Zum Tragverhalten von Fertigschraubpfählen unter axialer Belastung

Robert Höppner

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Universität der Bundeswehr München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieur
(Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Gutachter:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Die Dissertation wurde am 28.04.2020 bei der Universität der Bundeswehr München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften am 18.11.2020 angenommen. Die mündliche Prüfung fand am 18.11.2020 statt.

Danksagung

Die vorliegende Dissertation zum Tragverhalten axial belasteter Fertigschraubpfähle geht aus meiner Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München in den Jahren 2011 bis 2016 hervor. Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley für das mir entgegengebrachte Vertrauen, seinem stetigen Interesse an meiner Arbeit und das Schaffen der nötigen Gestaltungsfreiräume. Als Doktorvater hat er meine Forschungsarbeit über den gesamten Zeitraum hinweg begleitet und mit vielen wertvollen Ratschlägen unterstützt. Nicht weniger herzlich danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann für sein Interesse an meiner Arbeit und die bereitwillige Übernahme des Koreferats. Weiterhin sei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Thomas Braml für den Vorsitz der Promotionskommission gedankt.

Die Grundlagen für die Erstellung der Arbeit lieferte ein Forschungsprojekt, das dankenswerter Weise vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) finanziert wurde. Weitere wichtige Ergebnisse entstanden aus der Zusammenarbeit mit der Firma Krinner aus Straßkirchen. Stellvertretend möchte ich mich insbesondere bei Frau Bettina Hemme und Herrn Edmund Krüger für das Engagement bedanken.

Sehr gefördert wurde die Arbeit durch die freundliche und hilfsbereite Atmosphäre am Institut. Ich danke allen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen, die nicht nur für einen fachlichen Austausch immer zur Verfügung standen, sodass ich gern an eine sehr schöne Zeit zurückdenke. Die schließt natürlich auch das Laborteam mit ein. Der experimentelle Teil der Arbeit wäre ohne ihre Unterstützung so nicht möglich gewesen. Das wissenschaftliche Arbeiten, die Beteiligung an spannenden Projekten und das intensive Mitwirken in der Lehre machten die Zeit zu einer sehr wertvollen Erfahrung. Besonders bedanken möchte ich bei Herrn Dr.-Ing. Jörg Zimbelmann und Dr.-Ing. Claas Meier für die fachlichen Diskussionen und persönlichen Gespräche.

Die Vollendung der Arbeit erfolgte neben dem Beruf während meiner Tätigkeit bei Keller Grundbau in der Niederlassung Garching. Ich danke Herrn Wolfgang Kühner sowie allen Kolleginnen und Kollegen, die mir auch in stressigen Zeiten ein Weiterforschen ermöglichten und mit ihrem praktischen Erfahrungsschatz neue Sichtweisen eröffneten.

Von Herzen danke ich meiner Frau Jittraporn, ihre Unterstützung und Zuversicht hat wesentlich zum Abschluss der Arbeit beigetragen. Letztlich bedanke ich mich bei meiner Familie, die mich auf meinem bisherigen Lebensweg positiv begleitet und immer unterstützt hat.

Paunzhausen, im Dezember 2020 Robert Höppner

Kurzfassung

Fertigschraubpfähle sind industriell vorgefertigte Pfähle, die vorwiegend drehend in den Boden eingebracht werden. Die Pfähle bestehen aus einem Schaft und mindestens einer Wendel, die das Eindringen des Pfahls in den Boden durch die Drehbewegung ermöglicht. Auf Grund der Geometrie und des Einbauverfahrens unterscheidet sich das Trag- und Verformungsverhalten maßgeblich von anderen Pfahlarten. Die Bemessung der Pfähle erfolgt derzeit vorwiegend auf Basis von empirischen Korrelationsfaktoren oder analytischen Berechnungsverfahren, die jeweils große Spannbreiten von Ergebnissen liefern. Ohne langjähriger Erfahrung und einer genauen Bewertung der Eingangswerte und Ergebnisse können diese Verfahren zu einer maßgeblichen Falschbewertung der Tragfähigkeit führen. Für die Bemessung ist ein Verfahren wünschenswert, dass anhand der üblichen Bodenkennwerte eine verlässliche Berechnung der Tragfähigkeit ermöglicht.

Die vorliegende Arbeit erläutert nach einer Begriffsbestimmung die Grundlagen der bisherigen Bemessungsverfahren und verdeutlicht die Problemstellung. Aufbauend werden die Konzeption, Durchführung und die Ergebnisse eigener Versuche vorgestellt. Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhalten der Fertigschraubpfähle kamen kleinmaßstäbliche Modellversuche, teilweise mit foto-optischer Beobachtung der Bodenverformung, sowie großmaßstäbliche Versuche im Labor und im Feld zum Einsatz. Mit Hilfe der Versuche werden die wesentlichen Einflussgrößen auf das Tragverhalten und die sich einstellenden Bruchmechanismen erläutert. Es zeigt sich, dass der erzielbare Widerstand stark von den Einflussgrößen abhängt und diese sich gegenseitig überlagern, sodass sich hochgradig nichtlineare Zusammenhänge ergeben.

Zum tieferen Verständnis werden die kleinmaßstäblichen Modellversuche numerisch nachgerechnet. Es wird gezeigt, dass die numerischen Modelle die relevanten Einflüsse zuverlässig abbilden. Darauf basierend folgt eine numerische Parameterstudie, in der das Tragverhalten von Fertigschraubpfählen im Prototyp in unterschiedlichen Böden modelliert wird. Um konsistente Lösungen zu erhalten, werden die Eingangsparameter für das verwendete Stoffgesetz des Bodens aus Erfahrungswerten durch Kurvenanpassungen in stetige Funktionen überführt.

Die Resultate werden in ein empirisches Berechnungsmodell übertragen, dass die Prognose des Widerstands eines Fertigschraubpfahls auf Grundlage der Bodenkennwerte und der Geometrie ermöglicht. Der Widerstand berechnet sich aus einem Tragfähigkeitsfaktor, einem Formfaktor und einem Anpassungsfaktor für die Belastungsrichtung, die sich jeweils aus spezifischen Beiwerten zusammensetzen. Über die Beiwerte fließen die Bodenkenngrößen und die geometrischen Verhältnisse in die Prognose ein. Vergleichsberechnungen demonstrieren die Anwendbarkeit des Verfahrens.

Abstract

Screw piles are industrially prefabricated piles which are mainly driven into the ground by rotation. The piles consist of a shaft and at least one helix, which allows the pile to penetrate the ground through the rotary motion. Due to the geometry and the installation method, the bearing and deformation behaviour differs significantly from other types of piles. At present, pile design is mainly based on empirical correlation factors or analytical calculation methods, each of which provides a wide range of results. Without many years of experience and a precise evaluation of the input values and results, these methods can lead to a significant wrong evaluation of the bearing capacity. For the design, a method is desirable that allows a reliable calculation of the bearing capacity on the basis of the usual soil properties.

The present work explains the basics of the previous design methods after a definition of terms and clarifies the problem. In addition, the conception, implementation and results of own tests are presented. Small-scale model tests, partly with photo-optical observation of soil deformation, as well as large-scale tests in the laboratory and in the field were used to investigate the load-bearing and deformation behaviour of screw piles. The tests are used to explain the main factors influencing the load-bearing behaviour and the fracture mechanisms that occur. It is shown that the achievable resistance is strongly dependent on the influencing variables and that these overlap each other. This results in highly non-linear relationships.

For a deeper understanding, the small-scale model tests are numerically recalculated. It is shown that the numerical models reliably represent the relevant effects. This is followed by a numerical parameter study, in which the load-bearing behaviour of screw piles in the prototype is modelled in different soils. In order to obtain consistent solutions, the input parameters for the material law of soil used are converted from empirical values into continuous functions by curve fitting.

The results are transferred into an empirical calculation model that allows the prediction of the resistance of a prefabricated screw pile based on soil properties and geometry. The resistance is calculated from a bearing capacity factor, a form factor and an adjustment factor for the load direction. The factors are each made up of specific coefficients. Via the coefficients, the soil parameters and the geometric conditions are included in the analysis. Comparative calculations demonstrate the applicability of the method.

Inhaltsverzeichnis

1 Einführung in die Thematik 1

1.1 Einführung, Motivation und Problemstellung 1

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit 4

2 Wissensstand zum Tragverhalten von axial belasteten Fertigschraubpfählen 5

2.1 Allgemeines 5

2.2 Annahmen, Begriffe und Definitionen 5

2.3 Feld- und Modellversuche zum Herausziehwiderstand und Eindrehmoment 8

2.4 Kleinmaßstäbliche Modellversuche zum Herausziehwiderstand und Eindrehmoment 14

2.5 Zentrifugenversuche zum Herausziehwiderstand und Eindrehmoment 23

2.6 Stand der Technik zur Berechnung der Tragfähigkeit von Fertigschraubpfählen . . 29

3 Diskussion des Kenntnisstandes und offene Fragestellungen 35

4 Kleinmaßstäbliche 1g Modellversuche zum Trag- und Verformungsverhalten 39

4.1 Ziele, Konzeption und Randbedingungen 39

4.2 Versuchsstand und Messtechnik 41

4.3 Modellboden und Modelle 42

4.4 Einbau und Versuchsdurchführung 42

4.4.1 Einbau 42

4.4.2 Durchführung von kraftgesteuerten Modellversuchen 45

4.4.3 Durchführung von weggesteuerten PIV-Versuchen 45

4.5 Versuchsumfang und -auswertung 46

4.6 Auswertung der kleinmaßstäblichen Modellversuche 47

4.6.1 Druckbelastete Modellversuche 48

4.6.2 Zugbelastete Modellversuche 52

4.7 Auswertung der foto-optischen Versuche 55

4.7.1 Druckbelastete PIV-Versuche 55

4.7.2 Zugbelastete PIV-Versuche 64

4.8 Zusammenfassung und Bewertung der Versuchsergebnisse 70

5 Groß- und Feldversuche zum Trag- und Verformungsverhalten 73
5.1 Großversuch in der Versuchsgrube . . . 73
5.1.1 Versuchsstand, Instrumentierung und Versuchsdurchführung . . . 74
5.1.2 Ergebnisse des Druckversuchs . . . 75
5.1.3 Ergebnisse des Zugversuchs . . . 77
5.1.4 Ergebnisse des Druckschwelllastversuchs . . . 79
5.2 Feldversuche zur Gründung von Kleinwindenergieanlagen . . . 80
5.3 Feldversuche zur Korrelation zwischen Eindrehmoment und Tragfähigkeit . . . 82
5.3.1 Beschreibung des Fertigschraubpfahlsystems . . . 82
5.3.2 Installation der Fertigschraubpfähle, Versuchseinrichtung und Messtechnik 83
5.3.3 Prüfstandorte und Versuchsprogramm . . . 84
5.3.4 Auswertung, Ergebnisse und Bewertung der Probebelastungen . . . 84
5.3.4.1 Ergebnisse der Druckversuche . . . 85
5.3.4.2 Ergebnisse der Zugversuche . . . 86
5.4 Statische Probebelastungsverfahren für Fertigschraubpfähle . . . 87
5.5 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse . . . 90

6 Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten 93
6.1 Numerische Nachrechnung der Modellversuche . . . 93
6.1.1 Zielsetzung, Konzeption und Parameter . . . 94
6.1.2 Ergebnisse der numerischen Nachrechnung . . . 97
6.1.2.1 Druckbelastete Versuche . . . 98
6.1.2.2 Zugbelastete Versuche . . . 100
6.1.3 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse . . . 103
6.2 Parameterstudie zur Ermittlung des Widerstands unter axialer Belastung . . . 106
6.2.1 Geometrische Randbedingungen . . . 106
6.2.2 Stoffgesetz und Bodenparameter . . . 108
6.2.3 Berechnungsparameter und Auswertung der Berechnungen . . . 112
6.2.4 Auswertung der Bruchfiguren . . . 113

7 Empirisches Berechnungsmodell zur Prognose der Tragfähigkeit von Fertigschraubpfählen 115
7.1 Zielsetzung und Vorgehensweise . . . 115
7.2 Herleitung eines halbempirischen Ansatzes für druckbelastete Fertigschraubpfähle 116
7.2.1 Tragfähigkeitsfaktor für druckbelastete Fertigschraubpfähle mit geringem Wendelabstand . . . 116
7.2.2 Formfaktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher Geometrien . . . 126
7.2.3 Fehlerbetrachtung und Zusammenfassung . . . 133
7.3 Übertragung des Ansatzes auf zugbelastete Fertigschraubpfähle . . . 134

7.4 Abschätzung von Kopfverformungen und des Kraftdurchgangs 141
7.4.1 Berechnung von Widerstands-Setzungs-Linien bzw. Widerstands-Hebungs-Linien 141
7.4.2 Berechnung des Kraftdurchganges 145
7.5 Berücksichtigung von Grundwasser und geschichtetem Baugrund 148
7.5.1 Berücksichtigung von Grundwasser im Einflussbereich des Fertigschraubpfahls 148
7.5.2 Berücksichtigung von geschichtetem Baugrund 150
7.5.3 Berücksichtigung abweichender Steifebeiwerte 153
7.6 Vergleichsberechnungen 158
7.6.1 Nachrechnung der Modellversuche aus Abschnitt 4.6 158
7.6.2 Nachrechnung der n-g-Versuche von Tsuha et al. (2007) 161
7.6.3 Vergleich des halbempirischen Ansatzes mit analytischen Ansätzen aus Kapitel 2 164
7.7 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse 165

8 Zusammenfassung und Ausblick 167

Literatur 171

A Ergebnisse der Modellversuche 177
A.1 Kleinmaßstäbliche Versuche im dicht gelagerten Sand 177
A.1.1 Tabellarische Übersicht 177
A.1.2 Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche unter Druckbelastung 180
A.1.3 Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche unter Zugbelastung 184
A.2 Kleinmaßstäbliche Versuche im locker gelagerten Sand 188
A.2.1 Tabellarische Übersicht 188
A.2.2 Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche unter Druckbelastung 189
A.2.3 Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche unter Zugbelastung 191

B Ergebnisse der PIV-Versuche 193
B.1 PIV-Versuche im dicht gelagerten Sand 194
B.1.1 Tabellarische Übersicht 194
B.1.2 Ergebnisse der Versuche unter Druckbelastung 196
B.1.2.1 Versuch PIV D 02 196
B.1.2.2 Versuch PIV D 04 198
B.1.2.3 Versuch PIV D 06 200
B.1.2.4 Versuch PIV D 08 202
B.1.2.5 Versuch PIV D 10 204

B.1.3 Ergebnisse der Versuche unter Zugbelastung . . . 206
B.1.3.1 Versuch PIV D 01 . . . 206
B.1.3.2 Versuch PIV D 03 . . . 208
B.1.3.3 Versuch PIV D 05 . . . 210
B.1.3.4 Versuch PIV D 07 . . . 212
B.1.3.5 Versuch PIV D 09 . . . 214
B.1.3.6 Versuch PIV D 11 . . . 216
B.1.3.7 Versuch PIV D 12 . . . 218
B.2 PIV-Versuche im locker gelagerten Sand . . . 220
B.2.1 Tabellarische Übersicht . . . 220
B.2.2 Ergebnisse der Versuche unter Druckbelastung . . . 222
B.2.2.1 Versuch PIV L 02 . . . 222
B.2.2.2 Versuch PIV L 03 . . . 224
B.2.2.3 Versuch PIV L 06 . . . 226
B.2.2.4 Versuch PIV L 08 . . . 228
B.2.2.5 Versuch PIV L 09 . . . 230
B.2.2.6 Versuch PIV L 11 . . . 232
B.2.3 Ergebnisse der Versuche unter Zugbelastung . . . 234
B.2.3.1 Versuch PIV L 01 . . . 234
B.2.3.2 Versuch PIV L 04 . . . 236
B.2.3.3 Versuch PIV L 05 . . . 238
B.2.3.4 Versuch PIV L 07 . . . 240
B.2.3.5 Versuch PIV L 10 . . . 242
B.2.3.6 Versuch PIV L 12 . . . 244
B.2.3.7 Versuch PIV L 13 . . . 246
B.2.3.8 Versuch PIV L 14 . . . 248

C Angaben zu den durchgeführten Feldversuchen 251
C.1 Angaben zur Geometrie . . . 251
C.2 Angaben zu den Baugrundeigenschaften . . . 252
C.2.1 Straßkirchen, Firmengelände der Krinner Schraubfundamente GmbH . . . 252
C.2.2 Furth bei Landshut, Kieswerk Eichstetter GmbH . . . 252
C.2.3 Mainburg, Ziegelwerk Leipfinger Bader . . . 252
C.3 Angaben zu den durchgeführten Versuchen . . . 253
C.3.1 Straßkirchen, Firmengelände der Krinner Schraubfundamente GmbH . . . 253
C.3.2 Furth bei Landshut, Kieswerk Eichstetter GmbH . . . 253
C.3.3 Mainburg, Ziegelwerk Leipfinger Bader . . . 254

D Empfehlungen für ein Probebelastungsverfahren für Fertigschraubpfähle 257
D.1 Vorrichtungen und Prüfgeräte 257
D.2 Messgrößen, Messgenauigkeit 257
D.3 Versuchsdurchführung 258
D.3.1 Eignungsprüfungen 258
D.3.2 Abnahmeprüfungen 260
D.4 Abnahmekriterien und Verlängerung der Beobachtungszeit 260
D.4.1 Eignungsprüfungen 260
D.4.2 Abnahmeprüfungen 262

E Numerische Berechnungen 263
E.1 Numerische Nachrechnung der Modellversuche 263
E.1.1 Parameter für die Stoffgesetze 263
E.1.1.1 Parameter der Nachrechnung mit dem Hardening-Soil-Stoffgesetz 263
E.1.1.2 Parameter der Nachrechnung mit dem Mohr-Coulomb-Stoffgesetz 264
E.1.2 Ergebnisse für druckbelastete Fertigschraubpfähle 264
E.1.3 Ergebnisse für zugbelastete Fertigschraubpfähle 266
E.2 Parameter für das Hardening-Soil-Stoffgesetz der numerischen Parameterstudie . 268

Abbildungsverzeichnis

1.1 Einteilung von Pfählen nach Art der Einbringung und Herstellungsart mit zugehörigen Abschnitten nach EA-Pfähle (2012) 2
1.2 Beispiele für mögliche Geometrien von Fertigschraubpfählen 3

2.1 Definitionen der geometrischen Abmessungen 6
2.2 Einbringung von Fertigschraubpfählen 7
2.3 Ergebnisse der Modellversuche mit eingefärbten Sandschichten, aus Mitch und Clemence (1985) 10
2.4 Angenommenes Versagen bei unterschiedlichen Einbindetiefen, nach Mitch und Clemence (1985) 11
2.5 Beiwerte für die Berechnung des Herausziehwiderstands, nach Mitch und Clemence (1985) 12
2.6 Ansätze für die untersuchten Versagensformen, nach Hoyt und Clemence (1989) . 13
2.7 Einfluss der Geometrie auf das Eindrehmoment und den Herausziehwiderstand, aus Ghaly und Hanna (1991) 15
2.8 Bruchfiguren von Fertigschraubpfählen unter Zugbelastung und daraus abgeleitetes Berechnungsmodell, nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) 17
2.9 Angenommene Kräfte, die auf die Wendel (Abwicklung) wirken, nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) 21
2.10 Entwicklung der radialen Spannungen σ_r während des Eindrehens eines Fertigschraubpfahls, nach Ghaly und Hanna (1992) 22
2.11 Entwicklung der radialen Spannungen σ_r während des Herausziehens eines Fertigschraubpfahls, nach Ghaly und Hanna (1992) 23
2.12 Geometrische Abmessungen der eingedrehten Fertigschraubpfähle, aus Tsuha und Aoki (2010) 24
2.13 Annahmen zu den wirkenden Momenten während der Installation und den resultierenden Kräften beim Herausziehen im untersuchten Ansatz, nach Tsuha et al. (2007) 26
2.14 Vergleich von gemessenen Korrelationsfaktoren K_T, nach Tsuha und Aoki (2010) 28

3.1 Vergleich der berechneten Tragfähigkeit für nichtbindige Böden nach Brinch-Hansen (1970) mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2007) 36

4.1 Versuchsstand für die Modellversuche 41
4.2 Kornverteilung des Modellbodens 42
4.3 Modelle der FSP für Modell- und PIV-Versuche mit $D = 65$ mm, $L = 9 \cdot D$, $l = 1,5 \cdot d$ und $n_W = 5$ 43
4.4 Einbau des achsensymetrischen Modells in den Versuchskasten 45
4.5 Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand 48
4.6 Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand 49
4.7 Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand 50
4.8 Ergebnisse von Versuchen im dicht gelagerten Sand 51
4.9 Ergebnisse von Versuchen im locker gelagerten Sand 51
4.10 Ergebnisse von Versuchen mit $D_W = 65$ mm $L = 585$ mm und mehreren Wendeln im Abstand von $l = 97$ mm bis $l = 293$ mm 52
4.11 Widerstands-Hebungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand 53
4.12 Widerstands-Hebungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand 54
4.13 Ergebnisse von Zugversuchen im dicht gelagerten Sand 54
4.14 Ergebnisse von Zugversuchen im locker gelagerten Sand 55
4.15 Ergebnisse von zugbelasteten Versuchen mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm und mehreren Wendeln im Abstand von $l = 97$ mm bis $l = 293$ mm 56
4.16 Ergebnisse des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Sand 56
4.17 Ergebnisse des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 57
4.18 Ergebnisse des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 58
4.19 Vergleich der vertikalen Verformungen im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 59
4.20 Vergleich der Normalverzerrungen im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm mit dem Versuch PIV D 04 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm 60
4.21 Vergleich der Versuche PIV D 02 (dichte Lagerung) und PIV L 11 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 61
4.22 Vergleich der Versuche PIV D 08 (dichte Lagerung) und PIV L 03 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm . . 62
4.23 Vergleich der Versuche PIV D 08 und PIV D 10 (dichte Lagerung) sowie PIV L 03 und PIV L 02 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 63
4.24 Ergebnisse des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Sand 64

4.25 Ergebnisse des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 65
4.26 Ergebnisse des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 66
4.27 Vergleich der Gesamtverformungen im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 67
4.28 Vergleich der Versuche PIV D 03 (dichte Lagerung) und PIV L 10 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 68
4.29 Vergleich der Versuche PIV D 07 (dichte Lagerung) und PIV L 04 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm, $l = 293$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 69
4.30 Vergleich der Versuche PIV D 07 und PIV D 09 (dichte Lagerung) sowie PIV L 04 und PIV L 01 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm 70
4.31 PIV-Auswertung der vertikalen Verformung bei Bruchlast im mitteldichten Sand $D_W = 47$ mm und $L_0/D_W = 11$, aus Motamedinia, Hataf und Habibagahi (2019) 72

5.1 Versuchsgrube, Testpfahl und Belastungseinrichtung 74
5.2 Vergleich der gemessenen Widerstands-Setzungs-Linien 76
5.3 Vergleich der gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien 77
5.4 Großaufnahme nach dem Versagen des zugbelasteten Fertigschraubpfahls 78
5.5 Verformungen an der Sandoberkante während der Probebelastung in Zugrichtung (Hebungen negativ) 78
5.6 Ergebnisse des zyklischen Druckschwelllastversuches mit $F_{c,max} = 15$ kN und $F_{c,min} = 7{,}5$ kN 80
5.7 Typische Ergebnisse von Probebelastungen in Feldversuchen 81
5.8 Ausziehversuch zur Ermittlung der Bruchfigur 82
5.9 Vergleich von Druckprobebelastungen mit dem Grundelement KFV V 114 x 2000 und dem Grundelement mit Verlängerung KSF V 114 x 1500 EH 85
5.10 Korrelation zwischen Eindrehmoment und Widerstand bei den durchgeführten Probebelastungen mit Druckbelastung 87
5.11 Vergleich von Zugprobebelastungen mit dem Grundelement KFV V 114 x 2000 und dem Grundelement mit Verlängerung KSF V 114 x 1500 EH 88
5.12 Korrelation zwischen Eindrehmoment und Widerstand bei den durchgeführten Probebelastungen mit Zugbelastung 89
5.13 Verglich unterschiedlicher Prüfverfahren nach DIN EN 1537 im Feldversuch . . . 90
5.14 Korrelation zwischen Eindrehmoment und Widerstand mit Prognoseband und empirischen Faktor K_T 92

6.1 Axialsymmetrisches Modell mit dem von Plaxis generiertem Netz mit 15-Knoten-Elementen . . . 94
6.2 Einfluss der Vorbelastung auf die Horizontalspannungen . . . 95
6.3 Vergleich von Triaxialversuchen mit dem Hardening-Soil-Stoffmodell . . . 97
6.4 Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen für den Widerstand unter Druckbelastung im dicht gelegerten Sand . . . 98
6.5 Vergleich der numerisch berechneten Verformungen und Verzerrungen mit den Ergebnissen des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Sand . . . 100
6.6 Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen für den Widerstand unter Zugbelastung im dicht gelegerten Sand . . . 101
6.7 Vergleich der numerisch berechneten Verformungen und Verzerrungen mit den Ergebnissen des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Sand . . . 102
6.8 Numerisch berechnete inkrementelle deviatorische Verzerrungen im dichten Sand unter Druckbelastung, $D_W = 65$ mm, $L = 9 \cdot D_W$, $l/D_W = 4,5$ . . . 104
6.9 Beispiel für vertikale Spannungen im dicht gelagerten Sand . . . 106
6.10 Erfahrungswerte für Bodenkenngrößen in Abhängigkeit des Reibungswinkels, nach Soos (2001) . . . 109
6.11 Einfluss verschiedener Modellparameter auf den Widerstand am Pfahlkopf bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$; $D_W = 0,42$ m; $d = 0,14$ m; $l = 3,5 \cdot D_W$ . . . 111
6.12 Vergleich zwischen dem nach Gleichung 6.4 prognostizierten Mindestwendelabstand für das Einzelversagen und den Beobachtungen in numerischen Berechnungen mit $d = 0,14$ m; $D_W/d = 4$; $l/D_W = 20$ . . . 113
6.13 Rückgerechnete Tragfähigkeitsbeiwerte für unterschiedliche Reibungswinkel und Einbindelängen; $d = 0,14$ m; $D_W/d = 4$; . . . 114

7.1 Aus Parameterstudie zurückgerechnete Tragfähigkeitsfaktoren in Abhängigkeit der relativen Einbindelänge L/D_W . . . 116
7.2 Beispiele für zurückgerechnete Tragfähigkeitsfaktoren in Abhängigkeit der relativen Einbindelänge L/D_W für $\varphi' = 23°$ und unterschiedliche Wendelabstände l . . . 118
7.3 Beispiele für zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Wendeldurchmessers D_W für unterschiedliche Reibungswinkel; $l/D_W = 2$ . . . 118
7.4 Aus Parameterstudie zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ'; $l/D_W = 2$ . . . 119
7.5 Aus Parameterstudie zurückgerechneter Parameter λ_3 in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' . . . 121

7.6 Abgeleiteter Tragfähigkeitsbeiwert N_{L/D_W} zur Berücksichtigung der Einbindetiefe in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindetiefen L/D_W . . . 122
7.7 Abgeleiteter Tragfähigkeitsbeiwert N_{D_W} zur Berücksichtigung des Wendeldurchmessers in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' für unterschiedliche Wendeldurchmesser D_W . . . 123
7.8 Aus Parameterstudie zurückgerechnete Faktoren i_C in Abhängigkeit des Reibungswinkels für verschiedene relative Einbindelängen . . . 124
7.9 Beispiele für zurückgerechnete Faktoren i_C in Abhängigkeit des Verhältnisses c'/c'_{ref} 125
7.10 Abgeleiteter Tragfähigkeitsbeiwert N_C zur Berücksichtigung der effektiven Kohäsion c' in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' . . . 126
7.11 Beispiele für zurückgerechnete Formfaktoren ν in Abhängigkeit des relativen Wendelabstands . . . 127
7.12 Beispiele für zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' 128
7.13 Beispiele für zurückgerechnete Formbeiwerte $\nu_{D_W/d}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Wendeldurchmesser D_W und Schaftdurchmesser d . . . 129
7.14 Beispiele für zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des relativen Wendelabstands l/D_W . . . 129
7.15 Beispiele für zurückgerechnete Formbeiwerte ν_{D_W} in Abhängigkeit des Wendeldurchmessers D_W . . . 130
7.16 Abgeleiteter Formbeiwert ν_{l/D_W} zur Berücksichtigung des Einflusses des relativen Wendelabstands in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' . . . 131
7.17 Abgeleiteter Formbeiwert $\nu_{D_W/d}$ zur Berücksichtigung des Einflusses des Verhältnisses zwischen Wendel- und Schaftdurchmesser in Abhängigkeit des Verhältnisses D_W/d für unterschiedliche relative Wendelabstände l/D_W . . . 132
7.18 Abgeleiteter Formbeiwert ν_{D_W} zur Berücksichtigung des Einflusses des Wendeldurchmessers in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' . . . 133
7.19 Histogramm zur Verteilung des Fehlers $N_{\mathrm{FSP}}/N_{\mathrm{FSP,num}}$ . . . 134
7.20 Beispiele für zurückgerechnete Faktoren η_t in Abhängigkeit der relativen Einbindung für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 28,5°$ . . . 135
7.21 Aus Parameterstudie zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' . . . 136
7.22 Aus Parameterstudie zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Wendeldurchmessers D_W für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 43,5°$ . . . 137
7.23 Abgeleiteter Beiwert η_t zur Berücksichtigung von Zugbelastungen in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindelängen L/D_W und Wendeldurchmesser D_W . . . 138
7.24 Abgeleiteter Beiwert ν_η zur Berücksichtigung von geometrischen Einflüssen auf den Zugwiderstand in Abhängigkeit der relativen Einbindelängen L/D_W . . . 139

7.25 Histogramm zur Verteilung des Fehlers $\eta_t/\eta_{t,num}$ 140
7.26 Histogramm zur Verteilung des Fehlers $N_{\mathrm{FSP},t}/N_{\mathrm{FSP},num,t}$ 141
7.27 Abgeleitete Parameter zur Berechnung des Faktors η_{inf} bei Druckbelastung . . . 143
7.28 Abgeleitete Parameter zur Berechnung des Faktors η_{inf} bei Zugbelastung 144
7.29 Parameter ς_1 in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindelängen L/D_W 147
7.30 Parameter ς_2 in Abhängigkeit der relativen Einbindelängen L/D_W für unterschiedliche relative Wendelabstände l/D_W 148
7.31 Verhältnis des numerisch berechneten Widerstands unter Auftrieb $R_{num}(\gamma')$ zum Widerstand ohne Grundwassereinfluss $R_{num}(\gamma)$ in Abhängigkeit des Verhältnisses der Wichten γ'/γ 149
7.32 Vergleich des numerisch berechneten Widerstands unter Auftrieb $R_{num}(\gamma')$ mit dem nach der Näherungslösung berechneten Widerstand R_{FSP} unter Zugbelastung 150
7.33 Vergleich der mit Plaxis berechneten Vertikalspannungen σ'_{yy} bei Zugbelastung und gleicher Geometrie im homogenen Modell und Modell mit zwei Bodenschichten mit Reibungswinkeln von $\varphi' = 23°$ und 43,5° 151
7.34 Vergleich des numerisch berechneten Widerstands R_{num} mit dem nach der Näherungslösung berechneten Widerstand R_{FSP} für geschichteten Baugrund mit zwei Schichten für Zug- und Druckbelastung 152
7.35 Vergleich des numerisch berechneten Widerstands R_{num} mit dem nach der Näherungslösung berechneten Widerstand R_{FSP} für geschichteten Baugrund mit drei Schichten 153
7.36 Parameter $\left(\xi_1 \cdot e^{\varphi' \cdot \xi_2} + \xi_3\right)$ in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche Verhältnisse δ_v 156
7.37 Parameter $\xi_4^{(\delta_v - 1)}$ in Abhängigkeit der relativen Einbindelängen L/D_W für unterschiedliche Verhältnisse δ_v 157
7.38 Vergleich zwischen Modellversuchen im dicht gelagerten Sand und den Ergebnissen des halbempirischen Berechnungsmodells 159
7.39 Prinzip zur Berechnung des Widerstands bei abschnittsweiser Geometrie durch Superposition 162
7.40 Vergleich der von Tsuha gemessenen Widerstände R_{meas} mit den nach der Näherungslösung berechneten Widerständen R_{FSP} 163
7.41 Vergleich zwischen dem hergeleiteten halbempirischen Berechnungsverfahren und den Berechnungsverfahren nach Kapitel 2 164

Tabellenverzeichnis

2.1 Empfohlene Erddruckbeiwerte für Fertigschraubpfähle, nach Mitch und Clemence (1985) . . . 12
2.2 Korrelationsfaktoren K_T zwischen Widerstand und Drehmoment, nach Hoyt und Clemence (1989) . . . 14
2.3 Geometrische Eigenschaften der angenommenen Bruchfigur, nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) . . . 18
2.4 Bodenmechanische Kenngrößen des Modellsands, nach Tsuha et al. (2007) . . . 24
2.5 Geometrische Abmessungen und Ergebnisse der Zentrifugenversuche, nach Tsuha et al. (2007) . . . 25

3.1 Parameter für nichtbindigen Boden, aus Höppner (2011) . . . 36

4.1 Bodenmechanische Kenngrößen des Modellsands . . . 43
4.2 Aufstellung der gemessenen und interpolierten Widerstände von PIV-Versuchen . 61

5.1 Überblick zu den durchgeführten Feldversuchen . . . 84

7.1 Parameter $\zeta_{i,j}$ zur Berechnung des Beiwertes η_{ult} . . . 145
7.2 Parameter $\varsigma_{i,j}$ zur Berechnung des Kraftdurchgangs . . . 146
7.3 Parameter $\xi_{i,j}$ zur Berechnung des Beiwertes η_v . . . 155
7.4 Vergleich zwischen Modellversuchen mit Wendeldurchmesser $D_W = 6,5$ cm und mehreren Wendeln im dicht gelagerten Sand und Nachrechnung . . . 160
7.5 Vergleich zwischen Modellversuchen mit Wendeldurchmesser $D_W = 6,5$ cm im locker gelagerten Sand und Nachrechnung . . . 160

Symbolverzeichnis

Symbol	Benennung	Einheit
A_W	Fläche der Wendel	m^2
C_U	Ungleichförmigkeitszahl	[-]
C_C	Krümmungszahl	[-]
c'	Kohäsion	kN/m^2
d_{10}	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang	mm
D	Lagerungsdichte	[-]
D_{eq}	$= 2 \cdot r_{eq}$	m
D_W	Außendurchmesser der Wendel	m
d	Schaftdurchmesser des Fertigschraubpfahls	m
d_b	Tiefenbeiwert für Flachgründungen Gründungsbreite	[-]
d_c	Tiefenbeiwert für Flachgründungen Kohäsion	[-]
d_d	Tiefenbeiwert für Flachgründungen Gründungstiefe	[-]
E_{50}^{ref}	Sekantensteifigkeit (Standartriaxialversuch)	kN/m^2
E_{oed}^{ref}	Tangentialsteifigkeit (Ödometerversuch)	kB/m^2
E_p	Resultierende Erddruckkraft aus passivem Erddruck	kN
E_p'	Resultierende Erddruckkraft aus modifizierten passivem Erddruck	kN
E_S	Steifemodul	kN/m^2
E_{ur}^{ref}	Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit	kN/m^2
F_c	aufgebrachte Last am Pfahlkopf in Druckrichtung	kN
F_n	Kraft die in Normalrichtung zur Wendel wirkt	kN
F_t	aufgebrachte Last am Pfahlkopf in Zugrichtung	kN
F_{tang}	Kraft die tangential zur Pfahlachse wirkt	kN
F_{ult}	Kraft am Pfahlkopf bei Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit	kN

Symbol	Benennung	Einheit
G	Gewichtskraft eines Bodenkörpers	kN
h	Ganghöhe	m
h_f	Die Höhe eines zylindrischen Bruchkörpers ober- bzw. unterhalb einer Wendel	m
h_w	Abstand zwischen Geländeoberkante und Grundwasserspiegel	m
I_D	bezogene Lagerungsdichte	[-]
i_C	Einflussbeiwert der Kohäsion	[-]
K_a	aktiver Erddruckbeiwert	[-]
K_{agh}	aktiver horizontaler Erddruckbeiwert	[-]
K_{gh}	Erddruckbeiwert für an der Mantelfläche des von den Wendeln umschlossenen Bodenzylinders	[-]
K_p	passiver Erddruckbeiwert	[-]
K'_p	modifizierter passiver Erddruckbeiwert	[-]
K_{pgh}	passiver horizontaler Erddruckbeiwert	[-]
K_T	empirischer Korrelationsfaktor zwischen Eindrehmoment und Widerstand	m^{-1}
k_S	Kriechmaß	mm
L	Einbindelänge des Fertigschraubpfahls von GOK bis zur untersten Wendel	m
L_0	Einbindelänge des Fertigschraubpfahls von GOK bis zur obersten Wendel	m
L_c	Seitenlänge des kegelstumpfförmigen Aufbruchkegels	m
l	Abstand zwischen 2 Wendeln	m
l_c	Höhe des kegelstumpfförmigen Aufbruchkegels	m
m	Exponent für Spannungsabhängigkeit	[-]
N_t	Tragfähigkeitsbeiwert bei Zugbelastung	[-]
N_{b0}	Tragfähigkeitsbeiwert für Flachgründung Gründungsbreite	[-]
N_C	Tragfähigkeitsbeiwert für Fertigschraubpfahl Kohäsion	[-]
N_c	Tragfähigkeitsbeiwert für Flachgründung Kohäsion	[-]
N_{d0}	Tragfähigkeitsbeiwert für Flachgründung Gründungstiefe	[-]
N_{D_W}	Tragfähigkeitsbeiwert für Fertigschraubpfahl Wendeldurchmesser	[-]

Symbol	Benennung	Einheit
N'_d	Modifizierter Tragfähigkeitsbeiwert für Fertigschraubpfahlwendeln	[-]
N_{FSP}	Tragfähigkeitsfaktor für Fertigschraubpfahl	[-]
N_{L/D_W}	Tragfähigkeitsbeiwert für Fertigschraubpfahl relative Einbindelänge	[-]
N_W	Tragfähigkeitsbeiwert für einzelne Wendel	[-]
n_W	Anzahl der Wendeln eines Fertigschraubpfahls	[-]
p_0	Überlagerungsspannung an der Oberkante des tiefliegenden Aufbruchkegels	$\mathrm{kN/m^2}$
p_{ref}	Referenzspannung für Steifigkeit	$\mathrm{kN/m^2}$
q_Z	Scherwiderstand zwischen Schaft und Boden	$\mathrm{kN/m^2}$
q_W	Widerstand unter- bzw. oberhalb einer Wendel	$\mathrm{kN/m^2}$
q_Z	Scherwiderstand entlang des von den Wendeln umschlossenen Bodenzylinders	$\mathrm{kN/m^2}$
R	Widerstand allg.	kN
R_c	Gesamtwiderstand Druckbelastung	kN
R_t	Gesamtwiderstand Zugbelastung	kN
R_S	Widerstand aus Mantelreibung entlang des Schafts	kN
R_W	Widerstand einer Einzelwendel	kN
R_Z	Widerstand aus Mantelreibung entlang des Bodenzylinders	kN
r	Radius (allg., variabel)	m
r_{eq}	Radius an dem die Resultierende einer ringförmigen, gleichmäßig verteilten Tangentialspannung das gleich Moment wie diese erzeugt	m
r_c	Radius des kegelstumpfförmigen Aufbruchkegels	m
s	Kopfverschiebung des Fertigschraubpfahls	mm
s_b	Formbeiwert für Flachgründungen Gründungsbreite	[-]
s_c	Formbeiwert für Flachgründungen Kohäsion	[-]
s_d	Formbeiwert für Flachgründungen Gründungstiefe	[-]
s_{ult}	Kopfverformung bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit	mm
s_W	Steigung der Wendel	mm

Symbol	Benennung	Einheit
T	Eindrehmoment am Kopf	kNm
T_W	Widerstandsmoment, das auf die Wendeln wirkt	kNm
T_S	Widerstandsmoment, das auf den Schaft wirkt	kNm
u	Verschiebung in horizontaler Richtung (PIV)	mm
v	Verschiebung in vertikaler Richtung (PIV)	mm
t_W	Dicke der Wendel	mm
w	Anzahl der Windungen	[-]
Griechisch		
γ	Wichte des Bodens	kN/m^3
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb	kN/m^3
γ_r	Wichte des gesättigten Bodens	kN/m^3
δ	Neigungswinkel des mobilisierten Erddrucks	°
δ_r	Grenzflächenreibungswinkel zwischen Boden und Wendelmaterial	°
ζ_i	Parameter zur Berechnung von Widerstandslinien	[-]
η_t	Anpassungsfaktor für Zugbelastung	[-]
η_ν	Anpassungsfaktor für Steifigkeit	[-]
ι_i	Parameter zur Berechnung des Anpassungsfaktor für Zugbelastung	[-]
κ_i	Parameter zur Berechnung des Formfaktors	[-]
λ_i	Parameter zur Berechnung des Tragfähikeitsfaktors	[-]
μ	Reibungsbeiwert	[-]
ν	Formfaktor für Fertigschraubpfahl	[-]
ν_{D_W}	Formbeiwert für Fertigschraubpfahl Wendeldurchmesser	[-]
$\nu_{D_W/d}$	Formbeiwert für Fertigschraubpfahl relatives Durchmesserverhältnis	[-]
ν_e	Steifebeiwert	[-]
ν_{l/D_W}	Formbeiwert für Fertigschraubpfahl relativer Wendelabstand	[-]
ν_{ur}	Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastung	[-]
ξ_i	Parameter zur Berechnung des Anpassungsfaktor für Steifigkeit	[-]

Symbol	Benennung	Einheit
ρ_s	Korndichte	g/cm^3
θ	Gangwinkel	°
θ_{eq}	Gangwinkel mit $r = r_{eq}$	°
ϑ	Bruchflächenwinkel	°
ϑ_c	Neigungswinkel des Aufbruchkegels gegen die Vertikale	°
φ'	Reibungswinkel	°
σ_{at}	atmosphärischer Druck	kN/m^2
σ_r	Radialspannung	kN/m^2
σ'_v	effektive Vertikalspannung	kN/m^2
ς_i	Parameter zur Berechnung des Kraftdurchgangs	[-]
ψ	Dilatanzwinkel	°
ω_e	Steifeexponent	[-]

1 Einführung in die Thematik

1.1 Einführung, Motivation und Problemstellung

Zur Gründung von Bauwerken und technischen Anlagen können verschiedene Gründungsarten verwendet werden. Grundsätzlich wird zwischen Flach- bzw. Flächengründungen und Tiefgründungen unterschieden. Während bei Flächengründungen die Bauwerkslasten über Einzel- und Streifenfundamente oder Bodenplatten flächig in die oberflächennahen Bodenschichten eingeleitet werden, erfolgt der Lastabtrag bei Tiefgründungen über einzelne Gründungselemente, welche die Last in tiefere Bodenschichten einleiten. Tiefgründungen kommen beispielsweise zum Einsatz, wenn die oberen Bodenschichten wenig tragfähig sind, hohe punktuelle Lasten abgeleitet werden müssen, ungleichmäßige Setzungen zu befürchten sind oder das Grundwasser oberflächennah ansteht und nicht abgesenkt werden kann.

Pfähle sind die wohl am häufigsten verwendete Tiefgründungsvariante. Pfähle lassen sich nach der Art der Einbringung, nach der Herstellungsart und nach dem Baustoff unterscheiden. Die Systematik ist in Abbildung 1.1 gegeben und findet sich auch in der EA-Pfähle (2012) wieder.

Wie der Systematik zu entnehmen ist, ist die EA-Pfähle jedoch im Hinblick auf vorgefertigte Pfähle, die drehend und drückend in den Boden eingebracht werden, unvollständig. Während zwischen Fertigrammpfählen und Ortbetonrammpfählen unterschieden wird, werden unter Schraubpfählen nur Pfähle verstanden, die in Ortbeton hergestellt werden.

Im Gegensatz zu Bohrpfählen, die immer eine Ortbeton- oder Verbundbauweise erfordern, lassen sich Schraubpfähle auch vorfertigen und dann in den Boden einbringen. In der Systematik sind somit Fertigschraubpfähle und Ortbetonschraubpfähle zu differenzieren. Die aktuelle Ausgabe der EA-Pfähle (2012) nimmt eine solche Unterscheidung jedoch nicht vor, sondern behandelt nur Ortbetonschraubpfähle.

