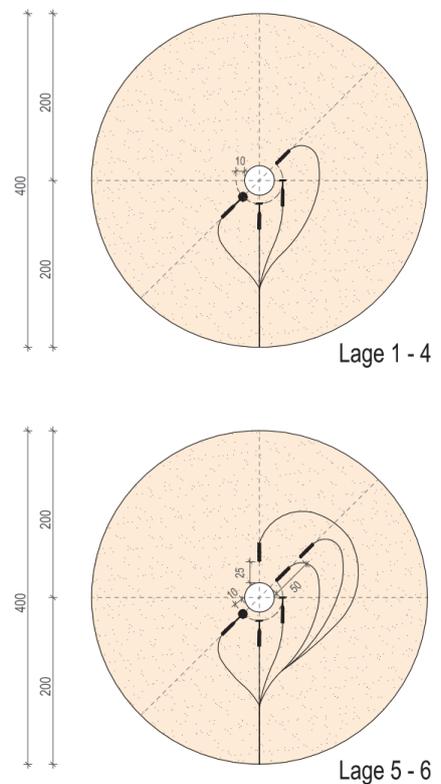


Bild C 10.1: Messgeberkonfiguration Versuch 10

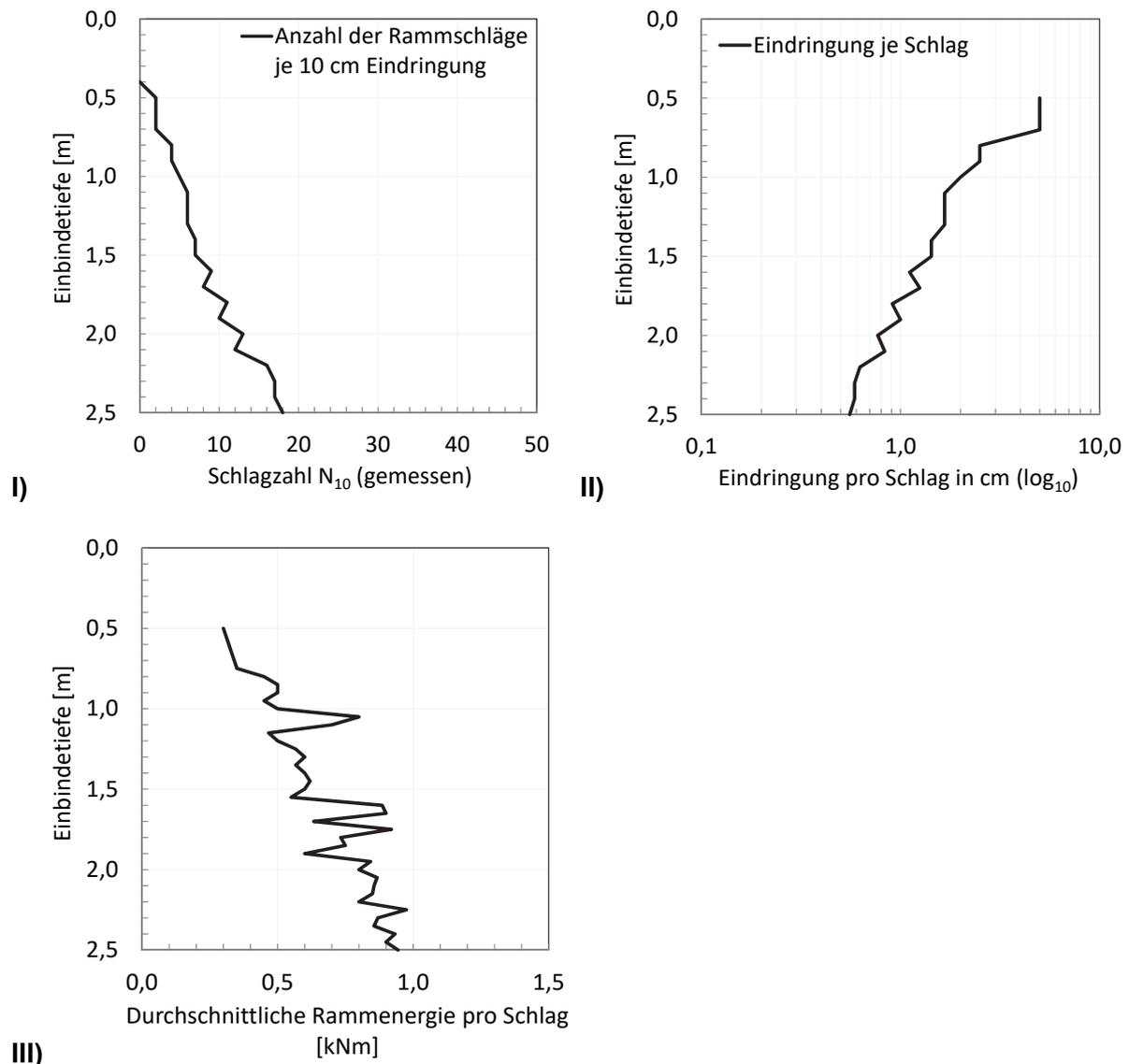


Bild C 10.2: Auswertung der Rammung, Versuch 12

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag
- III) Durchschnittliche Rammenergie während der Rammung

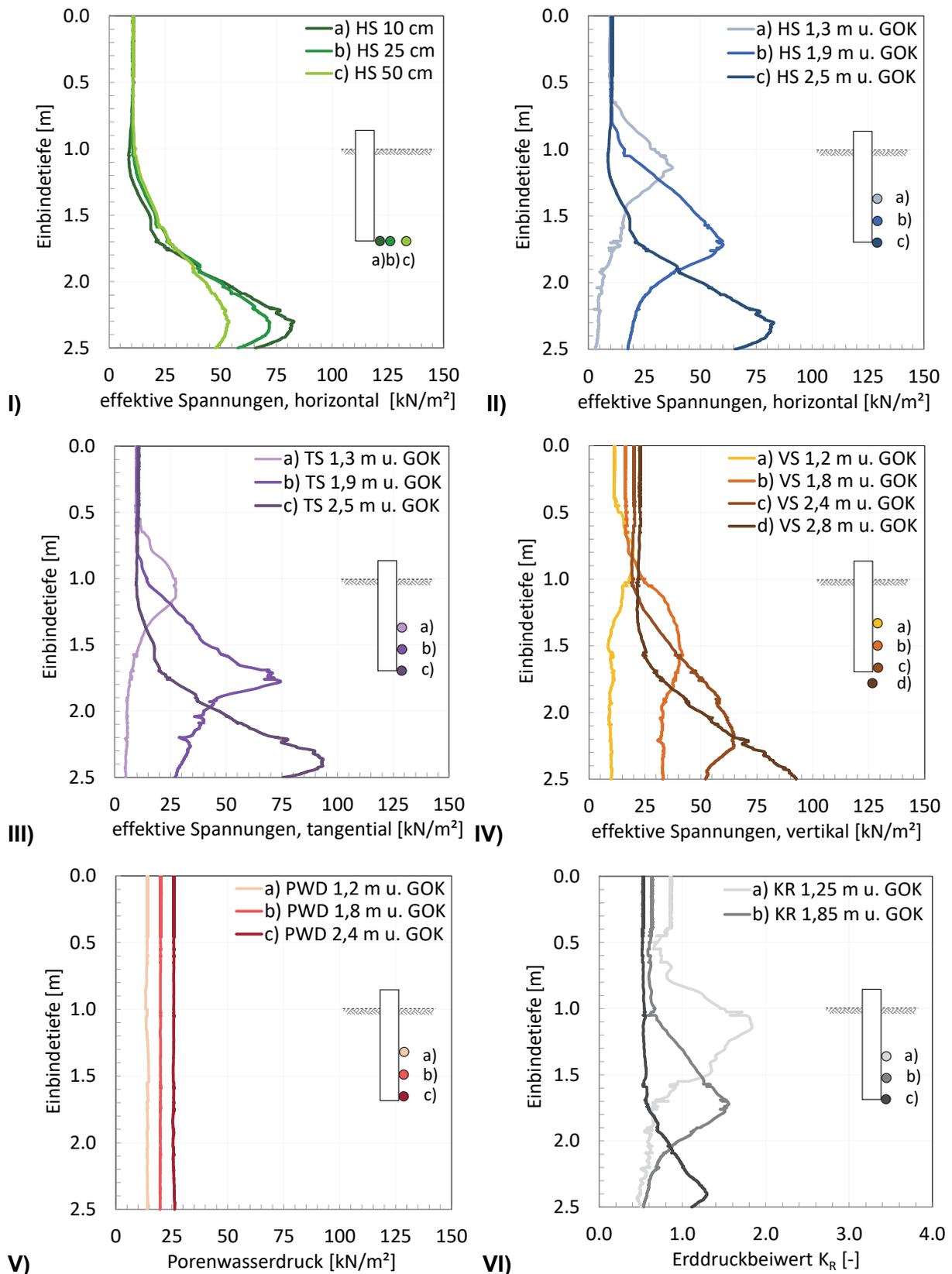


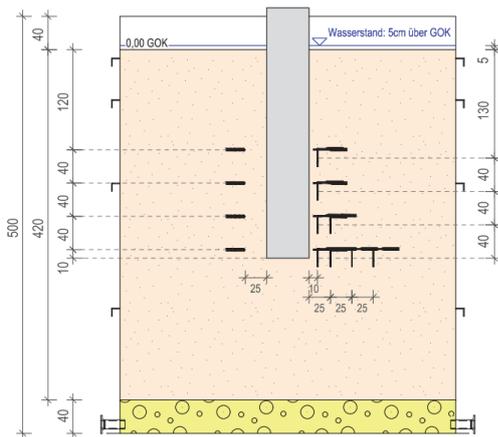
Bild C 10.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 10
I) HS 2,50 m unter GOK; **II)** HS, 10 cm von Pfahlwand; **III)** TS, 10 cm von Pfahlwand;
IV) VS, 10 cm von Pfahlwand und unter Pfahlwand; **V)** PWD, 10 cm von Pfahlwand;
VI) Erddruckbeiwert K_R

Anhang C11 - Ergebnisse Versuch 11

Boden:	wassergesättigt
Einbau:	lagenweise, alle 20 cm, eine Überfahrt mit der Rüttelplatte
Wasserstand:	5 cm oberhalb GOK
Pfahl:	Durchmesser 50,60 cm, Wandstärke 3 mm, Länge 3,0 m
Einbindetiefe:	2,5 m am Ende der Rammung
Rammdauer:	5,01 Minuten
Schläge gesamt:	351

Versuch 11 (Schlagrammung)

lagenweise verdichtet - alle 20 cm - eine Überfahrt - wassergesättigt



Pfahl
 Länge: 300 cm
 Ø = 50.6 cm
 Wandstärke: 3 mm

Feinsand
 Filterschicht

- Lage 1 (120 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
1 x Porenwasserdruck
- Lage 2 (130 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung horizontal
- Lage 3 (160 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
1 x Porenwasserdruck
- Lage 4 (170 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung horizontal
- Lage 5 (200 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
1 x Porenwasserdruck
- Lage 6 (210 cm u. GOK):**
2 x Totalspannung horizontal
- Lage 7 (240 cm u. GOK):**
1 x Totalspannung vertikal
1 x Porenwasserdruck
- Lage 8 (250 cm u. GOK):**
4 x Totalspannung horizontal