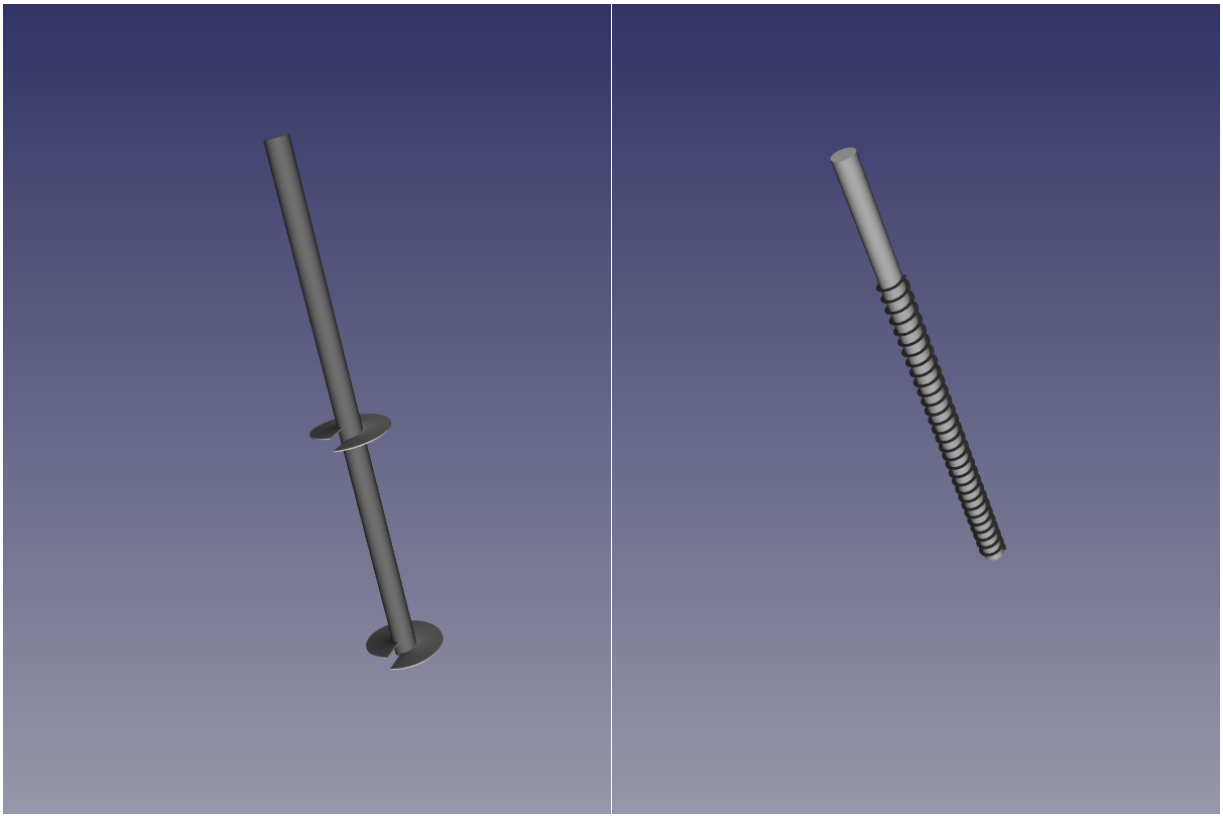
Unter Fertigschraubpfählen sind demnach vorgefertigte Pfähle zu verstehen, die drehend in den Boden eingebracht werden. Das Eindrehen kann zusätzlich durch eine Vorschubkraft unterstützt werden. Die Pfähle werden vorwiegend zur Einleitung von Zug- und Druckkräften verwendet, können aber je nach Geometrie auch laterale Lasten aufnehmen. Da es keine einheitliche Normung zu diesen Bauteilen gibt, haben sich mit der Zeit verschiedene Bezeichnungen wie z. B. Schraubanker, Bodenanker, Erdschraube oder Bohrfundament herausgebildet. Im englischen Sprachraum sind die Begriffe helical anchors/piles oder screw piles gebräuchlich. Von den Herstellern wurden diverse Bauformen für unterschiedliche Einsatzzwecke entwickelt.

Art der Einbringung		Bohren	Verdrängen			
		Weitere Unterteilungen nach Bohrverfahren und Bohrlochstützung möglich	quasi-statisch		dynamsich	
			Drehen und Drücken	Pressen	Rammen	Rütteln
Herstellungsart	Ortbeton-pfahl	Kellybohrpfahl SOB-Pfahl Greiferbohrpfahl **Abschnitt 2.2.1**	Atlaspfahl Fundexpfahl **Abschnitt 2.2.4**		Ortbetonramm-pfahl **Abschnitt 2.2.3**	Betonrüttelsäulen Ortbeton-vibrationspfahl **Abschnitt 2.3**
	Verbund-pfahl	GEWI-Pfahl TITAN-Pfahl **Abschnitt 2.2.6 und 2.2.7**			Verpress-mörtelpfahl Duktilpfahl **Abschnitt 2.2.5.1**	Rüttel-Injektion-Pfahl **Abschnitt 2.2.5.2**
	Fertigteil-pfahl	*Herstellung nicht möglich*	Fertigschraub-pfahl	Presspfahl	Holzrammpfahl Stahlrammpfahl Fertigrammpfahl **Abschnitt 2.2.2**	*Einrütteln von Stahlprofilen möglich*

Abbildung 1.1: Einteilung von Pfählen nach Art der Einbringung und Herstellungsart mit zugehörigen Abschnitten nach EA-Pfähle (2012)

Grundsätzlich besteht ein Fertigschraubpfahl aus einem Pfahlschaft und mindestens einer Wendel, deren Außendurchmesser größer als der Schaftdurchmesser ist. Es können entweder auch mehrere Wendeln mit einer einzelnen Windung (vgl. Rao, Prasad und Shetty (1991)) oder über mehrere Windungen durchgängige Wendeln angeordnet werden (vgl. Chen et al. (2018)). Bei Ersteren, auf denen der Fokus der vorliegenden Arbeit liegt, ist meist der Wendelaußendurchmesser deutlich größer als der Schaftdurchmesser. Bei Bauformen mit mehr oder weniger durchgängiger Wendel ist der Wendelaußendurchmesser nur etwas größer als der Schaftdurchmesser.

Während sich ein Bohrpfahl in seiner Geometrie recht einfach, beispielsweise mit einem Zylinder, der einen Durchmesser und eine Länge hat, beschreiben lässt, sind die geometrischen Variationsmöglichkeiten bei Fertigschraubpfählen deutlich vielfältiger. Als Schaft kommen vorwiegend runde Querschnitte (Rohre) zum Einsatz, es gibt aber auch Hersteller die quadratische Querschnitte verwenden (z. B. Livneh und El Naggar (2008)). Die heute üblichen Schaftdurchmesser liegen zwischen ca. 5 cm und 50 cm. Wenn einzelne Wendeln angeordnet werden, so liegt das Verhältnis zwischen Wendeldurchmesser und Schaftdurchmesser oft im Bereich zwischen zwei und vier, während bei durchgängigen Wendeln das Verhältnis meist unter zwei liegt. Die Län-



(a) Fertigschraubpfahl mit zwei einzelnen Wendeln (schematisch)

(b) Fertigschraubpfahl mit einer Wendel und mehreren Windungen (schematisch)

Abbildung 1.2: Beispiele für mögliche Geometrien von Fertigschraubpfählen

ge der Pfähle bzw. Pfahlsegmente ist zwischen einem Meter und zehn Metern. Die Bauformen mit mehreren eingängigen Wendeln eignen sich vorwiegend für wenig bis mäßig tragfähige Böden, d. h. weiche bis steife bindige Böden oder locker bis mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden, vgl. Niroumand et al. (2012). Fertigschraubpfähle mit durchgängiger Wendel eigenen sich auch zur Installation in schwer bohrbaren Böden. Um das Einbringen zu erleichtern, wird dabei teilweise vorgebohrt.

Fertigschraubpfähle werden unter anderem zur Gründung von Häusern (Crandell et al. 2011), Masten (Adams und Klym 1972), Solar- und Windenergieanlagen (Sakr 2011; Dilley und Hulse 2007) sowie Gewerbebauten verwendet. Im Bestand können sie zur Nachgründung bei Lasterhöhungen oder Gründungssanierung eingesetzt werden (Vito und Cook 2011). Weiterhin sind sie als Zugpfähle zur Abspannung von Seilkonstruktionen und zur Verankerung von Baugrubenwänden nutzbar. Typischerweise werden Fertigschraubpfähle mit Traglasten von bis zu 200 kN verwendet. Je nach Anwendungsbereich und Maschinentechnik sind aber auch deutlich höhere Lasten möglich, vgl. Spagnoli (2013) und Sakr (2010). Im deutschsprachigen Raum und in den Niederlanden

reichen die Erfahrungen mit „Schraubankern“ zum Abtrag horizontaler Lasten bis in die 1970er Jahre zurück. Es wurden beispielsweise Erfahrungen bei verschiedenen Wasserbauprojekten und dem Bau der Landesgewerbeanstalt Bayern in Nürnberg gesammelt, siehe Vogt und Salden (1995) und Vogt-Breyer (1999).

Die Verwendung von Fertigschraubpfählen ist bis heute in Deutschland, aber auch international, stark von lokalen Erfahrungen geprägt. Zwar existieren einige Bemessungsverfahren, die auf analytischen, erdstatischen Verfahren beruhen, diese weisen aber sehr starke Vereinfachungen auf. Daneben existieren empirische Methoden, bei denen sich jedoch die Frage der Übertragbarkeit und Skalierbarkeit stellt. Im Hinblick auf die Bemessung besteht deshalb eine erhebliche Wissenslücke, um die derzeitigen und zukünftigen Anwendungsbereiche von Fertigschraubpfählen ingenieurmäßig behandeln zu können.

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Das Ziel dieser Arbeit ist, ein praktisch anwendbares Verfahren zur Prognose der Tragfähigkeit von Fertigschraubpfählen unter axialer Belastung herzuleiten. Unter praktisch anwendbar ist zu verstehen, dass Ingenieurinnen und Ingenieure mit Erfahrung und Sachkunde auf dem Gebiet der Geotechnik mit Hilfe der Ergebnisse eines qualifizierten Bodengutachtens die Widerstände nachprüfbar prognostizieren können.

Zur Erreichung des Zieles wird im zweiten Kapitel der Arbeit ein Überblick zum aktuellen Stand von Forschung und Technik gegeben. Anschließend werden im dritten Kapitel die sich aus den Ansätzen ergebenen Problemstellungen erläutert. Im vierten Kapitel wird anhand von Modellversuchen das Tragverhalten von Fertigschraubpfählen unter axialer Belastung untersucht. Die Ergebnisse werden dem bisherigen Wissensstand gegenübergestellt. Das fünfte Kapitel behandelt die Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen im Originalmaßstab. Durch einen Vergleich zwischen den Beobachtungen von Prototyp und Modellversuch wird die Aussagekraft der Modellversuche verifiziert. Darauf aufbauend werden im sechsten Kapitel die Versuchsergebnisse um numerische Untersuchungen erweitert. Im ersten Teil werden anhand der Ergebnisse der Modellversuche die Möglichkeiten und Grenzen der numerischen Modelle aufgezeigt. Im zweiten Teil wird eine umfangreiche Parameterstudie vorgestellt, in der alle identifizierten, maßgeblichen Einflüsse auf das axiale Tragverhalten von Fertigschraubpfählen untersucht werden. Die numerischen Untersuchungen bilden die Grundlage eines halbempirischen Berechnungsverfahrens zur Prognose der Tragfähigkeit, das im achten Kapitel hergeleitet und verifiziert wird. Mit den Empfehlungen zur Verwendung des Verfahrens, in baupraktischer Hinsicht, wird das Ergebnis der Arbeit vervollständigt.

2 Wissensstand zum Tragverhalten von axial belasteten Fertigschraubpfählen

2.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten werden als Erstes einige Definitionen vorgenommen, die für das Verständnis und die Abgrenzung von Fertigschraubpfählen von Bedeutung sind. Anschließend wird ein Überblick zum Stand des Wissens gegeben. Die Sortierung erfolgt dabei nicht thematisch, sondern nach Autorengruppen, da diese aufbauend auf den gleichen Versuchen, Veröffentlichungen zu unterschiedlichen Themenbereichen publizierten.

2.2 Annahmen, Begriffe und Definitionen

Gemäß der Einführung werden unter **F**ertig**s**chraub**p**fählen (FSP) vorgefertigte Bauteile verstanden, die aus einem Schaft und mindestens einer Wendel mit mindestens einer Windung w bestehen, vgl. Abbildung 2.1. Der Schaft wird als rund angenommen und hat ein über die Einbindelänge L konstanten Durchmesser d.
Die Wendel hat eine Ganghöhe h und lässt sich vektoriell in kartesischen Koordinaten wie folgt beschreiben:

$$\overrightarrow{x}(w) = \begin{pmatrix} r \cdot \cos(2\pi w) \\ r \cdot \sin(2\pi w) \\ h \cdot w + t \end{pmatrix} \tag{2.1}$$

mit:

$d/2 \leq r \leq D_W/2$	Abstand zur Pfahlachse
t	Verschiebung der Wendel in z-Richtung
$t = L + h/2$	für die unterste Wendel

Die z-Koordinate der Wendel ist unabhängig von r, dem Abstand zur Pfahlachse, woraus folgt, dass die Steigung s_W mit größerem Abstand zur Achse abnimmt:

$$s_W = \frac{h}{2\pi r} \tag{2.2}$$

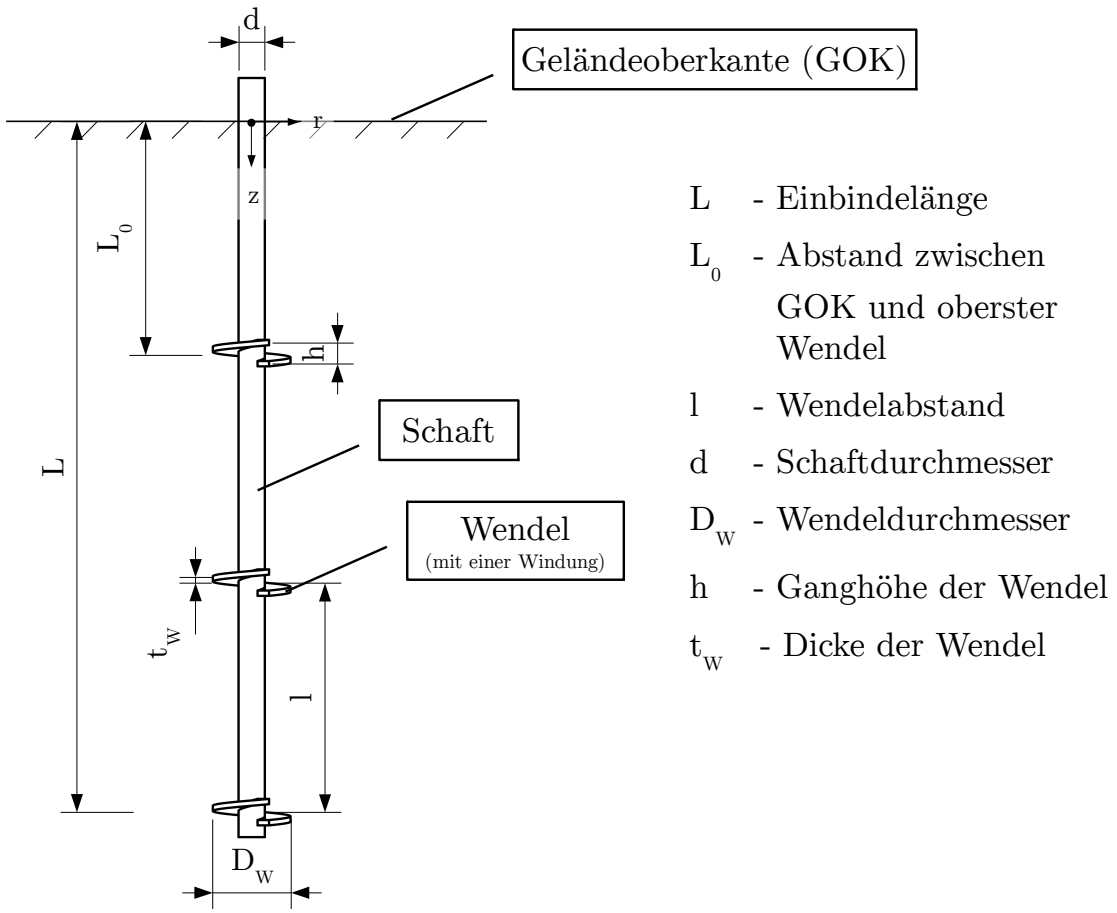


Abbildung 2.1: Definitionen der geometrischen Abmessungen

Aus der Steigung kann der Gangwinkel θ ermittelt werden:

$$\theta = \arctan(s_W) = \arctan\left(\frac{h}{2\pi r}\right) \tag{2.3}$$

Werden mehrere Wendeln angeordnet, so sollen diese ausgehend von der untersten Wendel in einem konstantem Abstand l zueinander angeordnet sein und alle den gleichen Wendeldurchmesser aufweisen. Die Dicke der Wendeln t_W (Materialstärke) soll ebenfalls als konstant gelten.

Weiterhin sind die folgenden geometrischen Verhältnisse für die Beschreibung von Fertigschraubpfählen von Bedeutung:

L/D_W relative Einbindelänge

l/D_W relativer Wendelabstand

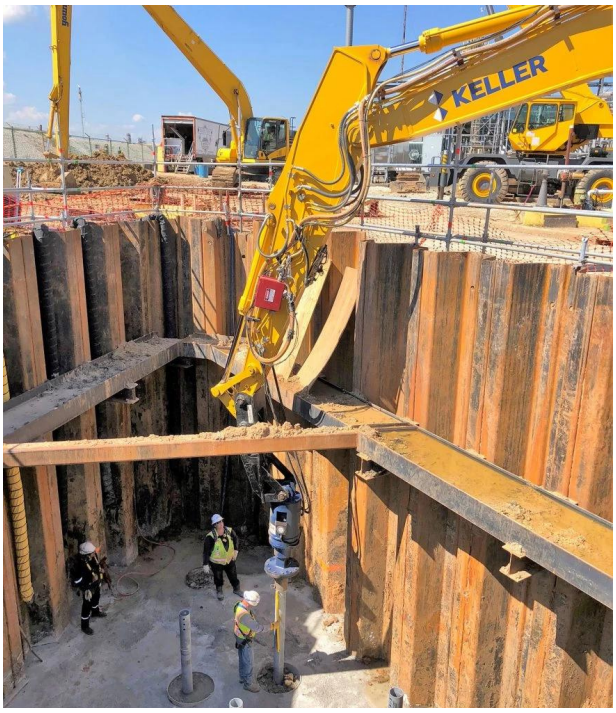
D_W/d Durchmesserverhältnis

Das untere Ende des Fertigschraubpfahls ist in Abbildung 2.1 nur schematisch dargestellt. Die Spitze kann verschieden ausgebildet sein. Möglich ist ein stumpfes, offenes oder geschlossenes Ende, eine Anschrägung oder eine konisch zulaufende Spitze, die ggf. mit zusätzlichen Wendeln und einer Bohrspitze ausgestattet ist. Es wird angenommen, dass die Ausbildung der Spitzenform keinen maßgeblichen Einfluss auf das Tragverhalten hat, sofern die anderen Randbedingungen (insbesondere Bodeneigenschaften) gleich sind. Es sei an dieser Stelle aber darauf hingewiesen, dass die Spitzenform einen großen Einfluss auf das Einbringen der Fertigschraubpfähle haben kann.

Fertigschraubpfähle werden drehend und unter Aufbringung einer Vorschubkraft erschütterungsarm in den Boden eingebracht. Die Einbringung ist entweder mit lafetten- bzw. mäklergeführten Kraftdrehköpfen oder mit Baggeranbaukraftdrehköpfen möglich, siehe Abbildung 2.2. Die Installation sollte dabei im Vollverdrängungsverfahren erfolgen, d. h. während des Eindrehens soll kein Boden nach oben gefördert, sondern seitlich verdrängt werden.

Während des Eindrehens kann das Drehmoment am Pfahlkopf gemessen werden. Dieses wird als Eindrehmoment bezeichnet. Das Eindrehmoment T ist nicht konstant, sondern abhängig von den jeweiligen Bodenverhältnissen und der Tiefe.

(a) Mäklergeführter Kraftdrehkopf an Kleingerät in schwer zugänglichen Gelände, Quelle: Krinner Schraubfundamente GmbH, www.krinnerfoundations.com/de/leistungsspektrum/



(b) Bagger mit Anbaukraftdrehkopf in beengter Baugrube, Quelle: Keller North America, www.keller-na.com/projects/petrochemical-sump-and-pipe-support

Abbildung 2.2: Einbringung von Fertigschraubpfählen

2.3 Feld- und Modellversuche zum Herausziehwiderstand und Eindrehmoment von Fertigschraubpfählen mit mehreren Wendeln

Mit Hilfe von Feld- und Laborversuchen wurden von Mitch und Clemence (1985) Versagensformen beim Herausziehen von Fertigschraubpfählen aus Sand identifiziert und darauf aufbauend ein analytischer Ansatz zur Berechnung des Widerstands erarbeitet. In den Feldversuchen sind Pfähle mit drei Wendeln, einem Durchmesser von $D_W = 28,7$ cm und einem Abstand von $l = 91,4$ cm getestet worden. Der Schaft wurde nach oben verlängert und dadurch die Einbindung der obersten Wendel zwischen $L_0 = 4 \cdot D_W$ und $8 \cdot D_W$ variiert.

Als Baugrund stand ein mitteldichter Feinsand mit teils feinkiesigen und schluffigen Beimengungen an, der bis in 12,2 m unter Gelände erbohrt wurde. Das Grundwasser stand 6,70 m unter Gelände.

Die Probebelastungen wurden teils als Schnelltest, bei denen eine schnelle Laststeigerung erfolgte, sodass das Versagen nach 10 bis 15 Minuten eintrat, und als Probebelastung mit fünf bis sechs Laststufen, in denen die Last bis zur Beruhigung der Verformung gehalten wurde, durchgeführt. Insgesamt liegen Ergebnisse von acht Schnelltests und fünf Probebelastungen vor.

Für die Laborversuche wurde der gleiche Sand wie im Feldversuch benutzt. Der Sand wurde im Testfeld entnommen, getrocknet und Körnungen mit $d > 10$ mm abgesiebt. Der Einbau für die Modellversuche erfolgte in mitteldichter und dichter Lagerung. Die gewünschte Lagerungsdichte konnte durch einen lagenweisen Einbau und anschließender Verdichtung mittels Vibrationsplatte erzielt werden. Die Modellpfähle wurden mit der Geometrie aus den Feldversuchen im Maßstab 1:3 nachgebaut. Zusätzlich wurden Pfähle mit einer Wendel mit $L = L_0$ getestet, um die Tragfähigkeit der obersten Wendel zu ermitteln.

Der Einbau in den Sand erfolgte durch Eindrehen, wobei darauf geachtet wurde, dass je Umdrehung die Eindringung der Ganghöhe entsprach. Während des Eindrehens sind das Drehmoment und die Verformungen an der Sandoberfläche gemessen worden. Beim Herausziehen wurden die aufgebrachte Kraft, die Kopfverschiebung und die Verformungen an der Sandoberfläche gemessen. In zwei Versuchen wurden zusätzliche Wegaufnehmer in den Sand eingebaut.

Nach Mitch und Clemence (1985) führt das Eindrehen in den Boden zu signifikanten Änderungen des Spannungszustandes und beeinflusst die Tragfähigkeit erheblich. Bei der Installation verdrängen die Wendeln und der Schaft den Sand. Der Sand, der direkt mit der Wendeln in Kontakt kommt, wird vorwiegend seitlich und teilweise nach oben verdrängt. Durch die seitliche Verdrängung des Sandes werden Spannungen in den umliegenden Boden übertragen und dieser verdichtet. Bei größerer Einbindung wird der Boden mehr seitlich verdrängt, was zu höheren Horizontalspannungen führt. Eine flache Einbindung begünstigt, durch die geringere Überlagerungsspannung, mehr Verformungen nach oben.

Der Sand innerhalb des Zylinders, der von den Wendeln durchfahren wurde, wird aufgelockert, während der Sand außerhalb, wie oben beschrieben, verdichtet wird. Daraus schließen Mitch und Clemence (1985), dass die Änderung des Spannungszustandes im Boden dazu führt, dass beim Herausziehen tendenziell der Boden entlang der Mantelfläche des Zylinders zwischen den Wendeln versagt.

Die Verformungsmessung an der Sandoberfläche zeigte unterschiedliche Ergebnisse für unterschiedliche L_0/D_W-Verhältnisse. Bei geringer Einbindung der oberen Wendel ($L_0/D_W = 4$) konnten relativ große Verformungen an der Oberfläche während des Ausziehens gemessen werden. Der Einflussbereich, in dem Hebungen gemessen wurden, reicht weit über den Durchmesser der Wendel hinaus. Bei größerer Einbindung konnte nur eine leichte Hebung von ca. 0,3 mm gemessen werden, was auf ein Versagen innerhalb des Bodens hindeutet. Ergänzend wurden Versuche mit eingefärbten Sandschichten durchgeführt, deren Ergebnisse in Abbildung 2.3 dargestellt sind.

Pfähle, bei denen die Einbindung der obere Wendel geringer als das Fünffache des Wendeldurchmesser ($L_0 < 5 \cdot D_W$) ist, werden von Mitch und Clemence (1985) als Pfähle mit geringer (flacher) Einbindung bezeichnet. Ihr Tragverhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass sich unter Zugbelastung oberhalb der obersten Wendel ein Bruchkegel ausbildet, der bis an die Geländeoberkante reicht, vgl. Abbildung 2.3a. Der Öffnungswinkel des Kegels ist etwa genauso groß wie der Reibungswinkel des Bodens ($\vartheta_c = \varphi'/2$).

Pfähle mit einer Einbindung der oberen Wendel mit $L_0 > 5 \cdot D_W$ werden von Mitch und Clemence (1985) als Pfähle mit großer (tiefer) Einbindelänge bezeichnet. Charakteristisch für diese ist, dass die Versagenszone unter Zugbelastung direkt oberhalb der obersten Wendel liegt und nicht bis an die Oberfläche reicht. Es kann innerhalb des Bodens ein, in der Höhe begrenzter, Kegel über der obersten Wendel beobachtet werden, vgl. Abbildung 2.3b.

Bei mehreren Wendeln verhält sich der Boden zwischen den Wendeln ähnlich wie ein Bohrpfahl, d. h. es entsteht Mantelreibung zwischen dem durch die Wendeln begrenzten Zylinder und dem umliegenden Boden.

Anhand der Ergebnisse wurde ein Berechnungsmodell entwickelt. Der Gesamtwiderstand unter Zugbelastung kann durch Addition der einzelnen Anteile bestimmt werden:

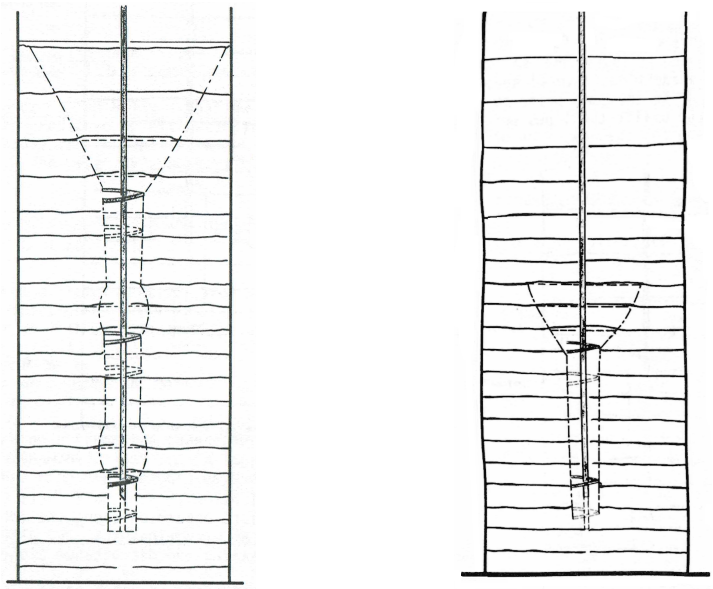
$$R_t = R_W + R_Z + R_S \tag{2.4}$$

mit:

R_W Widerstand der oberen Wendel

R_Z Widerstand aus Mantelreibung entlang des Bodenzylinders

R_S Widerstand aus Mantelreibung entlang des Schafts



(a) $L_0/D_W = 4$ **(b)** $L_0/D_W = 8$

Abbildung 2.3: Ergebnisse der Modellversuche mit eingefärbten Sandschichten, aus Mitch und Clemence (1985)

Die Anteile berechnen sich in Abhängigkeit der Einbindelänge, vgl. Abbildung 2.4. Für geringe Einbindung lässt sich der Widerstand der oberen Wendel unter Berücksichtigung der Gewichtskraft G des Aufbruchkegels und der am Aufbruchkegel angreifenden Reibungskräfte R_K bestimmen:

$$R_W = \pi \cdot \gamma' \cdot K_{tgh} \cdot \tan\varphi' \cdot \cos^2\left(\frac{\varphi'}{2}\right) \cdot \left(-\frac{D_W \cdot L_0^2}{2} + \frac{L_0^2 \cdot \tan\left(\frac{\varphi'}{2}\right)}{3}\right) + G \tag{2.5}$$

mit:

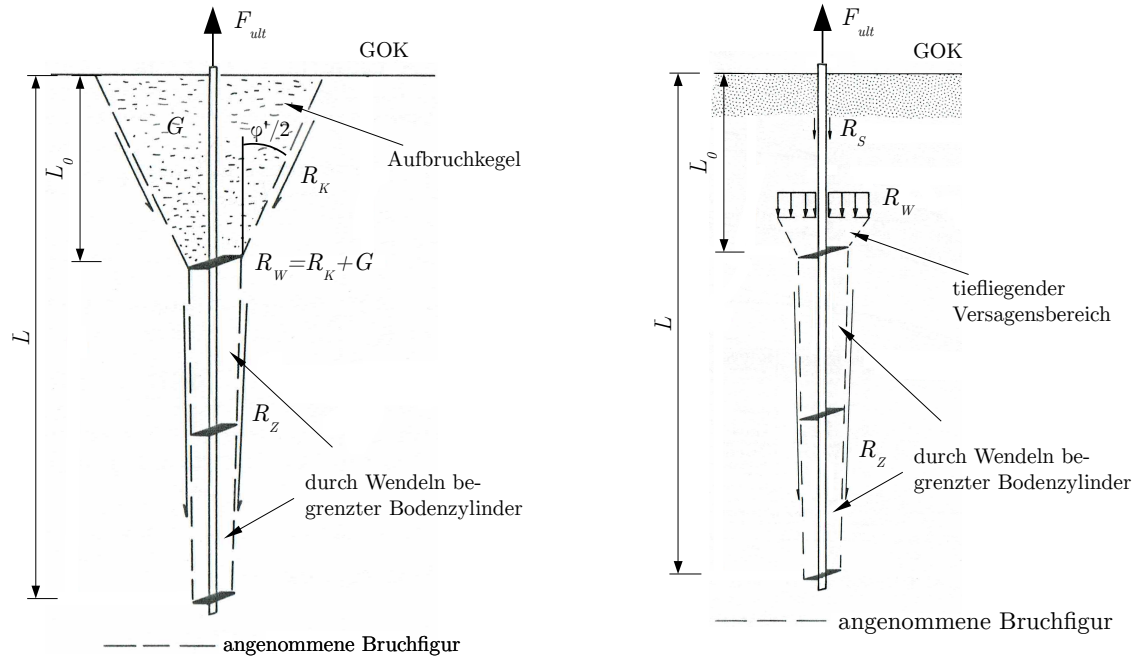
K_{tgh}	Erddruckbeiwert für Zugbelastung im Boden $K_{tgh} > K_0$
G	Gewichtskraft des Aufbruchkegels
$L_0 < 5 \cdot D_W$	

Bei großer Einbindung wird der Widerstand der oberen Wendel, ähnlich wie der Spitzendruck von Pfählen, mit Hilfe von Tragfähigkeitsbeiwerten berechnet:

$$R_W = \gamma' \cdot L_0 \cdot A_W \cdot N_t \tag{2.6}$$

mit:

A_W	Fläche der Wendel
N_t	Tragfähigkeitsbeiwert (bei Zugbelastung)



(a) $L_0/D_W < 5$ **(b)** $L_0/D_W > 5$

Abbildung 2.4: Angenommenes Versagen bei unterschiedlichen Einbindetiefen, nach Mitch und Clemence (1985)

Die Tragfähigkeitsbeiwerte für zugbelastete Fertigschraubpfähle wurden von Mitch und Clemence (1985) experimentell bestimmt und sind in Abbildung 2.5a grafisch gegeben. Die experimentellen Werte zeigen den Autoren zufolge gute Übereinstimmungen mit der Lösung von Meyerhof und Adams (1968).

Der Widerstand, der aus der Mantelreibung entlang des Bodenzylinders entsteht, kann nach folgender Gleichung berechnet werden:

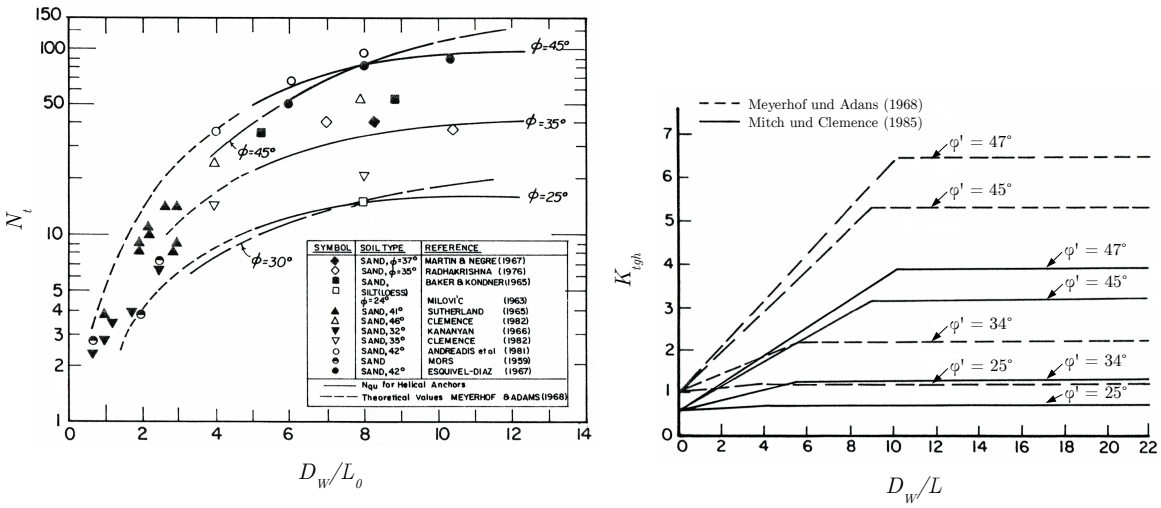
$$R_Z = \frac{\pi}{2} \cdot D_W \cdot \gamma' \cdot \left(L^2 - L_0^2\right) \cdot K_{tgh} \cdot \tan\varphi' \tag{2.7}$$

Zur Ermittlung des Erddruckbeiwertes wurden von Mitch und Clemence (1985) weitere Modellversuche mit Erddruckmessdosen durchgeführt. Der Erdruck wird, ausgehend vom Erdruhedruck, durch die Installation des Pfahls und die anschließende Zugbelastung erhöht. Der Vergleich mit den von Meyerhof und Adams (1968) empfohlenen Werten zeigt, dass bei Fertigschraubpfählen der Erddruckbeiwert etwa 35 % bis 43 % niedriger ist. Dies wird damit begründet, dass Meyerhof

und Adams (1968) von vollkommen ungestörten Boden ausgehen. Für die Berechnung nach Gleichung 2.7 empfehlen die Autoren die Werte in Tabelle 2.1. In Abbildung 2.5b sind die Beiwerte von Meyerhof und Adams (1968) mit einer Reduzierung um 40 % für Fertigschraubpfähle unter Zugbelastung gegeben.

Tabelle 2.1: Empfohlene Erddruckbeiwerte für Fertigschraubpfähle, nach Mitch und Clemence (1985)

Reibungswinkel φ' in °	K_{tgh} nach Meyerhof und Adams (1968) (Plattenanker)	K_{tgh} nach Mitch und Clemence (1985) (Fertigschraubpfahl)
25	1,20	0,70
30	1,50	0,90
35	2,50	1,50
40	3,90	2,35
45	5,30	3,20



(a) Tragfähigkeitsbeiwert N_t

(b) Horizontaler Erddruckbeiwert unter Zugbelastung K_{tgh}

Abbildung 2.5: Beiwerte für die Berechnung des Herausziehwiderstands, nach Mitch und Clemence (1985)

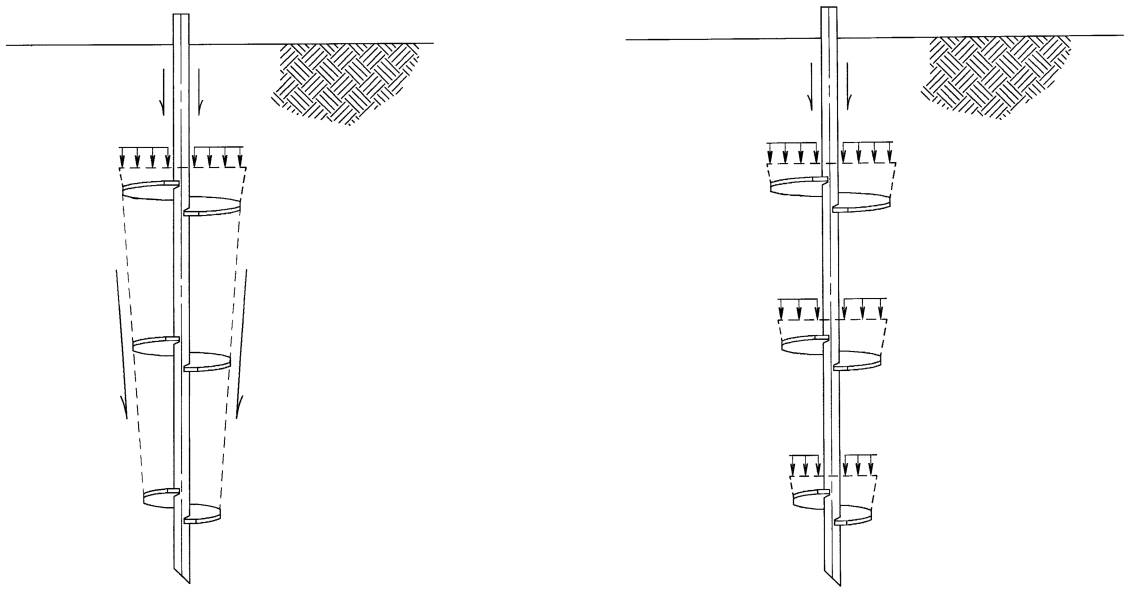
Die Mantelreibung entlang des Schaftes wird ebenfalls mit bodenmechanischen Ansätzen berechnet:

$$R_S = \frac{\pi}{2} \cdot d \cdot L_0 \cdot \gamma' \cdot \frac{L_0}{2} \cdot K_{tgh} \cdot \tan \varphi' \tag{2.8}$$

In Mooney, Adamczak und Clemence (1985) wurde das Tragverhalten unter Zugbelastung in bindigen Böden (Ton und Schluff) untersucht. In den Untersuchungen fand ebenfalls eine Unterscheidung zwischen geringer und großer Einbindung statt. Es wurde jedoch ein einheitliches Modell entwickelt, das dem in Abbildung 2.4b entspricht. Die einzelnen Widerstandskomponenten werden mit den undrainierten Scherparametern (φ_u, c_u) berechnet. Bobbitt und Clemence (1987) verzichten auf den Ansatz des Reibungsanteils in bindigen Böden (Ton).

In Hoyt und Clemence (1989) werden Probebelastungsergebnisse den Ergebnissen des Berechnungsverfahren nach Mitch und Clemence (1985) und Mooney, Adamczak und Clemence (1985) mit zylindrischer Scherfläche gegenübergestellt. Weiterhin wurden auch Berechnungen nach dem Verfahren von Klym, Radhakrishna und Howard (1986) durchgeführt. Bei diesem wird das Versagen des Bodens oberhalb jeder Einzelwendel mit entsprechenden Tragfähigkeitsbeiwerten untersucht, vgl. Abbildung 2.6. Ergänzt wurde die Auswertung mit empirischen Korrelationsfaktoren zwischen der Tragfähigkeit und dem Drehmoment am Ende des Eindrehvorgangs.

Die ausgewerteten Probebelastungen wurden vorwiegend weggesteuert, mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 102 mm/min, ausgeführt. Als Herausziehwiderstand wurde die erzielbare Reaktionslast aus der Belastung angesetzt. Die untersuchten Zugpfähle hatten Schaftdurchmesser zwischen 38 mm und 89 mm, die Wendeldurchmesser lagen zwischen 152 mm und 508 mm. Die relativen Einbindelängen variierten zwischen $L/D_W = 5,1$ bis 134. Die Anzahl der Wendeln je Fertigschraubpfahl lag zwischen zwei und vierzehn, der Abstand zwischen den Wendeln betrug $l/D_W = 1,55$ bis 4,50.



(a) Scherversagen entlang des Bodenzylinders

(b) Versagen des Bodens oberhalb jeder Einzelwendel $l/D_W > 3 \div 4$

Abbildung 2.6: Ansätze für die untersuchten Versagensformen, nach Hoyt und Clemence (1989)

Nach Hoyt und Clemence (1989) wird die beste Übereinstimmung zwischen Berechnung und Probebelastung bei dem empirischen Verfahren mit Korrelationsfaktor und Eindrehmoment erzielt. Bei diesem Verfahren wird eine Korrelation mit einem empirischen Faktor zwischen der Tragfähigkeit R_t und dem Eindrehmoment T am Ende des Installationsvorganges hergestellt:

$$R_t = K_T \cdot T \tag{2.9}$$

Die verwendeten Korrelationsfaktoren können der Tabelle 2.2 entnommen werden.

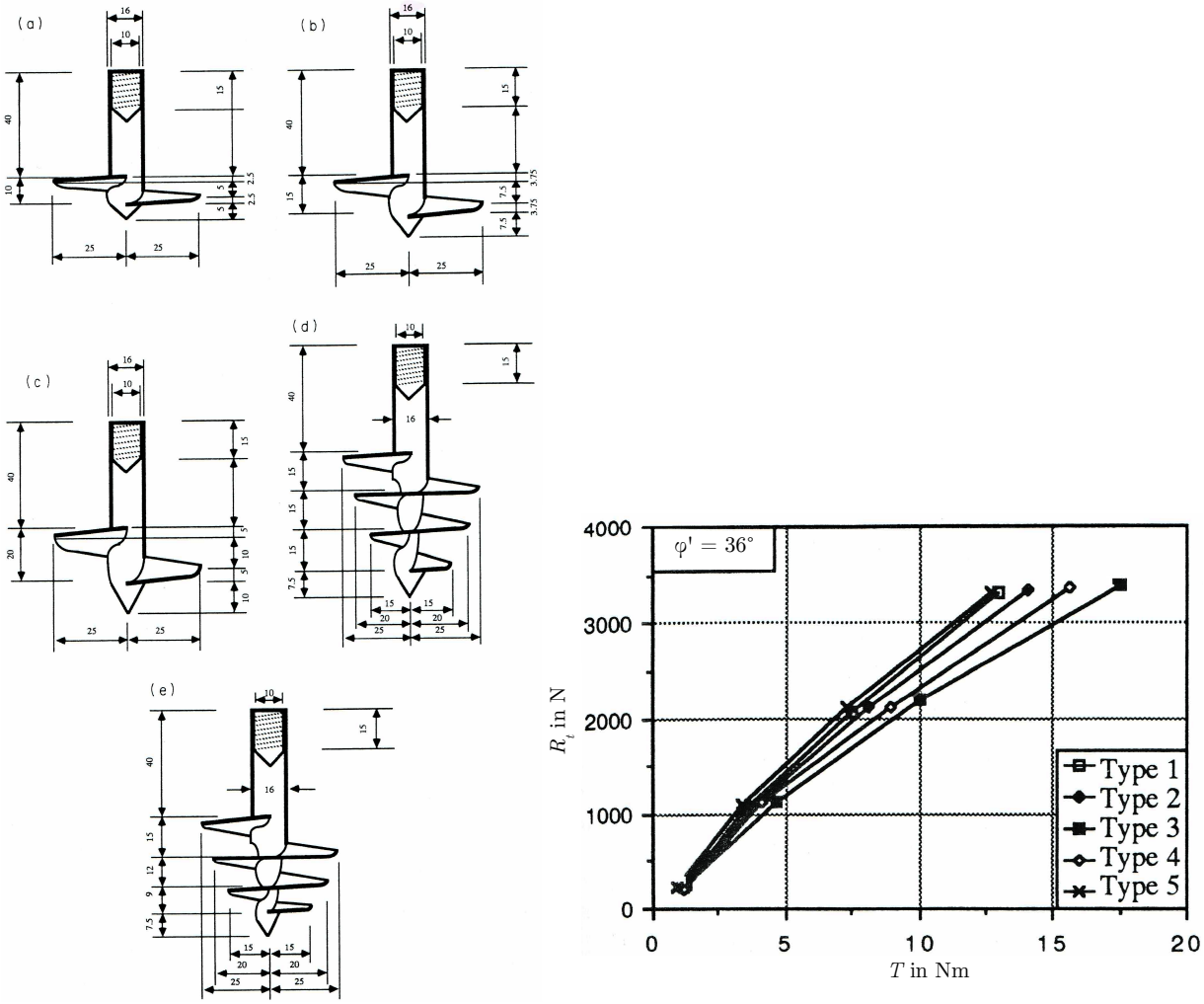
Tabelle 2.2: Korrelationsfaktoren K_T zwischen Widerstand und Drehmoment, nach Hoyt und Clemence (1989)

Schaftdurchmesser d in mm	Korrelationsfaktor K_T im m^{-1}
$<$ 88,9	33
88,9	23
219	9,8

Die beiden bodenmechanischen Verfahren liefern für die gegebenen Randbedingungen etwa gleich gute Ergebnisse zur Prognose des Herausziehwiderstands. Die Autoren merken jedoch an, dass trotz hoher Sicherheitsfaktoren eine ingenieurmäßige Beurteilung entscheidend für die erfolgreiche Anwendung der Berechnungsmethoden ist. Dies gilt besonders für die Betrachtung des Versagens des Bodens oberhalb jeder Einzelwendel.