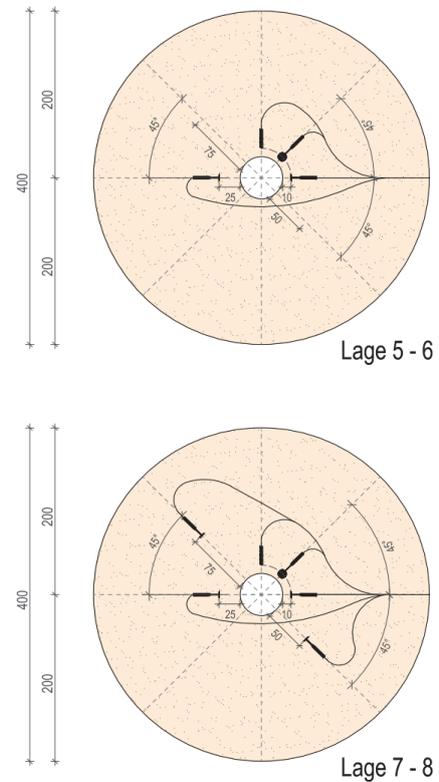


Bild C 11.1: Messgeberkonfiguration Versuch 11

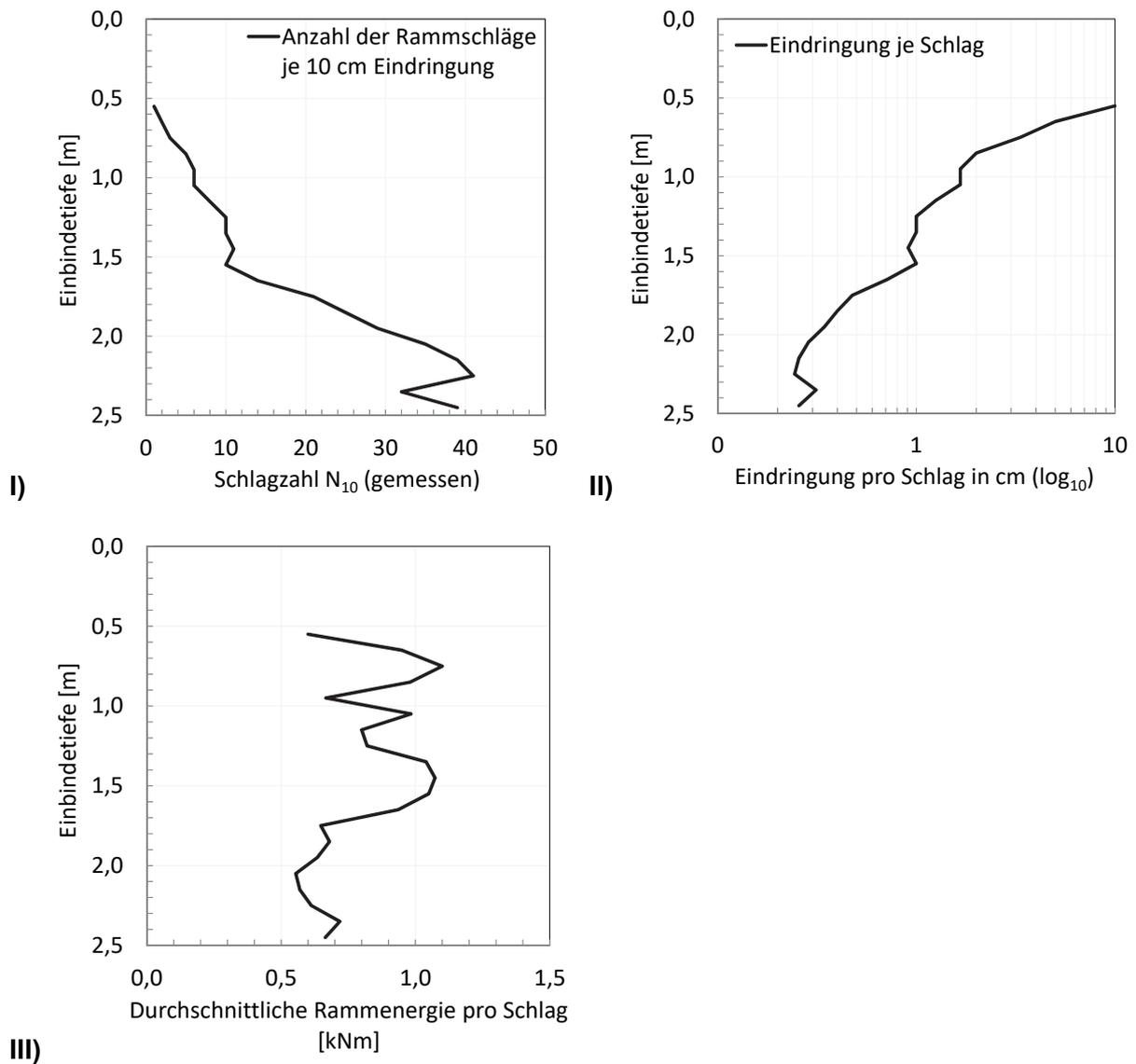


Bild C 11.2: Auswertung der Rammung, Versuch 11

- I) Anzahl der Rammschläge je 10 cm Eindringung
- II) Eindringung pro Schlag in cm (logarithmischer Maßstab)
- III) Durchschnittliche Rammenergie pro Schlag

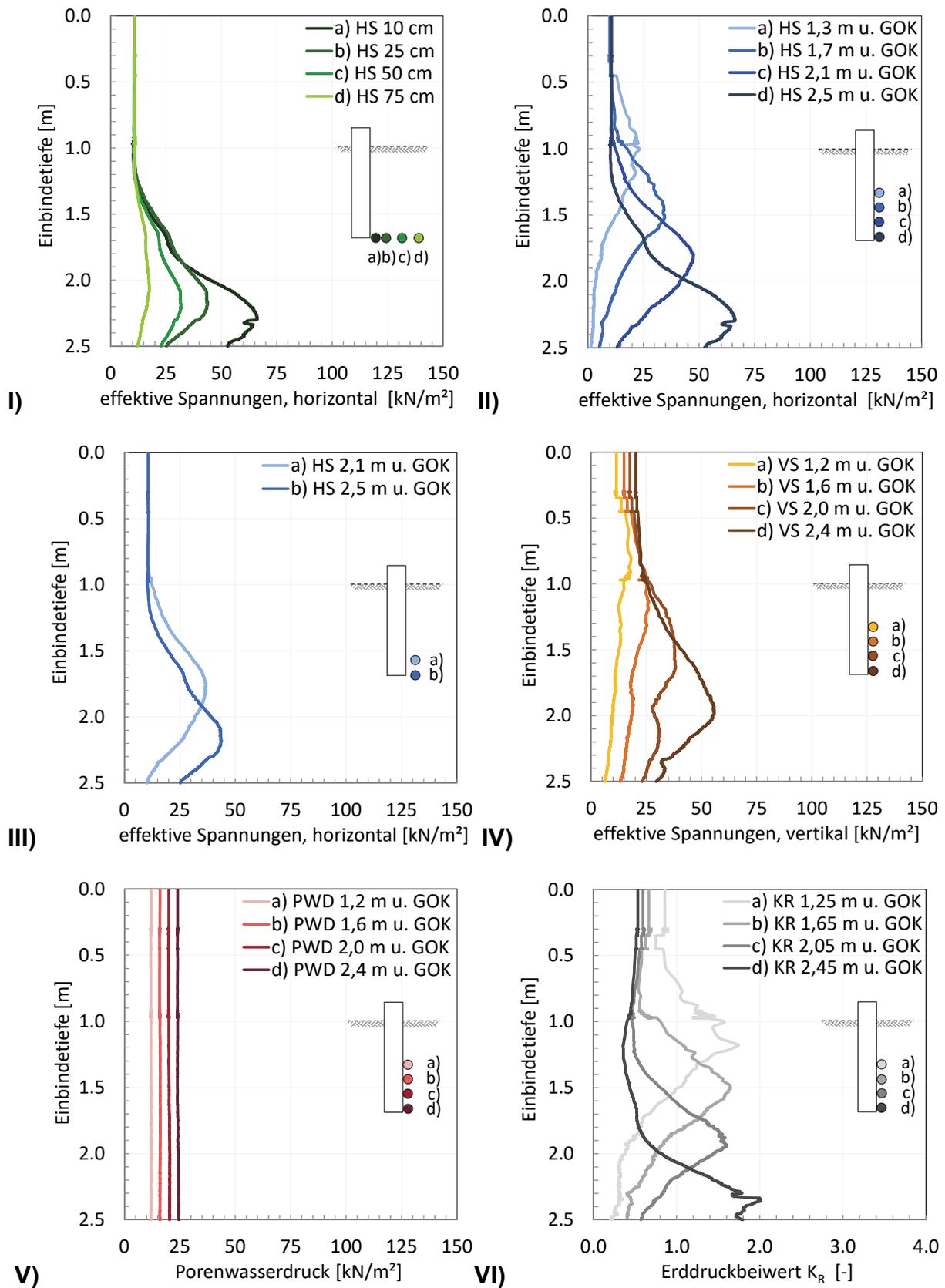


Bild C 11.3: Spannungsveränderung während der Rammung, Versuch 11
I) HS 2,50 m unter GOK; **II)** HS, 10 cm von Pfahlwand; **III)** HS, 25 cm von Pfahlwand;
IV) VS, 10 cm von Pfahlwand; **V)** PWD, 10 cm von Pfahlwand; **VI)** Erddruckbeiwert K_R