2.4 Kleinmaßstäbliche 1-g Modellversuche zum Herausziehwiderstand und Eindrehmoment von Fertigschraubpfählen mit einer Wendel

Ghaly und Hanna (1991) haben mit Modellversuchen das erforderliche Eindrehmoment und den Herausziehwiderstand von Fertigschraubpfählen mit einer Wendel studiert. Als Versuchsboden wurde ein weitgestufter Sand in unterschiedlichen Lagerungsdichten ($I_D = 0,20$; $I_D = 0,52$ und $I_D = 0,83$) verwendet. Es wurden Fertigschraubpfähle mit einem Wendeldurchmesser von $D_W =$ 50 mm und einem Schaftdurchmesser von 16 mm getestet. Neben der Ganghöhe h, die zwischen 10 mm und 20 mm variierte, wurden auch konisch zulaufende Wendeln mit drei Windungen untersucht. Die Typen mit mehreren Windungen haben entweder eine gleichbleibende Ganghöhe (Typ 4) oder ein gleichbleibendes Verhältnis zwischen Außendurchmesser und Ganghöhe (Typ 5), vgl. Abbildung 2.7a.



(a) Untersuchte Geometrien, Abmessungen in mm **(b)** Herausziehwiderstand R_t in Abhängigkeit des Eindrehmoments T im mitteldichten Sand

Abbildung 2.7: Einfluss der Geometrie auf das Eindrehmoment und den Herausziehwiderstand, aus Ghaly und Hanna (1991)

Bei gleicher Geometrie steigt das benötigte Eindrehmoment mit der Einbindelänge und der Lagerungsdichte des Sands. Bei gleicher Lagerungsdichte wird für den Schraubpfahl mit der geringsten Ganghöhe auch das geringste Eindrehmoment benötigt, um den Fertigschraubpfahl in eine vorgegebene Tiefe einzubringen. Für den Pfahl mit der größten Ganghöhe ist das größte Eindrehmoment notwendig. Die Autoren folgern, dass das Verhältnis von Ganghöhe zu Wendeldurchmesser h/D_W die Haupteinflussgröße für das Eindrehmoment ist. Für den Typ 4 (konstante Ganghöhe) wurde ein etwa 10 % bis 15 % höheres Eindrehmoment benötigt als für den Type 3. Für den Type 5 (konstantes Verhältnis zwischen Außendurchmesser und Ganghöhe) war das erforderliche Moment etwa 10 % bis 15 % niedriger.

Weiterhin wurde bei den Versuchen die Entwicklung der Horizontalspannungen während des Eindrehens in verschiedenen Tiefen und Abständen zur Pfahlachse gemessen. Die Horizontalspannungen nehmen nach Ghaly und Hanna (1991) mit zunehmenden Verhältnis h/D_W zu. Weiterhin lässt sich aus der gegebenen Abbildung feststellen, dass der Einfluss auf die Horizontalspannungen mit zunehmenden Abstand von der Pfahlachse abnimmt und mit zunehmender Einbindetiefe zunimmt.

Das Eindrehen führte zu Verformungen, die an der Sandoberfläche festgestellt wurden. Im Nahbereich des Schaftes senkte sich die Oberfläche ab, während bei etwas mehr Abstand Hebungen beobachtet wurden. Direkt am Schaft war beim Eindrehen teilweise ein Mitdrehen des Sandes zu sehen.

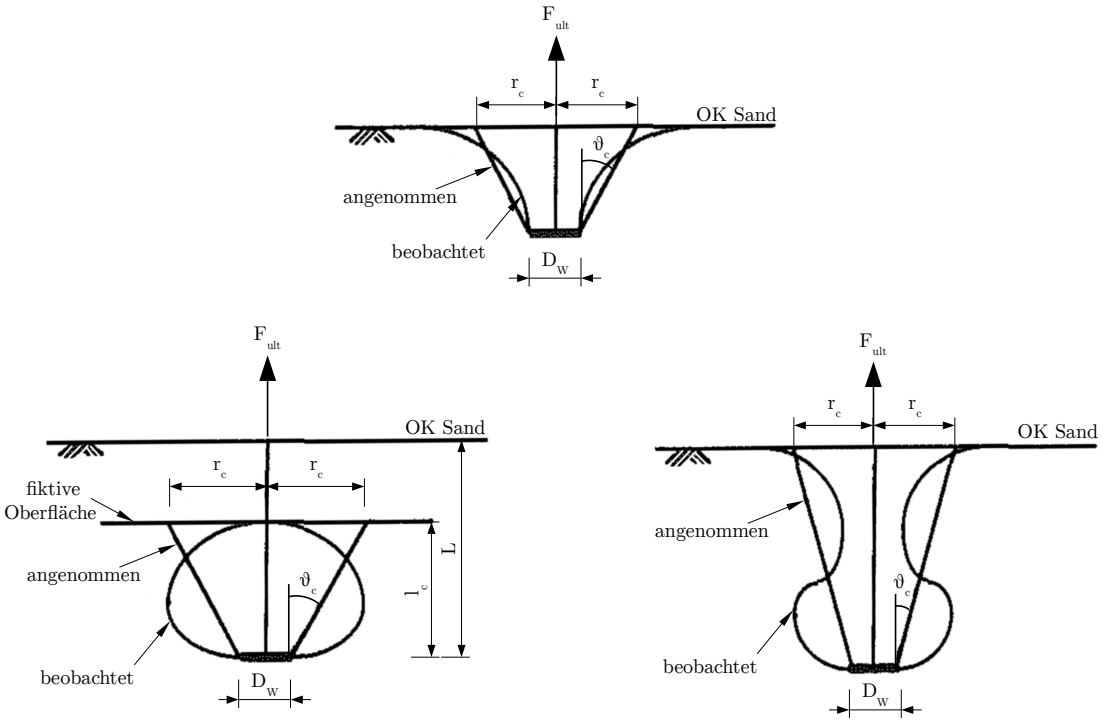
Die Messung der Herausziehwiderstände, vgl. Abbildung 2.7b, zeigte, dass diese nur geringfügig von dem Eindrehmoment beeinflusst werden. Bei gleicher Einbindelänge und gleicher Lagerungsdichte sind die gemessenen Widerstände in etwa gleich.

Aus den Beobachtungen in den Versuchen wurde ein theoretisches Modell hergeleitet, mit dessen Hilfe das benötigte Eindrehmoment in Abhängigkeit von Geometrie, Ganghöhe, Einbindetiefe und Reibungswinkel prognostiziert werden kann. Für den Herausziehwiderstand wurde durch Fitten der Versuchsdaten eine Korrelation zum Drehmoment hergestellt:

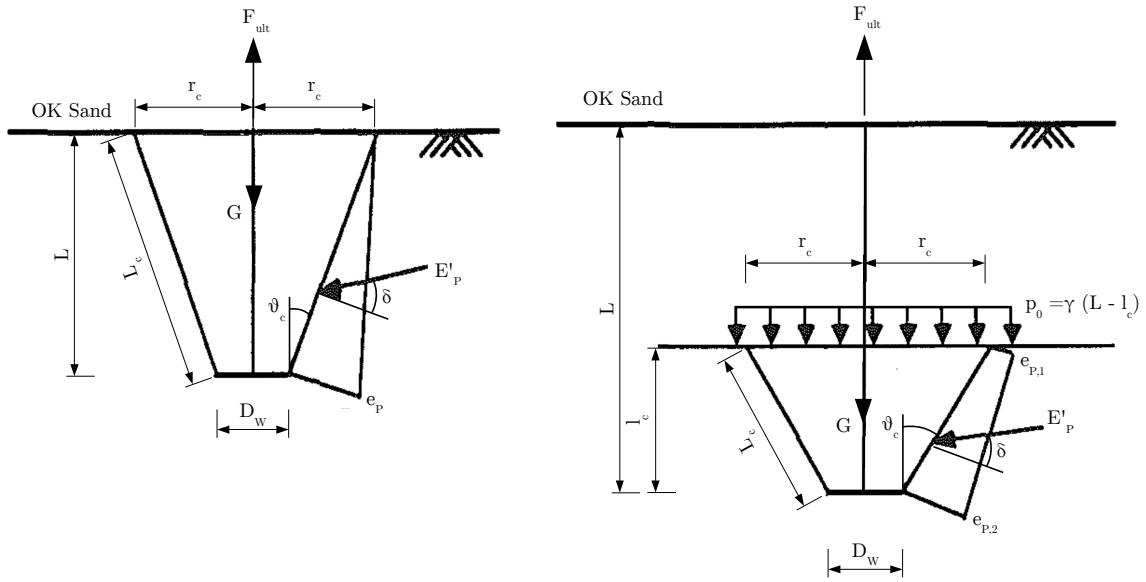
$$\left(\frac{R_t}{\gamma \cdot A_W \cdot L}\right) = 2\left(\frac{T}{\gamma \cdot A_W \cdot L \cdot h}\right)^{1,1} \tag{2.10}$$

In Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) werden die Ergebnisse einer weiteren Versuchsreihe mit ähnlichen Modellen und einem anderen Modellsand vorgestellt. Die Modelle wurden, ohne Aufbringung einer Vertikalkraft, in den Sand eingedreht und anschließend statisch auf Zug belastet. Während der Belastung wurden Verformungen der Sandoberfläche gemessen und durch eine Scheibe an der Stirnseite des Versuchskastens beobachtet. Als Haupteinflussgröße auf den Herausziehwiderstand wurden der Reibungswinkel und die Einbindetiefe identifiziert. Die Ganghöhe und die Anzahl der Windungen der Wendel haben kaum Einfluss auf den Widerstand.

Es wurden zwei prinzipielle Versagensformen beobachtet, die zugehörigen Bruchfiguren sind in Abbildung 2.8a dargestellt. Bei einer geringen Einbindung bildet sich ein Bruchkegel bis zur Sandoberfläche aus. Ist die Einbindung deutlich größer, entsteht ein lokaler Versagensbereich oberhalb der Wendel. Bei dieser Versagensform können keine Verformungen an der Sandoberkante gemessen werden. Die relative Einbindelänge L/D_W, ab welcher das tiefliegende, lokale Versagen eintritt, ist abhängig von der Lagerungsdichte bzw. dem Reibungswinkel des Sands. Mit zunehmender Lagerungsdichte tritt das lokale Versagen erst mit zunehmender relativer Einbindung auf. Zwischen den beiden Versagensformen gibt es nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) keine klare Trennung, sondern es bilden sich Übergangsformen aus, wie in Abbildung 2.8a rechts dargestellt.



(a) Beobachtete Bruchfiguren; oben: geringe Einbindung; links: große Einbindung; rechts: Einbindung im Übergangsbereich



(b) Analytisches Modell zur Berechnung des Herausziehwiderstands mit resultierenden Kräften

Abbildung 2.8: Bruchfiguren von Fertigschraubpfählen unter Zugbelastung und daraus abgeleitetes Berechnungsmodell, nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991b)

Für die nichtlinearen Bruchfiguren wurden von Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) linear begrenzte Näherungen abgeleitet. Die Bruchfigur wird von einem Kegelstumpf mit dem Winkel ϑ_c zur Vertikalen und der Höhe L bei geringer Einbindung bzw. im Übergangsbereich und der Höhe l_c bei tiefer Einbindung beschrieben. Für Fertigschraubpfähle mit geringer Einbindung wurde, anhand der Messungen der Verformungen an der Sandoberkante, $\vartheta_c = 2/3 \cdot \varphi'$ ermittelt. Für große Einbindungen wurde die Höhe des Versagensbereiches l_c experimentell bestimmt. Diese ist von der Lagerungsdichte abhängig. Die Werte können der Tabelle 2.3 entnommen werden. Für den Übergangsbereich wird der Radius r_c des Kegelstumpfes in Abhängigkeit der Lagerungsdichte begrenzt.

Tabelle 2.3: Geometrische Eigenschaften der angenommenen Bruchfigur, nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991b)

Lagerungsdichte	Einbindung	Einbindelänge L	Radius des Kegelstumpfes r_c*	maximaler Radius $r_{c,max}$	Höhe des Versagensbereiches l_c
dicht $D = 0,80$ $\varphi' = 40°$	flach	$< 11 \cdot D_W$	$r = D_W/2 + L \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi')$	$4,2 \cdot D_W$	-
	Übergangsbereich	$11 \cdot D_W \leq L < 13 \cdot D_W$	$r = D_W/2 + L \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi')$	$4,2 \cdot D_W$	-
	tief	$\geq 13 \cdot D_W$	$4,2 \cdot D_W$	$4,2 \cdot D_W$	$6 \cdot D_W$
mitteldicht $D = 0,50$ $\varphi' = 35°$	flach	$< 8 \cdot D_W$	$r = D_W/2 + L \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi')$	$3,5 \cdot D_W$	-
	Übergangsbereich	$8 \cdot D_W \leq L < 10 \cdot D_W$	$r = D_W/2 + L \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi')$	$3,5 \cdot D_W$	-
	tief	$\geq 10 \cdot D_W$	$3,5 \cdot D_W$	$3,5 \cdot D_W$	$5 \cdot D_W$
locker $D = 0,35$ $\varphi' = 30°$	flach	$< 7 \cdot D_W$	$r = D_W/2 + L \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi')$	$2,7 \cdot D_W$	-
	Übergangsbereich	$7 \cdot D_W \leq L < 9 \cdot D_W$	$r = D_W/2 + L \cdot \tan(2/3 \cdot \varphi')$	$2,7 \cdot D_W$	-
	tief	$\geq 9 \cdot D_W$	$2,7 \cdot D_W$	$2,7 \cdot D_W$	$4 \cdot D_W$

$$^{*}r_c = \max \begin{cases} r \\ r_{c,max} \end{cases}$$

Der Gesamtwiderstand wird aus der Gewichtskraft G des Kegelstumpfes, der Vertikalkomponente des seitlichen Erddrucks E'_p und bei tiefer Einbindung aus der Überlagerungsspannung p_0 oberhalb des Kegelstumpfes berechnet:

$$R_t = G + E'_{pv} + p_0 \tag{2.11}$$

$$G = \begin{cases} \frac{\pi}{3} \cdot \gamma' \cdot L \cdot \left((D_W/2)^2 + r_c^2 + (D_W/2) \cdot r_c \right) & L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 3 \\ \frac{\pi}{3} \cdot \gamma' \cdot l_c \cdot \left((D_W/2)^2 + r_c^2 + (D_W/2) \cdot r_c \right) & L/D_W \geq 0,4 \cdot \varphi' - 3 \end{cases} \tag{2.12}$$

$$E'_{pv} = \begin{cases} \frac{\pi}{2} \cdot \gamma' \cdot K'_p \cdot \tan\delta \cdot L^2 \cdot \left(\frac{D_W + L \cdot \tan\vartheta_c}{\cos\vartheta_c} \right) & L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 3 \\ \frac{\pi}{2} \cdot \gamma' \cdot K'_p \cdot \tan\delta \cdot l_c \left(2L - l_c\right) \cdot \left(\frac{D_W + l_c \cdot \tan\vartheta_c}{\cos\vartheta_c} \right) & L/D_W \geq 0,4 \cdot \varphi' - 3 \end{cases} \tag{2.13}$$

$$p_0 = \begin{cases} 0 & L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 3 \\ \pi \cdot \gamma' \cdot r_c^2 \cdot (L - l_c) & L/D_W \geq 0,4 \cdot \varphi' - 3 \end{cases} \tag{2.14}$$

Zur Berechnung des Radius des Kegelstumpfes und des Winkels ϑ_c sind neben der Tabelle 2.3 in Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) noch die folgenden Gleichungen gegeben:

$$r_c = \begin{cases} D_W/2 + L \cdot \tan\vartheta_c & L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 3 \\ D_W/2 + l_c \cdot \tan\vartheta_c & L/D_W \geq 0,4 \cdot \varphi' - 3 \end{cases} \tag{2.15}$$

$$\vartheta_c = \begin{cases} \arctan\left(\frac{r_c - D_W/2}{L} \right) \leq 2/3\varphi' & L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 3 \\ \arctan\left(\frac{r_c - D_W/2}{l_c} \right) \leq 2/3\varphi' & L/D_W \geq 0,4 \cdot \varphi' - 3 \end{cases} \tag{2.16}$$

Die Gleichungen widersprechen den Angaben in Tabelle 2.3 für tiefe Einbindungen. Dort ist beispielsweise für einen Reibungswinkel $\varphi' = 30°$ ein Radius von $r_c = 2,7 \cdot D_W$ und eine Höhe von $l_c = 4 \cdot D_W$ gegeben. Setzt man die in Gleichung 2.16 ein, so erhält man $\vartheta_c = 28,8° > 2/3\varphi' = 20°$.

Für den modifizierten Erddruckbeiwert K'_p ist folgende Gleichung gegeben:

$$K'_p = \frac{1 + \sin\delta}{1 - \sin\delta} \tag{2.17}$$

Der Neigungswinkel des mobilisierten Erdwiderstands δ wurde aus den Versuchsergebnissen zurückgerechnet und ist abhängig vom Reibungswinkel sowie der relativen Einbindelänge. Er wird von Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) grafisch als Verhältnis zum Reibungswinkel angegeben. Die gefundenen Werte lassen sich als Gleichung wie folgt beschreiben, wobei sich die Gleichung für den Übergangsbereich aus der linearen Interpretation ergibt:

$$\delta/\varphi' = \begin{cases} -0,01 \cdot \varphi' + 1 & L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 5 \\ -0.035 \cdot \varphi' + 2.05 & L/D_W \geq 0,4 \cdot \varphi' - 3 \\ \frac{2\varphi'^2 - 5^{L/D_W}\varphi' - 113\varphi' + 210^{L/D_W} + 1450}{400} & 0,4 \cdot \varphi' - 5 \leq L/D_W < 0,4 \cdot \varphi' - 3 \end{cases} \tag{2.18}$$

Der Vergleich des analytischen Ansatzes mit den Ergebnissen von Feldversuchen, u. a. von Mitch und Clemence (1985), zeigt eine gute Übereinstimmung.

In Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) werden die Versuche und Erkenntnisse aus Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) aufgegriffen und im Hinblick auf das Eindrehmoment ergänzt. Prinzipiell werden die Beobachtungen aus Ghaly und Hanna (1991) bestätigt:

- Mit steigender Einbindelänge wird das erforderliche Eindrehmoment größer.
- Mit zunehmender Lagerungsdichte steigt das Moment zum Eindrehen in eine vorgegebene Tiefe an.
- Das Drehmoment, das benötigt wird um einen Schraubpfahl in eine vorgegebene Tiefe einzubringen, wird größer, wenn die Ganghöhe der Wendel größer wird.
- Ein konisches Zuspitzen der Wendel über 3 Windungen mit konstanter Ganghöhe führt zu einem Anstieg des erforderlichen Drehmomentes im Vergleich zu einer Wendel mit einer Windung.
- Ein konisches Zuspitzen der Wendel über 3 Windungen mit konstantem Verhältnis zwischen Außendurchmesser und Ganghöhe führt zu einer Verringerung des erforderlichen Moments.

Das in Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) vorgestellte Modell wird im Hinblick auf das Eindrehmoment erweitert. Grundidee ist, dass die Vertikalkraft, die beim Eindrehen erzeugt wird, dem Herausziehwiderstand entspricht. In Abbildung 2.9 sind die von Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) angenommenen Kräfte, die aus dem aufgebrachten Drehmoment während Eindrehens resultieren, dargestellt. Die Kraft zum Eindringen in den Boden wird vernachlässigt:

- die vertikale Kraft F_v,
- die Reibungskraft entlang der Wendeloberfläche μF_n,
- eine tangentiale Kraft F_t, die als Reaktionskraft der Reibung entgegen steht und
- die Normalkraft F_n, um die Bedingung des statischen Gleichgewichts des Systems zu erfüllen

Die Gleichgewichtsbedingungen ergeben folgende Gleichungen:

$$F_t - F_n \cdot \sin\theta - \mu F_n \cdot \cos\theta = 0 \tag{2.19}$$

$$F_v - \mu F_n \cdot \sin\theta - F_n \cdot \cos\theta = 0 \tag{2.20}$$

Durch Umstellen der Gleichungen erhält man die Tangentialkraft:

$$F_t = F_v \cdot \left(\frac{\tan\theta + \mu}{1 - \mu \cdot \tan\theta}\right) = F_v \cdot \tan\left(\theta + \delta_r\right) \tag{2.21}$$

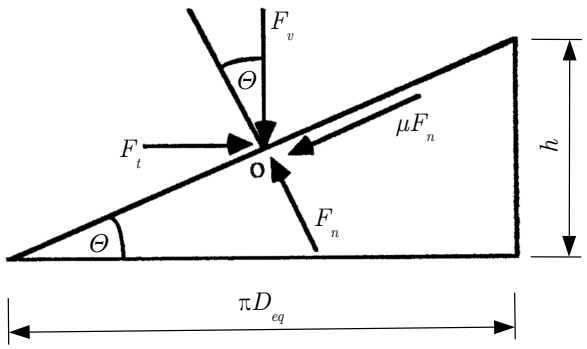


Abbildung 2.9:
Angenommene Kräfte, die auf die Wendel (Abwicklung) wirken, nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991a)

mit:

$\mu = \tan \delta_r$

$\delta_r \approx 0,6 \cdot \varphi'$ Reibungswinkel zwischen Wendel und Boden

Unter Annahme einer konstanten Spannungsverteilung ergibt sich das erforderliche Drehmoment durch Integration der Spannung über die Wendelfläche multipliziert mit dem jeweiligen Hebelarm r:

$$\begin{aligned} T_W =& \frac{F_t}{\pi/4 \left(D_W^2 - d^2\right)} \int\limits_{d/2}^{D_W/2} 2\pi \cdot r \cdot r \cdot \mathrm{d}r \\ =& F_v \cdot \tan\left(\theta + \delta_r\right) \cdot \left(\frac{D_W^3 - d^3}{3\left(D_W^2 - d^2\right)}\right) \end{aligned} \tag{2.22}$$

Der erste Faktor in Gleichung 2.22 ist die Resultierende der Tangentialkraft, die beim Endrehen wirkt. Der zweite Faktor entspricht dem zugehörigen Hebelarm r_{eq}. Der zugehörige Durchmesser ergibt sich zu $D_{eq} = 2 \cdot r_{eq}$.

Nach Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) bleiben zusammenfasst folgende Kräfte bei der Betrachtung unberücksichtigt:

- Reibungskräfte zwischen dem Schaft und dem Boden
- Reibungskräfte auf der Unterseite der Wendel
- Reibungskräfte an der Flanke der Wendel
- Kräfte an der Schneide der Wendel, die zum Verdrängen des Bodens erforderlich sind

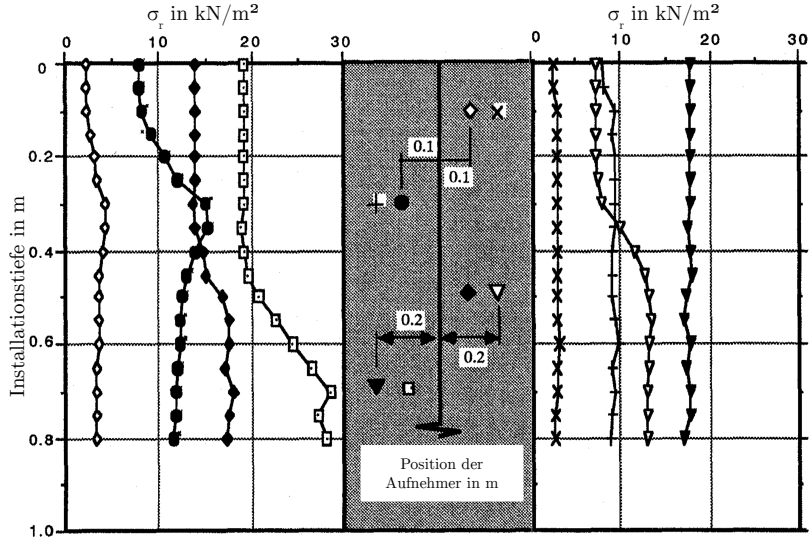


Abbildung 2.10: Entwicklung der radialen Spannungen σ_r während des Eindrehens eines Fertigschraubpfahls, nach Ghaly und Hanna (1992)

Die Kräfte sind demnach mathematisch schwer zu erfassen und machen nur einen geringen Anteil von 5 % bis 7 % des gesamten Eindrehmoments aus. Für konisch zugespitzte Wendeln mit mehreren Gängen kann das erforderliche Drehmoment mit einem Korrelationsfaktor abgeschätzt werden. Der Vergleich des Ansatzes mit den Modellversuchen zeigt insbesondere bei geringen Einbindetiefen eine gute Übereinstimmung. Mit zunehmender Einbindelänge werden die Abweichungen größer.

Der Fokus, in den von Ghaly und Hanna (1992) vorgestellten Ergebnissen, liegt auf der Änderung der Spannungszustände im Boden während des Einbringens und Belastens von Fertigschraubpfählen. Die Messung der Horizontaltspannung zeigte, dass mit zunehmender Steigung beim Eindrehen auch die Horizontalspannung zunimmt. Bei konstanter Steigung beeinflussen folgende Faktoren den Anstieg der Horizontalspannungen:

- Lagerungsdichte
- Einbindelänge
- radialer Abstand zwischen Messpunkt und Pfahlachse

Je dichter der Sand gelagert ist, um so größer ist der Anstieg der Spannungen. Wie in Abbildung 2.10 veranschaulicht, ist bei einer relativ geringen Einbindelänge der Anstieg der Horizontalspannung gering. Erst mit zunehmender Eindringtiefe wird auch eine deutliche Steigerung der Spannungen gemessen. In gleicher Tiefe ist mit zunehmendem Abstand des Messpunktes zur Pfahlachse die Spannungszunahme geringer.

Beim Aufbringen einer Zugbelastung nimmt die Horizontaltspannung in der Nähe der Wendel noch einmal signifikant zu, vgl. Abbildung 2.11. Die Geometrie der Wendel hat, nach Ghaly und Hanna (1992), auf die Spannungszunahme kaum Einfluss, dies gilt für alle untersuchten Lagerungsdichten. In Bereichen, die weiter oberhalb der Wendel liegen, nimmt dagegen die Horizontaltspannung mit zunehmender Belastung teilweise ab.

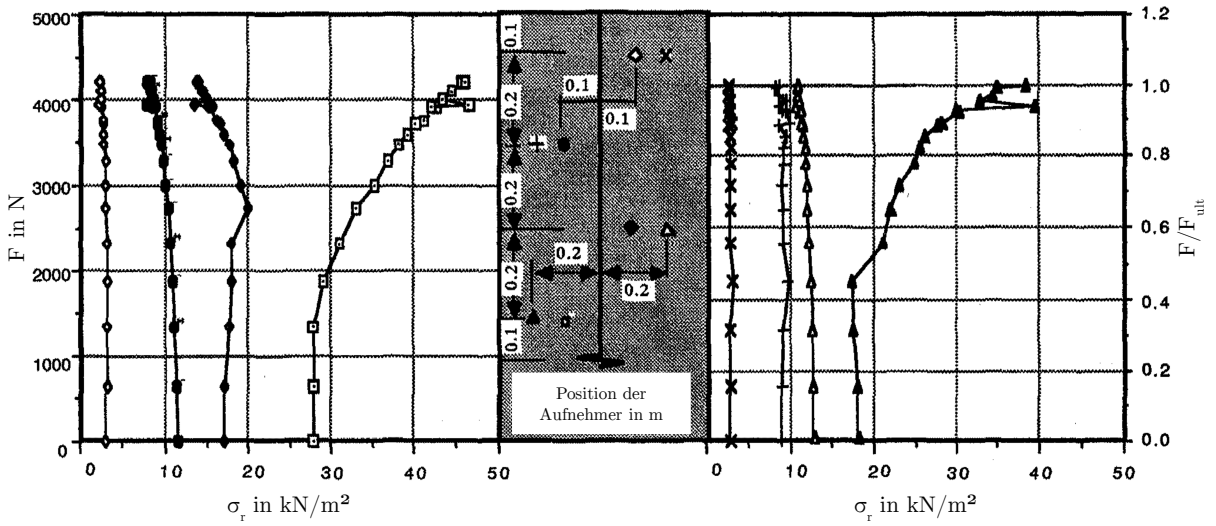


Abbildung 2.11: Entwicklung der radialen Spannungen σ_r während des Herausziehens eines Fertigschraubpfahls, nach Ghaly und Hanna (1992)

In Ghaly und Hanna (1994) wird ein weiterer analytischer Ansatz vorgestellt, der auf den Versuchsergebnissen aufbaut und mit gekrümmten Gleitflächen arbeitet. Die grundsätzliche Unterscheidung zwischen flacher und tiefer Einbindung sowie einem Übergangsbereich wird beibehalten. Aus der Geometrie und den weiteren Annahmen ergeben sich recht komplexe Integrale, deren Lösung nur noch rechnergestützt erfolgen konnte. Für das Berechnungsverfahren wurde ein entsprechendes Online-Tool zur Verfügung gestellt, siehe Ghaly (2013).

2.5 Zentrifugenversuche zum Herausziehwiderstand und Eindrehmoment von Fertigschraubpfählen mit mehreren Wendeln

Im Rahmen der Untersuchungen zum Zusammenhang zwischen dem Drehmoment beim Eindrehen und dem erzielbaren Herausziehwiderstand wurden von Tsuha et al. (2007) unter anderem n-g Versuche in der Zentrifuge des Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Paris durchgeführt. In einem Versuchskasten mit 120 cm x 80 cm Grundfläche und einer Höhe von 34 cm sind bei ca. 22g die Zugwiderstände von Modellen mit unterschiedlicher Geometrie gemessen worden. Als Versuchsboden wurde ein enggestufter Feinsand ($D_{50} = 0,30$ mm) in zwei Lagerungsdich-

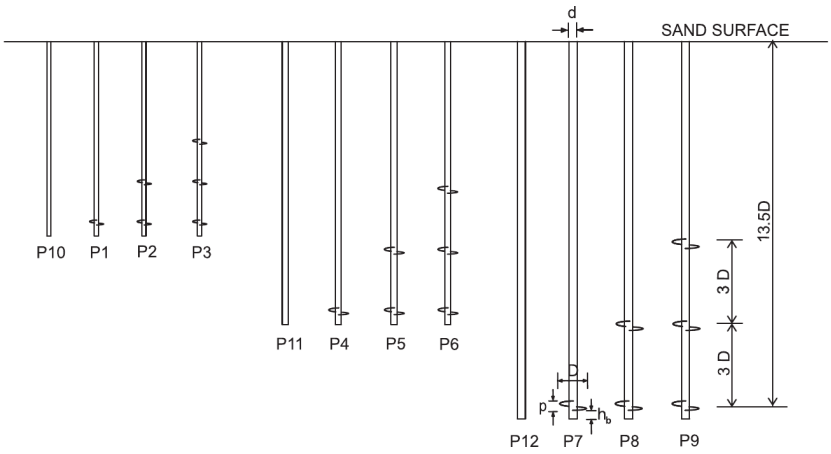


Abbildung 2.12: Geometrische Abmessungen der eingedrehten Fertigschraubpfähle, aus Tsuha und Aoki (2010)

ten mit $I_D = 0,56$ und $I_D = 0,85$ eingebaut, die wichtigsten Kenngrößen sind in Tabelle 2.4 angegeben. Bei den Versuchen wurden drei Durchmesser mit jeweils ein bis drei Wendeln und ergänzend Modelle ohne Wendeln untersucht, siehe Abbildung 2.12. Zur Versuchsdurchführung wurde als erstes der Sand mit einer automatischen Vorrichtung in den Versuchskasten eingerieselt. Anschließend wurde die Versuchsbox in die Zentrifuge eingebaut und schrittweise in drei bis fünf Zyklen bei 22g konsolidiert.

Tabelle 2.4: Bodenmechanische Kenngrößen des Modellsands, nach Tsuha et al. (2007)

Untersuchung	Modellsand	
	mittteldicht	dicht
Korndichte	$\rho_s = 2,590$ g/cm³	
Porenanteil bei lockerster Lagerung	$\max n = 0,455$	
Porenanteil bei dichtester Lagerung	$\min n = 0,355$	
bezogene Lagerungsdichte	$I_D = 0,56$	$I_D = 0,85$
mittlere Dichte	$\rho_d = 15,46$ kN/m³	$\rho_d = 16,30$ kN/m³
Reibungswinkel	$\varphi' = 31°$	$\varphi' = 41°$

Nach der Konsolidation wurde ein Rahmen mit dem servogesteuerten Einbau- und Prüfsystem auf den Kasten aufgesetzt. Dieses System bestand im Wesentlichen aus einem Getriebemotor und einem Vorschub- und Ausziehsystem sowie Weg-, Kraft- und Drehmomentaufnehmern. Mit dem System konnten die Modelle „im Flug“ eingedreht und anschließend probebelastet werden. Das Eindrehen erfolgte in zwei Abschnitten, da sich die Modelle in Vorversuchen, beim Versuch diese bei 22g einzudrehen, verbogen haben. Bis 60 mm vor Erreichen der gewünschten Endtiefe wurden die Modelle bei 1g eingedreht und dann die Beschleunigung auf 22g erhöht. Die verbleibenden 60 mm Weg wurden schließlich bei 22g eingedreht und das Drehmoment bis zum Erreichen der gewünschten Einbindelänge, mit einem Abstand zwischen Modelloberkante und Mitte der untersten Wendel von $L = 13,5 \cdot D_W$, gemessen.

Tabelle 2.5: Geometrische Abmessungen und Ergebnisse der Zentrifugenversuche, nach Tsuha et al. (2007)

	Schaftdurchmesser d in mm		Wendeldurchmesser D_W in mm		Widerstand R_t Prototyp in kN		Kopfverschiebung s_{ult} Prototyp in mm	
Pfahltyp	Modell	Prototyp	Modell	Prototyp	$I_D = 0,56$	$I_D = 0,85$	$I_D = 0,56$	$I_D = 0,85$
P1	3,0	64,2	10	214,0	14	66	53,9	51,4
P2					19	94	58,6	82,4
P3					43	122	70,8	57,0
P4	4,5	97,7	15	325,5	46	204	75,6	101,5
P5					83	261	86,4	105,8
P6					112	302	77,1	101,3
P7	6,0	132,0	20	440,0	74	494	85,1	186,3
P8					113	556	140,6	316,8
P9					155	556	120,6	258,2

Nach dem Eindrehen wurde eine Wartezeit von einer Minute eingehalten und anschließend der Auszugversuch weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1mm/s durchgeführt. Die Autoren gehen davon aus, dass die relativ große Geschwindigkeit keinen Einfluss auf die gewonnen Ergebnisse hat. Nach Abschluss eines Versuches wurde die Zentrifuge angehalten und das Einbau- und Prüfsystem zum nächsten Punkt umgesetzt. Zwischen den Testpunkten lag ein Abstand von $10 \cdot D_W$.

Ziel der Untersuchungen war es, ein vereinfachtes Modell für den Zusammenhang zwischen Herausziehwiderstand und Eindrehmoment zu verifizieren. Es wird davon ausgegangen, dass das Moment, das zum Eindrehen in den Boden benötigt wird, sich auf die Wendeln und den Schaft aufteilen lässt, vgl. Abbildung 2.13.

$$T = T_W + T_S \tag{2.23}$$

mit:

T Eindrehmoment am Kopf

T_W Widerstandsmoment, das auf die Wendeln wirkt

T_S Widerstandsmoment, das auf den Schaft wirkt

Das Widerstandsmoment der Wendeln ergibt sich aus der Summe der Einzelmomente:

$$T_W = \sum_{i=1}^{n_W} T_{W,i} \tag{2.24}$$

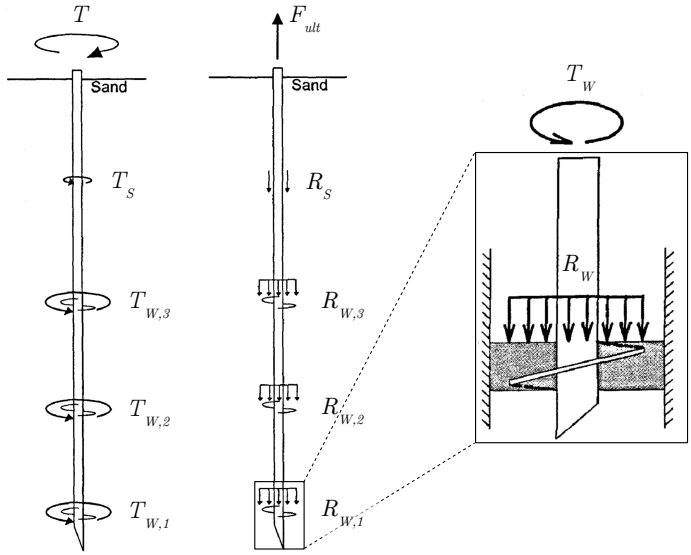


Abbildung 2.13: Annahmen zu den wirkenden Momenten während der Installation und den resultierenden Kräften beim Herausziehen im untersuchten Ansatz, nach Tsuha et al. (2007)

Weiterhin wird im Modell angenommen, dass sich der Widerstand der Wendeln R_W in Abhängigkeit des Eindrehmoments am Ende der Pfahleinbringung durch folgende Gleichung beschreiben lässt:

$$R_W = \frac{2 \cdot T_W}{D_{eq} \cdot \tan\left(\theta_{eq} + \delta_r\right)} \tag{2.25}$$

mit:

D_{eq}	äquivalenter Durchmesser
θ_{eq}	Gangwinkel nach Gleichung 2.3 mit $r = D_{eq}/2$
δ_r	Grenzflächenreibungswinkel zwischen Wendelmaterial und Sand

Der äquivalente Durchmesser ist von Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) hergeleitet worden:

$$D_{eq} = \frac{2}{3}\left(\frac{D_W^3 - d^3}{D_W^2 - d^2}\right) \tag{2.26}$$

Der Grenzflächenreibungswinkel δ_r wurde experimentell in separaten Versuchen bestimmt, wobei auch der Einfluss der Schweißnaht, die zur Verbindung von Wendel und Schaft bei den Modellen diente, berücksichtigt wurde. Als Mittelwert ist $\delta_r = 10,6°$ für den lockeren Sand und $\delta_r = 15,1°$ für den dichten Sand angegeben, was im Mittel ca. $1/3 \cdot \varphi'$ entspricht.

Der Widerstand des Schaftes wird in Abhängigkeit des Drehmomentes am Ende der Installation bestimmt. Der Gesamtwiderstand ergibt sich aus der Summe:

$$R_S = \frac{2 \cdot T_S}{d} \tag{2.27}$$

$$R_t = \frac{2 \cdot T_W}{D_{eq} \cdot \tan\left(\theta_{eq} + \delta_r\right)} + \frac{2 \cdot T_S}{d} \tag{2.28}$$

Zur Auswertung der Versuchsergebnisse wurde, aus dem gemessenen Eindrehmoment und Widerstand, der empirische Faktor $\acute{K}_T$ berechnet. Dieser wurde, in Anlehnung an Hoyt und Clemence (1989), als Quotient aus T_W und R_W definiert. Die zurückgerechneten Faktoren lagen im Bereich zwischen 14 und 48 m^{-1}. Der Faktor wird mit zunehmendem Reibungswinkel und zunehmendem Durchmesser kleiner. Zur Bestätigung des Zusammenhangs nach Gleichung 2.25 wurde mit dem gemessenen Drehmoment der Widerstand prognostiziert und dem Messwert gegenübergestellt. Der Quotient zwischen Messwert und Prognose lag bei 0,98 und die mittlere Abweichung bei 15,7 %. Die Werte sind unabhängig von Geometrie, Lagerungsdichte und Anzahl der Wendeln. Als Ergebnis gehen Tsuha et al. (2007) davon aus, dass die Versuchsergebnisse den theoretischen Ansatz bestätigen.

In Tsuha und Aoki (2010) werden die Ergebnisse der Zentrifugenversuche aufgegriffen und ergänzt. Ein Augenmerk wird auf den Grenzflächenreibungswinkel δ_r gelegt. Es werden Ergebnisse von weiteren Versuchen vorgestellt, wobei festgestellt wurde, dass δ_r nicht unbedingt von der Lagerungsdichte bzw. dem Reibungswinkel des Bodens abhängig sein muss. Die eigenen Ergebnisse wurden einer größeren Anzahl von Ergebnissen aus der Literatur gegenübergestellt. Wie in Abbildung 2.14 ersichtlich, liegen die Korrelationsfaktoren aus Zentrifugenversuchen und Feldversuchen in einer ähnlichen Größenordnung, während kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche deutlich größere Faktoren liefern. Tsuha und Aoki (2010) folgern daraus, dass die Pfahlabmessungen einen wesentlichen Einfluss auf K_T haben.

Da in den anderen zur Verfügung stehenden Versuchen aus der Literatur die Grenzflächenreibungswinkel nicht angegeben waren, wurde unter Zuhilfenahme des Reibungswinkels φ' darauf geschlossen, dass der Korrelationsfaktor K_T mit zunehmendem Reibungswinkel abnimmt. Die Ergebnisse von Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) zeigten, dass K_T nicht vom Reibungswinkel beeinflusst wird. Tsuha und Aoki (2010) führen dies darauf zurück, dass bei dem von Ghaly, Hanna und Hanna (1991a) verwendeten Sand der Grenzflächenreibungswinkel δ_r nicht vom Reibungswinkel φ' abhängt.

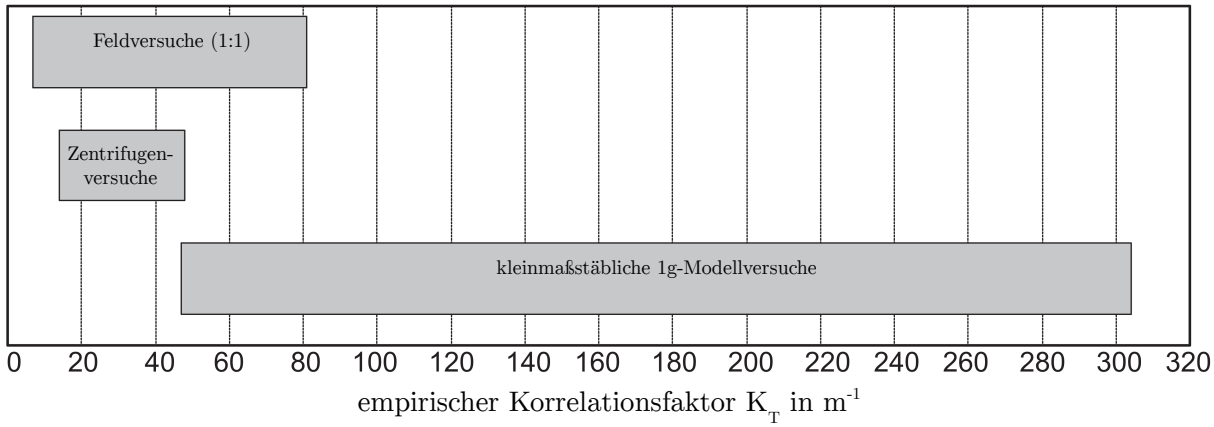


Abbildung 2.14: Vergleich von gemessenen Korrelationsfaktoren K_T, nach Tsuha und Aoki (2010)

In Tsuha et al. (2013) werden ergänzende Auswertungen zu den Zentrifugenversuchen und neue Feldversuche vorgestellt. Der Fokus liegt dabei auf der Fragestellung, inwieweit das Tragverhalten durch die Anordnung zusätzlicher Wendeln, im Vergleich zu Pfählen mit nur einer Wendel, verbessert werden kann. Die Auswertung der Modellversuche zeigt, dass im lockeren Sand die Anordnung zusätzlicher Wendeln prozentual einen größeren Zuwachs des Widerstands bewirkt als im dicht gelagerten Sand. Weiterhin nimmt der prozentuale Zuwachs mit steigendem Durchmesser ab. Diese Beobachtung wird auf Auflockerungseffekte bei der Installation zurückgeführt.