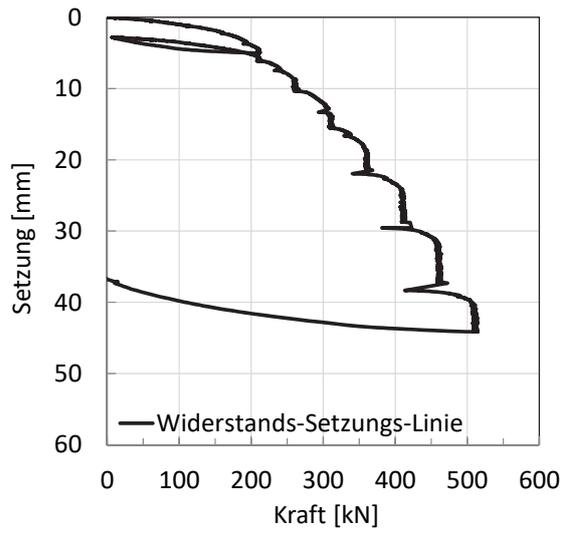


Bild C 11.4: Statische Probelastung Versuch 11

Anhang D1 - Abnahme der Horizontalspannung (Pfahllängeneffekt)

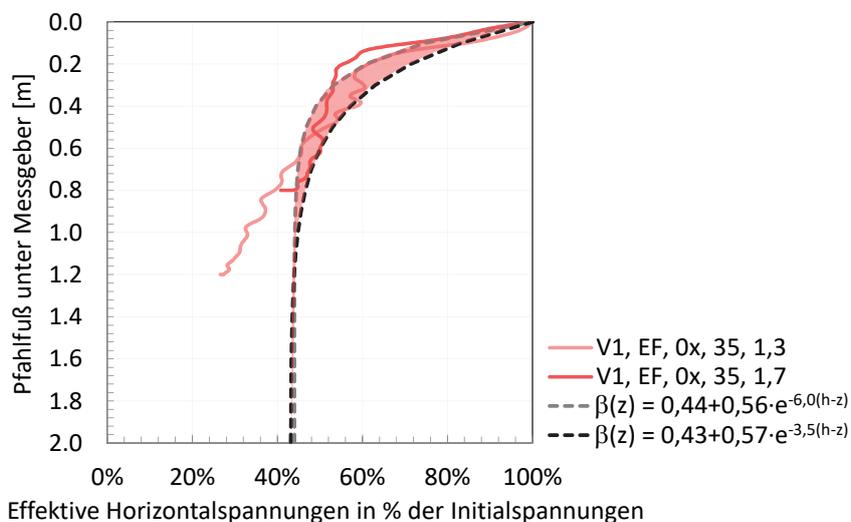


Bild D 1.1: Pfahllängeneffekt, locker gelagerter Modellboden, erdfeucht

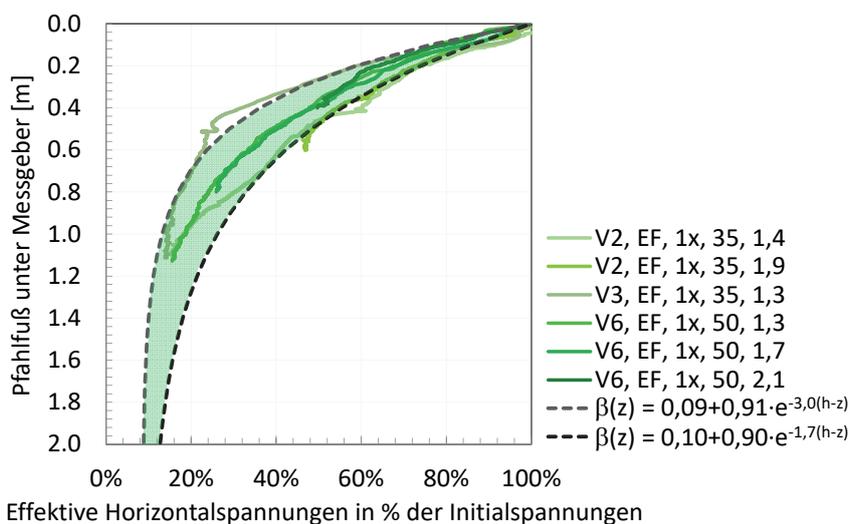


Bild D 1.2: Pfahllängeneffekt, dicht gelagerter Modellboden, erdfeucht