In den Feldversuchen, die im Rahmen einer Masterarbeit entstanden, wurden neben Pfählen mit gleichem Wendeldurchmesser auch Pfähle mit konisch zulaufenden Wendeldurchmessern untersucht. Z. B. war beim Probepfahl B3 die untere Wendel 15 cm, die mittlere 20 cm und die obere 25 cm. Dies Feldversuche zeigten, dass in den anstehenden tropischen Böden (sandige Tone und Schluffe) die oberen Wendeln mehr zum Lastabtrag beitragen, als bei den Zentrifugenversuchen festgestellt. Die konisch zulaufenden Pfähle konnten etwas mehr Last abtragen als Pfähle mit gleichem (mittleren) Durchmesser. Für die konischen Pfähle wurde zur Installation jedoch auch ein überproportional höheres Eindrehmoment benötigt.

Um weitere Erkenntnisse zu empirischen Korrelationsfaktoren zwischen Eindrehmoment und Widerstand zu gewinnen, werden in Tsuha, Filho und Morais (2014) neue Feldversuche vorgestellt. Bei den Versuchen wurden zwei Fertigschraubpfähle (A1 und A2) mit Dehnungsmessstreifen, an jeweils zwei Messquerschnitten, instrumentiert. Bei einem weiteren Testpfahl (B1) wurde die Geometrie (der Schaftdurchmesser) des ersten Segmentes variiert. Durch die Dehnungsmessungen konnte der Drehmomentdurchgang während des Eindrehens und der Kraftdurchgang während der Zugprobebelastung ermittelt werden. Die Pfähle A1 und B1 wurden am gleichen Standort bis in 15 m Tiefe eingebracht und der Pfahl A2 ca. 100 m entfernt in 12,5 m Tiefe. Die verschiedenen Standorte führten zu deutlichen Unterschieden in den Messwerten.

Der Pfahl A1 trug ca. 50 % der Last über Mantelreibung entlang des 11,85 m langen, glatten Schaftes oberhalb der Wendeln ab. Beim Pfahl A2 trug der (2,5 m kürzere) Schaft nur zu 10 % des Lastabtrags bei. Die Auswertung der Drehmomente und der daraus resultierenden Korrelationsfaktoren zeigt, dass die Pfähle A1 und A2 trotz gleicher Geometrie deutlich unterschiedliche K_T-Faktoren haben. Eine Unterteilung auf die jeweiligen Abschnitte veranschaulicht, dass die Unterschiede in erster Linie aus dem Anteil des Widerstands aus dem Schaft resultieren. Der Pfahl B1, mit größerem Schaftdurchmesser des Anfängers, zeigte in der Probebelastung ein ähnliches Tragverhalten wie der Pfahl A1. Zum Einbringen wurde zum Schluss jedoch ein etwa 30 % höheres Drehmoment benötigt. Aus der Auswertung der Versuche ziehen Tsuha, Filho und Morais (2014) folgende Schlüsse:

- Mit zunehmender Einbindung des Schaftes (während des Eindrehens) über den Wendeln nimmt der Anteil des Schaftes am Gesamteindrehmoment zu.
- Der Widerstand der oberen Wendel ist geringer als der der unteren Wendeln. Dies wird auf Installationseffekte zurückgeführt.
- Der Korrelationsfaktor zwischen Eindrehmoment und Herausziehwiderstand ist trotz gleicher Geometrie aufgrund des Bodens und der Einbindetiefe verschieden.

2.6 Berechnung der Tragfähigkeit von axial belasteten Fertigschraubpfählen nach dem Stand der Technik

Mit seinem Buch hat Perko (2009) ein umfassendes Werk zum Thema Fertigschraubpfähle vorgelegt, das den aktuellen Stand der Technik wiedergibt. Die behandelten Themen reichen von einem historischen Abriss über Einbau und Maschinentechnik, Berechnungs- und Probebelastungsverfahren bis hin zu Fragen der Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit. Im Weiteren werden kurz die Methoden zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit aufgezeigt.

Zur Berechnung des Widerstands unterscheidet Perko (2009) zwei Grenzfälle, die sowohl für Druckbelastung als auch für Zugbelastung gelten:

- Versagen des Bodens unter- bzw. oberhalb jeder Einzelwendel
- Scherversagen entlang des Bodenzylinders zwischen den Wendeln, siehe Abbildung 2.6.

Unter Druckbelastung ergibt sich der Widerstand eines Fertigschraubpfahls aus der Summe der Widerstände der einzelnen Wendeln und der Mantelreibung entlang des Schaftes über der obersten Wendel:

$$R_c = \sum_{i=1}^{n} R_{W,c,i} + R_S \tag{2.29}$$

mit:

$R_{W,c,i}$ Widerstand gegen Druckbelastung der jeweiligen Wendel

R_S Widerstand aus Mantelreibung entlang des Schafts

$$R_{W,c,i} = A_i \cdot q_{W,c,i} \tag{2.30}$$

$$R_S = \pi \cdot d \cdot L_0 \cdot q_S \tag{2.31}$$

mit:

$q_{W,c,i}$ mobilisierbare Normalspannung unterhalb der Wendel

q_S mobilisierbare Scherspannung entlang des Schafts

Für die Berechnung der mobilisierbaren Normalspannung unterhalb der Wendel gibt Perko (2009) verschiedene Verfahren an. Neben der Grundbruchgleichung nach Terzaghi (1943), die auf der Arbeit von Prandtl (1921) aufbaut, wird die von Meyerhof (1951) modifizierte Gleichung empfohlen:

$$q_{W,c,i} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \sigma' \cdot N_{d0} \cdot s_d \cdot d_d + 0,5 \cdot \gamma' \cdot D_W \cdot N_{b0} \cdot s_b \cdot d_b \tag{2.32}$$

mit:

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(45° + \frac{\varphi'}{2}\right) \tag{2.33}$$

$$N_c = (N_{d0} - 1) \cdot \cot \varphi' \tag{2.34}$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \left(1,4 \cdot \varphi'\right) \tag{2.35}$$

Für die Form- und Tiefenbeiwerte wird die Berücksichtigung der Arbeiten von Brinch-Hansen (1970) und Vesic (1973) vorgeschlagen:

$$s_c = 1 + \frac{N_{d0}}{N_c} \frac{D_W}{D_W} \tag{2.36}$$

$$s_d = 1 + \frac{D_W}{D_W} \cdot \tan \varphi' \tag{2.37}$$

$$s_b = 1 - 0,4 \frac{D_W}{D_W} \tag{2.38}$$

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \arctan \left(\frac{L_i}{D_W}\right) \text{ [rad]} \tag{2.39}$$

$$d_d = 1 + 2 \cdot \arctan \left(\frac{L_i}{D_W}\right) \cdot \tan \varphi' \cdot \left(1 - \sin \varphi'\right)^2 \tag{2.40}$$

$$d_b = 1 \tag{2.41}$$

Für undranierte Bedingungen verweist Perko auf den Ansatz nach Skempton (1951):

$$q_{W,c,i} = 9 \cdot c_u \tag{2.42}$$

Perko (2009) stellt fest, dass bei der Berechnung nach Gleichung 2.32 der Widerstand mit zunehmender Tiefe ins Unendliche steigen kann, da die Überlagerungsspannung linear eingeht. Die beispielsweise von Meyerhof (1951) und Meyerhof (1976) vorgeschlagenen Grenztiefen lassen sich nach Perko (2009) nicht auf die Wendeln der Fertigschraubpfähle übertragen, deshalb wurden von ihm Probebelastungen zurückgerechnet. Als Ergebnis schlägt er vor, das Zweifache des Wendeldurchmessers als maximale Einbindelänge anzusetzen.

Weiterhin werden für drainierte Randbedingungen die Vernachlässigung des Breitenglieds und der Kohäsion empfohlen, sodass sich die Gleichung 2.32 deutlich vereinfacht:

$$q_{W,c,i} = 2 \cdot D_W \cdot \gamma' \cdot N'_d \tag{2.43}$$

$$N'_d = N_{d0} \cdot \left(1 + \tan\varphi'\right) \cdot \left(1 + \pi \cdot \tan\varphi' \cdot \left(1 - \sin\varphi'\right)^2\right) \tag{2.44}$$

Neben der analytischen Lösung gibt Perko (2009) noch verschiedene Korrelationen zwischen der mobilisierbaren Normalspannung unterhalb der Wendel $q_{W,c,i}$ und den Schlagzahlen vom Standard Penetration Test (SPT) in unterschiedlichen Böden an.

Für die Berechnung des Versagens entlang des Bodenzylinders stellt Perko (2009) eine Gleichung analog zu Mitch und Clemence (1985) mit folgenden Anteilen auf:

$$R_c = R_{W,1} + R_Z + R_S \tag{2.45}$$

mit:

$$R_{W,1} = q_{W,c,1} \cdot A_1 \tag{2.46}$$

$$R_Z = q_Z \cdot (L - L_0) \cdot \pi \cdot D_W \tag{2.47}$$

$$R_S = q_S \cdot L_0 \cdot (\pi d) \tag{2.48}$$

Der Scherwiderstand entlang des Bodenzylinders wird analytisch mit den Effektivspannungen und einem zugehörigen Erddruckbeiwert berechnet. Dazu hat Perko (2009) die Werte von Mitch und Clemence (1985), siehe Tabelle 2.1, mit einer e-Funktion in Abhängigkeit des Reibungswinkels gefittet:

$$q_Z = \sigma'_v \cdot K_{gh} \cdot \tan\varphi' \tag{2.49}$$

$$K_{gh} = 0,09 \cdot e^{0,08\varphi'} \tag{2.50}$$

$$q_S = {}^2\!/_3 \cdot q_Z \tag{2.51}$$

mit:

A_1	Fläche der untersten Wendel
q_Z	Scherwiderstand des Bodens entlang des von den Wendeln umschlossenen Bodenzylinders
q_S	Scherwiderstand zwischen Schaft und Boden
σ'_v	effektive Vertikalspannung
K_{gh}	Erddruckbeiwert $K_0 < K_{gh} < K_{pgh}$

Zur Berechnung des Widerstands von Fertigschraubpfählen, mit ausreichend großer Einbindung, gegen Zugbelastung werden analog die beiden Versagensformen nach Abbildung 2.6 untersucht. Für das Versagen oberhalb der einzelnen Wendeln gilt:

$$R_{t,0} = \sum_{i=1}^{n} R_{W,t,i} + R_S \tag{2.52}$$

$$R_{W,i} = A_i \cdot q_{W,c,i} \tag{2.53}$$

$$R_S = \pi \cdot d \cdot L_{0,\text{eff}} \cdot q_S \tag{2.54}$$

Der Widerstand beim Versagen des zylindrischen Bodenkörpers beträgt:

$$R_{t,0} = R_{W,n} + R_Z + R_S \tag{2.55}$$

$$R_{W,n} = q_{W,c,n} \cdot A_n \tag{2.56}$$

$$R_Z = q_Z \cdot (L - L_0) \cdot \pi \cdot D_W \tag{2.57}$$

$$R_S = q_S \cdot L_{0,eff} \, (\pi d) \tag{2.58}$$

mit:

A_n Fläche der obersten Wendel

$L_{0,\text{eff}}$ Länge des Schaftes außerhalb des Versagensbereiches über der oberen Wendel. Nach Zhang (1999) kann $L_{0,\text{eff}} = L_0$ angenommen werden.

Nach Perko (2009) haben Fertigschraubpfähle, mit ausreichend großer Einbindelänge, theoretisch in Zug- und Druckrichtung betragsmäßig den gleichen Widerstand. Auswertungen von Probebelastungen zeigen jedoch teilweise eine Verringerung des Widerstands bei Zugbelastung. Perko (2009) führt diese auf Installationseffekte zurück. Zur Berücksichtigung empfiehlt er einen Anpassungsfaktor η_t:

$$R_t = \eta_t \cdot R_{t,0} \tag{2.59}$$

Die Auswertung der Probebelastungsergebnisse ergab:

$$\eta_t = 0,87$$

Als Mindesteinbindelänge für zugbelastete Fertigschraubpfähle empfiehlt Perko (2009), dass das Gewicht eines Aufbruchkegels, mit 90° Öffnungswinkel ($\vartheta_c = 45°$), mindesten genauso groß sein sollte wie der Widerstand der obersten Wendel nach Gleichung 2.56.

Für das empirische Verfahren zur Ermittlung des Widerstands aus dem Drehmoment nach Gleichung 2.2 hat Perko (2009) einen umfangreichen Datensatz von 300 Probebelastungen zusammengetragen und den zurückgerechneten Korrelationsfaktor K_T als Funktion, in Abhängigkeit des Schaftdurchmessers, abgetragen:

$$K_T = \frac{\lambda_k}{d^{\lambda_d}} \tag{2.60}$$

Parameter	Ausgewertete Probebelastungen		
	Zug- und Druckbelastung	Druckbelastung	Zugbelastung
λ_k	$1443\,\text{mm}^{0,92}/\text{m}$	$1044\,\text{mm}^{0,84}/\text{m}$	$1986\,\text{mm}^{1,01}/\text{m}$
λ_d	0,92	0,84	1,01

Die Auswertung wurde von Perko (2009) für beide Belastungsrichtungen sowie jeweils separat für Druckbelastung und für Zugbelastung durchgeführt. Die Parameter λ_K und λ_d können der Tabelle entnommen werden. Der Korrelationsfaktor ist demnach für Druckbelastung etwa 10 % höher als für Zugbelastung.

Setzt man die Parameter für beide Belastungsrichtungen und die von Hoyt und Clemence (1989) gegebenen Schaftdurchmesser aus Tabelle 2.2 in Gleichung 2.60 ein, so erhält man für $d = 88,9$ mm $K_T = 23,1\,\mathrm{m}^{-1}$ und für $d = 219$ mm $K_T = 10,1\,\mathrm{m}^{-1}$. Die Übereinstimmung der Ergebnisse von Perko (2009) und Hoyt und Clemence (1989) ist demgemäß sehr gut.

3 Diskussion des Kenntnisstandes und offene Fragestellungen

In Kapitel 2 wurde der aktuelle Stand der Technik für die Bemessung der Tragfähigkeit von Fertigschraubpfählen unter axialer Belastung wiedergegeben. Neben den dort vorgestellten Publikationen existiert noch eine Vielzahl weiterer Veröffentlichungen, in denen auf unterschiedliche Aspekte der Anwendung und Bemessung von Fertigschraubpfählen eingegangen wird. Ein Großteil dieser setzt sich aus Anwenderberichten und Berichten über die Ergebnisse von Probebelastungen zusammen, z. B. Gavin, Doherty und Tolooiyan (2014), Nagata und Hirata (2005), Saeki und Ohki (2000), Zhang et al. (1998a) und Zhang et al. (1998b). Andere gehen auf offene Fragestellungen oder Widersprüche zu den unterschiedlichen Berechnungsverfahren ein.

Prinzipiell besteht Einigkeit darüber, dass bei ausreichend großer Einbindung zwischen den beiden unterschiedlichen Versagensformen nach Abbildung 2.6 unterschieden werden kann. Unklar ist, wie groß der Abstand zwischen den Wendeln sein muss, damit ein Einzelversagen auftreten kann. Während Hoyt und Clemence (1989) einen Abstand von $l > 3 \div 4 \cdot D_W$ angeben, gehen Rao, Prasad und Shetty (1991) von $l > 1,5 \cdot D_W$ aus. Livneh und El Naggar (2008) haben den Übergang bei einem relativen Wendelabstand von $l/D_W = 4$ ermittelt, während die Versuche von Lutenegger (2011a) auf einen Wert von $l/D_W = 3$ hindeuten. Das Modell von Rao und Prasad (1993) sieht einen fließenden Übergangsbereich zwischen $l/D_W = 1,5 \div 4,6$ vor.

Die Vielzahl an vorgeschlagenen Werten verdeutlicht die Unklarheit bzgl. der konkreten Versagensmechanismen. Die unterschiedlichen Ergebnisse der Autoren weisen darauf hin, dass neben dem Wendelabstand weitere Parameter den Versagensmechanismus beeinflussen. Am naheliegendsten ist es, den Einfluss der Bodeneigenschaften auf das Verhältnis zu untersuchen, was bisher noch nicht systematisch erfolgte.

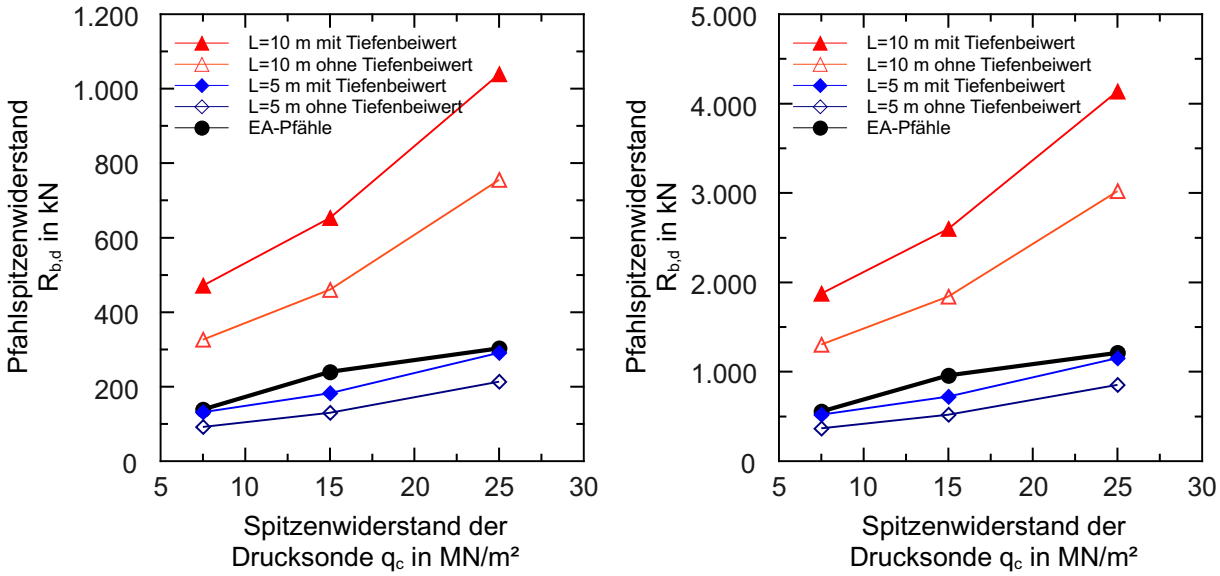
Sofern der Versagensmechanismus bekannt ist, stellt sich die Frage der Zuverlässigkeit der vorhandenen Ansätze zur Berechnung der einzelnen Widerstände.

Die Berechnung des Widerstands unter- bzw. oberhalb einer einzelnen Wendel auf Grundlage von erdstatischen Ansätzen widerspricht grundlegend der in Deutschland üblichen Bemessung von anderen Pfahlarten. Die EA-Pfähle (2012) schließt rein analytische Verfahren explizit aus.

In Höppner (2011) wurden Vergleichsberechnungen zwischen dem Ansatz nach Brinch-Hansen (1970) und den Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2007) für Atlasschraubpfähle durchgeführt. Die Verknüpfung zwischen dem für die Berechnung nach EA-Pfähle (2007) erforderlichem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c und dem für die Berechnung nach Brinch-Hansen (1970) erforderlichen Reibungswinkel φ' erfolgte über die Korrelationen aus der DIN EN 4094-1:2002-06 (2002). Bei der Einbindelänge von 5 m wurde der Grundwasserstand an der Geländeoberkante angesetzt, bei der Einbindelänge von 10 m wurde kein Grundwasser berücksichtigt.

Tabelle 3.1: Parameter für nichtbindigen Boden, aus Höppner (2011)

	Korrelation nach DIN 4094		Erfahrungswerte nach EA-Pfähle (2007)	
Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c in MN/m²	Steifemodul E_S in MN/m²	Reibungswinkel φ'_k in °	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ bei $s = 0,03 \cdot D$ in kN/m²	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ bei $s = 0,10 \cdot D$ in kN/m²
7,5	30	35	1200	2750
15	60	38	2150	4750
25	100	42	3350	6000



(a) Ergebnisse für einen Durchmesser von D=0,30 m **(b)** Ergebnisse für einen Durchmesser von D=0,60 m

Abbildung 3.1: Vergleich der berechneten Tragfähigkeit für nichtbindige Böden nach Brinch-Hansen (1970) mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2007)

Der Vergleich in Abbildung 3.1 zeigt, dass bei einer Einbindung von 5 m, mit Verringerung der Überlagerungsspannung durch das Grundwasser, der nach Brinch-Hansen (1970) berechnete Widerstand in etwa mit den Erfahrungswerten nach EA-Pfähle (2007) übereinstimmt. Wird jedoch die Überlagerungsspannung erhöht, wie im Beispiel mit 10 m Einbindelänge, so steigt der Widerstand nach dem Ansatz von Brinch-Hansen (1970) deutlich an, während der Ansatz nach EA-Pfähle (2007) den gleichen Widerstand liefert. Der Widerstand nach Brinch-Hansen (1970) ist circa viermal größer.

Überträgt man die Erkenntnisse auf einen Fertigschraubpfahl mit mehreren Einzelwendeln, so summieren sich die Fehler mit zunehmender Tiefe auf, was zu einer deutlichen Überschätzung der Tragfähigkeit führen kann.

Der zweite Berechnungsansatz, mit der Annahme, dass eine Scherfläche entlang des von den Wendeln umschlossenen Bodenzylinders entsteht, wird maßgeblich von der mobilisierbaren Mantelreibung entlang des Zylinders beeinflusst. Die Höhe dieser wird im Allgemeinen mit Hilfe des Reibungswinkels, der vertikalen Ausgangsspannung und des Erddruckbeiwertes nach Gleichung 2.50 ermittelt. Hier stellt sich die Frage, ob die Annahme der vertikalen Ausgangsspannung und des Erddruckbeiwertes, der von Mitch und Clemence (1985) für Zugbelastungen mit Modellversuchen bestimmt wurde, gerechtfertigt ist.

Bei einer Druckbelastung wird von den oberen Wendeln Spannung auf den Boden übertragen, was zu einer Erhöhung der Vertikalspannungen führt. Bei Zugbelastung kann die Spannung im oberen Bereich ebenso durch der Lasteintrag verringert werden. Der Erddruckbeiwert nach Gleichung 2.50 liegt bei $\varphi' = 45°$ mittig zwischen dem Erdruhedruckbeiwert und dem passiven Erddruckbeiwert für den Rankine'schen Sonderfall. Mit abnehmenden Reibungswinkel fällt der Beiwert zum Erdruhedruck hin ab. Bei $\varphi' \lesssim 25°$ führt der Ansatz zu Beiwerten, die unter dem Erdruhedruck liegen.

Die empirische Methode zur Berechnung der Tragfähigkeit aus dem Drehmoment am Ende des Eindrehvorganges weist ebenfalls Kritikpunkte auf. Bei dem Ansatz nach Gleichung 2.60 geht, als geometrische Größe, lediglich der Schaftdurchmesser ein. Weder die Bodeneigenschaften noch die weiteren geometrischen Größen wie Ganghöhe, Wendeldurchmesser oder Wendelabstand werden berücksichtigt. Dem gegenüber stehen die Ergebnisse von Ghaly et. al. und Tsuha et. al., die beispielsweise gezeigt haben, dass das Eindrehmoment von der Ganghöhe direkt beeinflusst wird. Weiterhin deuten die Versuche aus Tsuha, Filho und Morais (2014) darauf hin, dass mit zunehmender Länge des Schaftes, oberhalb der letzten Wendel L_0, der Schaft einen zunehmenden Anteil an dem erforderlichen Eindrehmoment hat. Auch wurde von Tsuha und Aoki (2010) gezeigt, dass die Reibung zwischen dem Material des Fertigschraubpfahls und dem Boden von diesem abhängig ist. Bei gleicher Scherfestigkeit des Bodens führt eine höhere Reibung zu einem höheren Drehmoment beim Eindrehen. Ist ein Einzelversagen unterhalb einer Wendel anzunehmen, so ist der Widerstand, bei gleicher Scherfestigkeit und Geometrie, gleich groß. Somit müsste, bei einer höheren Reibung zwischen Boden und Schraubpfahl beim Eindrehen, ein höherer Korrelationsfaktor vorliegen.

Die von Ghaly et. al. und Tsuha et. al. hergeleiteten analytischen Modelle, zur Erklärung des empirischen Faktors ihrerseits, weisen beide den Schwachpunkt auf, dass angenommen wird, beim Einschrauben würde sich das System im Grenzzustand befinden. Demnach entspricht die Kraft, die auf die Wendeln wirkt, dem maximalen Widerstand beim Herausziehen. Betrachtet man jedoch das Gesamtgleichgewicht, so muss davon ausgegangen werden, dass auf die Wendeln nicht der Gesamtwiderstand wirkt (zumindest nicht bei ausreichend großer Einbindung). Die auf die Oberseite der Wendeln wirkende vertikale Kraft kann nicht größer sein als die Summe aus den folgenden Kräften:

- Die Kraft, die zum weiteren Eindrücken der Spitze erforderlich ist und den Boden verdrängt sowie
- der Kraft, die aus der Mantelreibung entlang des Schaftes resultiert und erforderlich ist, um den Schaft mit nach unten zu ziehen.

Von den Kräften ist ggf. noch die Vorschubkraft des Gerätes abzuziehen. Bei geringer Einbindung ist es durchaus wahrscheinlich, dass sich das System im Grenzzustand befindet, da bei geringer Einbindung der Herausziehwiderstand recht gering ist. Mit zunehmender Eindringtiefe nimmt der Herausziehwiderstand, im Vergleich zum Spitzenwiderstand, jedoch überproportional zu.

Trotz der Kritikpunkte zeigen die Auswertungen von Hoyt und Clemence (1989) und Perko (2009) recht gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen aus Probebelastungen. In Perko (2000) wird dafür ein Ansatz zur Erklärung gegeben.

Anhand der dargelegten Kritik ist ersichtlich, dass mit dem derzeitigen Kenntnisstand das Tragverhalten von axial belasteten Fertigschraubpfählen nur unzureichend beschrieben werden kann. Das gilt sowohl in qualitativer als auch in quantitativer Hinsicht.

4 Kleinmaßstäbliche 1g Modellversuche zum Trag- und Verformungsverhalten

4.1 Ziele, Konzeption und Randbedingungen

Mit den Modellversuchen sollen die Haupteinflussgrößen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Fertigschraubpfählen identifiziert und qualitativ bewertet werden. Ein Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Visualisierung von den im Boden auftretenden Verformungen, um so zu einer möglichen Beschreibung der Bruchmechanismen zu kommen. Weiterhin ist für die quantitative Bewertung die Messung der Bruchlast und der dazu notwendigen Verformung vorgesehen.

Die Anforderungen an die Versuche sind in Abhängigkeit dieser gewünschten Zielsetzung zu ermitteln. Nach Pregel (1998) können bei Modellversuchen mit Böden grundsätzlich die folgenden drei Anwendungsziele unterschieden werden:

Demonstrations-Modellversuche dienen meist zur Veranschaulichung bereits bekannter Mechanismen. Die Versuchsergebnisse werden nur qualitativ ausgewertet.

Modellversuche zur Ermittlung von Verformungs- und Bruchmechanismen werden durchgeführt, um die Entwicklung von Verschiebungs- und Spannungsfeldern oder Bruchmechanismen zu untersuchen. Anhand der Ergebnisse können Rechenmodelle abgeglichen werden. Die so ermittelten Gleichungen können auf die Natur (den Prototyp) angewendet werden, wenn die Übertragbarkeit der maßgeblichen Mechanismen nachgewiesen ist.

Modellversuche zur Übertragung der Ergebnisse auf den Prototyp lassen unmittelbar quantitative Aussagen zum Verhalten der Natur (des Prototyps) zu. Hierbei werden, aus den im Experiment aufgenommenen Messwerten (Verformungen, Spannungen), direkt Prognosen für das Verhalten des Prototyps abgeleitet. Eine solche Übertragung von Versuchsergebnissen ist nur möglich, wenn Modell und Prototyp mechanisch äquivalent sind.

Je nach Zielsetzung nehmen die Anforderungen, an die Modellversuche, in oben genannter Reihenfolge zu, vgl. Zaeske (2001). Für die Übertragung der Ergebnisse auf den Prototyp müssen die Modellgesetze beachtet werden. Wenn diese eingehalten sind, können dimensionslose Werte aus den Modellversuchen abgeleitet und auf die Natur übertragen werden.

Bei Untersuchungen mit Boden ergibt sich bei Modellversuchen grundsätzlich die Problemstellung, dass die Korngröße des Bodens nicht im Modellmaßstab abgebildet werden kann, da dies zu unterschiedlichen Eigenschaften des Bodens führt. Es sollte vielmehr ein Boden verwendet werden, wie er auch in der Natur anzutreffen ist. Neben der Korngröße entspricht das spannungsabhängige Stoffverhalten des Bodens nicht den Modellgesetzen. Eine Äquivalenz zwischen Modell und Prototyp kann nur eingehalten werden, wenn das Stoffverhalten ausschließlich mittels dimensionsloser, spannungsunabhängiger Parameter beschrieben werden kann, vgl. Zaeske (2001). Dimensionsbehaftete Bodenparameter, wie beispielsweise die Kohäsion, lassen sich in der Regel nicht äquivalent auf einen anderen Maßstab abbilden. Walz (2006) weist weiterhin auf den großen Einfluss der Dilatanz bei der Übertragung des Modellverhaltens auf den Prototyp hin. Insbesondere bei stabförmigen geotechnischen Modellen haben die Modellfehler gravierende Auswirkungen. Der zahlenmäßige Übertrag der Versuchsergebnisse auf die Natur ist jedoch nicht das Ziel der Modellversuche, hierzu werden in den Kapiteln 5 und 6 eigene Versuche und Berechnungen vorgestellt. Vielmehr sollen grundsätzliche Mechanismen aufgezeigt und erklärt werden. Die Modellversuche sind dementsprechend in die Kategorie Modellversuche zur Ermittlung von Verformungs- und Bruchmechanismen einzuordnen.

Es wurden zwei Versuchsarten durchgeführt:

- kleinmaßstäbliche Modellversuche zur Untersuchung von Einflussparametern auf die erzielbaren Widerstände (Modellversuche)

- achsensymmetrische, foto-optische Versuche zur Untersuchung der Verformungen im Boden (PIV-Versuche)

Die beiden Versuchstypen sollen im Weiteren direkt verglichen werden, deshalb wurde bei der Versuchskonzeption auf eine entsprechende Ähnlichkeit geachtet. Bei dieser stellt sich unter anderem die Frage nach der Einbaumethode der Fertigschraubpfähle. Realitätsnah wäre es die Modelle, ebenfalls wie in Natur, nach Vorbereitung des Modellbodens in diesen einzuschrauben. Bei den achsensymmetrischen, foto-optischen Versuchen ist diese Methode prinzipiell nicht möglich, da nur halbierte Modelle der Fertigschraubpfähle verwendet werden und diese sich nicht eindrehen lassen. Weiterhin sollen vorwiegend Bruchzustände untersucht werden, wobei der Boden ohnehin das Gedächtnis seiner Belastungsgeschichte verliert, vgl. Walz (2006). Die Modelle wurden hinsichtlich dieser Überlegungen erst eingestellt und anschließend der Modellboden, wie in Abschnitt 4.4 beschrieben, eingebaut.

Neben der Veranschaulichung der Bruchmechanismen ist auch die Validierung von numerischen Modellen anhand der Versuchsergebnisse vorgesehen. Die zuvor genannte Einbaumethode bietet den Vorteil, dass so der Ausgangsspannungszustand bekannt ist. Ein Teil der Versuche wurde bereits in Boley und Höppner (2016) vorgestellt.

Abbildung 4.1:
Versuchsstand für die Modellversuche

4.2 Versuchsstand und Messtechnik

Zur Durchführung der Versuche wurde ein Versuchsstand bestehend aus einem Versuchskasten, einem Rahmen und einer Belastungseinrichtung konstruiert. Der Versuchskasten mit Abmessungen von 100 cm x 100 cm x 120 cm wurde aus 15 mm starkem Acrylglas gefertigt, sodass die Verformungen im Boden mittels der **P**article **I**mage **V**elocimetry (PIV-Methode) beobachtet werden konnten. Der Versuchskasten wurde verschiebbar unter dem Rahmen aufgestellt, an dem die Belastungseinrichtung befestigt wurde. Mit Hilfe der Belastungseinrichtung konnten die Modellpfähle kraftgesteuert oder weggesteuert getestet werden. Der gesamte Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.1 zu sehen. Für eine kraftgesteuerte Belastung wurde ein pneumatischer Zylinder verwendet, der bis zu 3,5 kN Last aufbringen konnte. Die Steuerung erfolgte, indem an einem Präzisionsdruckregelventil der Pneumatikdruck, entsprechend der gewünschten Belastung, eingestellt wurde. Weggesteuerte Versuche wurden mit einem schrittgesteuerten, elektromechanischen Zylinder durchgeführt, der bis zu 2 kN Last aufbringen konnte.

Während der Versuche wurde die Kopfverformung mit einem potentiometrischen Wegaufnehmer Typ Ahlborn FWA100T und die Belastung mit einem Kraftaufnehmer Typ HBM C2 auf DMS-Basis gemessen. Die Auswertung und Aufzeichnung der Daten erfolgte mit einem Messverstärker vom Typ Ahlborn Almemo 2890-9 mit einer Messrate von 10 Hz.

Zur foto-optischen Untersuchung der Verformungen wurde vor dem Versuchskasten eine Kamera vom Typ Nikon D90 mit einer Auflösung von 12,3 Megapixel im RGB-Farbraum aufgestellt. Zwei 500 W Halogenscheinwerfer dienten zur Ausleuchtung der Frontfläche, zur Unterdrückung von Reflexionen wurde ein Polarisationsfilter verwendet. Die Auslösung der Kamera erfolgte zeitgesteuert in Abhängigkeit der weggesteuerten Belastungsgeschwindigkeit. Somit kann jedem aufgenommenen Bild eine aufgebrachte Kopfverformung zugeordnet werden.

4.3 Modellboden und Modelle

Als Versuchsboden wurde ein feinsandiger, schwach grobsandiger Mittelsand mit einem Größtkorn von $d_{100} = 1$ mm und einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,26$ mm verwendet. In Abbildung 4.2 ist die Kornverteilung gegeben. Mit einer Ungleichförmigkeitszahl von $C_u = 1,9$ und einer Krümmungszahl von $C_C = 0,8$ ist der Sand als enggestuft und gleichförmig zu klassifizieren.

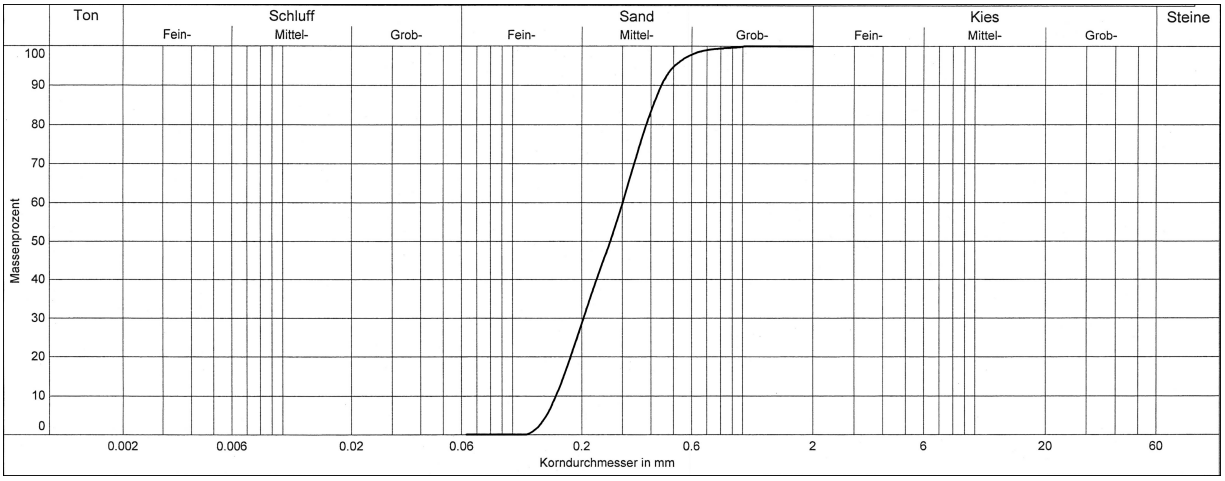


Abbildung 4.2: Kornverteilung des Modellbodens

Die weiteren bodenmechanischen Eigenschaften wurden mit den üblichen Laborversuchen für unterschiedliche Lagerungsdichten bestimmt. Der Einbau des Sandes in die Versuchsgeräte erfolgte dabei, wie in den Modellversuchen, im trockenen Zustand. In Tabelle 4.1 sind die wichtigsten Ergebnisse zusammengestellt.

Die Modelle der Fertigschraubpfähle wurden aus Stahl im Maßstab 1:5 gefertigt. Dabei wurden einige geometrische Vereinfachungen vorgenommen. Der Schaftdurchmesser wurde für alle Modellversuche einheitlich auf $d = 14$ mm festgelegt. Für die achsensymmetrischen Modelle der PIV-Versuche wurde der Schaft aufgrund der Verfügbarkeit nicht aus Halbkreisprofilen, sondern aus Vierkantprofilen hergestellt. Die Wendeln wurden aus 3 mm Blech ausgeschnitten und direkt mit dem Schaft verschweißt. In Abbildung 4.3 sind Ansichten und Bilder für die Modelle mit $D_W = 65$ mm und $n_W = 5$ dargestellt.

4.4 Einbau und Versuchsdurchführung

4.4.1 Einbau

Vor dem Beginn eines neuen Versuches wurde der Versuchskasten unter dem Versuchsrahmen hervorgezogen und vollständig entleert. Der Einbau des Modellbodens erfolgte entsprechend der gewünschten Lagerungsdichte mit zwei unterschiedliche Methoden.

Tabelle 4.1: Bodenmechanische Kenngrößen des Modellsands

Untersuchung	Modellsand	
	locker	dicht
Ungleichförmigkeitszahl	$C_u = 1,9$	
Krümmungszahl	$C_C = 0,8$	
Bodengruppe nach DIN 18196	SE	
Korndichte nach DIN 18124	$\rho_s = 2,727$ g/cm³	
Porenanteil bei lockerster Lagerung	$\max n = 0,502$	
Porenanteil bei dichtester Lagerung	$\min n = 0,376$	
Lagerungsdichte nach DIN 18126	$D = 0,27$	$D = 0,56$
mittlere Dichte	$\rho_d = 1,45$ g/cm³	$\rho_d = 1,55$ g/cm³
Porosität	$n = 0,468$	$n = 0,432$
maximaler Reibungswinkel	$\varphi' = 38,5°$	$\varphi' = 43,5°$
Reibungswinkel bei konstantem Volumen	$\varphi'_{cv} = 33,0°$	
Steifemodul DIN 18135 (100 kN/m² - 200 kN/m²)	$E_S = 25$ MN/m²	$E_S = 35$ MN/m²

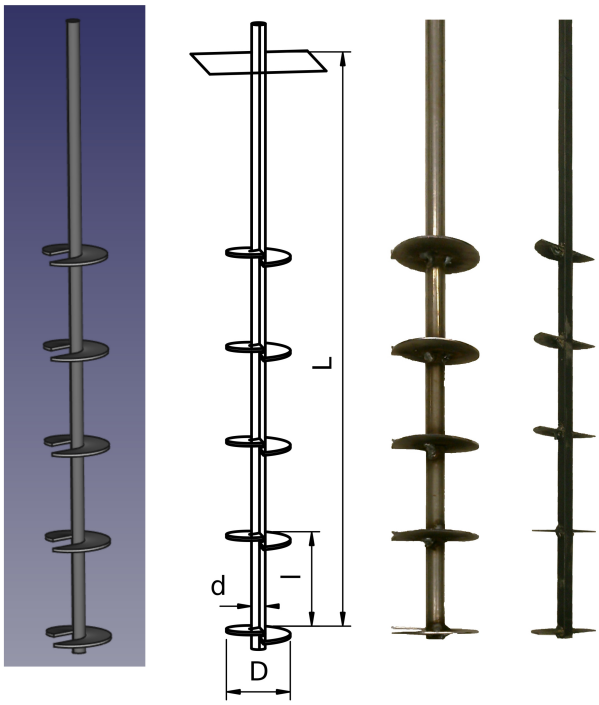


Abbildung 4.3:
Modelle der FSP für Modell- und PIV-Versuche mit $D = 65$ mm, $L = 9 \cdot D$, $l = 1,5 \cdot d$ und $n_W = 5$

Zur Erzielung einer lockeren Lagerung wurde der Sand im Einrieselverfahren eingebaut. Dazu wird der Sand in einen Trichter mit Siebplatte gefüllt. An dem Trichter sind ein Fallrohr und ein Diffusor in Form eines Kegels montiert. Der Sand fällt durch das Sieb in das Fallrohr und wird am Ende durch den Diffusor verlangsamt und verteilt. Bei Einhaltung eines gleichmäßigen Abstands zwischen Diffusor und Sandoberfläche, die durch ein Lot sichergestellt wurde, wird eine reproduzierbare Lagerungsdichte erzielt. Die Vorversuche ergaben für eine Fallhöhe zwischen 10 und 15 cm eine Dichte zwischen 1,44 g/cm³ und 1,46 g/cm³.

Eine dichte Lagerung wurde erreicht, indem der Sand lagenweise in den Versuchskasten eingefüllt und anschließend mit einem modifizierten Fallgewicht des Proctorversuchs verdichtet wurde. Entsprechend der Vorversuche wurden 10 cm dicke Lagen eingebaut und mit zwei Übergängen verdichtet. Daraus resultierte eine Dichte von 1,53 g/cm³ bis 1,56 g/cm³, was einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht.

Die Modelle wurden, wie bereits in Abschnitt 4.1 erläutert, nicht eingeschraubt, sondern eingestellt. Konkret wurde wie folgt vorgegangen:

Zu Beginn wurde der Sand in der gewünschten Lagerungsdichte bis zur Unterkante des Fertigschraubpfahlmodells eingefüllt. Anschließend wurde das Modell in den Kasten eingestellt und im Kopfbereich fixiert. Nach dem Einstellen und Fixieren des FSP-Modells wurde der Einbau des Modellsandes fortgesetzt.

Bei den PIV-Versuchen ergibt sich die Besonderheit, dass zwischen dem Modell und der Acrylglasscheibe einerseits so wenig Reibung wie möglich sein sollte und andererseits kein Luftspalt, in den Sand einrieseln könnte, entstehen durfte. Dieses Problem wurde gelöst, indem das Modell in der Kontaktfläche zur Acrylglasscheibe mit einem Hochvakuum-Silikonfett bestrichen wurde. Durch den Fettfilm wird der Spalt aufgefüllt, das Modell durch die Adhäsion an der Scheibe gehalten und die Reibung verringert. Etwas nachteilig wirkt sich das Fett bei der Beobachtung der Verformungen im Nahbereich der horizontal verlaufenden Wendeln aus. Durch die vertikale Belastung des FSP-Modells und der daraus folgenden Verformung verbleibt in der Ausgangshöhe ein Fettfilm auf der Scheibe. Der Sand kommt mit diesem in Kontakt und bleibt dort aufgrund der kohäsiven Eigenschaften des Fettes an der Scheibe haften und folgt somit nicht weiter den Verformungen des umliegenden Bodens. Neben dem Fett war eine zusätzliche horizontale Fixierung im Bereich über der Sandoberfläche erforderlich, da ohne diese das Modell durch die Imperfektionen im System ggf. während der Belastung von der Scheibe weggedrückt würde. Die Fixierung erfolgte mit einem Gleitlager, das gegen die Acrylglasscheibe gespannt wurde.

Nach dem Einbau wurde der Versuchskasten unter der Belastungseinrichtung ausgerichtet, sodass eine senkrechte Lasteinleitung erfolgte und die Verbindung zum Belastungszylinder mit dem Kraftaufnehmer, unter Zuhilfenahme eines Gabelkopfes, hergestellt. Die Wegaufnehmer wurden auf die Kopfplatte aufgesetzt und die Kabel mit dem Messaufnehmer verbunden.

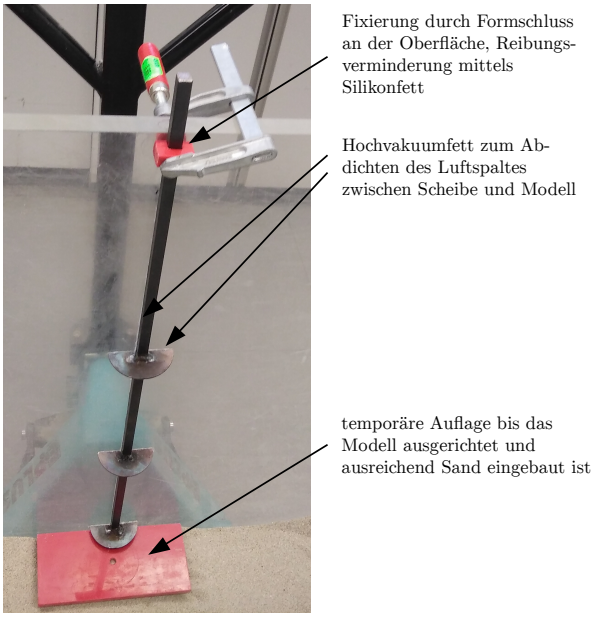


Abbildung 4.4:
Einbau des achsensymetrischen Modells in den Versuchskasten

4.4.2 Durchführung von kraftgesteuerten Modellversuchen

Als Erstes wurde bei den kraftgesteuerten Modellversuchen eine Vorlast von 0,005 kN auf das System aufgebracht, sodass ein Kraftschluss in allen mechanischen Verbindungen eintrat. Anschließend wurden Weg- und Kraftaufnehmer genullt. Ziel war es bei den lastgesteuerten Versuchen mindestens fünf Laststufen aufzubringen. Die Last wurde durch Aufdrehen des Präzisionsdruckregelventils langsam erhöht. Jede Laststufe wurde mindestens 15 Minuten und bis zum Erreichen einer Verformungsgeschwindigkeit $<$ 0,01 mm/min gehalten. Bei dem gewählten trockenen Modellboden war üblicherweise ersteres Kriterium maßgebend.

4.4.3 Durchführung von weggesteuerten PIV-Versuchen

Bei den PIV-Versuchen erfolgte, nach dem Einbau des Modells in den Versuchsstand, das Aufstellen und Einstellen von Kamera und Scheinwerfern. Zur Beurteilung der richtigen Kameraeinstellung im Hinblick auf Belichtung und Schärfentiefe wurden einige Probeaufnahmen erstellt. Anschließend begann die Versuchsdurchführung mit der Aufnahme des Referenzkoordinatensystems und des Referenzbildes vom Ausgangszustand. Im Anschluss daran wurden gleichzeitig die Belastung und der Intervallzeitauslöser der Kamera gestartet. Die weggesteuerte Belastung wurde mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 0,1 mm/min aufgebracht. Das Intervall zwischen zwei Aufnahmen betrug eine Minute. Die Versuche wurden gefahren, bis eine Kopfverschiebung von $0,2 \cdot D_W$ erreicht wurde.

4.5 Versuchsumfang und -auswertung

Insgesamt wurde ein Versuchsprogramm mit 26 PIV-Versuchen und 70 kleinmaßstäblichen Versuchen durchgeführt, folgende Parameter variierten:

- zwei verschiedene Lagerungsdichten des Modellbodens, $D = 0,27$ und 0,56
- drei Wendeldurchmesser
- unterschiedliche Einbaulängen
- Belastungsrichtung
- Anzahl der Wendeln

Die Modellversuche wurden in locker oder dicht gelagerten Modellboden mit $D = 0,27$ und $D = 0,56$ durchgeführt. Der Wendeldurchmesser der untersuchten Modelle betrug $D_W = 45$ mm, $D_W = 65$ mm oder $D_W = 90$ mm. Die Einbaulänge wurde in Abhängigkeit des Durchmessers mit Verhältnissen von $L/D_W = 1,5$ bis $L/D_W = 10$ variiert. Für jede gewählte geometrische Kombination wurden sowohl Druckbelastung als auch Zugbelastung untersucht. Weiterhin wurden auch Modelle mit zwei, drei und fünf Wendeln verteilt auf eine Länge von $L/D_W = 9$ getestet. Die Modellversuche wurden für jede Konfiguration zweifach durchgeführt, um Streuungen und die Reproduzierbarkeit bewerten zu können. Bei den zeitlich deutlich aufwändigeren PIV-Versuchen war dieses Vorgehen leider nicht möglich. Allerdings ist hier auch ein Vergleich bzw. eine Mittelwertbildung von zwei Versuchen kaum möglich bzw. sinnvoll. Eine tabellarische Aufstellung der jeweiligen Versuchsparameter findet sich im Anhang A Abschnitt A.1.1 und A.2.1 sowie Anhang B Abschnitt B.1.1 und B.2.1.

Die Auswertung der Modellversuche erfolgt über die grafische Darstellung der Widerstands-Setzungs-Linien (WSL) bzw. der Widerstands-Hebungs-Linien (WHL). Aus den Graphen kann dann die Kraft beim Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit F_{ult} abgeleitet werden. Als Grenzzustand wurde, wie bei Pfählen üblich, das Erreichen einer Kopfverformung von $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ definiert.

Die PIV-Versuche dienen entsprechend der Konzeption der Visualisierung der Verformungen im Boden. Wie in Abschnitt 4.4.3 beschrieben, wurden während der Versuchsdurchführung Fotos, des sich hinter der Acrylglasscheibe befindenden Bodens, aufgenommen. Die Bilder wurden nach dem Abschluss des Versuches mit Hilfe der Particle Image Velocimetry ausgewertet. Dieses Verfahren stammt ursprünglich aus der Strömungsmechanik und wird dort zur berührungslosen Bestimmung von Geschwindigkeitsfeldern in mit Partikeln versetzten Strömungsfeldern verwendet. In der geotechnischen Forschung wird das Verfahren seit Anfang der 2000er Jahre eingesetzt (z. B. White, Take und Bolton (2003)) und hat sich bei verschiedenen Fragestellungen bereits bewährt, vgl. Thomas (2011) und Schober (2014). In Thomas (2011) finden sich auch Angaben zur erreichbaren Genauigkeit, die aufgrund der Ähnlichkeit der Versuchsdurchführung, auf die vorliegenden Versuche übertragen werden können.

Zur Auswertung der hier vorgestellten Versuche wurde die Software PIVlab, siehe Thielicke und Stamhuis (2014), in der Version 1.36 als Add-on für MATLAB verwendet. Im Vorlauf wurden die Bilder vom RAW-Format der Kamera in das verlustfreie TIFF-Format mit 8-bit Graustufen umgewandelt. Nach dem Einlesen und Kalibrieren wurden die Verschiebungsfelder in einem 3-stufigen Prozess mit einer Suchfenstergröße von 64x64 Pixel bis 8x8 Pixel ermittelt. Im Postprozess wurden aus den Verschiebungsvektoren die zugehörigen Dehnungen berechnet und die Ergebnisse als Bild exportiert. Diese sind vollständig im Anhang B zu finden.

In der Software PIVlab werden die Normal- und Scherdehnungen als Gradient aus den horizontalen und vertikalen Anteilen der jeweiligen Verschiebungsvektoren mit Hilfe des zentralen Differenzenquotienten berechnet:

$$u = f\left(x, y\right)$$

$$\nabla f = \frac{\delta f}{\delta x}\hat{e_x} + \frac{\delta f}{\delta y}\hat{e_y}$$

$$v = g\left(x, y\right)$$

$$\nabla g = \frac{\delta g}{\delta x}\hat{e_x} + \frac{\delta g}{\delta y}\hat{e_y}$$

$$\varepsilon_n = \frac{\delta f}{\delta x}\hat{e_x} - \frac{\delta g}{\delta y}\hat{e_y} \tag{4.1}$$

$$\varepsilon_\gamma = \frac{\delta f}{\delta y}\hat{e_y} + \frac{\delta g}{\delta x}\hat{e_x} \tag{4.2}$$

mit:

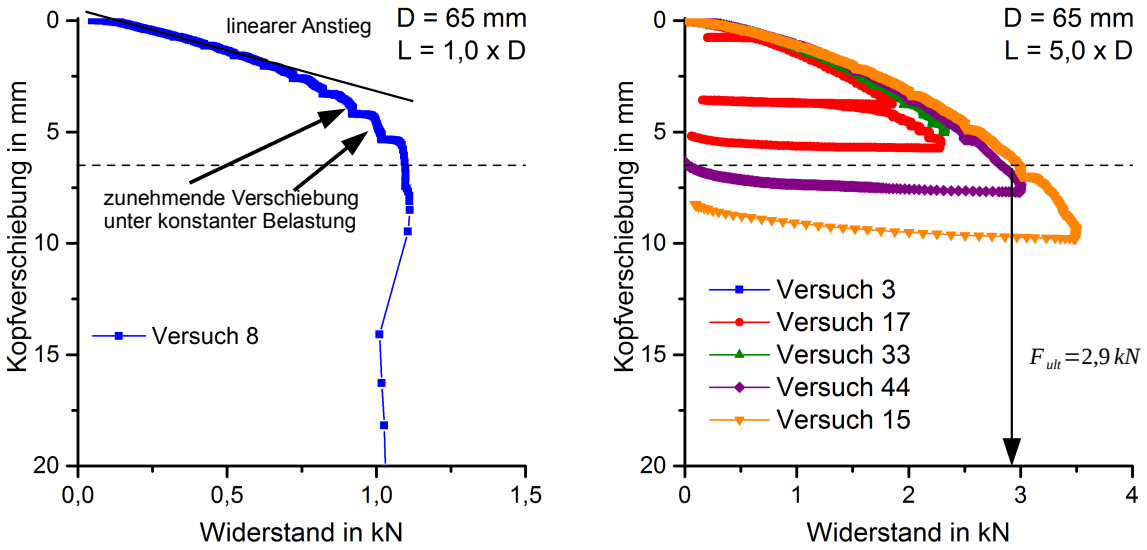
u,v	Horizontal- und Vertikalverschiebung des Suchfensters (als Matrix)
∇f,∇g	Gradienten der Verschiebungen als partielle Ableitungen in die Koordinatenrichtungen
$\hat{e_x}$, $\hat{e_y}$	Einheitsvektor der Koordinatenrichtungen
ε_n	Normaldehnung
ε_γ	Scherdehnung

4.6 Auswertung der kleinmaßstäblichen Modellversuche

Wie bereits erwähnt, wurden die kleinmaßstäblichen Modellversuche in Boley und Höppner (2016) umfassend beschrieben. Der Vollständigkeit halber werden hier nochmals die wesentlichen Erkenntnisse dargestellt.

4.6.1 Druckbelastete Modellversuche

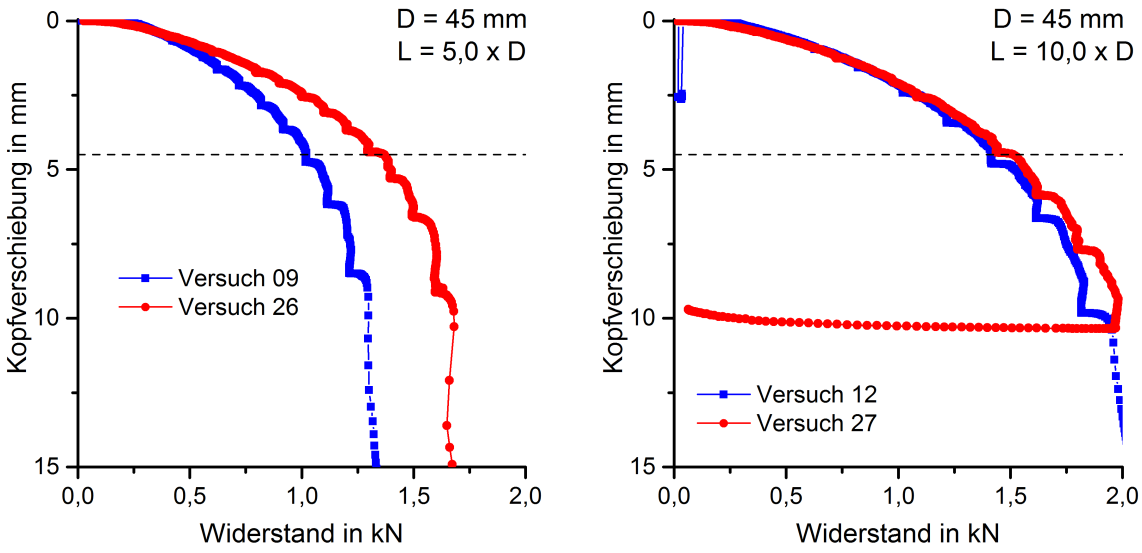
Ziel ist es, die Einflussgrößen auf das Tragverhalten herauszuarbeiten. Als Erstes sind dazu in Abbildung 4.5 Versuche mit einem Wendeldurchmesser von $D_W = 65$ mm und unterschiedlichen Einbindetiefen im dicht gelagerten Sand dargestellt. Beim Versuch 8 mit einer relativ geringen Einbindetiefe von $L/D_W = 1,0$ nimmt die Kopfverschiebung s bis zu einer Belastung von $F = 0,7$ kN relativ linear zu. Die weitere Erhöhung der Belastung führt zu zunehmenden Kriechverformungen beim Halten der Laststufe. Während die Belastung von 1,0 kN noch aufgenommen werden konnte, führte die Lasterhöhung auf 1,1 kN schließlich zum Versagen. Dieses tritt bereits vor dem Erreichen der üblich als Grenzzustand angenommenen Kopfverschiebung von $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ ein. Wie der Messkurve, die mit 10 Hz aufgenommen wurde, zu entnehmen ist, wurde beim Versagen ein sprödes Verhalten mit entsprechend hohen Verformungsgeschwindigkeiten beobachtet.



(a) $D_W = 65$ mm und $L = 65$ mm **(b)** $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm

Abbildung 4.5: Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand

Daneben sind in Abbildung 4.5b insgesamt 5 Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen mit einer Einbindetiefe von $L/D_W = 5,0$ abgetragen. Zunächst sei angemerkt, dass die fünf Messkurven gut übereinstimmen. Dies ist ein Hinweis auf eine gute Reproduzierbarkeit von Einbaumethode und Versuchsdurchführung. Im Vergleich zu dem Versuch 8, mit der geringen Einbindung, ist bei den Versuchen ein deutlicher Anstieg der Tragfähigkeit zu beobachten. Während Versuch 8 bei Lasten größer 1 kN versagte, wird in den Versuchen mit $L/D_W = 5,0$ ein Versagen erst bei 2,9 kN erreicht. Weiter sind auch nach dem Überschreiten des Versagenskriteriums Tragreserven vorhanden. Wie zu erwarten, hat die Einbindelänge einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit und den Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie von Fertigschraubpfählen.



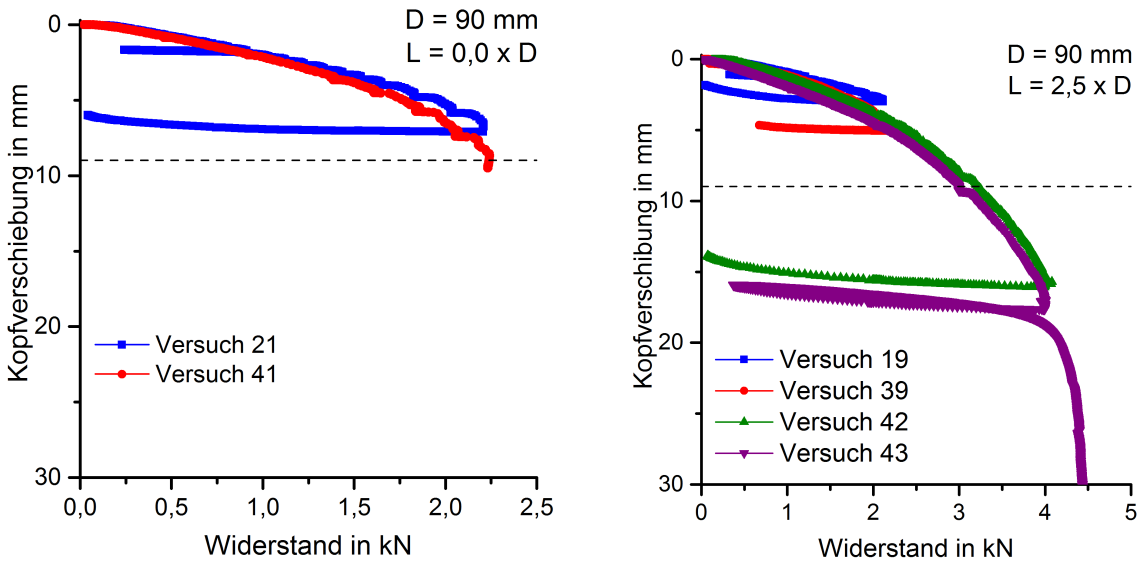
(a) $D_W = 45$ mm und $L = 225$ mm **(b)** $D_W = 45$ mm und $L = 450$ mm

Abbildung 4.6: Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand

In Abbildung 4.6 ist ein ähnlicher Vergleich für einen Durchmesser von $D_W = 45$ mm und Einbindelängen von $L = 5 \cdot D_W$ bzw. $L = 10 \cdot D_W$. Qualitativ lassen sich die zuvor getroffenen Aussagen auch auf dieses Beispiel übertragen, d. h. die Erhöhung der Einbindetiefe führt auch zu einer Erhöhung des Widerstands von $F_{ult,mitt} = 1,30$ kN auf $F_{ult,mitt} = 1,50$ kN. Allerdings fällt der Zuwachs deutlich geringer aus, obwohl die Längenänderung sowohl absolut (260 mm bzw. 225 mm) als auch relativ ($4 \cdot D_W$ bzw. $5 \cdot D_W$) in einer sehr ähnlichen Größenordnung liegt. Die Ergebnisse lassen vermuten, dass mit zunehmender Einbindetiefe deren Einfluss auf die Tragfähigkeit geringer wird.

In Ergänzung zu Abbildung 4.6 sind in Abbildung 4.7 Ergebnisse von Versuchen mit $D_W = 90$ mm dargestellt. Die Vergrößerung des Durchmessers führt zu einem deutlichen Anstieg der Tragfähigkeit. Während bei $D_W = 45$ mm mit $L = 225$ mm das Versagenskriterium bei ca. 1,4 kN erreicht wurde, konnte durch die Verdoppelung des Durchmessers eine Last von > 3 kN aufgebracht werden. Zu den Versuchen 42 und 43 ist anzumerken, dass bei diesen die innere Tragfähigkeit der Wendeln überschritten wurde. Nach den Versuchen waren die Außenkanten der Wendeln durch die Belastung ca. 1 cm nach oben verbogen.

Zusammenfassend sind die gemittelten Ergebnisse, bei einer Kopfverschiebung von $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$, für die druckbelasteten Versuche im dichten Sand mit einer Wendel in Abbildung 4.8 über die Tiefe aufgetragen. In Abbildung 4.8a ist klar ersichtlich, dass der Widerstand mit Durchmesser und Einbindetiefe zunimmt. Die Einbindetiefe geht dabei nicht linear ein, sondern mit zunehmender Einbindetiefe wird deren Einfluss geringer. Dieser Effekt fällt bei den Versuchen mit



(a) $D_W = 90$ mm und $L = 90$ mm **(b)** $D_W = 90$ mm und $L = 225$ mm

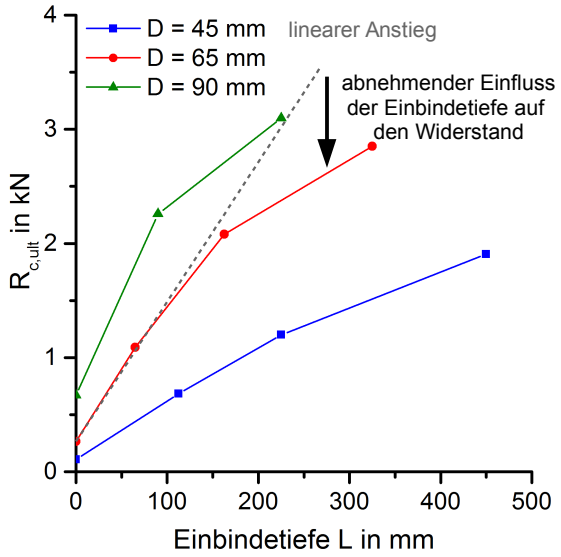
Abbildung 4.7: Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand

größerem Wendeldurchmesser deutlicher aus, was vermuten lässt, dass bei dem kleineren Wendeldurchmesser von $D_W = 45$ mm die Mantelreibung entlang des Schaftes einen zunehmenden Einfluss auf den Gesamtwiderstand hat. Weiterhin wird durch die Darstellung in 4.8b erkennbar, dass bei geringen Einbindetiefen der Widerstand linear zur Wendelfläche ist.

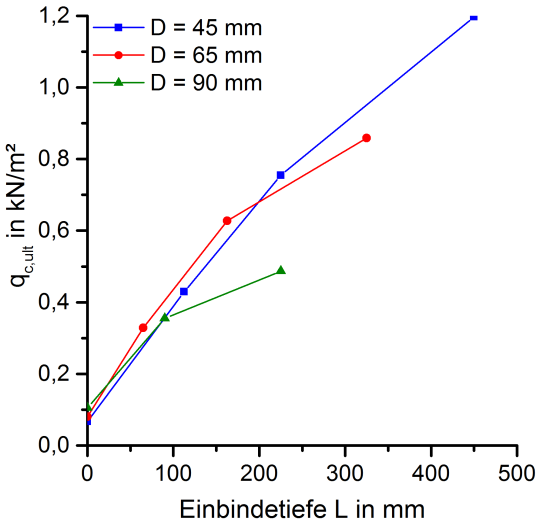
Zur Beurteilung der Auswirkungen der Lagerungsdichte auf das Tragverhalten zeigt die Abbildung 4.9 Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen bei gleichen geometrischen Randbedingungen. Es geht deutlich hervor, dass die Lagerungsdichte einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit haben muss. Während im dicht gelagerten Sand ein Widerstand von annähernd 2,8 kN erreicht wurde, fällt dieser im locker gelagerten Sand auf 0,4 kN ab, was einem Siebtel des Ausgangswertes entspricht.

Auch ein qualitativer Einfluss der Lagerungsdichte auf den Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie ist erkennbar. Während im dicht gelagerten Sand ein relativ deutlicher Bruch erkennbar ist, vgl. Abbildung 4.5a, ist im lockeren Sand auch bei geringer Einbindung kein klarer Bruch feststellbar, wie in Abbildung 4.9 zu sehen ist. Vielmehr wird mit zunehmender Verformung ein zunehmender Widerstand mobilisiert.

Wie sich die Anordnung mehrerer Wendeln bei einer vorgegebenen Einbindetiefe auf das Tragverhalten auswirkt, kann anhand der Abbildung 4.10 nachvollzogen werden. Hier sind drei unterschiedliche Anordnungen von Wendeln mit einem Durchmesser von $D_W = 65$ mm und einer Einbindetiefe von $L = 585$ mm gegenübergestellt. Es ist die Anzahl und somit der Abstand zwischen den Wendeln variiert worden.

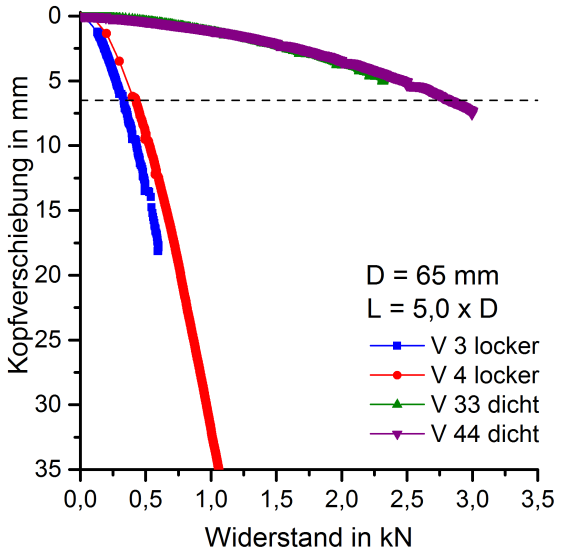


(a) erreichter Widerstand R_c bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$

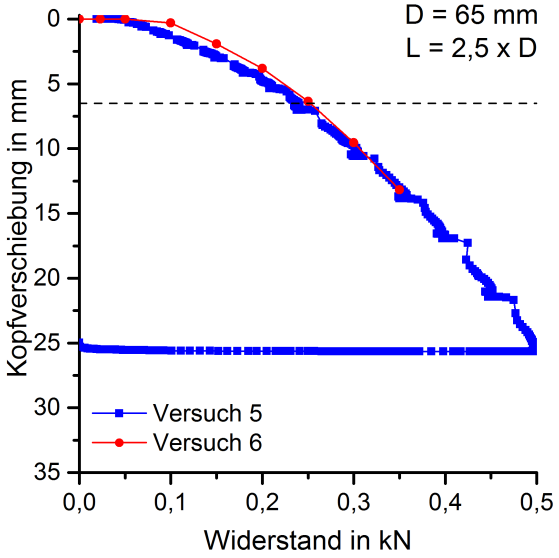


(b) auf Wendelfläche bezogener Widerstand $q_{W,c} = \frac{4 \cdot R_c}{\pi \cdot D_W{}^2}$

Abbildung 4.8: Ergebnisse von Versuchen im dicht gelagerten Sand



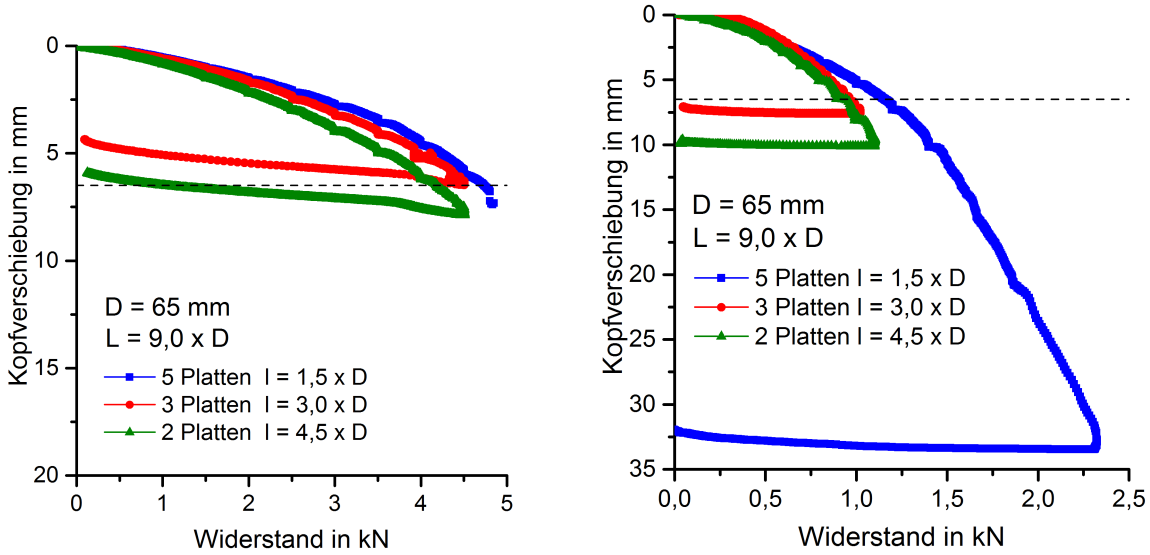
(a) $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm



(b) $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm

Abbildung 4.9: Ergebnisse von Versuchen im locker gelagerten Sand

Erwartungsgemäß nimmt der Widerstand mit der Anzahl der Wendeln zu. Für den lockeren Sand kann ein Vergleich zwischen dem Versuch 10, vgl. Anhang A, mit einer Wendel, gleichen Durchmessers und einer Einbindelänge von 650 mm und dem Versuch 16 mit zwei Wendeln gezogen werden. Der Widerstand steigt durch die zweite Wendel etwa auf das Doppelte an. Allerdings ist der Zuwachs durch die Anordnung weiterer Wendeln deutlich geringer. Die Erhöhung der Anzahl von zwei auf fünf führt nur zu einem Anstieg der Tragfähigkeit um ca. 15 %. Dies gilt sowohl für eine lockere als auch eine dichte Lagerung des Sandes.



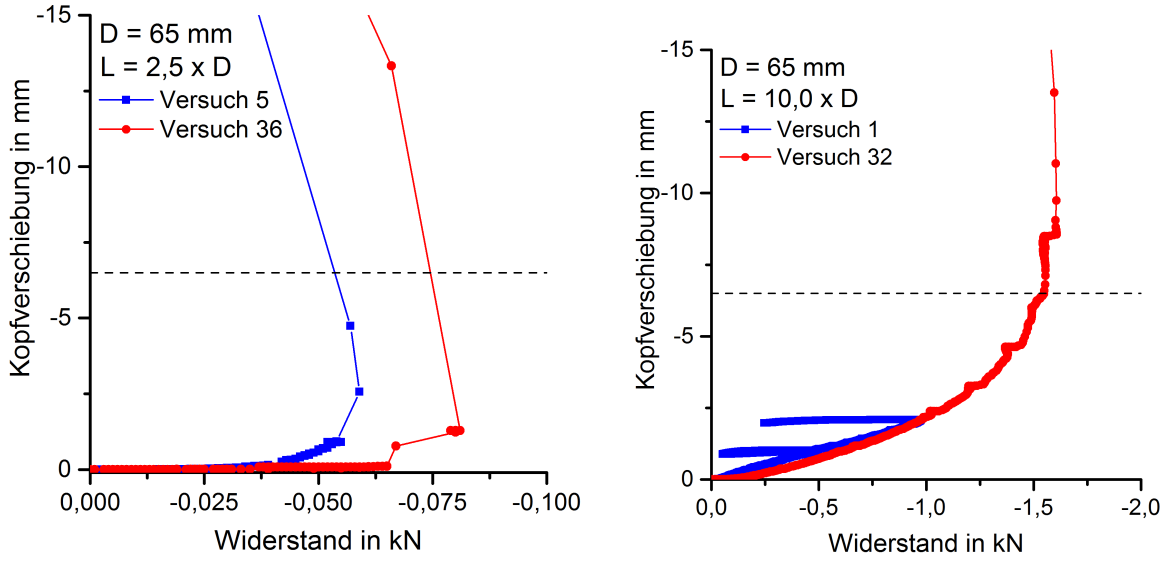
(a) dicht gelagerter Sand **(b)** locker gelagerter Sand

Abbildung 4.10: Ergebnisse von Versuchen mit $D_W = 65$ mm $L = 585$ mm und mehreren Wendeln im Abstand von $l = 97$ mm bis $l = 293$ mm

4.6.2 Zugbelastete Modellversuche

Abbildung 4.11 zeigt exemplarisch Versuchsergebnisse von Versuchen mit Zugbelastung in dichtem Sand. Die Wiederholungsversuche mit gleichen Randbedingungen weisen hier, wie bei den druckbelasteten Versuchen, eine gute Übereinstimmung zu den Referenzversuchen auf, sodass von einer guten Reproduzierbarkeit ausgegangen werden kann.

Die Vergrößerung der Einbindetiefe hat bei Zugversuchen einen noch weitaus größeren Einfluss auf den erzielbaren Widerstand als bei druckbelasteten Versuchen. Die Vervierfachung der Einbindelänge von $L = 163$ mm auf $L = 650$ mm führt zu einer Verzwanzigfachung des Widerstands. Weiterhin ist ein geändertes Verformungsverhalten zu beobachten. Während bei einer Druckbelastung mit zunehmender Einbindelänge keine eindeutigen Bruchzustände identifiziert werden können, ist bei einer Zugbelastung in allen Versuchen ein eindeutiges Versagen erkennbar. Beson-



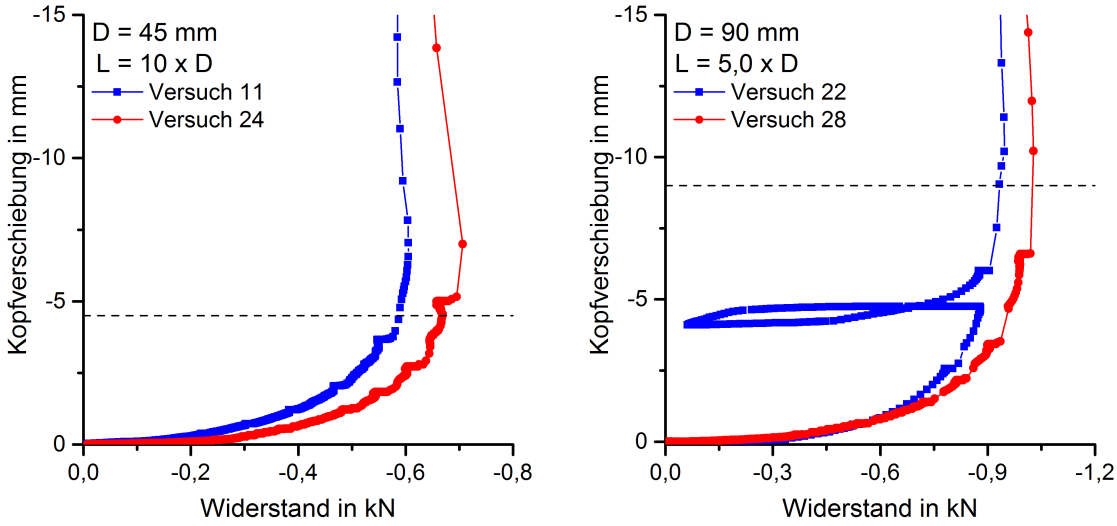
(a) $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm **(b)** $D_W = 65$ mm und $L = 650$ mm

Abbildung 4.11: Widerstands-Hebungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand

ders bei geringen Einbindetiefen tritt der Versagenszustand bei kleinen Kopfverschiebungen, die deutlich unter $0,1 \cdot D_W$ liegen, auf. Beispielsweise ist bei einer Einbindung von $L = 2,5 \cdot D_W$ bis kurz vor dem Versagen eine Kopfverformung von unter 1 mm zu beobachten. Erst im Grenzzustand nehmen die Verformungen abrupt zu. Bei größerer Einbindung, wie in Abbildung 4.11b, ist der Übergang in den Versagenszustand weniger schlagartig. Hier gleicht der Kurvenverlauf eher einer Hyperbel. Bei Verformungen $> 0,1 \cdot D_W$ versagt der Fertigschraubpfahl trotzdem eindeutig.

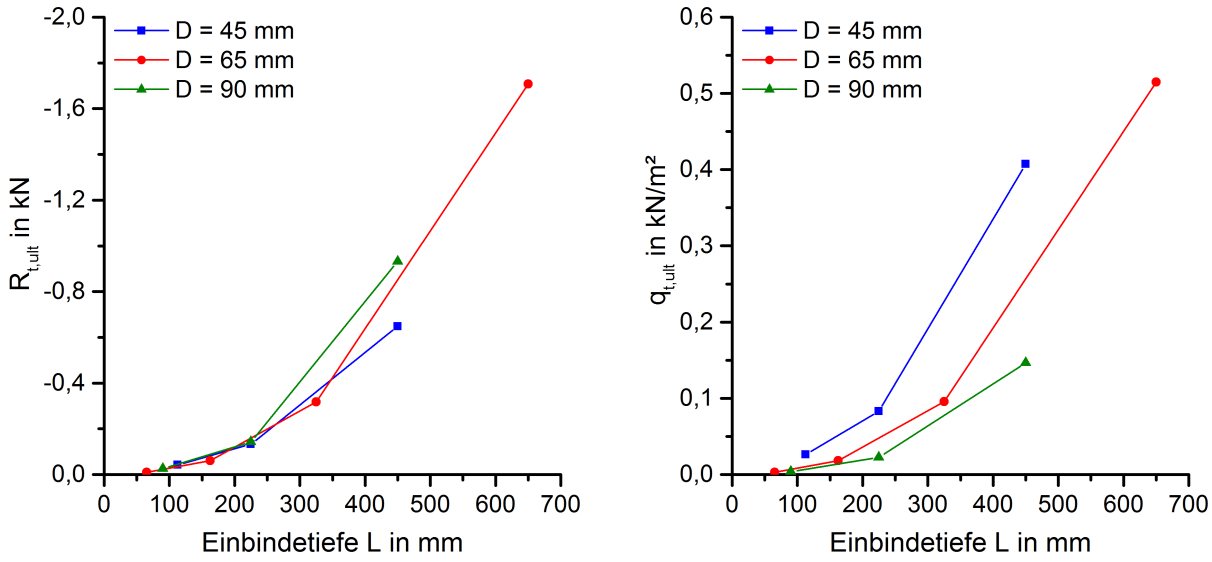
Der Durchmesser hat bei einer Zugbelastung einen geringeren Einfluss auf den erzielbaren Widerstand, wie in der Gegenüberstellung in Abbildung 4.12 zu erkennen ist. Eine Verdoppelung des Durchmessers von $D_W = 45$ mm auf $D_W = 90$ mm, was einer Vervierfachung der Fläche entspricht, führt nur zu einen um etwa 50 % erhöhten Widerstand.

Zur besseren Übersicht sind in Abbildung 4.13 die Resultate aller Versuche wieder absolut und bezogen auf die Wendelfläche dargestellt. Die Kurven bestätigen die Annahme, dass bei kleinen Einbindelängen diese überproportional in den Widerstand eingeht, während die Vergrößerung des Durchmessers nur geringe Auswirkungen hat. Erst bei Einbindelängen von über 400 mm ist eine eindeutige Tendenz zu erkennen, dass ein größerer Durchmesser auch einen größeren Widerstand bewirkt.



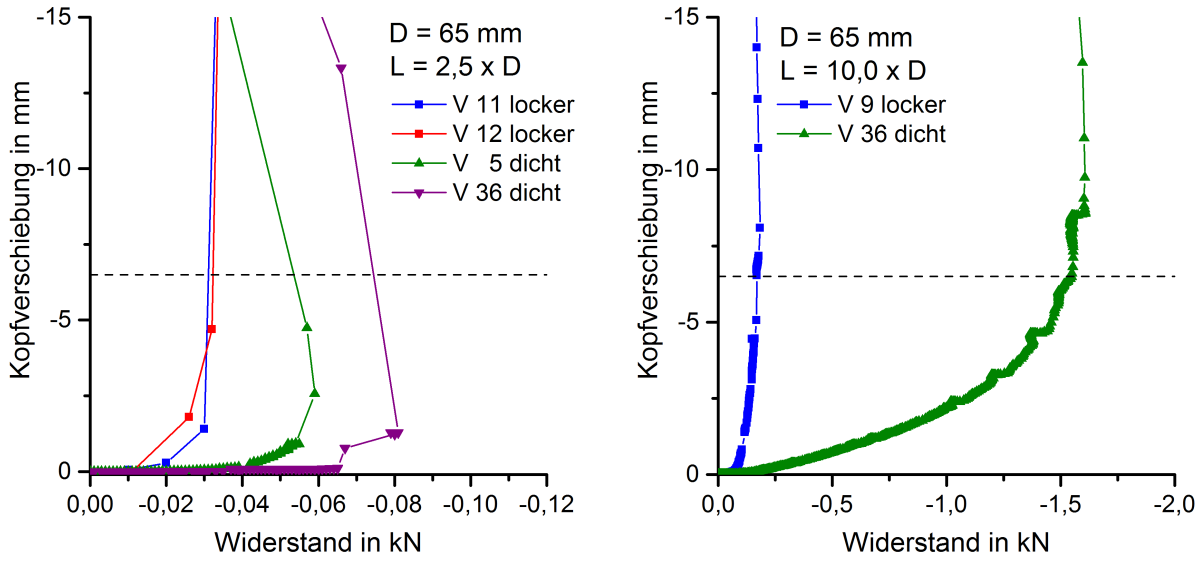
(a) $D_W = 45$ mm und $L = 450$ mm **(b)** $D_W = 90$ mm und $L = 450$ mm

Abbildung 4.12: Widerstands-Hebungs-Linien von Versuchen im dicht gelagerten Sand



(a) erreichter Widerstand R_t bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ **(b)** auf Wendelfläche bezogener Widerstand $q_{W,t} = \frac{4 \cdot R_t}{\pi \cdot {D_W}^2}$

Abbildung 4.13: Ergebnisse von Zugversuchen im dicht gelagerten Sand



(a) $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm **(b)** $D_W = 65$ mm und $L = 650$ mm

Abbildung 4.14: Ergebnisse von Zugversuchen im locker gelagerten Sand

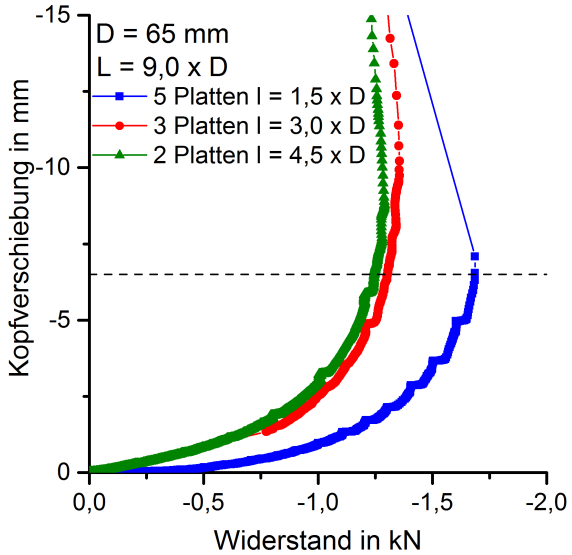
Wie den Gegenüberstellungen in Abbildung 4.14 zu entnehmen ist, hat die Lagerungsdichte auch bei einer Zugbelastung einen maßgebenden Einfluss auf den erzielbaren Widerstand von Fertigschraubpfählen. In den Versuchen mit einer relativ geringen Einbindetiefe von 162,5 mm ist der Widerstand im dichten Sand mit ca. 0,06 kN etwa doppelt so groß, wie im lockeren Sand. Mit größerer Pfahllänge steigt der Einfluss der Lagerungsdichte noch weiter an. Bei einer Einbindetiefe von 650 mm beträgt der Widerstand im dichten Sand 1,55 kN und ist somit um das Zehnfache größer als im lockeren Sand.

Die Anordnung mehrerer Wendeln entlang des Schaftes hat auf den qualitativen Kurvenverlauf keinen erkennbaren Einfluss. Im dichten Sand bei dem Versuch 49 mit 5 Wendeln kann ein deutlicher Anstieg des Widerstands um ca. 35 % beobachtet werden. Im locker gelagerten Sand führt die Anordnung mehrerer Wendeln nicht zu so einem ausgeprägten Anstieg und fällt mit 10 % kleiner aus.

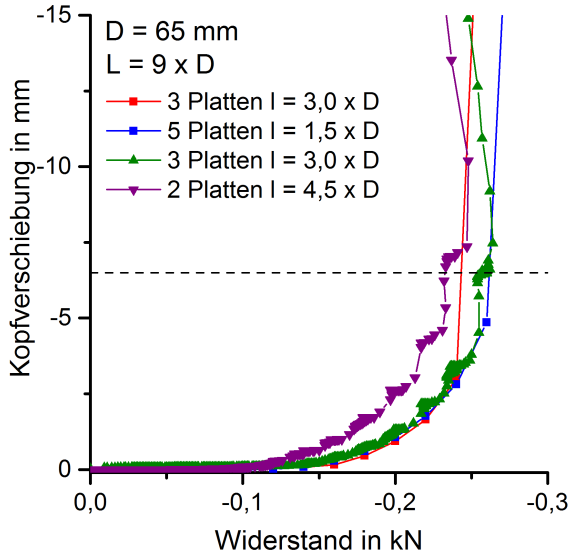
4.7 Auswertung der foto-optischen Versuche

4.7.1 Druckbelastete PIV-Versuche

Die Auswertung der foto-optischen Versuche soll im Wesentlichen die bodenmechanischen Vorgänge im Boden visualisieren, um die in Abschnitt 4.6 beobachteten Einflussparameter zu erklären und daraus Bruchmechanismen ableiten zu können.