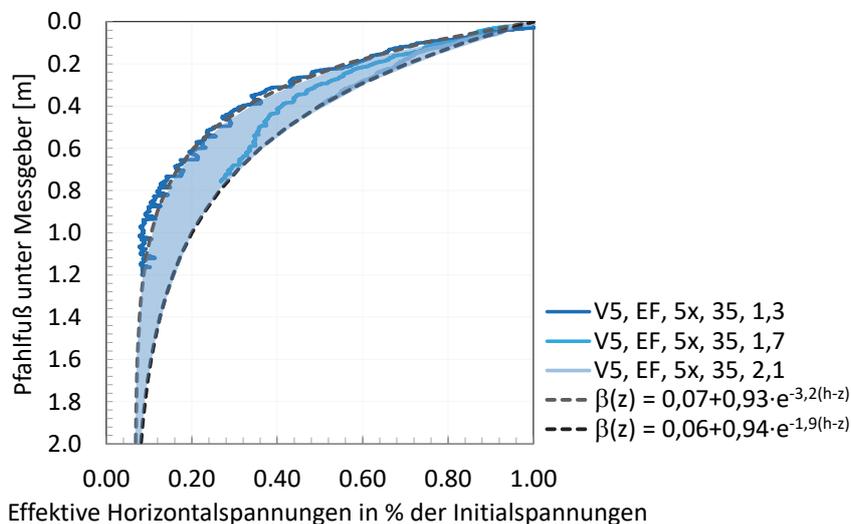


Bild D 1.3: Pfahllängeneffekt, sehr dicht gelagerter Modellboden, erdfeucht

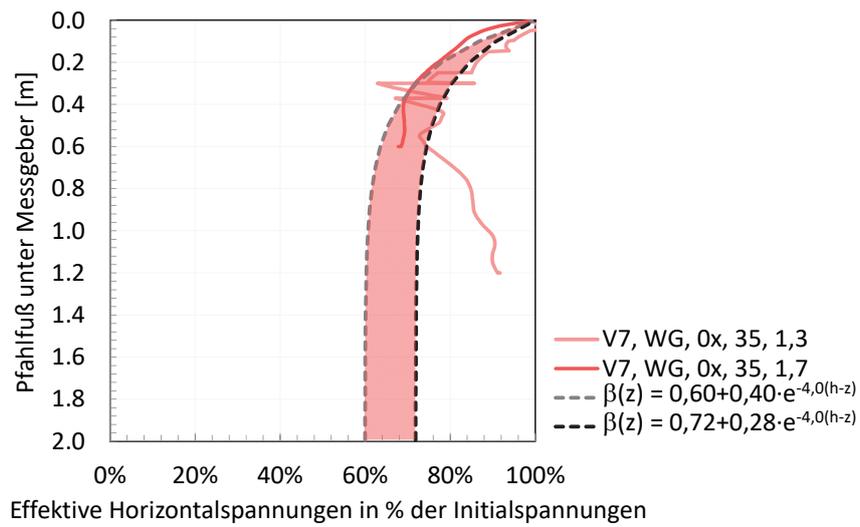


Bild D 1.4: Pfahllängeneffekt, locker gelagerter Modellboden, wassergesättigt

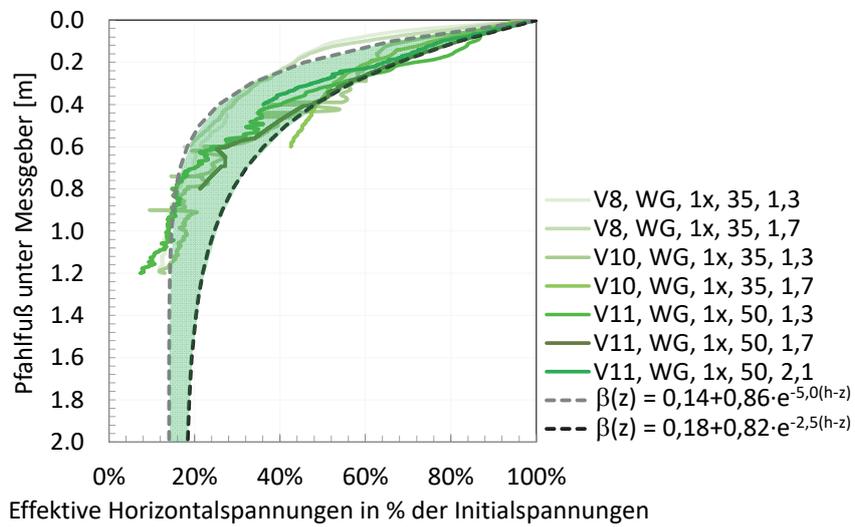


Bild D 1.5: Pfahllängeneffekt, dicht gelagerter Modellboden, wassergesättigt

ISBN - Nr: 978-3-948141-03-5