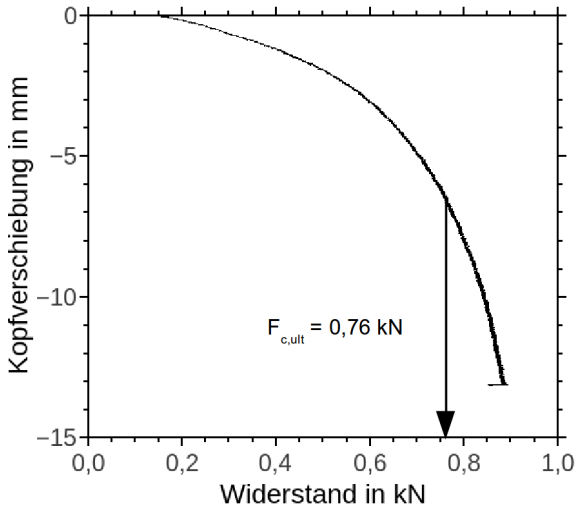


(a) dicht gelagerter Sand

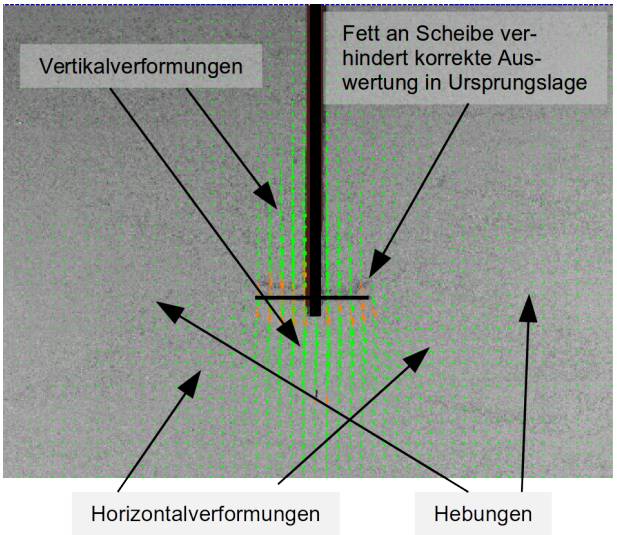


(b) locker gelagerter Sand

Abbildung 4.15: Ergebnisse von zugbelasteten Versuchen mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm und mehreren Wendeln im Abstand von $l = 97$ mm bis $l = 293$ mm



(a) Widerstands-Setzungs-Linie

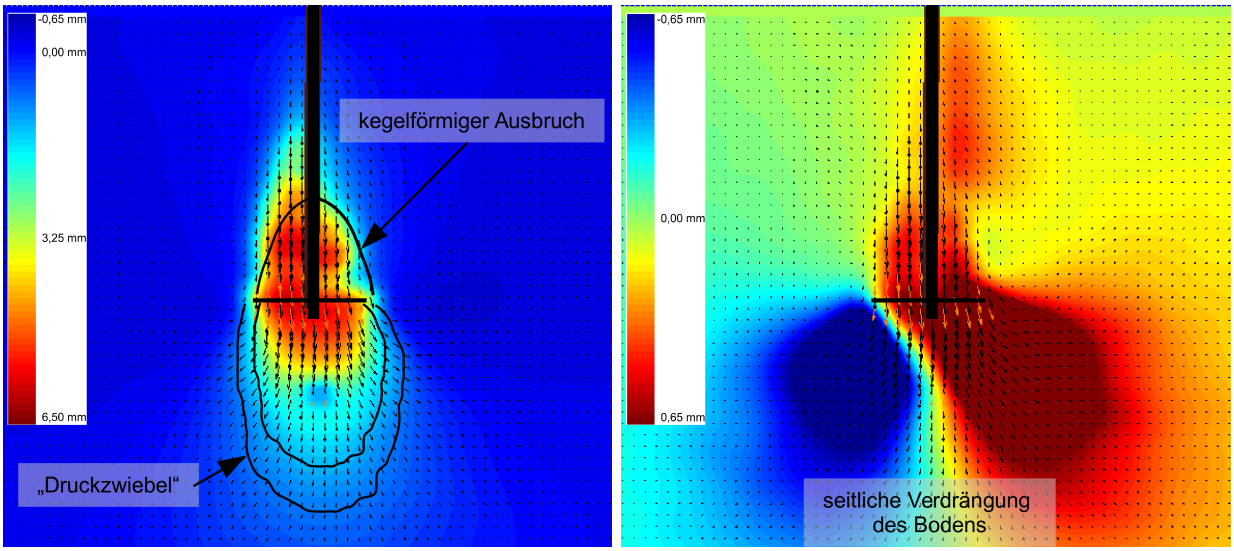


(b) Vektoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Abbildung 4.16: Ergebnisse des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Sand

In Abbildung 4.16 sind als Erstes die Widerstands-Setzungs-Linie und die mit LabPIV ermittelten Verschiebungsvektoren dargestellt. Die im Versuch gemessene Grenzlast beträgt etwa 0,8 kN und ist somit etwa halb so groß wie bei den zugehörigen Modellversuchen nach Abschnitt 4.6. Es kann daher von einer Vergleichbarkeit ausgegangen werden. Die Maßnahmen zur Reibungsverringerung erfüllen ihren Zweck. Wie in Abbildung 4.16b ersichtlich, ist nur im Bereich der Verformungsermittlung oberhalb der Wendel deutlich zu sehen, dass das Fett ein Nachrutschen der Sandkörner direkt an der Scheibe verhindert. Dies führt dazu, dass bei der Auswertung mit der PIV-Methode zu kleine bzw. falsche Ergebnisse geliefert werden (rote Vektoren).

Die Verformungen im Boden lassen sich anhand der berechneten Verschiebungsvektoren in drei Bereiche einteilen. Zentrisch, ober- und unterhalb der Wendel treten vorwiegend nach unten gerichtete, vertikale Verformungen auf. Seitlich, unterhalb der Wendel können horizontale Verformungen beobachtet werden. Seitlich, oberhalb der Wendel sind geringe Hebungen zu sehen.



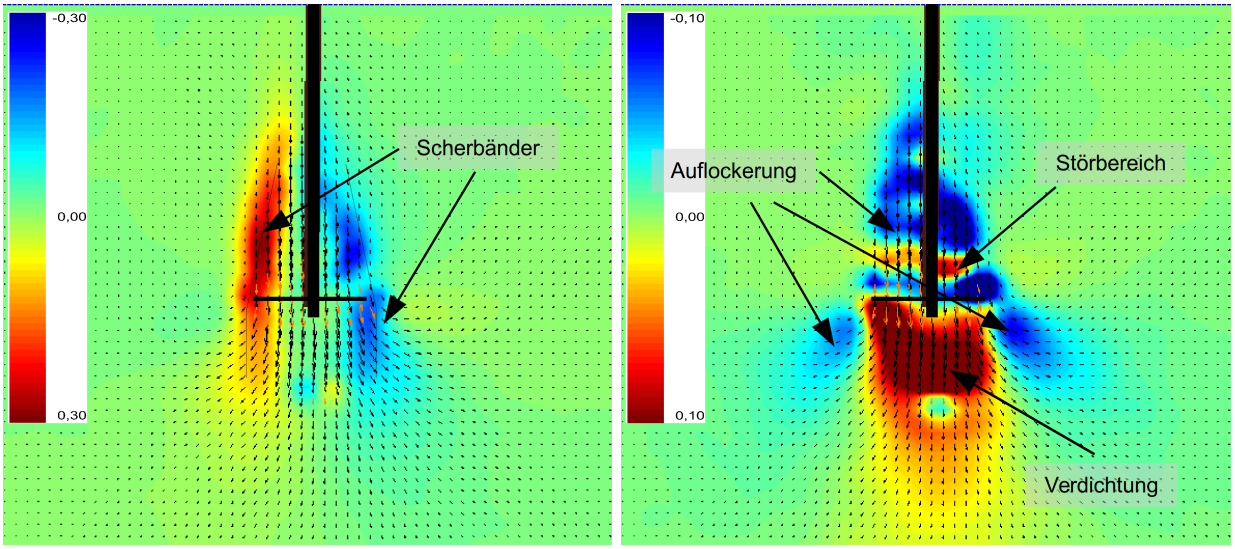
(a) vertikale Verformungen **(b)** horizontale Verformungen

Abbildung 4.17: Ergebnisse des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Zur Vertiefung des Verständnisses sind in Abbildung 4.17 die Konturdiagramme für Vertikal- und Horizontalverformungen sowie in Abbildung 4.18 die Scher- und Normalverzerrungen dargestellt. Den größten Verformungsanteil haben erwartungsgemäß die Vertikalverformungen und sind ober- und unterhalb der Wendel am größten. Unterhalb bildet sich offensichtlich eine klassische Druckzwiebel aus, wodurch der Boden verformt und verdichtet wird. Mit der Tiefe dehnt sich diese in die Breite aus, was zu einer Abnahme der Verformungen führt. Der Boden oberhalb der Wendel folgt dieser und verschiebt sich ebenfalls nach unten.

In horizontaler Richtung lassen sich nur unterhalb der Wendel nennenswerte Verschiebungen beobachten. Durch die vertikale Belastung wird der Boden seitlich verdrängt. Die Auswertungen nach den Dehnungen zeigen, dass Scherdehnungen einerseits oberhalb der Wendel im Bereich des Ausbruchs entstehen und andererseits seitlich unterhalb der Wendel. Der Boden unterhalb der Wendel wird nach unten verschoben, während der Boden seitlich in seiner Ausgangslage verbleibt bzw. nur sehr kleine Verformungen erfährt.

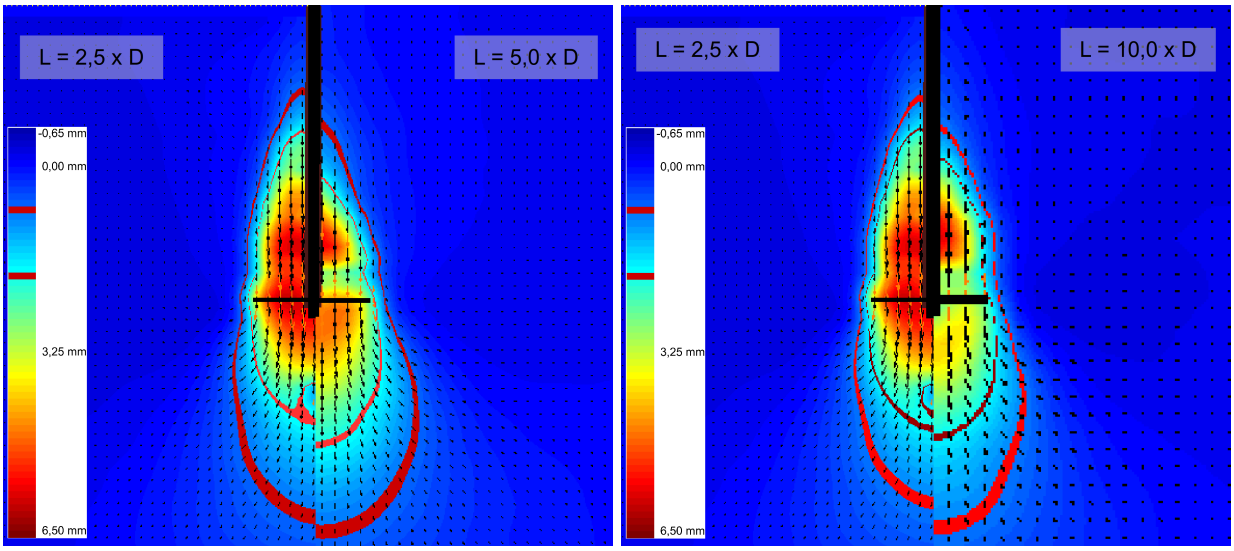
In der Darstellung der Verzerrungen in Koordinatenrichtung lassen sich drei Bereiche identifizieren. Oberhalb der Wendel entstehen Auflockerungen im Boden. Während der Boden direkt über der Wendel der Bewegung dieser folgt, verbleibt der Boden weiter oberhalb annähernd in seiner Ursprungslage. Somit vergrößert sich das Volumen in diesem Bereich, was eine Auflockerung zur Folge hat. Direkt unterhalb der Wendel wird der Boden ebenfalls in der gleichen Größenordnung wie die Wendel verschoben. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Verformung ab. Daraus resultiert eine Verdichtung unterhalb der Wendel. Als dritten Bereich lassen sich Auflockerungszonen seitlich unterhalb der Wendel beobachten. Auf den ersten Blick scheint diese Beobachtung nicht mit der seitlichen Verdrängung des Bodens, die eine Verdichtung in diesem Bereich erwarten ließe, übereinzustimmen. Die Erklärung liegt in der unterschiedlichen Farbskalierung für die Vertikal- und Horizontalverformung. Die Farbskala für die Horizontalverformungen ist um den Faktor 10 höher skaliert, siehe Anhang B, d. h. die seitliche Verformung, die eine Verdichtung erzeugt, wird von einer größeren, vertikalen Verformung überlagert, die zu Auflockerungen führt. Die größte Verdichtung wird direkt unter der Wendel, bis in etwa eine Tiefe, die dem Wendeldurchmesser entspricht, gemessen. Unterhalb dieses Bereiches nimmt der Verdichtungseffekt ab.



(a) Scherverzerrungen **(b)** Normalverzerrungen

Abbildung 4.18: Ergebnisse des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

In Abbildung 4.19 sind die vertikalen Verschiebungen von Versuchen mit unterschiedlichen Einbindetiefen dargestellt. Es sind keine prinzipiellen schematischen Unterschiede zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen Einbindetiefen zu erkennen. Es ist also davon auszugehen, dass sich unabhängig von der Einbindetiefe, zumindest im untersuchten Bereich, keine prinzipiellen Unterscheide bei dem Lasteintrag in den Boden ergeben. Für einen besseren Vergleich sind in den Gegenüberstellungen zwei Isolinien rot hervorgehoben. Zwei Effekte werden deutlich. Oberhalb der Wendel wird bei einer größeren Einbindung der Kegel des nachrutschenden Bodens kleiner. Und unterhalb der Wendel wird der Einflussbereich der Druckzwiebel größer.



(a) Versuch PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm und Versuch PIV D 04 $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm

(b) Versuch PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm und Versuch PIV D 06 $D_W = 65$ mm und $L = 650$ mm

Abbildung 4.19: Vergleich der vertikalen Verformungen im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Die Beobachtungen lassen sich noch besser durch eine Gegenüberstellung der Normalverzerrungen in Abbildung 4.20 illustrieren. Die Auflockerungsbereiche oberhalb der Wendel werden mit zunehmender Einbindetiefe kleiner, während die Verdichtungsbereiche unterhalb größer werden. Allerdings wird der Auflockerungsbereich seitlich der Wendel mit zunehmender Einbindetiefe ebenfalls größer.

Die Ergebnisse könnten darauf hindeuten, dass im dicht gelagerten Sand der Spannungszustand in Höhe der Wendel einen maßgebenden Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten hat. Oberhalb der Wendel führt ein höheres Spannungsniveau zu einer besseren Ausbildung eines Druckgewölbes, das den Boden am Nachrutschen hindert. Unter der Wendel sorgt der höhere

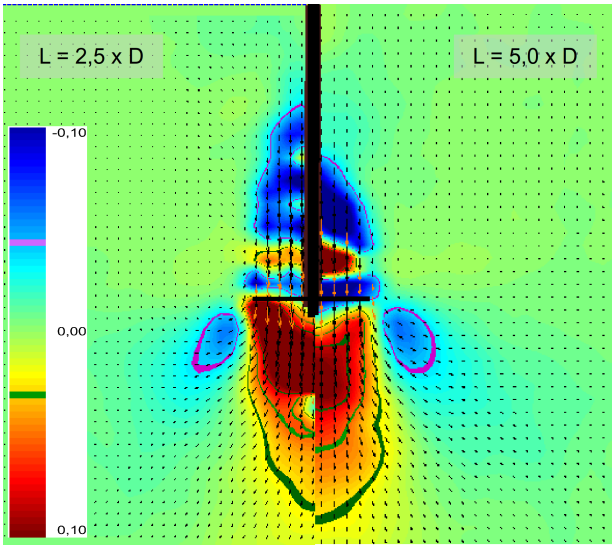


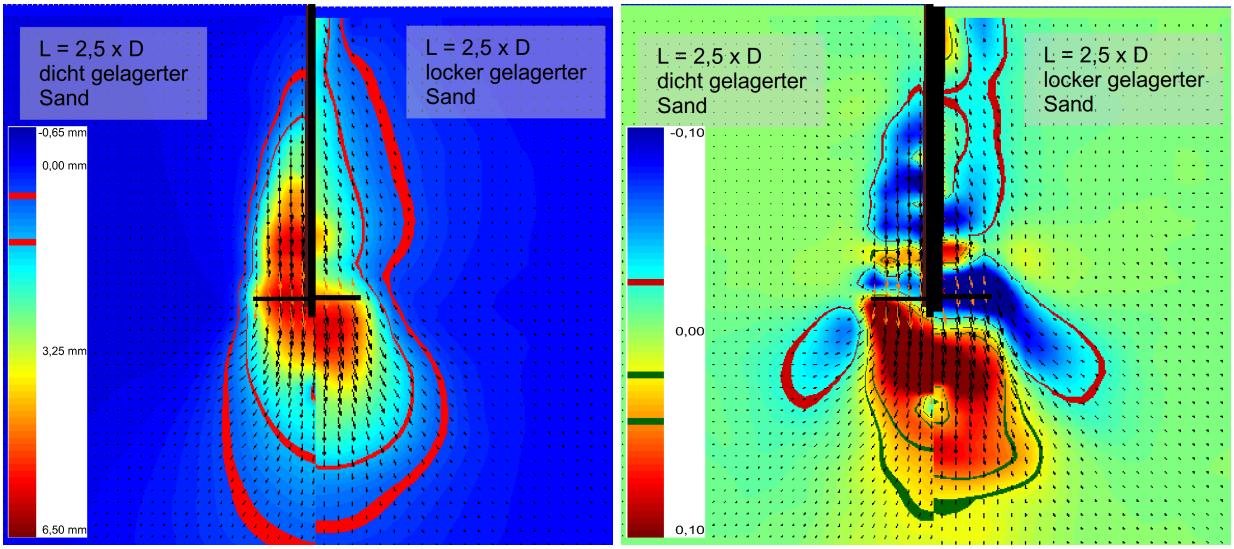
Abbildung 4.20:
Vergleich der Normalverzerrungen im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm mit dem Versuch PIV D 04 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm

Spannungszustand für eine höhere Steifigkeit und bessere seitliche Stützung des Verdichtungsbereiches. Die höhere Steifigkeit führt dazu, dass bei gleicher Kopfverformung die in Abschnitt 4.6 gemessene höhere Last abgetragen werden kann. Die höhere Last hat eine größere Lastausbreitung zur Folge, die sich anhand der größeren Verformungen unterhalb der Wendel zeigt.

Mit der Abbildung 4.21 wird der Einfluss der Lagerungsdichte auf das Verformungsverhalten veranschaulicht. Oberhalb der Wendel wird im locker gelagerten Sand ein wesentlich größerer Bodenbereich durch die Belastung des Fertigschraubpfahls beeinflusst. Der Boden folgt der Abwärtsbewegung des Fertigschraubpfahls. Diese verursacht Auflockerungen, die bei der geringen Einbindetiefe bis zur Oberfläche reichen. Aufgrund der Ergebnisse ist zu vermuten, dass entlang des Schaftes in diesem Bereich nur sehr geringe Reibungskräfte übertragen werden.

Im Verdichtungsbereich direkt unter der Wendel sind die Verformungen im locker gelagerten Sand tendenziell etwas großer. Der Sand wird aufgrund des größeren Porenvolumens im Ausgangszustand mehr verdichtet. Im größerem Abstand ist die Verformung und Verdichtung bei gleicher Kopfverformung aufgrund des deutlich geringeren Lasteintrages, vgl. Abschnitt 4.6, jedoch geringer. Der Auflockerungsbereich seitlich der Wendel ist im locker gelegertem Sand deutlich größer ausgebildet. Insgesamt scheint im lockeren Boden ein größeres Bodenvolumen der Bewegung des Fertigschraubpfahls zu folgen, was zu größeren Verformungen führt.

In Abbildung 4.22 sind Auszüge der Ergebnisse der Versuche PIV D 08 und PIV L 03 abgebildet. Als Erstes wird auf die Anordnung einer zusätzlichen Wendel mit einem Abstand von $l = 4,5 \cdot D_W$ im dicht gelagerten Sand eingegangen. Die beobachteten Verformungen unterhalb der unteren Wendel entsprechen den Beobachtungen bei Versuchen mit einer einzelnen Wendel, vgl. Abbildung 4.19. Die Wendel oberhalb weist zum Teil vergleichbare Verformungen auf. Der Boden unterhalb wird verdichtet und seitlich verdrängt. Allerdings überlagern sich die Einflussbereiche der oberen und unteren Wendel, sodass messbare Gesamtverformungen entlang des Schaftes zwischen den Wendeln und auch im weiterreichenden Einflussbereich entstehen. Die



(a) Vertikalverformungen **(b)** Normalverzerrungen

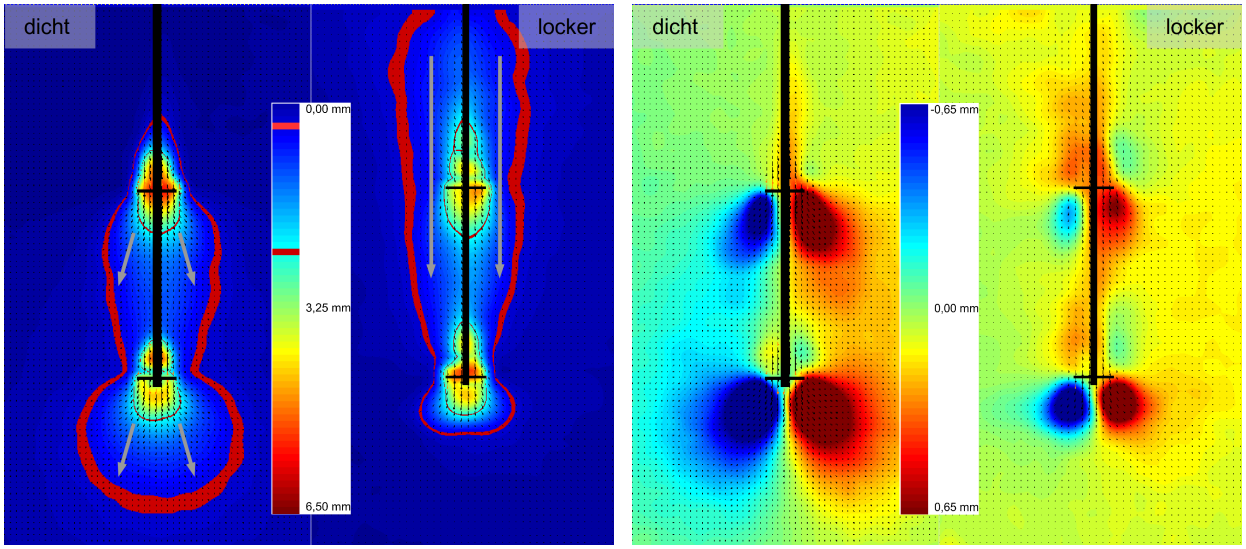
Abbildung 4.21: Vergleich der Versuche PIV D 02 (dichte Lagerung) und PIV L 11 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Auflockerung im Boden oberhalb der unteren Wendel wird gewissermaßen von dem Druckbereich unterhalb der oberen Wendel überdrückt. Der Effekt führt dazu, dass der Boden unterhalb der oberen Wendel weniger stark seitlich verdrängt wird, sondern sich nach unten verformt. Dass die seitliche Verdrängung im Bereich der oberen Wendel geringer ist, lässt sich in Abbildung 4.22b gut nachvollziehen. Dementsprechend ist zu erwarten, dass die obere Wendel nicht den gleichen Widerstand erzielt, wie es bei gleicher Einbindetiefe ohne die untere Wendel zu erwarten ist.

Tabelle 4.2: Aufstellung der gemessenen und interpolierten Widerstände von PIV-Versuchen

Einbindelänge L in mm	dicht gelagert		locker gelagert	
	Versuch	Widerstand $R_{c,ult}$ in kN	Versuch	Widerstand $R_{c,ult}$ in kN
163	PIV D 02	0,76	PIV L 11	0,171
293	interpoliert	1,26	interpoliert	0,197
325	PIV D 04	1,38	PIV L 09	0,203
585	interpoliert	1,44	interpoliert	0,269
650	PIV D 06	1,45	PIV L 08	0,285
585 N=2	PIV D 08	1,75	PIV L 03	0,399
Summe Zeile 2 und 4		2,69		0,493

Diese Annahme kann durch die Auswertung der Widerstands-Setzungs-Linien der zugehörigen Versuche in Anhang B erhärtet werden. Wie der Tabelle 4.2 entnommen werden kann, würde der Widerstand eines achsensymmetrischen FSP-Modells mit einer Einbindetiefe von $L = 4,5 \cdot D_W$ etwa 1,26 kN betragen. Bei einer Einbindung von $L = 9 \cdot D_W$ würden sich 1,44 kN und in Summe 2,7 kN ergeben. Im dargestellten Versuch PIV D 08 wurde jedoch nur ein Widerstand von ca. 1,75 kN gemessen. Somit ist der gemessene Widerstand um 35 % geringer als bei zwei unabhängigen äquivalenten Fertigschraubpfählen. Aus den Ergebnissen kann jedoch nicht direkt auf die Aufteilung des Widerstands zwischen den zwei Wendeln geschlossen werden.

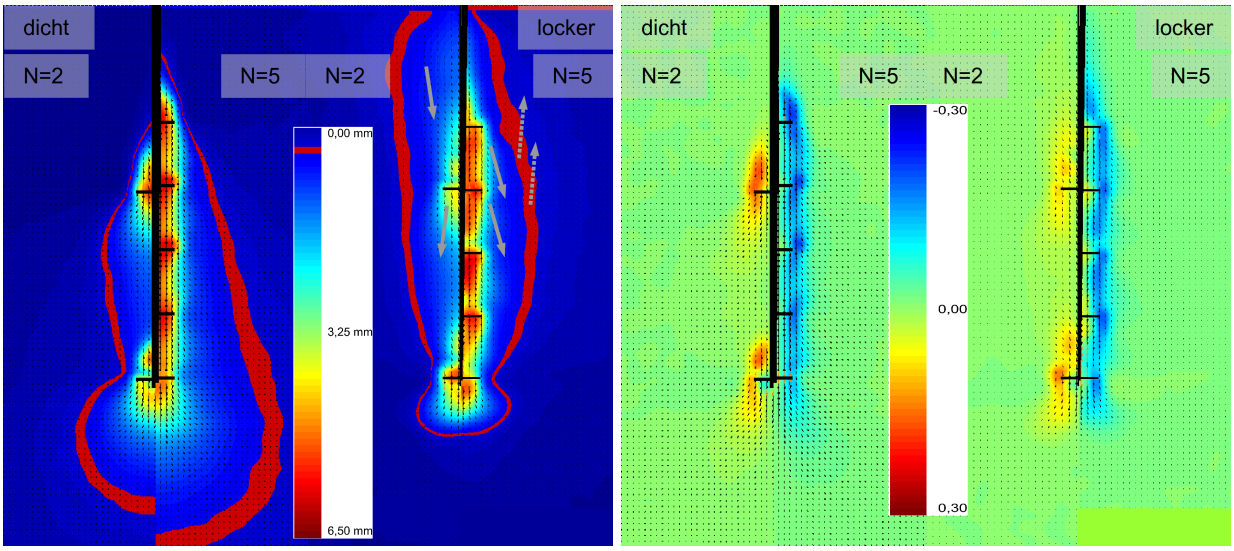


(a) Gesamtverformungen **(b)** Horizontalverformungen

Abbildung 4.22: Vergleich der Versuche PIV D 08 (dichte Lagerung) und PIV L 03 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Der Versuch im locker gelagerten Modellboden mit den gleichen geometrischen Randbedingungen zeigt nach der Auswertung mit der PIV-Metode ein deutlich anderes Ergebnis. Der beeinflusste Bodenbereich befindet sich nicht nur unterhalb der Lasteinleitungspunkte, sondern reicht bis an die Oberkante des Modellbodens. Durch die Belastung scheint insgesamt weniger eine Verdichtung und seitliche Verdrängung des Bodens zu erfolgen, sondern vielmehr folgt der Boden der Verschiebung des FSP-Modells, was zu einer großräumigen Setzungsmulde führt. Dass die seitliche Verdrängung wesentlich kleiner ist, zeigt die Gegenüberstellung in Abbildung 4.22b. Insbesondere unterhalb der oberen Wendel sind nur geringe horizontale Verformungen zu beobachten. Die Belastung führt nicht wie im dicht gelagerten Sand zu einer Verspannung im Boden.

Es wird vorwiegend nur der Bereich unterhalb der untersten Wendel verdichtet. Insgesamt folgt der Boden oberhalb der unteren Wendel der abwärts gerichteten Verformung. Auch hier wird durch die Überlagerung ein geringerer Widerstand erreicht als bei zwei unabhängigen äquivalenten Modellen. Mit ca. 20 % fällt der Unterschied im lockern Boden jedoch geringer aus.



(a) Gesamtverformungen **(b)** Scherverzerrungen

Abbildung 4.23: Vergleich der Versuche PIV D 08 und PIV D 10 (dichte Lagerung) sowie PIV L 03 und PIV L 02 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

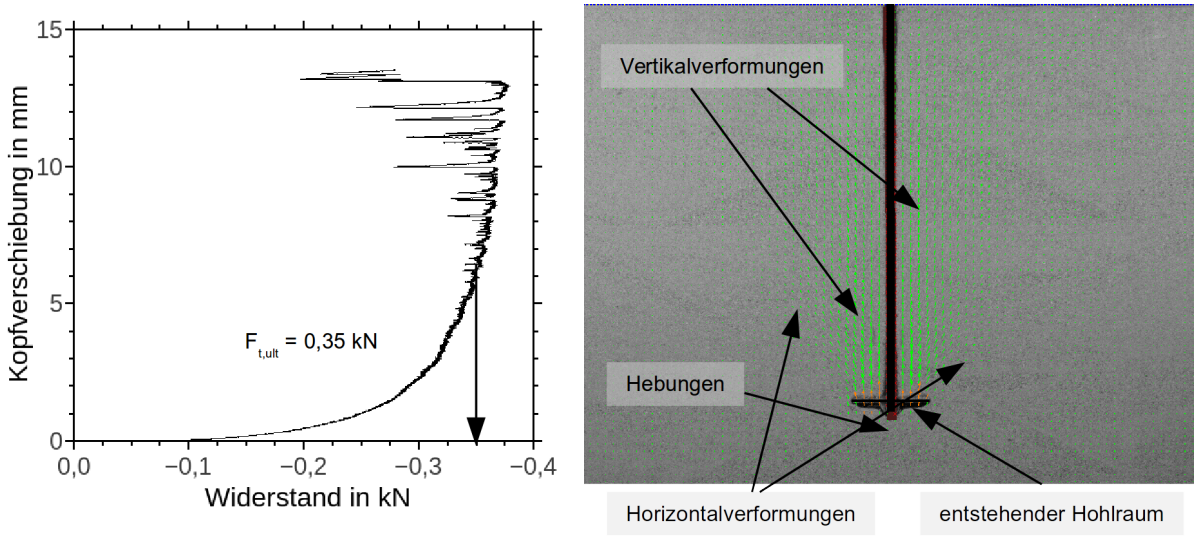
Die Anordnung noch weiterer Wendeln führt zu größeren Überlagerungen der einzelnen Einflussbereiche, wie in Abbildung 4.23a zu sehen ist. Im dicht gelagerten Sand wird der durch die Belastung beeinflusste Bereich im Boden noch wesentlich größer, was auf einen höheren Lastabtrag und eine größere Steifigkeit hindeutet. Aus Abbildung 4.15a geht hervor, dass beim Versuch mit fünf Wendeln etwa 15 % mehr Last bei gleicher Kopfverformung abgetragen werden kann. Die zu den Versuchen PIV D 08 und PIV D 10 gehörenden Widerstands-Setzungs-Linien in Anhang B bestätigen diese Größenordnung.

Im locker gelagerten Sand scheint der beeinflusste Bereich im Boden durch die Anordnung von fünf Wendeln im Abstand von $l = 1,5 \cdot D_W$ kleiner zu werden, was nicht für eine lasterhöhende Wirkung der zusätzlichen Wendeln spricht. Als Erklärung für die Diskrepanz ist die Verteilung der Verformungen geeignet. Während bei zwei Wendeln ein größer Bereich oberhalb der oberen Wendel beeinflusst wurde, ist bei fünf Wendeln besonders in der Mitte des Fertigschraubpfahlmodells eine Ausbauchung des Einflussbereiches erkennbar. Durch die höher liegenden Wendeln wird also mehr Boden seitlich verdrängt, was einerseits zu einer Stützung des darüber liegenden Bodens führt und ein Nachrutschen verhindert und andererseits die höhere Tragfähigkeit erklärt. In Abbildung 4.23b sind noch die zugehörigen Scherverzerrungen dargestellt. Bei den Versuchen

PIV D 08 und PIV L 03 mit zwei Wendeln sind die Scherverzerrungen unter- und oberhalb der jeweiligen Wendel ähnlich wie bei Versuchen mit einer Wendel, vgl. Abbildung 4.18. Bei den Versuchen PIV D 10 und PIV L 02 bilden sich durchgehende Scherbänder aus. Die Schattierungen der Scherbänder sind über die Tiefe unterschiedlich stark ausgeprägt. In Höhe der jeweiligen Wendel treten größere Verformungen auf als in Bereichen zwischen den Wendeln. Die Ergebnisse sprechen nicht dafür, dass hier von einem Zylinder, mit gleichmäßig angreifender Mantelreibung, zur Berechnung des Widerstands ausgegangen werden kann.

4.7.2 Zugbelastete PIV-Versuche

Die wesentlichen Beobachtungen bei den zugbelasteten PIV-Versuchen werden anhand des Versuches PIV D 03 mit eine Einbindetiefe von $L = 5,0 \cdot D_W$ und $D_W = 65$ mm erläutert. Die Widerstands-Hebungs-Linie ist in Abbildung 4.24a zu sehen. Der Verlauf deckt sich mit den Ergebnissen im Abschnitt 4.6. Bis zu einer Belastung von 0,1 kN werden kaum Kopfverformungen gemessen. Im Bereich zwischen 0,1 kN und 0,35 kN nehmen die Kopfverformungen deutlich zu. Bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W = 6,5$ mm wird die Grenzlast von ca. $F_{t,ult} = 0,35$ kN erreicht. Mit weiter zunehmender Kopfverformung kann kaum mehr Widerstand erzielt werden. Da die Belastung weggesteuert aufgebracht wurde, sind bei Verformungen > 6,5 mm immer wieder Rückgänge beim Widerstand zu verzeichnen, wodurch das Versagen klar gekennzeichnet ist.

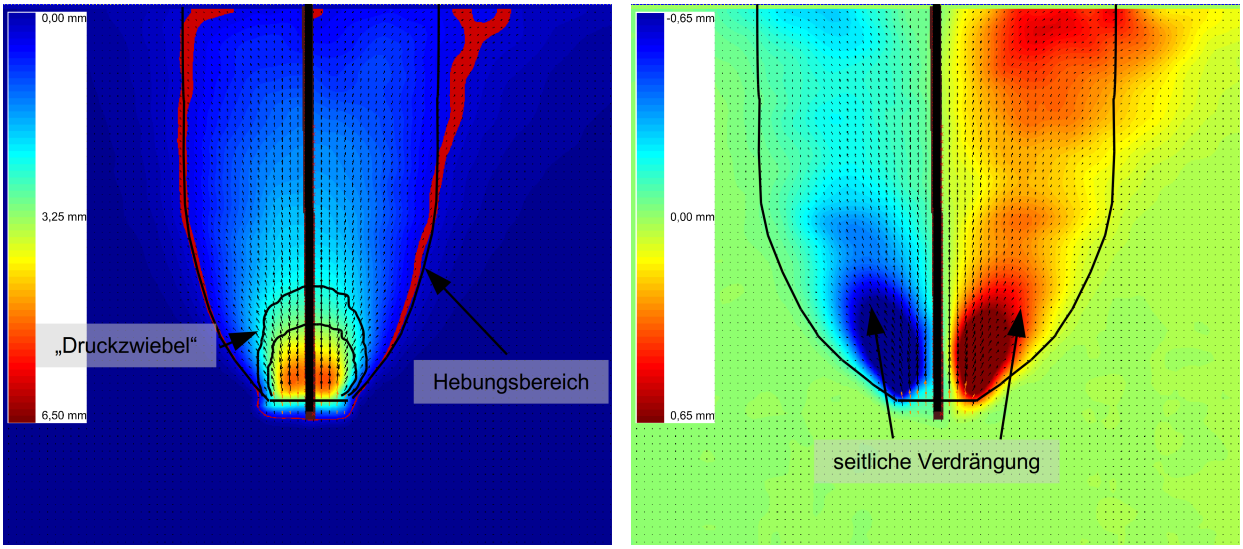


(a) Widerstands-Setzungs-Linie **(b)** Vektoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Abbildung 4.24: Ergebnisse des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Sand

In Abbildung 4.24b sind die mit PIVLab berechneten Vektoren der Verschiebung und das zugehörige Bild bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm dargestellt. Unter der Wendel ist ein schwarzer Bereich zu sehen. Dies ist der Hohlraum, der durch das Heben des Fertigschraubpfahls entsteht. In diesem Bereich ist mangels Farbunterschieden keine korrekte Auswertung mit der PIV-Methode möglich. Dadurch entstehen fehlerhaft berechnete Vektoren, die in der Verarbeitung durch entsprechende Filterfunktionen und Interpolationen ersetzt wurden (rote Vektoren im Bild). Im Nahbereich der Wendel werden dadurch keine ganz korrekten Ergebnisse angezeigt. Hier kann jedoch angenommen werden, dass die Verformungen im Boden der Kopfverschiebung entsprechen.

Oberhalb der Wendel lassen sich zwei Bereiche identifizieren. Entlang des Schaftes treten vorwiegend vertikale, nach oben gerichtete Verformungen auf. Seitlich daneben sind auch horizontale Verformungen erkennbar.



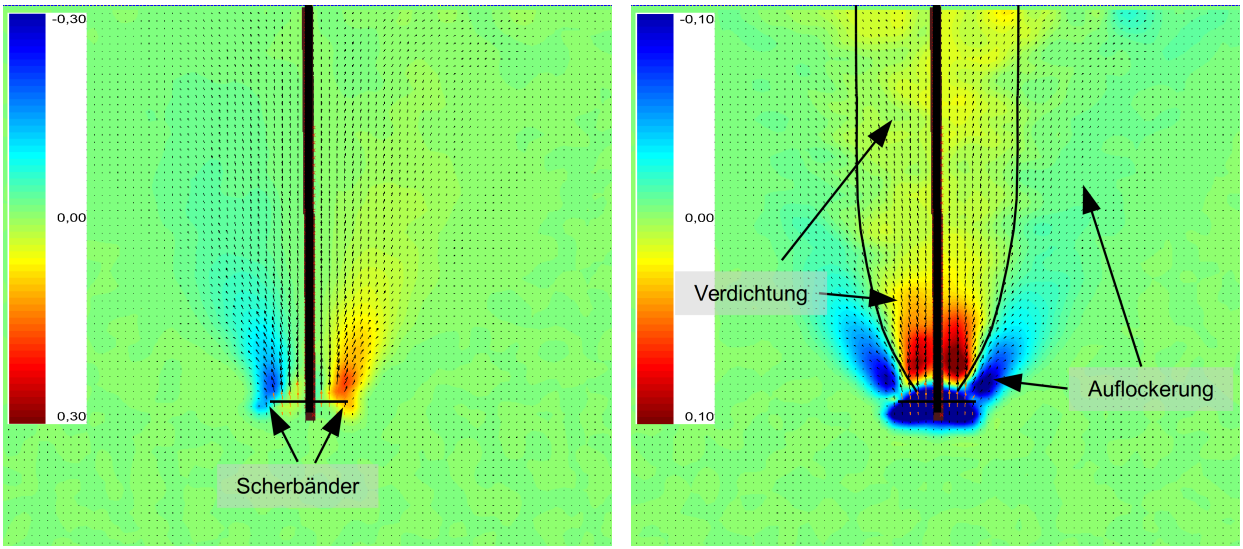
(a) Gesamtverformungen **(b)** horizontale Verformungen

Abbildung 4.25: Ergebnisse des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Zur besseren Auswertung sind in Abbildung 4.25a die Gesamtverformungen farblich unterlegt. Erwartungsgemäß treten direkt über der Wendel die größten Hebungen auf. Hier bildet sich, ähnlich wie bei der Druckbelastung, eine Druckzwiebel aus. Mit zunehmendem Abstand werden die Verformungen deutlich kleiner, der Radius des Einflussbereiches wird aber größer. Die Verformungen setzen sich bis zur Oberkante des Modellbodens fort.

Aus Abbildung 4.25b ist ersichtlich, dass die horizontalen Verformungen oberhalb der Wendel ebenfalls am größten sind. Durch das Anheben der Wendel wird, ähnlich wie bei der Druckbelastung, ein Teil des Bodens seitlich verdrängt. Nach oben hin weiten sich die Horizontaltverformungen in die Breite aus, werden aber betragsmäßig kleiner. Scherbänder bilden sich bei Zugbelastung nur oberhalb der Wendel aus. Es wird nur ein kleiner, unmittelbar an die Wendel angrenzender Bereich maßgeblich durch Scherverzerrungen beansprucht.

Die Normalverzerrungen in Abbildung 4.26b weisen ebenfalls eine gewisse Ähnlichkeit mit den Beobachtungen bei Druckbelastungen auf. Über der Wendel entstehen deutlich verdichtete Bereiche, die sich in die Breite ausdehnen. Der verdichtete Bereich setzt sich jedoch dann, ohne weitere nennenswerte Ausbreitung, bis an die Oberkante des Bodens fort. Unterhalb der Wendel und seitlich oberhalb der Wendel sind größere Auflockerungen zu beobachten. Die Auflockerung reicht ebenfalls bis zur Modelloberkante.



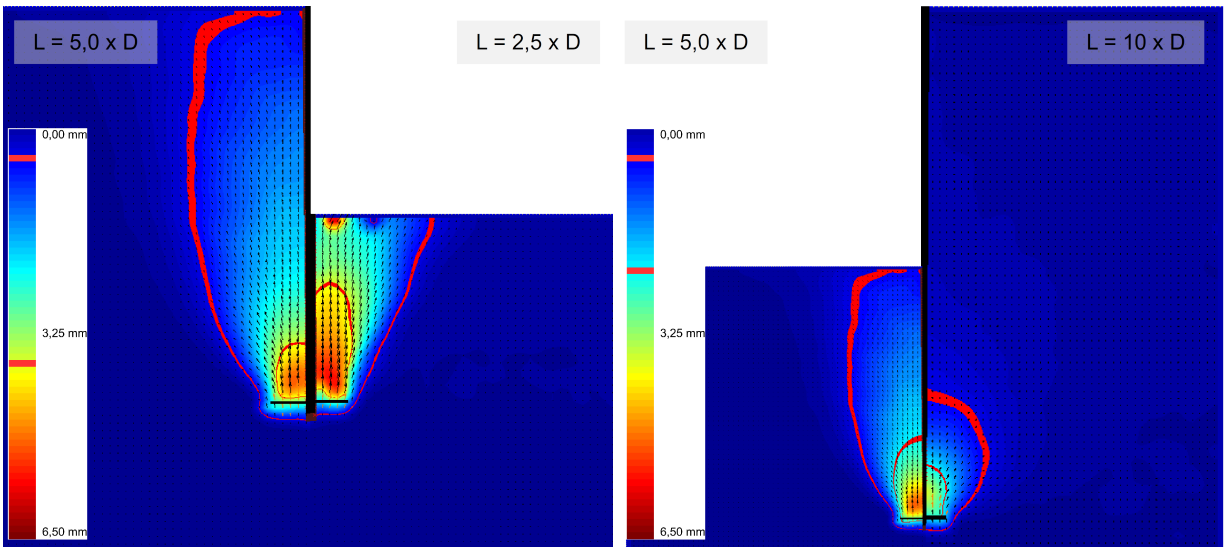
(a) Scherverzerrungen **(b)** Normalverzerrungen

Abbildung 4.26: Ergebnisse des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Anhand der Auswertung kann das Tragverhalten wie folgt beschrieben werden. Die am Kopf aufgebrachte Kraft wird über den Schaft zur Wendel geleitet. Dort erzeugt die Bodenreaktion eine Normalspannung auf die Wendel. Die Normalspannung führt lokal zu einer Hebung und Verdichtung des Bodens direkt über der Wendel. Die Verdichtung führt zu horizontalen Verformung im Boden. Die Normalspannung breitet sich mit zunehmendem Abstand von der Wendel in die Breite aus, was zu einer Verringerung von Verformungen und Verzerrungen führt. Unterhalb der Wendel, im Bereich des Hohlraumes, wird der Boden vom Ausgangsspannungsniveau aus vollkommen

entlastet. Im darunterliegenden Boden führt die Entlastung zu Hebungen und Auflockerungen. Seitlich neben dem zuvor beschrieben Verdichtungsbereich wird das vertikale Spannungsniveau ebenfalls reduziert, was zu Auflockerungen führt. Gleichzeitig wird diese Hebung durch seitliche Verformungen überlagert.

Eine Verkürzung der Einbindetiefe, wie beim Versuch PIV D 01 in Abbildung 4.27a, führt zu deutlich größeren Verformungen über der Wendel, die im dicht gelagerten Sand bis an die Modelloberkante reichen. Dabei könnte durchaus von einem Aufbruchkegel gesprochen werden. Allerdings ist es auch in diesem Fall nicht so, dass ein monolithischer Bodenblock abgehoben wird. Die Verformungen sind direkt über der Wendel größer als an der Geländeoberkante, sodass der Boden verdichtet und verdrängt wird, was mit Spannungsumlagerungen einhergeht.



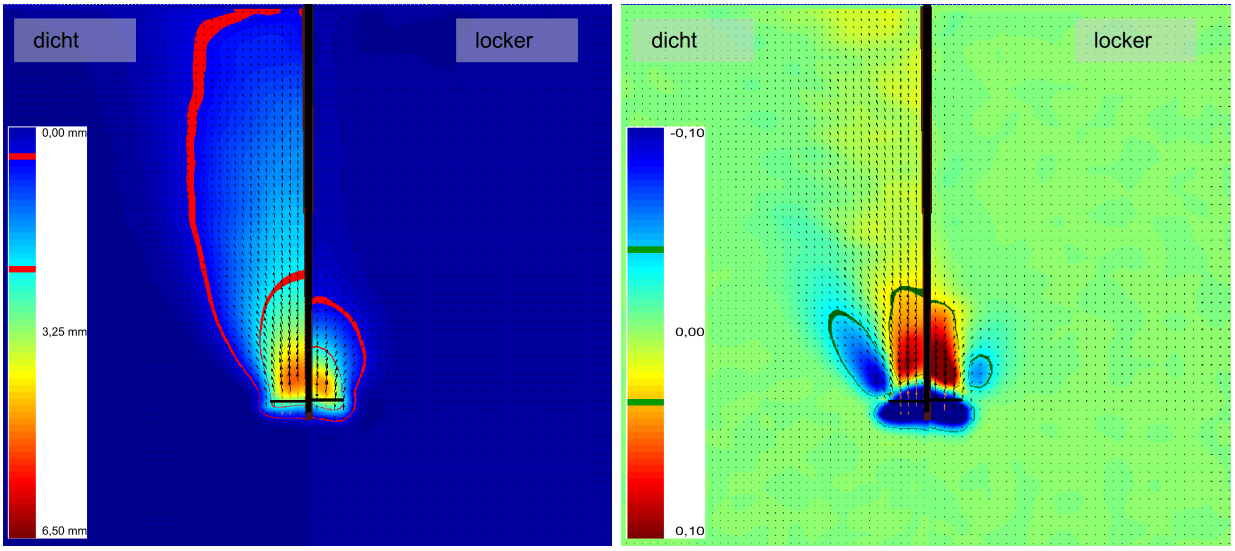
(a) Versuch PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm und Versuch PIV D 01 $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm

(b) Versuch PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm und Versuch PIV D 05 $D_W = 65$ mm und $L = 650$ mm

Abbildung 4.27: Vergleich der Gesamtverformungen im dicht gelagerten Boden bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Die Vergrößerung der Einbindetiefe führt trotz höheren gemessenen Widerstands, der bei Versuch PIV D 05 mit $R_t = 0,93$ kN etwa zweieinhalb mal so groß ist wie bei Versuch PIV D 03, zu deutlich geringeren gemessenen Verformungen im Boden, siehe Abbildung 4.27b. Sowohl der Verdichtungsbereich direkt über der Wendel als auch der Hebungsbereich fallen deutlich kleiner aus. Die Verformungen setzen sich nicht bis zur Modelloberkante fort. Die Verformungen und damit auch die Verzerrungen und Spannungsänderungen konzentrieren sich lokal auf den Bereich oberhalb der Wendel.

Das Verformungsverhalten wird durch die Lagerungsdichte maßgeblich bestimmt. Die Gegenüberstellung der Versuche PIV D 05 und PIV L 10, mit gleichen geometrischen Randbedingungen, in Abbildung 4.28 zeigt, dass im locker gelagerten Sand der Einflussbereich deutlich kleiner wird. Die Verformungen konzentrieren sich hier schon bei geringer Einbindetiefe auf den Bereich oberhalb der Wendel. Aus der Gegenüberstellung der Normalverzerrungen geht hervor, dass der Boden direkt über der Wendel wesentlich stärker verdichtet wird, als im dicht gelagerten Sand. Dies ist plausibel, da ausgehend von der lockeren Lagerung ein größeres Potential zur Verdichtung zur Verfügung steht. Die größere Verdichtung geht mit geringeren horizontalen Verformungen (vgl. Anhang B), d. h. weniger seitlicher Verdrängung einher. Dies wiederum hat voraussichtlich ein geringeres horizontales Spannungsniveau zur Folge, weshalb der Widerstand im lockeren Sand mit $F_{ult} = 0,07$ kN mehr als zehn mal kleiner ist als im dicht gelagerten Sand.

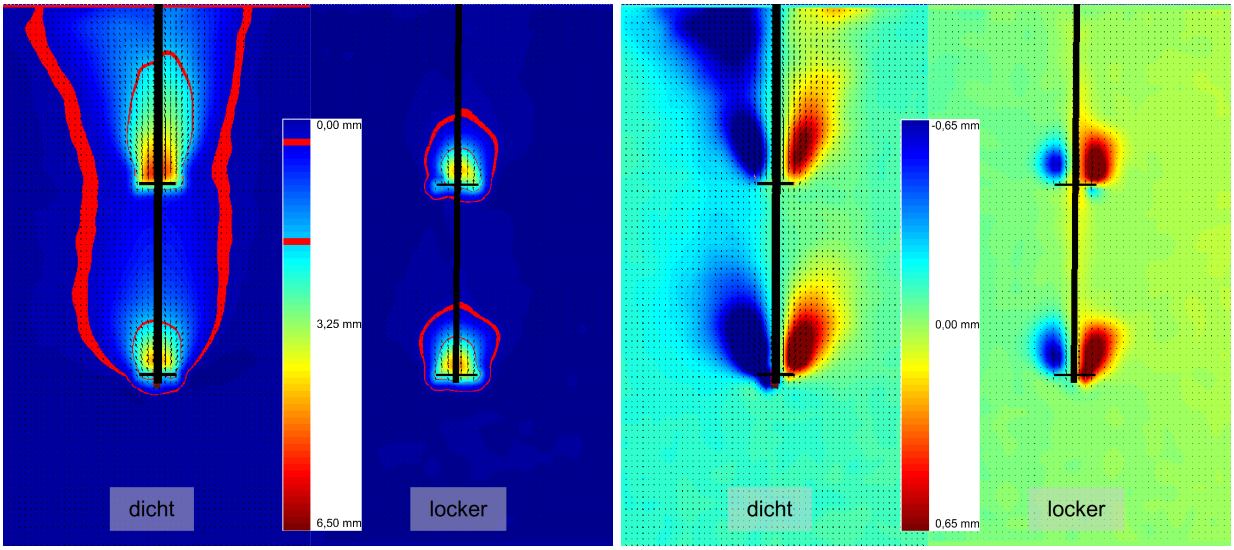


(a) Vertikalverformungen **(b)** Normalverzerrungen

Abbildung 4.28: Vergleich der Versuche PIV D 03 (dichte Lagerung) und PIV L 10 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Auch bei Zugbelastungen kommt es im dicht gelagerten Sand zu Überschneidungen der Einflussbereiche, wenn mehrere Wendeln wie in Abbildung 4.29 angeordnet werden. Während im Versuch PIV D 05 mit ähnlicher Einbindetiefe der Einflussbereich nicht bis an die Oberkante reicht, wird im Versuch PIV D 07 der Einflussbereich der unteren Wendel mit dem Einflussbereich der oberen Wendel überlagert, sodass sich die Hebungen bis an die Modelloberkante ausbreiten können. Die zugehörige Widerstands-Hebungs-Linie zeigt, dass im Vergleich zu dem Versuch PIV D 05 durch die zusätzliche Wendel nur wenig zusätzlicher Widerstand bei ähnlicher Einbindetiefe mobilisiert werden kann. Im lockeren Sand scheint die gegenseitige Beeinflussung deutlich geringer zu sein, da auch insgesamt, wie zuvor festgestellt, ein kleinerer Bereich beeinflusst wird. Der

gemessene Widerstand wird durch die zweite Wendel merklich erhöht, wie den Abbildungen in Abschnitt 4.6 und den Widerstands-Hebungs-Linien in Anhang B entnommen werden kann. Die in Abbildung 4.29b dargestellten Horizontaltverformungen bestätigen die zuvor getroffene Aussage, dass im dicht gelagerten Boden sich deutlich größere horizontale Verspannungen einstellen, die zu höheren Tragfähigkeiten führen.

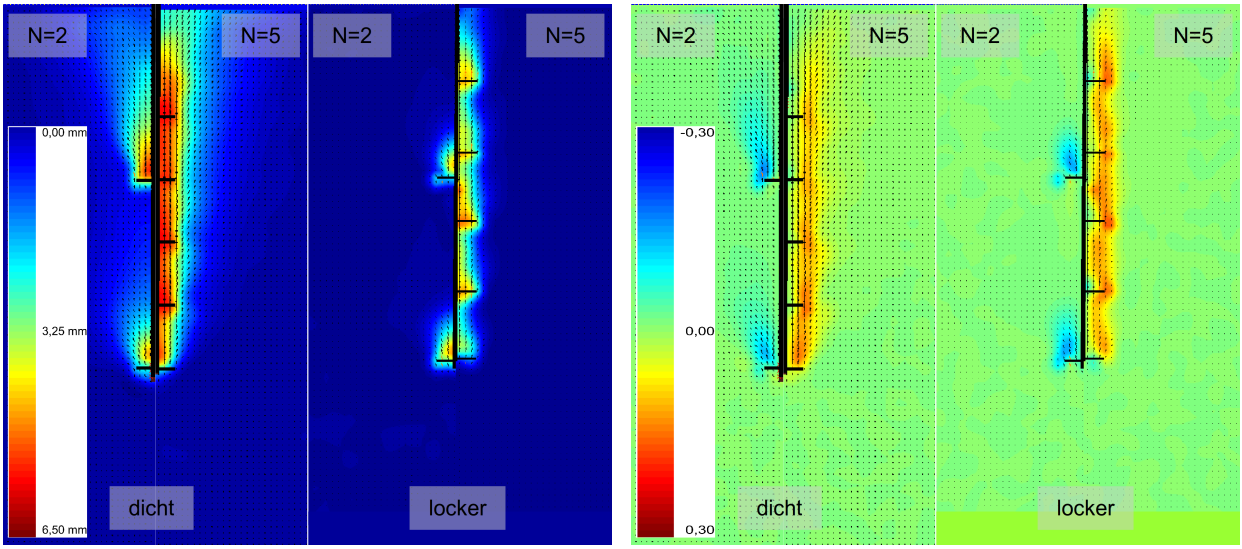


(a) Gesamtverformungen **(b)** Horizontalverformungen

Abbildung 4.29: Vergleich der Versuche PIV D 07 (dichte Lagerung) und PIV L 04 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm, $l = 293$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

Die Erhöhung der Wendelanzahl von zwei auf fünf hat, wie in Abschnitt 4.6.2 dargestellt, nur einen geringen Einfluss auf den erzielbaren Widerstand. Wie Abbildung 4.30 zeigt, ändert sich das Verformungsverhalten jedoch deutlich. Im dicht gelagerten Modellboden bildet sich zwischen den einzelnen Wendeln ein in etwa gleichmäßig verschobener Bodenbereich aus. Der gesamte durch die Zugbelastung beeinflusste Bereich ist bei zwei und fünf Wendeln ungefähr gleich groß, sodass von einem ähnlichen Spannungsverhältnis ausgegangen werden kann, was die annähernd gleichgroßen Widerstände erklärt.

Im locker gelagerten Sand ist dieses Verhalten nicht so deutlich ausgeprägt. Hier sind die Verformungen über den Wendeln weiterhin konzentriert. Zwischen den Wendeln sind die Verformungen etwas geringer. Bei beiden Lagerungsdichten bildet sich jedoch ein deutlich erkennbares Scherband über die gesamte Einbindelänge aus.



(a) Gesamtverformungen **(b)** Scherverzerrungen

Abbildung 4.30: Vergleich der Versuche PIV D 07 und PIV D 09 (dichte Lagerung) sowie PIV L 04 und PIV L 01 (lockere Lagerung) mit $D_W = 65$ mm, $L = 585$ mm bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

4.8 Zusammenfassung und Bewertung der Versuchsergebnisse

Mit den Modellversuchen konnten die Haupteinflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Fertigschraubpfählen unter axialer Belastung aufgezeigt werden. Bei den untersuchten Einbindetiefen bis $L/D_W = 10$ weisen druckbelastete Fertigschraubpfähle grundsätzlich ein anderes Tragverhalten als zugbelastete Fertigschraubpfähle auf. Das zeigen sowohl die gemessenen Widerstands-Setzungs-Linien bzw. Widerstands-Hebungs-Linien als auch die Auswertungen der PIV-Versuche.

Bei einer Druckbelastung wird der Boden unterhalb der Wendel verdichtet, was (unter drainierten Bedingungen) zur Erhöhung der effektiven Spannungen führt. Durch das höhere Spannungsniveau kann die Last weiter erhöht werden. Bei dichter Lagerung und ausreichend Einbindung führt das dazu, dass kein progressiver Bruch eintritt, sondern der Grenzzustand durch ein Verformungskriterium definiert werden muss. Nimmt die Lagerungsdichte bzw. die Steifigkeit ab, so kann Boden unterhalb der Wendel mit weniger Widerstand verdichtet und seitlich verdrängt werden, sodass der Gesamtwiderstand abnimmt. Die Wendelfläche beeinflusst den erzielbaren Widerstand in etwa linear, die Einbindelänge geht bei $L/D_W < 5$ annähernd linear in den Widerstand ein, bei größerer Einbindung nimmt der Einfluss ab.

Bei Zugbelastung wird zwar ebenfalls der Boden direkt oberhalb der Wendel durch die Spannungszunahme bei Belastung verdichtet. Seitlich verringert sich aber das Spannungsniveau, da die Belastung der Spannung aus Bodeneigengewicht entgegen gerichtet ist. Dies zeigt sich in den mit der PIV-Methode beobachteten Auflockerungen. Mit zunehmender Belastung stellt sich dann der

Grenzzustand ein und der Fertigschraubpfahl wird aus dem Boden gezogen. Bei relativ geringen Einbindelängen sind nur sehr kleine Verformungen bis zum Erreichen des Grenzzustandes erforderlich, bei Einbindelängen von $L/D_W = 10$ wird der Grenzzustand bei einer Kopfverformung von $s_{ult} \approx 0,1 \cdot D_W$ erreicht. Versagensformen, die in etwa einem Aufbruchkegel entsprechen, konnten im dichten Sand bei Einbindungen $L/D_W \leq 5$ beobachtet werden. Im lockeren Sand hat sich auch bei einer Einbindung von $L/D_W = 2,5$ die Verformung nicht bis an die Geländeoberfläche fortgesetzt. Von den geometrischen Größen hat bei Zugbelastung die Einbindelänge den größten Einfluss auf den erzielbaren Widerstand.

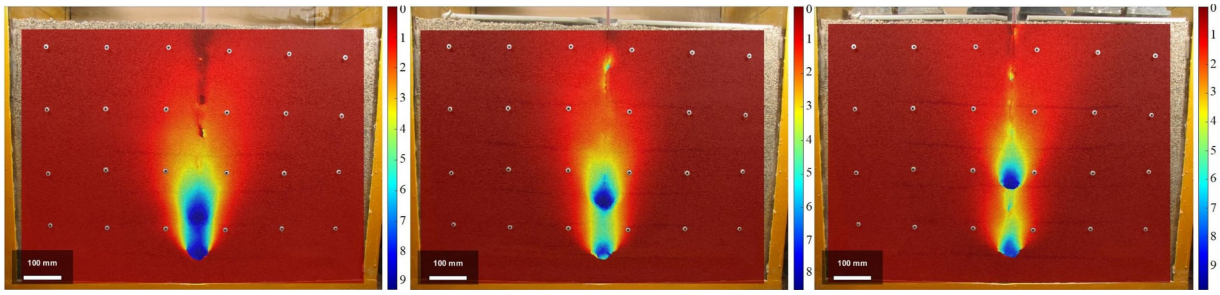
Quantitativ liegen die in den Modellversuchen gemessenen Widerstände unter Zugbelastung im dichten Sand in einer ähnlichen Größenordnung, wie sie auch von Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) gemessen wurden, wobei ein direkter Vergleich schwer möglich ist, da der verwendete Modellsand nicht identisch ist. Im lockeren Sand sind die von Ghaly, Hanna und Hanna (1991b) gemessenen Widerstände etwa doppelt so groß. Die Beobachtungen könnten darauf hindeuten, dass im locker gelagerten Sand die Installationseffekte einen größeren Einfluss auf den Widerstand haben. Dies könnte mit einer Verdichtung des Sandes im Nahbereich des Fertigschraubpfahls begründet werden.

Bezüglich der Bruchfiguren bei Fertigschraubpfählen mit mehreren Wendeln zeigt sich, dass die Lagerungsdichte einen maßgeblichen Einfluss darauf hat, bei welchen Wendelabstand sich ein quasi zylindrischer Bodenblock zwischen den Wendeln bildet. Bei den Versuchen mit lockerem Sand war dies selbst bei relativ geringen Wendelabständen von $l = 1,5 \cdot D_W$ nicht eindeutig der Fall. Allerdings zeigen die Modellversuche auch, dass eine weitere Verringerung des Abstands kaum einen Zuwachs an Tragfähigkeit verspricht. Schon die Verringerung von $l = 3 \cdot D_W$ auf $l = 1,5 \cdot D_W$ brachte nur sehr geringe Zuwächse der Tragfähigkeit.

Der Vergleich mit den Ergebnissen von Ferguson und Standing (2012), die ebenfalls PIV-Versuche mit dicht gelagertem Sand durchführten, zeigt, dass sich bei den hier vorgestellten Versuchen der Bruchmechanismus im Versuch PIV D 10 bei deutlich geringerer Kopfverformung einstellte. Nach der von Ferguson und Standing (2012) gegebenen Grafik stellte sich ein durchgängiges Scherband bei ca. 9 mm Kopfverformung ein. In den Abbildungen im Anhang B für den Versuch PIV D 10 ist das Scherband bereits bei $s = 0,05 \cdot D_W = 3,25$ mm deutlich zu sehen. Allerdings waren die Versuche auch deutlich anders konzipiert (horizontaler Einbau, ebener Verzerrungszustand). Es ist daher anzunehmen, dass die Versuche von Ferguson und Standing (2012) nur einen Demonstrationscharakter haben.

Motamedinia, Hataf und Habibagahi (2019) haben ebenfalls Ergebnisse von PIV-Versuchen vorgestellt. Die Modelle waren dabei ähnlich konzipiert wie bei Tsuha et al. (2007), d. h. es wurden zwei Wendeln mit einem längerem Schaft getestet. Die Einbindelänge der obersten Wendel wurde dabei konstant auf $L_0/D_W = 11$ belassen. In Abbildung 4.31 sind die Vertikalverformungen bei

Bruchlast dargestellt. Bei einem Wendelabstand von $l/D_W = 2$ ist auch bei diesen Versuchen noch ein annähernd durchgängiger Zylinder erkennbar. Bei der Vergrößerung des Wendelabstands geht das Versagensbild in eine Bruchfigur mit einzelnen Versagensbereichen oberhalb der Wendeln über.



(a) $l/D_W = 2$ **(b)** $l/D_W = 3$ **(c)** $l/D_W = 4$

Abbildung 4.31: PIV-Auswertung der vertikalen Verformung bei Bruchlast im mitteldichten Sand $D_W = 47$ mm und $L_0/D_W = 11$, aus Motamedinia, Hataf und Habibagahi (2019)

5 Groß- und Feldversuche zum Trag- und Verformungsverhalten

In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse von Groß- und Feldversuchen zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens von Fertigschraubpfählen vorgestellt. Die Versuche gliedern sich in drei Abschnitte:

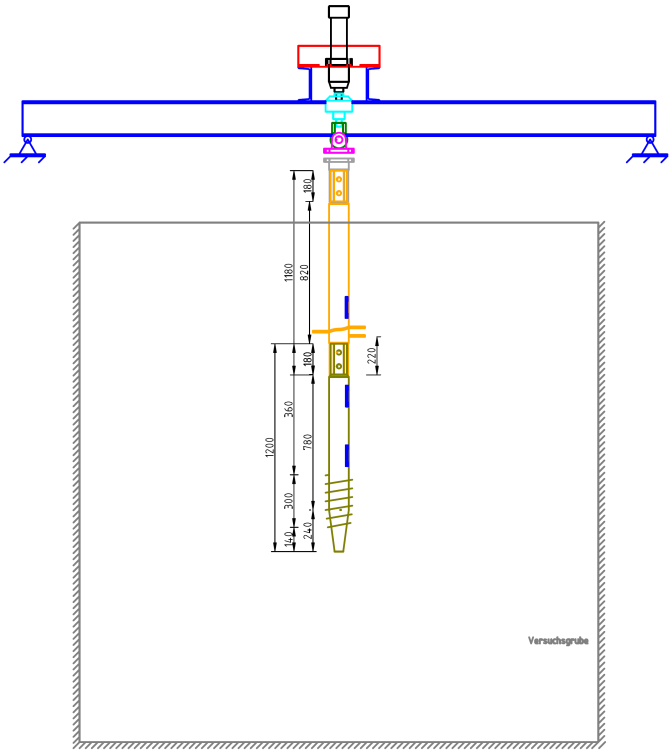
1. Die Großversuch in der Versuchsgrube wurden im Rahmen des DIBt-Forschungsprojektes zur „Tragfähigkeit von Schraubfundamenten unter statischer und zyklischer Last“ durchgeführt und bereits in Boley und Höppner (2016) veröffentlicht.

2. Die erste Serie von Feldversuchen entstand im Rahmen eines Forschungsprojektes, bei dem die Verwendbarkeit von Fertigschraubpfählen zur Gründung von Kleinwindenergieanlagen untersucht wurde. Die Kernfrage war, ob die Zuglasten aus den Seilabspannungen von den Fertigschraubpfählen aufgenommen werden können und wie die Nachweise der Tragfähigkeit zu führen sind. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Boley und Höppner (2016) enthalten.

3. Die zweite Feldversuchsserie entstand in Zusammenarbeit mit der Krinner Schraubfundamente GmbH. Das Unternehmen hat im Rahmen der Produktweiterentwicklung ein verlängerbares Schraubpfahlsystem konzipiert und sich mit Fragen bezüglich der äußeren Tragfähigkeit an das Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München gewandt.

5.1 Großversuch in der Versuchsgrube

In der Versuchsgrube des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München wurden insgesamt 3 Großversuche durchgeführt. Bei den Versuchen wurden Fertigschraubpfähle der Firma Krinner verwendet. Das Fertigschraubpfahlsystem unterscheidet sich etwas von den im Modellversuch getesteten Geometrien, siehe Abschnitt 5.3.1. Die Geometrie des untersuchten verlängerbaren Systems ist in Abbildung 5.1a dargestellt. Für die begrenzte Tiefe der Grube wurden Pfähle mit einer etwas kürzeren Baulänge als im Original verwendet.



(a) Systemschnitt mit Abmessungen des Fertigschraubpfahls (in mm)

(b) Versuchsaufbau im eingebauten Zustand

Abbildung 5.1: Versuchsgrube, Testpfahl und Belastungseinrichtung

5.1.1 Versuchsstand, Instrumentierung und Versuchsdurchführung

Die Versuchsgrube der Universität der Bundeswehr München hat Abmessungen von 3,0 m x 3,0 m und ist 2,80 m tief. Als Versuchsboden wurde ein weitgestufter Sand mit einem Feinanteil < 7 % und einem Wassergehalt zwischen 5 % und 10 % verwendet. Der Einbau des Sandes erfolgte in 25 cm starken Lagen. Nach der Aufschüttung der Schicht wurde anschließend jede Lage mit einer elektrischen Rüttelplatte mit einem Gewicht von 75 kg und einer Leistung von 3 kW in zwei Übergängen verdichtet. Die Kontrolle der Lagerungsdichte und des Wassergehalt fand beim Ein- und Ausbau mittels Ausstechzylinder statt. Durch dieses Vorgehen ist eine mitteldichte Lagerung des Sandes gewährleistet worden. Nach beendetem Versuch wurden die benötigten fünfunddreißig Tonnen Sand komplett ausgebaut und wieder neu eingebaut.

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

Insgesamt wurden drei Versuche durchgeführt:

- ein statischer Druckversuch
- ein statischer Zugversuch
- ein zyklischer Versuch mit Druckschwelllast

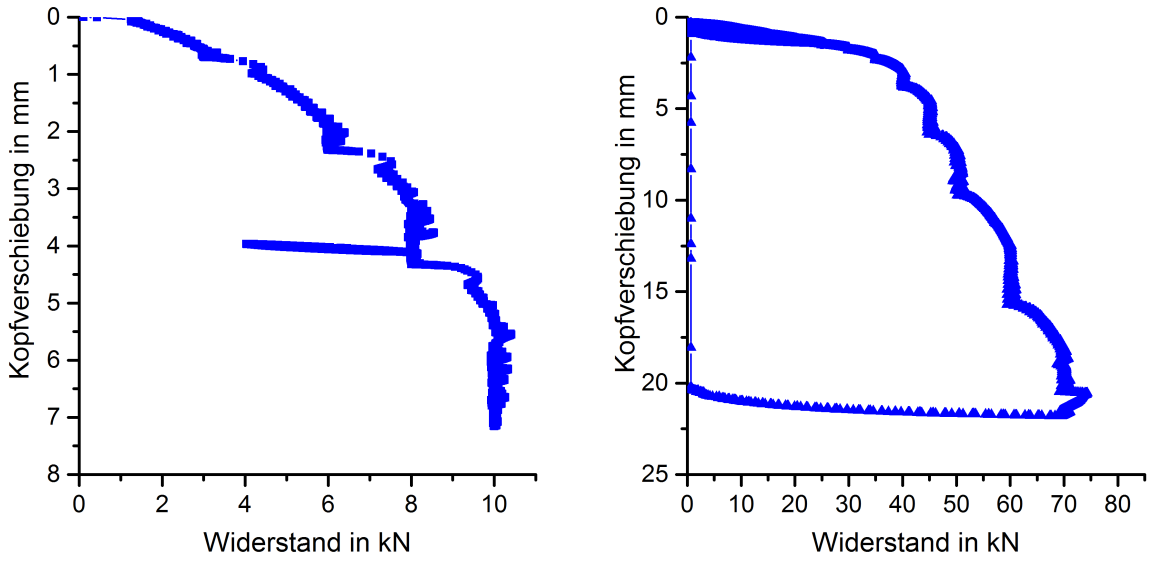
Bei den statischen Versuchen wurde als Erstes der Anfänger in den Boden eingedreht und probebelastet. Anschließend wurde die Verlängerung aufgesetzt, eingedreht und eine zweite Probebelastung durchgeführt. Die Belastung selbst erfolgte kraftgesteuert mit einem Hydraulikzylinder in mehreren Laststufen. Je Laststufe wurde die Belastung mindestens 15 Minuten konstant gehalten und die Beobachtungszeit solange verlängert, bis die Verformungsgeschwindigkeit kleiner als 0,1 mm / 5 min war. Es wurden die Kopfverformung, die Kraft und die Verformungen an der Geländeoberkante im Umfeld des Fertigschraubpfahls gemessen. Die fünf Wegaufnehmer an der Geländeoberkante befanden sich im Abstand von 15 cm, 25 cm, 40 cm, 55 cm und 75 cm zur Achse des Schraubpfahls.

5.1.2 Ergebnisse des Druckversuchs

In Abbildung 5.2 sind die beiden im ersten Versuch gemessenen Widerstands-Setzungs-Linien gegenübergestellt. Das Grundelement mit der geringen Einbindetiefe von $L = 1,00$ m erreicht in der statischen Probebelastung nur einen relativ geringen Widerstand in dem mitteldicht gelagerten Sand.

Bis zu einer Belastung von 6 kN, die in drei Laststufen je 2 kN aufgebracht wurde, steigt die Kopfverformung moderat bis auf 2,5 mm an. Nach dem Aufbringen der nächsten Laststufe von 8 kN nimmt die Kopfverformung um weitere 2 mm zu. Das Einsetzen von Kriechverformungen während des Haltens der Laststufe ist deutlich in der Widerstands-Setzungs-Linie in Abbildung 5.2a zu erkennen. Beim Aufbringen der letzten Laststufe wird nach dem Abklingen der Verformung eine Kopfverschiebung von 7,5 mm angezeigt, was 6 % des Wendeldurchmessers entspricht. Somit war der Grenzzustand annähernd erreicht. Um einen negativen Einfluss beim weiteren Eindrehen mit der Verlängerung zu vermeiden, wurde der Versuch beendet.

Nach dem Einbau der Verlängerung wurde eine erneute Probebelastung durchgeführt, die zugehörige Widerstands-Setzungs-Linie ist in Abbildung 5.2b gegeben. Die Belastung wurde bis 40 kN in Schritten zu je 5 kN und anschließend in Schritten mit je 10 kN aufgebracht. Bis zu einer Belastung von 35 kN steigt die Kopfverschiebung nur um 2 mm an. Bei der weiteren Belastung werden die Kopfverschiebungen zunehmend größer. Bei 70 kN Belastung und einer Kopfverschiebung von ca. 22 mm ($\approx 0,08 \cdot D_W$) wurde der Versuch beendet.



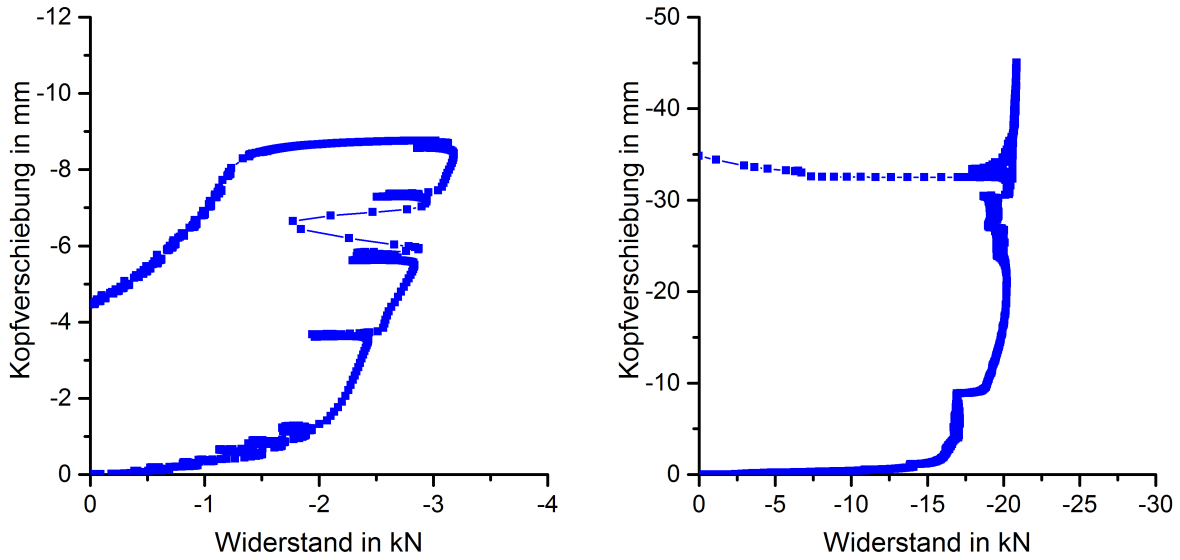
(a) Grundelement mit durchgängiger Wendel **(b)** Grundelement mit Verlängerung

Abbildung 5.2: Vergleich der gemessenen Widerstands-Setzungs-Linien

Durch die Verlängerung mit der deutlich größeren Wendel hat sich das Tragverhalten geändert. Bis zu einer Belastung von ca. 35 kN reagiert das System sehr steif, anschließend nehmen die plastischen Verformungen beträchtlich zu. Eine mögliche Erklärung für das beobachtete Verhalten bietet die unterschiedliche Mobilisierung von Scherkräften entlang des Schaftes und Normalkräften unterhalb der Wendel. Bis zu einer Belastung von 35 kN werden vorwiegend Scherwiderstände entlang des Schaftes und der unteren mehrgängigen Wendel mobilisiert. Bei der Erhöhung der Belastung bis auf 70 kN werden die zusätzlichen Kräfte vorwiegend über Normalspannungen unterhalb der oberen Wendel in den Boden eingeleitet, die zur Mobilisierung deutlich größere Verformungen benötigen. Die unterschiedliche Mobilisierung von Scherkräften (Mantelreibung) und Normalkräften (Spitzenwiderstand) wird so auch für z. B. Bohrpfähle in der EA-Pfähle (2012) angenommen. Insgesamt betrachtet, führt die Verlängerung zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um etwa das Siebenfache im Vergleich zum Grundelement. Mit den o. g. Annahmen setzt sich die Erhöhung dabei aus zwei Komponenten zusammen. Zum einen bindet das Grundelement tiefer in den Boden ein, was zu einer höheren Mantelreibung führt. Weiterhin bietet die Wendel zusätzliche Fläche zur Einleitung von Normalspannungen.

5.1.3 Ergebnisse des Zugversuchs

In Abbildung 5.3 sind analog die Widerstands-Hebungs-Linien für den zweiten, zugbelasteten Versuch abgedruckt. Der Widerstand des Grundelementes ist noch geringer als im Druckversuch. Bis zu einer Belastung von 2 kN steigt die Kopfverformung auf etwa 1,5 mm an. Beim Versuch, die Belastung auf 3 kN zu steigern, beginnt der Fertigschraubpfahl zu versagen, sodass beim Erreichen einer Kopfverformung von 9 mm die Probebelastung beendet worden ist.



(a) Grundelement mit durchgängiger Wendel **(b)** Grundelement mit Verlängerung

Abbildung 5.3: Vergleich der gemessenen Widerstands-Hebungs-Linien

Nach der Installation des Verlängerungselementes konnte auch bei der Zugbelastung eine deutliche Erhöhung des Widerstands beobachtet werden. Die Belastung wurde in Schritten zu je 2,5 kN aufgebracht, die zugehörige Widerstands-Hebungs-Linie ist in Abbildung 5.3b gegeben.

Bis zu einer Belastung von 15 kN treten nur geringe Kopfverformungen auf. Nach der Erhöhung auf 17,5 kN ist eine starke Zunahme der Verformung und ein länger anhaltendes Kriechen aufgetreten. In der darauf folgenden Laststufe von 20 kN hat der Schraubpfahl endgültig versagt. Die Verwendung der Verlängerung führt auch bei der Zugbelastung zu einer Erhöhung des Widerstands um den Faktor sieben.

Abbildung 5.4: Großaufnahme nach dem Versagen des zugbelasteten Fertigschraubpfahls

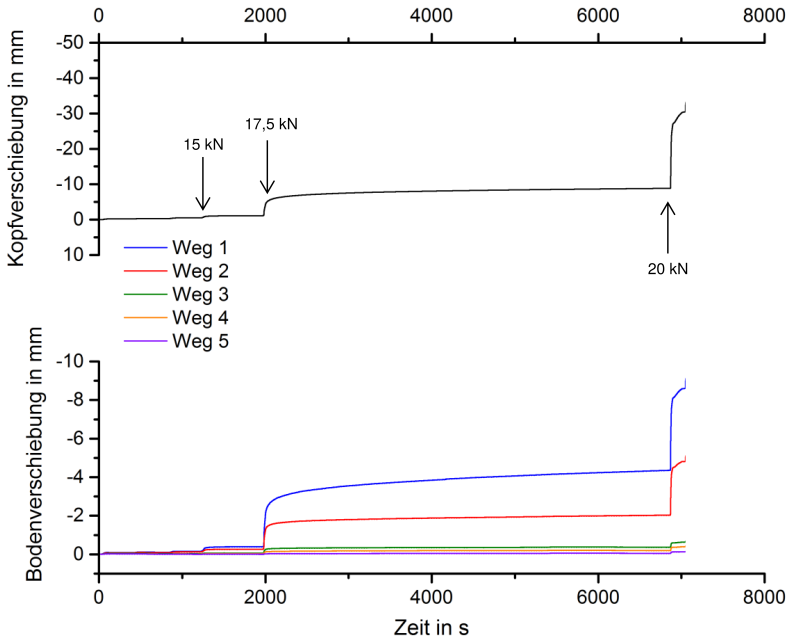


Abbildung 5.5: Verformungen an der Sandoberkante während der Probebelastung in Zugrichtung (Hebungen negativ)

Zur Klärung der Frage, ob bei Zugbelastung ein Aufbruchkegel zu erwarten ist, ist in Abbildung 5.4 die Sandoberkante im Kopfbereich des Fertigschraubpfahls nach dem Versagen dargestellt. Abbildung 5.5 zeigt die zugehörigen Kopf- und Bodenverformungen. Wegaufnehmer 1, der oberhalb des von der Wendel durchdrungenen Bodenzylinders liegt, und Wegaufnehmer 2, in 25 cm Abstand zur Pfahlachse, zeigen eine deutliche Hebung vor dem bzw. beim Bruch des Fertigschraubpfahls an. Auch bei den Wegaufnehmern 3 und 4 sind noch Hebungen erkennbar, allerdings fallen diese mit weniger als 1 mm geringer aus.

Die Messungen bestätigen also die Beobachtungen in den Modellversuchen, dass bei geringen Einbindetiefen (hier $L_0 = 2,5 \cdot D_W$) ein Aufbruchkegel auftritt. Der Neigungswinkel des Kegels υ_c gegen die Vertikale ist jedoch deutlich geringer als 45° einzuschätzen. Anhand der unterschiedlichen Verformungen ist davon auszugehen, dass die Bruchfigur nicht aus einem kompletten Bodenblock, der als Aufbruchkegel versagt, besteht, sondern sich ein zusammengesetzter Bruchmechanismus einstellt.

Der Bodenzylinder oberhalb der Wendel folgt der Bewegung von Schaft und Wendel und wird nach oben verschoben. Der Zylinder überträgt durch „Mantelreibung“ die Beanspruchung auf den umliegenden Boden. Durch den Neigungswinkel der mobilisierten Reibung entstehen horizontale Kraftanteile, die den umliegenden Boden, ähnlich wie beim Erdwiderstand, auf einer Gleitfläche nach oben schieben.

5.1.4 Ergebnisse des Druckschwelllastversuchs

Im dritten Versuch in der Versuchsgrube wurde das Grundelement mit der Verlängerung zusammen eingebaut und anschließend mit einer zyklischen Druckschwelllast belastet. Die Lastaufbringung erfolgte sinusförmig mit einer Frequenz von 0,5 Hz. Die größte Drucklast betrug $F_{c,max} = 15$ kN, die kleinste Drucklast $F_{c,min} = 7,5$ kN. Somit ergeben sich, bezogen auf den statischen Druckversuch, ein mittleres Lastniveau von 32 % und ein zyklisches Lastniveau von 5 %. Das maximale Lastniveau, welches der Summe des mittleren und des zyklischen Lastniveaus entspricht, liegt bei 37 %.

In Abbildung 5.6 sind die gemessenen Kopfverschiebung und die Verformungen an der Geländeoberkante über die Zyklenanzahl abgetragen. Bei dem geringen Belastungsniveau haben sich über die insgesamt 10.000 Lastzyklen nur geringe plastische Verschiebungen von 1,2 mm akkumuliert. Der elastische Verschiebungsanteil zwischen $F_{c,max}$ und $F_{c,min}$ blieb über die gesamte Versuchsdauer bei 0,12 mm. In der Kurve für die Kopfverschiebung ist bei etwa 2500 Lastzyklen ein Knick zu erkennen. Während der Versuchsdurchführung kam es zu einer 12-stündigen Unterbrechung aufgrund eines Ausfalls in der Steuerungskette. Diese zwischenzeitliche Entlastung hatte also einen Einfluss auf das Setzungsverhalten. In der halblogarithmischen Darstellung kann insgesamt von einer zyklischen Beruhigung ausgegangen werden, vgl. Thomas (2011).

Die Verformungen an der Geländeoberkante korrelieren mit den Verformungen des Fertigschraubpfahls. Je dichter ein Wegaufnehmer am Pfahl war, umso größer waren auch die gemessenen Setzungen an der Geländeoberkante. Die zyklische Druckbelastung führt dementsprechend zu einer Verdichtung im Nahbereich des Fertigschraubpfahls.

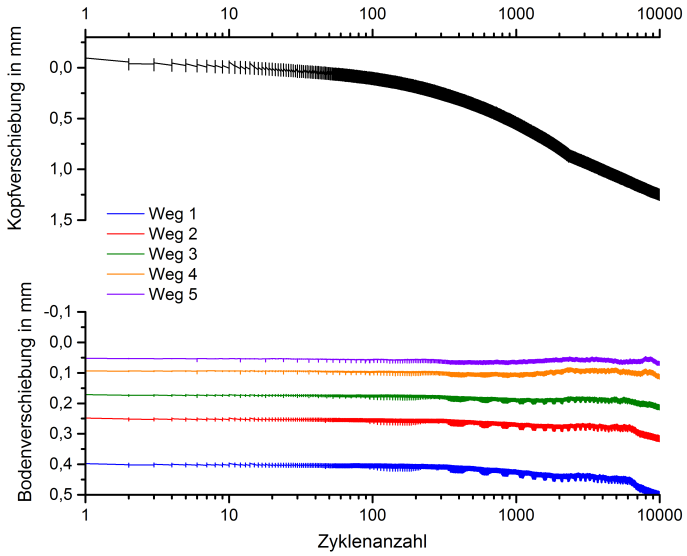


Abbildung 5.6: Ergebnisse des zyklischen Druckschwelllastversuches mit $F_{c,max}$ = 15 kN und $F_{c,min}$ = 7,5 kN

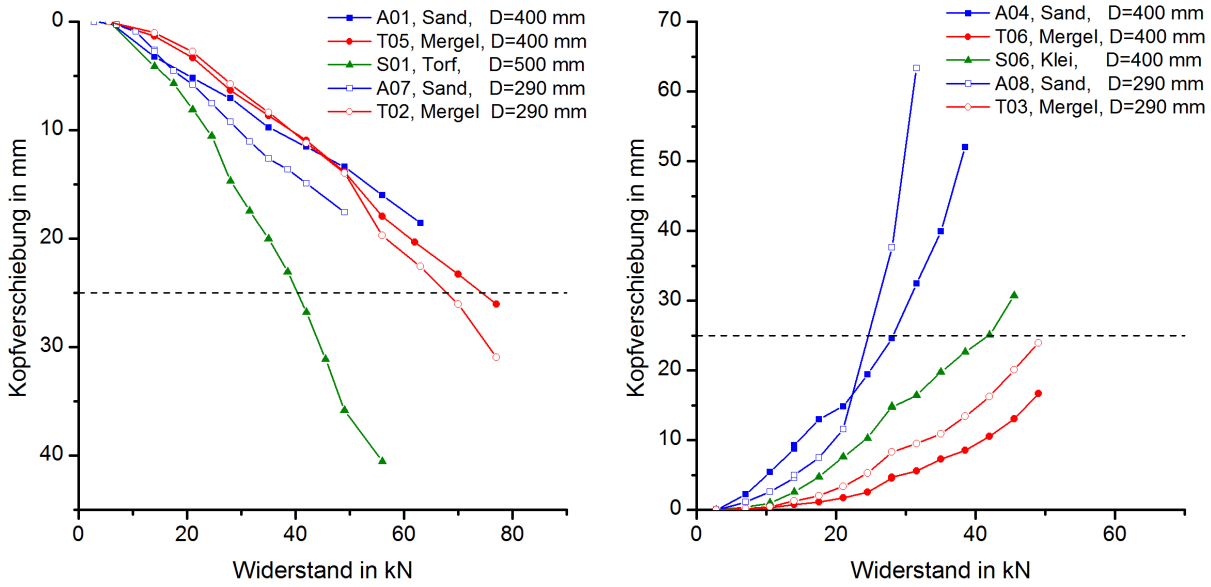
5.2 Feldversuche zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Fertigschraubpfählen zur Gründung von Kleinwindenergieanlagen

Durch das Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München wurden zahlreiche Feldversuche, in Form von statischen Probebelastungen, zur Beurteilung des axialen Tragverhaltens von Fertigschraubpfählen in der praktischen Anwendung durchgeführt. In ersten Untersuchungsprüfungen wurden Fertigschraubpfähle in unterschiedlichen Böden vorwiegend durch Zug bis zur Bruchgrenze belastet, sofern dies möglich war. Die zugehörigen Untersuchungsberichte sind als Anhang 3 und 4 in Boley und Höppner (2016) veröffentlicht.

Das Tragverhalten der Fertigschraubpfähle wurde in locker bis mitteldicht gelagertem Sand, steifem Mergel, weichem Klei und Torf untersucht. Je nach Bodenverhältnissen kamen Fertigschraubpfähle mit Schaftdurchmessern von $d = 77,4$ mm oder 88,9 mm und einer Baulänge von 1,60 m mit einer Wendel oder 2,20 m mit zwei Wendeln zum Einsatz. Der Wendeldurchmesser D_W wurde zwischen 290 mm und 600 mm variiert.

Druckbelastete Fertigschraubpfähle konnten in den Feldversuchen nicht soweit belastet werden, dass sich ein progressiver Bruch entwickelte. Vielmehr wurden Widerstands-Setzungs-Linien aufgezeichnet, bei denen der Widerstand annähernd proportional zur Verformung ist, vgl. Abbildung 5.7a.

Die Widerstands-Hebungs-Linien der durchgeführten Zugversuche zeigen üblicherweise einen Versagenszustand an, d. h. mit zunehmender Belastung nehmen die Verformungen überproportional zu (Abbildung 5.7b). Allerdings sind im Feldversuch teilweise sehr große Verformungen erforderlich, um den maximalen Widerstand zu mobilisieren. Im Versagenszustand werden die



(a) Druckbelastung **(b)** Zugbelastung

Abbildung 5.7: Typische Ergebnisse von Probebelastungen in Feldversuchen

Wendeln des Fertigschraubpfahls durch den Boden gezogen und dieser seitlich verdrängt. Bei sehr großen Verformungen entstehen dann die zylindrischen Bruchkörper oberhalb der Wendeln, wie sie in Abbildung 5.8 zu sehen sind. Ähnliche Versagensformen in Modellversuchen mit bindigen Boden beobachteten Rao, Prasad und Shetty (1991).

Die Auswertungen der Probebelastungsdaten zeigen, dass die Tragfähigkeit und das Tragverhalten der Fertigschraubpfähle stark von den Bodeneigenschaften abhängen. Besonders in bindigen Böden weisen die Schraubpfähle ein sehr duktiles Tragverhalten auf. Dies zeigt sich in den großen Verformungen (mehrere Zentimeter), die aufgebracht werden müssen, bevor es überhaupt zu einem Bruch kommt. Nach einem kurzzeitigen Überschreiten der Tragfähigkeit konnte eine hohe Resttragfähigkeit festgestellt werden. Für die baupraktische Anwendung der Schraubpfähle in bindigen Böden mit breiiger bis steifer Konsistenz ist somit hauptsächlich die Verformung ein entscheidendes Kriterium. In locker gelagerten nichtbindigen Böden sind ebenfalls große Verformungen erforderlich, um den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erreichen. Mit steigender Lagerungsdichte nimmt die Tragfähigkeit der Fertigschraubpfähle, bei sonst gleichbleibenden Randbedingungen, deutlich zu.

Abbildung 5.8: Ausziehversuch zur Ermittlung der Bruchfigur

5.3 Feldversuche zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Fertigschraubpfählen sowie der Korrelation zwischen Eindrehmoment und Tragfähigkeit

5.3.1 Beschreibung des Fertigschraubpfahlsystems

Das Fertigschraubpfahlsystem KSF-V 114 der Firma Krinner besteht aus einem Anfänger mit konischer Spitze und einer über 7 Windungen durchgängigen Wendel sowie zwei verschiedenen Verlängerungen, die über ein aufgepresstes Achtkantprofil und mit Bolzen miteinander verbunden werden können.

Der Schaft des Anfängers besteht aus einem 2,00 m langen Stahlrohr mit einem Außendurchmesser von $d = 114,3$ mm und einer Wandungsstärke von 5 mm. Die Spitze verjüngt sich auf einer Länge von 240 mm. Im Übergang von der Spitze zum Schaft ist eine 350 mm lange Wendel mit einer Materialstärke von $t_W = 5$ mm und einer Ganghöhe von $h = 50$ mm aufgeschweißt.

Zur Herstellung einer Gründung wird zu Beginn immer, unabhängig vom anstehenden Boden, der insgesamt 2,00 m lange Anfänger in den Boden eingedreht. Sollte tragfähiger Boden erst in größerer Tiefe anstehen, so kann die Pfahllänge mit Hilfe der Verlängerungen vergrößert werden. Bei den Verlängerungen besteht der Schaft ebenfalls aus Rohr mit einem Außendurchmesser von d=114,3 mm und einer Wandstärke von 5 mm. Je nach Typ befindet sich am unteren Ende entweder eine Wendel mit fünf Windungen und $D_W = 154$ mm oder eine Wendel mit einer Windung und $D_W = 300$ mm. Das Datenblatt der Schraubpfähle ist im Anhang C.1 gegeben.

5.3.2 Installation der Fertigschraubpfähle, Versuchseinrichtung und Messtechnik

Die Installation der Pfähle erfolgte mit einem Bohrgerät vom Typ Krinner KRD 60 PV. Das Gerät ist auf einem Raupenfahrwerk aufgebaut und besitzt einen mäklergeführten Kraftdrehkopf, der bis 6 kNm Drehmoment liefern kann. Ein elektronisches System protokolliert die Herstelldaten, Drehmoment und zugehörige Tiefe, kontinuierlich. Die Ermittlung des Drehmomentes erfolgt über Differenzdruckmessung am Kraftdrehkopf unter Berücksichtigung der Öltemperatur.

Zur Durchführung der statischen Zug- und Druckversuche wurde eine Belastungseinrichtung entwickelt, die aus einem Belastungsrahmen, einem Hydraulikzylinder, einer Handpumpe, einem Kraftaufnehmer und einem Wegaufnehmer besteht.

Der Belastungsrahmen besteht aus zwei Traversen, die die aufgebrachte Last gleichmäßig auf drei Reaktionspfähle verteilen. Der Abstand zwischen dem Probepfahl und den Widerlagern beträgt in Anlehnung an die EA-Pfähle (2012) 1,50 m.

Die Lastaufbringung erfolgte mit einem einfach wirkenden Hydraulikzylinder, der für Druckbelastungen zusammen mit dem Kraftaufnehmer direkt zwischen dem Probepfahl und der Traverse angeordnet wurde. Zur Aufbringung von Zuglasten wurde der Zylinder oberhalb der Traverse angeordnet und der Kraftschluss mittels Zugstangen hergestellt. Eine Kugelkalotte zwischen der Traverse und dem Zylinder gleicht leichte Imperfektionen aus. Der Kraftaufnehmer vom Typ HBM U3 mit einer Nennlast von 100 kN ist für die wirkenden Querkräfte, die sich durch geometrische Imperfektionen zwangsläufig ergeben, ausreichend stabil. Zur Wegmessung kam ein optischer Aufnehmer mit 50 mm Messweg zum Einsatz.

Bei den Versuchen wurden die Verschiebung des Pfahlkopfes in axialer Richtung sowie die aufgebrachte Last gemessen. Die Verschiebungsmessung erfolgte von einem Fixpunkt aus, der mit Hilfe einer zusätzlichen Traverse gebildet wurde. Die Aufnehmer wiesen folgende Genauigkeit auf:

- Die Messunsicherheit der Verschiebungsmessung betrug 0,1 mm,
- während der Prüfzeiten zur Bestimmung des Kriechmaßes war eine Messunsicherheit kleiner 0,05 mm gewährleistet,
- der Messaufnehmer zur Verschiebungsmessung wies eine Ablesegenauigkeit von 0,01 mm auf,
- die Messunsicherheit des Kraftaufnehmers betrug 0,2 kN.

Die Messwerte für Verformung und Kraft wurden kontinuierlich durch einen entsprechenden Analog-Digital-Wandler umgewandelt und mit einer Frequenz von 10 Hz aufgezeichnet. Die Messkette wurde vor Beginn der Versuche kalibriert.

5.3.3 Prüfstandorte und Versuchsprogramm

Es wurden an mehreren Standorten Probebelastungen an den Fertigschraubpfählen durchgeführt, um Erkenntnisse über das Tragverhalten in verschiedenen Böden zu gewinnen. Tabelle 5.1 gibt einen Überblick mit den wichtigsten Angaben zu den durchgeführten Versuchen. An jedem Standort wurden zwei unterschiedliche Belastungsschemas mit unterschiedlichen Belastungszeiten getestet. Nach Möglichkeit wurden die Fundamente bis zum Versagen belastet. Die Probebelastungen wurden sowohl in Zug- als auch in Druckrichtung durchgeführt. Eine Beschreibung der Bodenverhältnisse an den Standorten und der durchgeführten Versuche ist im Anhang C.2 gegeben.

Tabelle 5.1: Überblick zu den durchgeführten Feldversuchen

Standort	anstehende Bodenarten nach DIN EN ISO 14688-2 (2018)	Anzahl der Versuche	getestete Pfahlelemente
Kiesgrube Furth b. Landshut	GW/GU, dicht	11	KSF V 114 x 2000 PT und KSF V 114 x 1500 EH
Tongrube Mainburg	TM, halbfest	10	KSF V 114 x 2000 PT
	SE, mitteldicht bis dicht	6	KSF V 114 x 2000 PT und KSF V 114 x 1500 EH
	A, locker/weich	7	KSF V 114 x 2000 PT, KSF V 114 x 1500 EH und KSF V 114 x 1500 ET
Krinner Firmengelände	UL, steif bis halbfest	11	KSF V 114 x 2000 PT und KSF V 114 x 1500 EH

5.3.4 Auswertung, Ergebnisse und Bewertung der Probebelastungen

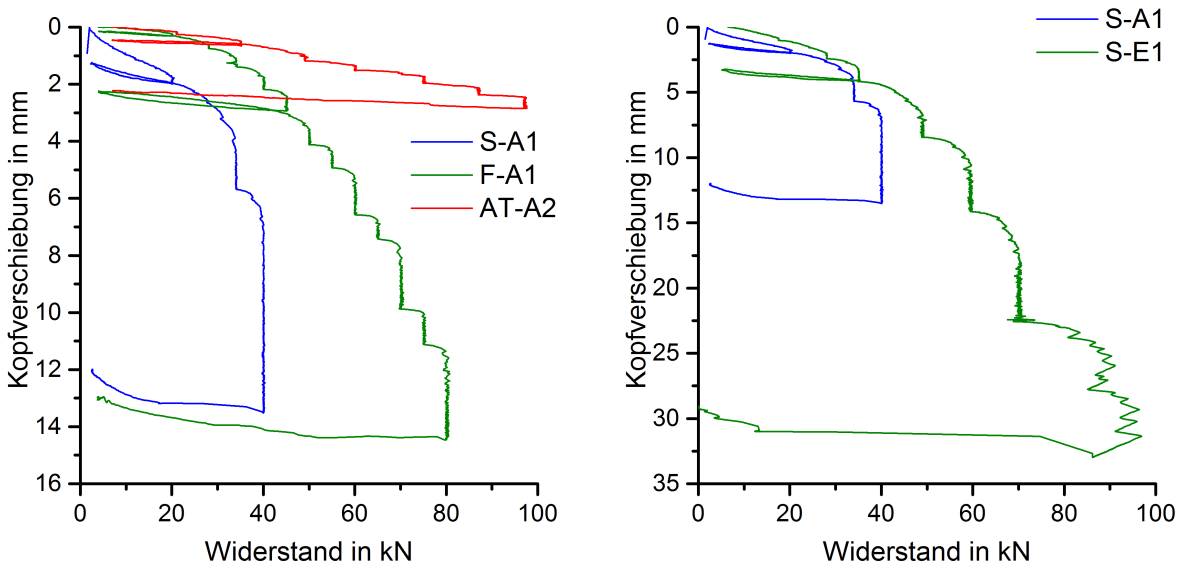
Zur Bewertung der Ergebnisse der Probebelastungen wurden die Kopfverschiebungen in Abhängigkeit des erreichten Wiederstands als Widerstands-Setzungs-Linie bzw. Widerstands-Hebungs-Linie abgetragen und für jede Laststufe das Kriechmaß bestimmt. Als Bruchkriterium wurde das Erreichen eines Kriechmaßes von 2,00 mm für Fertigschraubpfähle ohne Einzelwendeln definiert. Für Fertigschraubpfähle mit der Verlängerung KSF V 114 x 1500 EH wurde zusätzlich, in Anlehnung an die EA-Pfähle (2012), die Kopfverschiebung beim Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit auf 10 % des Wendeldurchmessers begrenzt. Das Kriechmaß wurde für jede Laststufe ausgewertet und in einem Diagramm über die Belastung abgetragen. Die Messdaten wurden mit einer e-Funktion gefittet, sodass genau ein Wert für $k_S = 2,00$ mm ermittelt werden konnte:

$$f(x) = y_0 + A \cdot e^{R_0 \cdot x} \tag{5.1}$$

5.3.4.1 Ergebnisse der Druckversuche

In Abbildung 5.9a sind drei Widerstands-Setzungs-Linien von Versuchen mit dem Grundelement in unterschiedlichen Bodenarten abgebildet, die den typischen Verlauf der Kurven zeigen. Beispielhaft für den Versuch S-A1 lässt sich dieser wie folgt beschreiben:

- In den unteren zwei Laststufen bis 20 kN nehmen die Verformungen moderat mit der Belastung zu. Während der Lasthaltezeit sind die zeitabhängigen Verformungen gering.
- Bei der anschließenden Erhöhung der Belastung auf 34 kN ist eine deutliche Zunahme der Kopfverschiebung zu beobachten. Am Ende der Lasthaltezeit liegt die Kopfverschiebung bei 5,7 mm und das Kriechmaß beträgt 0,79 mm. Der Einfluss der Kriechverformung auf die Gesamtverschiebung ist deutlich erkennbar.
- Bei der weiteren Erhöhung der Last auf 40 kN geht der Fertigschraubpfahl in den Versagenszustand über. Das Kriechmaß steigt auf 4,4 mm.



(a) Grundelement in unterschiedlichen Böden: Schluff steif-halbfest (S-A1), Kies dicht gelagert (F-A1) und Ton halbfest (MT-A2)

(b) Grundelement (S-A1) und Grundelement mit Verlängerung (S-E1) im Schluff

Abbildung 5.9: Vergleich von Druckprobebelastungen mit dem Grundelement KFV V 114 x 2000 und dem Grundelement mit Verlängerung KSF V 114 x 1500 EH

Das typische Verhalten unterscheidet sich von Beobachtungen, wie sie beispielsweise in Abschnitt 4.6 oder Abschnitt 5.2 beschrieben wurden. Dies ist mit der unterschiedlichen Bauform der Grundelemente zu begründen. Während in vorgenannten Abschnitten Fertigschraubpfähle untersucht wurden, deren Wendeldurchmesser deutlich größer als der Schaftdurchmesser

war, ist beim Grundelement der Wendeldurchmesser nur 35 % größer als der Schaftdurchmesser ($D_W/d = 1,35$). Bei großen Durchmesserverhältnissen wird die Belastung überwiegend über Normalspannungen in den Boden unterhalb der Wendel eingeleitet. Die Mantelreibung entlang des Schaftes hat eine untergeordnete Bedeutung.

Bei dem kleinen Durchmesserverhältnis erfolgt der Lastabtrag im Gegensatz dazu über Mantelreibung zwischen dem Boden und dem Schaft. Im Bereich der Wendel wird die Verzahnung zwischen dem Schaft und dem Boden ggf. erhöht. Der Spitzendruck am Ende des Pfahls ist aufgrund der konischen Formgebung vernachlässigbar. Der Lastabtrag über Mantelreibung erklärt den Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linie. Bei einem geringen Belastungsniveau sind nur kleine Scherdehnungen im Boden zum Lastabtrag erforderlich, die Verformungen bleiben gering. Beim Übergang in den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die maximal mobilisierbare Reibung in der Scherfuge zwischen Schaft und Boden erreicht und es kommt zum Abscheren, d. h. bei zunehmender Verformung bleibt der Widerstand annähernd konstant. Somit ist ein eindeutiger Bruchzustand erreicht.

Die Widerstands-Setzungs-Linie des Versuchs F-A1 in Abbildung 5.9a verläuft ähnlich wie zuvor beschrieben. Aufgrund der besseren Bodenverhältnisse wird aber insgesamt ein höherer Widerstand erreicht. Bei dem ebenfalls dargestellten Versuch MT-A2 war die maximal aufbringbare Belastung von 97 kN nicht ausreichend, um den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erreichen.

Die Abbildung 5.9b zeigt die Widerstands-Setzungs-Linien für ein Grundelement und ein Grundelement mit Verlängerung. Durch die Verlängerung wird die Einbindetiefe des Grundelements und die Länge des Schaftes und somit auch die Mantelfläche erhöht. Weiterhin kann durch die große Wendel der Verlängerung zusätzliche Last in Form von Normalspannungen in den Boden eingeleitet werden. Durch die Verlängerung wird die Grenzlast von 37,2 kN auf 67,6 kN erhöht.

Zur Untersuchung der Abhängigkeit des Widerstands vom Eindrehmoment wurde als letzter Schritt der Auswertung der Widerstand über das mittlere Eindrehmoment der letzten 0,5 m Einbringung in Abbildung 5.10 abgetragen. Die Auswertung ergibt, dass weitgehend unabhängig von der Bodenart ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen dem Eindrehmoment und dem in der Probebelastung erzielbaren Widerstand besteht. Sowohl die Versuchsergebnisse mit dem Grundelement als auch die untersuchten Kombinationen mit den Verlängerungen werden von der Korrelation erfasst.

5.3.4.2 Ergebnisse der Zugversuche

Analog zu den Druckversuchen sind in Abbildung 5.11a drei Widerstands-Hebungs-Linien mit typischen Kurvenverläufen von Versuchen mit dem Grundelement KSF V 114 x 2000 PT in unterschiedlichen Bodenarten abgebildet. Der Kurvenverlauf der Widerstands-Hebungs-Linien entspricht den Widerstands-Setzungs-Linien. In den unteren Laststufen treten nur geringe Kopfverformungen auf. Mit zunehmender Beanspruchung nimmt dann das Kriechen und damit auch die Gesamtverformung deutlich zu. Besonders deutlich ist dieses Verhalten beim Versuch F-A3

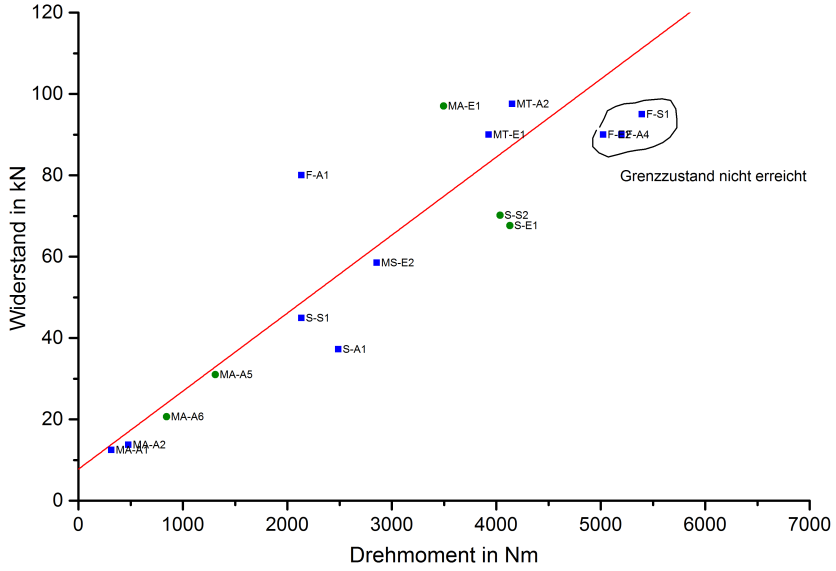


Abbildung 5.10: Korrelation zwischen Eindrehmoment und Widerstand bei den durchgeführten Probebelastungen mit Druckbelastung

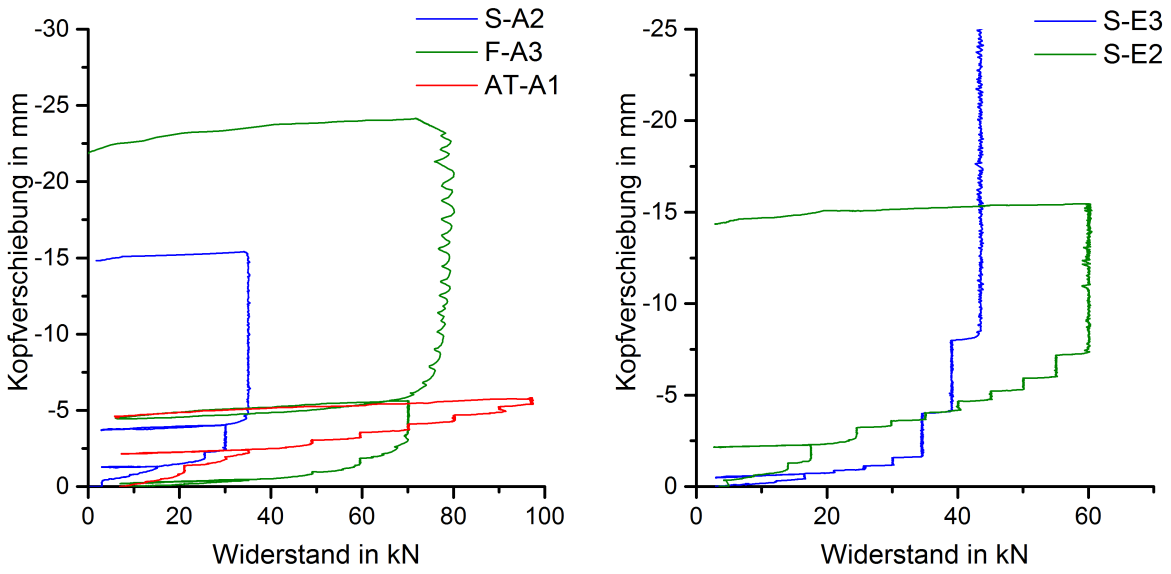
zu erkennen. Bis zu einer Belastung von 60 N sind die Kopfverschiebungen kleiner als 1,9 mm. Mit der Erhöhung der Last um 10 kN auf insgesamt 70 kN steigt die Kopfverschiebung bis zum Ende der Lasthaltedauer von 10 Minuten um 3,7 mm auf 5,6 mm an. Das zugehörige Kriechmaß beträgt 1,28 mm. Bei dem Versuch, die Belastung um weitere 10 kN zu erhöhen, hat der Schraubpfahl dann endgültig versagt. Der Lastabtrag geschieht bei der Zugbelastung ebenfalls durch Mantelreibung entlang des Schaftes und im Bereich der Wendel.

Die Widerstands-Hebungs-Linie des Versuchs S-E3 mit Grundelement ist in Abbildung 5.11b der des Versuchs S-E2 mit Grundelement und der Verlängerung gegenübergestellt. Bei gleichen Randbedingungen kann durch die Verlängerung der aufnehmbare Widerstand von 36,3 kN auf 58 kN erhöht werden. Auch in den anderen Versuchen mit dem Verlängerungssystem konnte eine Erhöhung des Widerstands bei Zugbelastung erzielt werden.

Wie bei den Druckversuchen wurde der Widerstand über das Eindrehmoment in Abbildung 5.12 abgetragen. Auch bei den Zugversuchen lässt sich eine lineare Korrelation zwischen dem Eindrehmoment und dem Widerstand herstellen. Die Korrelation zeigt keine erkennbare Abhängigkeit von der Bodenart oder vom Pfahltyp.

5.4 Statische Probebelastungsverfahren für Fertigschraubpfähle

Bei der Planung und Auswertung von statischen Probebelastungen für Fertigschraubpfähle stellte sich die grundsätzliche Frage, nach welchen Methoden diese durchzuführen sind. Einerseits stellt sich bei zug- und druckbelasteten Fertigschraubpfählen trotz der abweichenden Geometrie ein pfahlähnliches Trag- und Verformungsverhalten ein. Andererseits wurden mit der Einführung der



(a) Grundelement in unterschiedlichen Böden: Schluff steif-halbfest (S-A2), Kies dicht gelagert (F-A3) und Ton halbfest (MT-A1)

(b) Grundelement (S-E3) und Grundelement mit Verlängerung (S-E2) im Schluff

Abbildung 5.11: Vergleich von Zugprobebelastungen mit dem Grundelement KFV V 114 x 2000 und dem Grundelement mit Verlängerung KSF V 114 x 1500 EH

DIN EN 1997-1:2009-09 in Verbindung mit der DIN 1054:2010-12 erstmals Schraubanker (ggf. zu bezeichnen als zugbelastete Fertigschraubpfähle) in Deutschland normativ erwähnt. Dort wird für die Prüfung von Schraubankern auf die Regelungen der DIN EN 1537:2001-01 zurückgegriffen. Demnach wäre entsprechend in Deutschland das Prüfverfahren 1 anzuwenden.

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

Ein solcher Nachweis ist für Fertigschraubpfähle üblicherweise nicht notwendig, da hier vorwiegend vertikale Belastungen in den Boden eingeleitet werden. Weiterhin ist durch die Geometrie der Bauteile die Lage der Lasteinleitungspunkte bekannt. Ggf. kann der Nachweis der freien Stahllänge, z. B. bei Schraubankern zur Verankerung von Baugrubenwänden, erforderlich sein. Allerdings ist fraglich, ob hier ausreichend große elastische Verformungen im Schaft des Fertigschraubpfahls mobilisiert werden können, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten. Während das Stahlzugglied eines Verpressankers auf die maximale Zugbelastung dimensioniert und auch ausgenutzt wird, ist bei der Verwendung von Fertigschraubpfählen meist das maximale Torsionsmoment des Schaftes die maßgebende Größe. Ohne einen ausreichend steifen Querschnitt ist das Eindrehen in den Boden nicht möglich. Bei der folgenden Zugbelastung wird der Querschnitt nur

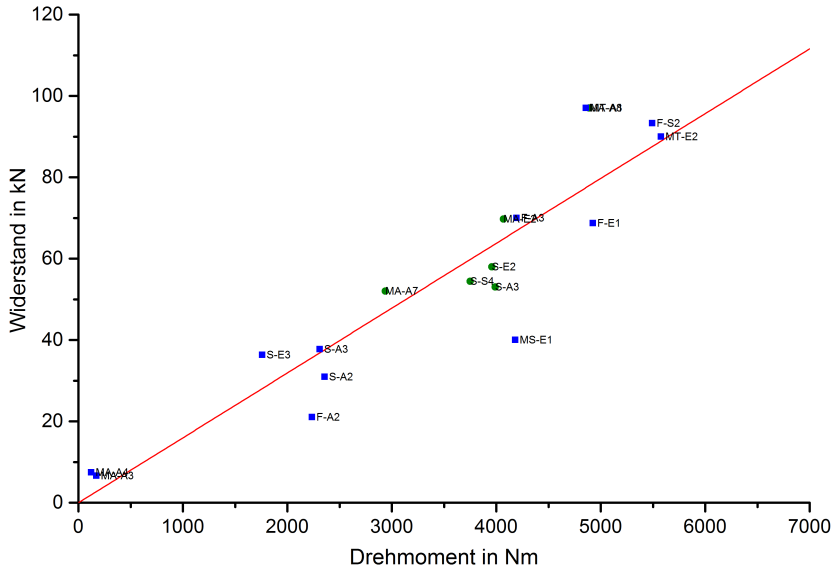


Abbildung 5.12: Korrelation zwischen Eindrehmoment und Widerstand bei den durchgeführten Probebelastungen mit Zugbelastung

zu einem geringen Prozentsatz ausgenutzt, sodass nur geringe Verformungen im Stahl entstehen. Diese sind dann kaum mehr von den elastischen Verformungen des Bodens zu unterscheiden. Insgesamt betrachtet erscheint es zweckmäßig, druck- und zugbelastete Fertigschraubpfähle auch wie Pfähle zu prüfen. Dies gilt insbesondere bei einem vertikalen Lastabtrag.

Zur Unterstützung dieser These wurden Feldversuche durchgeführt, bei denen mehrere gleiche Fertigschraubpfähle mit einem Schaftdurchmesser von $d = 88,9$ mm, einer Baulänge von 2,20 m und zwei Wendeln mit $D_W = 400$ mm im Abstand von $l = 1000$ mm mit unterschiedlichen Belastungsverfahren an einem Standort mit möglichst homogenen Bodenbedingungen untersucht wurden. Die Bodenerkundung am Versuchsstandort in Altheim ergab, dass Feinsand und Grobschluff bis zu einer Tiefe von 3,50 m in mitteldichter Lagerung anstanden. In den Ergebnissen kann festgestellt werden, dass sich bei Fertigschraubpfählen keine eindeutig ableitbaren Einflüsse aus dem Belastungsschema auf die Versuchsergebnisse ergeben. Den größeren Einfluss haben die im Feldversuch variierenden Bodeneinflüsse und Einflüsse aus dem Eindrehvorgang, vgl. Abbildung 5.13.

Auf Grundlage der unterschiedlichen Probebelastungsmethoden für (Mikro-)Pfähle, Verpressanker und Bodennägel wurde ein Probebelastungsverfahren für Fertigschraubpfähle entwickelt, das den besonderen Anforderungen dieser Rechnung trägt. Dieses ist in Anhang D beigefügt. Es wird ähnlich, wie bei Verpressankern zwischen Eignungsprüfungen und Abnahmeprüfungen unterschieden. Im Vergleich zu Pfählen oder Verpressankern sind die in den Boden eingeleiteten Lasten von Fertigschraubpfählen gering. Während z. B. bei Verpressankern Prüflasten von über 1000 kN keine Seltenheit sind, werden mit Fertigschraubpfählen derzeit nur Lasten im, wenn überhaupt, niedrigen dreistelligen kN-Bereich eingeleitet. Der geringen Belastung wurde insofern Rechnung

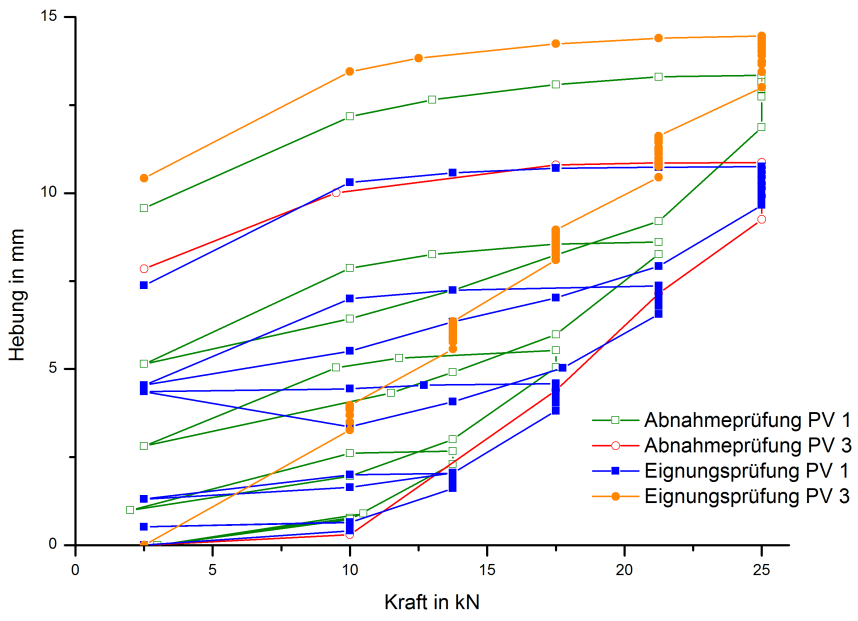


Abbildung 5.13: Verglich unterschiedlicher Prüfverfahren nach DIN EN 1537 im Feldversuch

getragen, dass die Zeiten zur Versuchsdurchführung etwas abgemindert wurden und sich an denen von Kurzzeitankern orientieren. Das Belastungsschema sieht zwei Lastzyklen und sechs Laststufen vor und orientiert sich an den Ablauf des Probebelastungsverfahrens A für Mikropfähle der EA-Pfähle (2012).

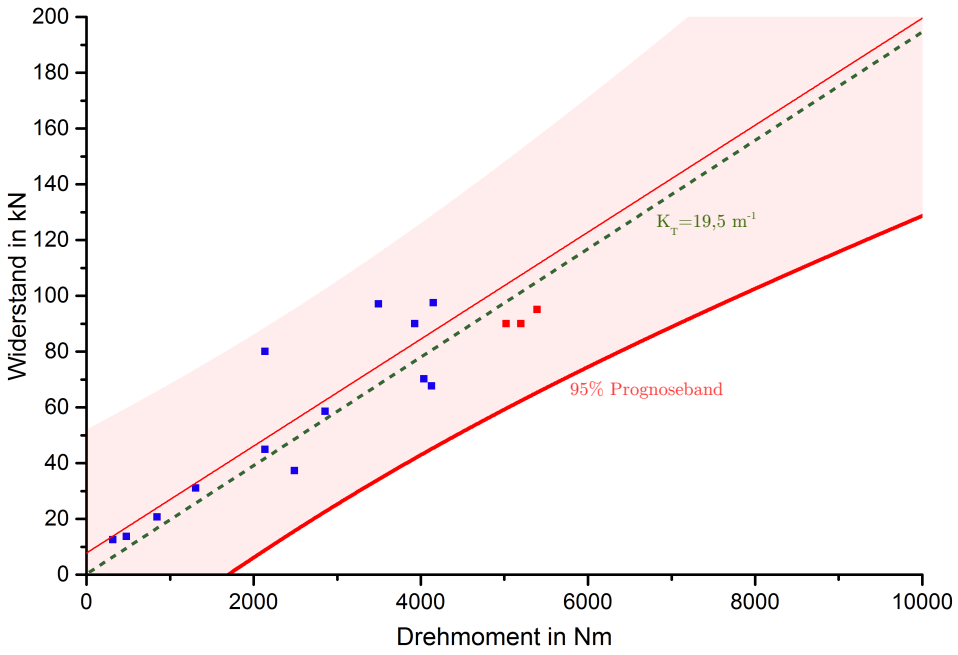
5.5 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Die Groß- und Feldversuche haben im Wesentlichen die zuvor in den Modellversuchen gemachten Beobachtungen bestätigt:

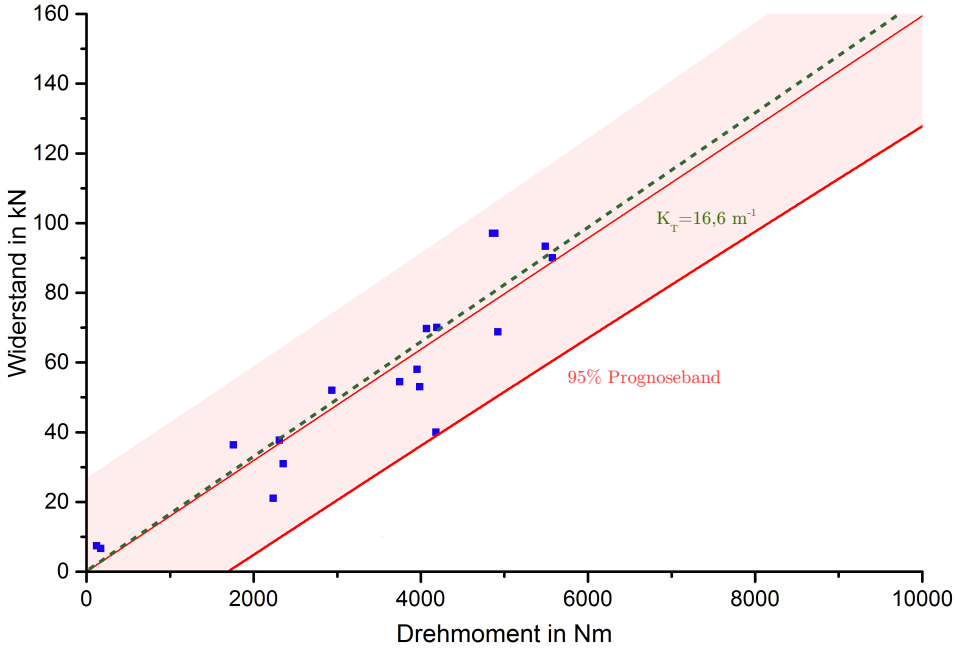
- Beim Tragverhalten ist zwischen Druck- und Zugbelastung zu unterscheiden.
- Druckbelastete Fertigschraubpfähle erreichen in Probebelastungen häufig keinen klaren Bruchzustand, sondern mit zunehmender Verformung kann auch ein zunehmender Widerstand mobilisiert werden.
- Zugbelastete Fertigschraubpfähle erreichen bei ausreichend großer Last einen Versagenszustand, in dem keine weitere Last mehr aufgebracht werden kann. Je nach Geometrie und Bodenverhältnissen können dazu aber recht große Verformungen erforderlich werden.
- Beim Versagen von Fertigschraubpfählen mit einer oberflächennahen Wendel können Bruchfiguren entstehen, die sich bis zur Oberfläche fortsetzen. Die Beobachtungen deuten auf einen zusammengesetzten Bruchmechanismus hin.

- Zur Auswertung von Probebelastungen haben sich die Kriterien nach EA-Pfähle (2012), d. h. $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ und $k_S < 2,00$ mm, als praxistauglich erwiesen. Probebelastungsverfahren nach DIN EN 1537:2001-01 sind für die Probebelastung von Fertigschraubpfählen wenig geeignet. Es wird die Anwendung des in Anhang D beigefügten Verfahrens empfohlen.

- Zur Bewertung der Korrelation zwischen Drehmoment und Widerstand sind in Abbildung 5.14 die Ergebnisse der Feldversuche dargestellt. Weiterhin wurden die lineare Regression, das Prognoseband mit 95 % Wahrscheinlichkeit und der lineare Korrelationsfaktor, der sich nach Gleichung 2.60 für den Schaftdurchmesser von $d = 114$ mm ergibt, eingetragen. Die Übereinstimmung der Messwerte mit dem empirischen Faktor kann als gut bezeichnet werden.



(a) Druckbelastung



(b) Zugbelastung

Abbildung 5.14: Korrelation zwischen Eindrehmoment und Widerstand mit Prognoseband und empirischen Faktor K_T

6 Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten

6.1 Numerische Nachrechnung der Modellversuche

Mit Hilfe der vorgestellten Modellversuche konnten die wesentlichen Einflussgrößen auf den erzielbaren Widerstand und das Verformungsverhalten im Boden unter Zug- und Druckbelastung identifiziert werden. Die gewonnen Erkenntnisse sind jedoch noch nicht ausreichend, um den Versagensmechanismus hinreichend genau zu beschreiben, da davon auszugehen ist, dass das Spannungsniveau insbesondere bei Zugbelastungen einen maßgebenden Einfluss auf den Widerstand hat. Wie anhand der foto-optischen Versuche gezeigt wurde, wird ein Teil des Bodens über den Wendeln seitlich verdrängt, was zu einer Erhöhung der Horizontaltspannung führt.

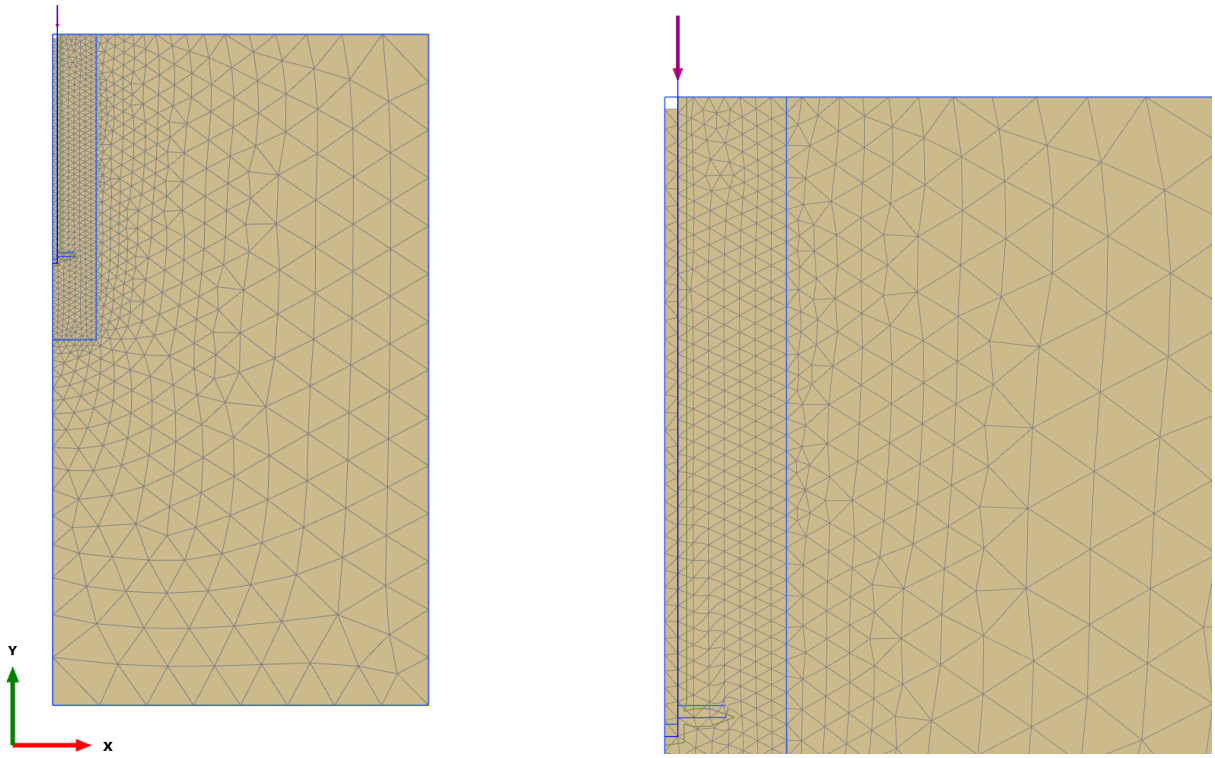
Die Spannungen und Verformungen im Boden sollen im Folgenden anhand von numerischen Modellen untersucht werden. Für die Berechnungen wird auf die Methode der Finiten Elemente (FEM) zurückgegriffen. Bei der FEM handelt es sich um ein Weggrößenverfahren, d. h. es werden erst die Verformungen bestimmt und hieraus die Kräfte und Spannungen über die Steifigkeitsbeziehungen abgeleitet. Die Verformungen und auch die zu erwartende Gesamtlast wurden bereits gemessen. Die Steifigkeit des Bodens wurde mit Laborversuchen bestimmt. Unter Verwendung eines geeigneten Stoffmodells ist es somit möglich numerische Modelle abzuleiten, die den tatsächlichen Spannungszustand realitätsnah abbilden, wenn die Gesamtlast und die Verformungen realitätsnah abgebildet werden.

Prinzipiell wäre zu erörtern, ob es nicht zielführender ist, die Berechnungen mit Methoden durchzuführen, die netzungebunden sind. Dies sind beispielsweise die Diskrete-Elemente-Methode (DEM) oder netzfreie Methoden wie die Material-Point-Method (MPM). Diese bieten insbesondere bei größeren Verformungen oder Rissbildungen Vorteile. Allerdings befinden sich diese Methoden im Hinblick auf geotechnische Fragestellungen erst im Entwicklungsstadium und sind noch wenig praktisch erprobt. Weiterhin konnten durch die Verbesserung der FEM, beispielsweise durch Interface-Elemente und adaptive Netzanpassung, die Nachteile verringert werden.

6.1.1 Zielsetzung, Konzeption und Parameter

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Modell- und PIV-Versuche näher untersucht. Neben Aussagen zum Lastabtrag in den Modellversuchen sollen auch die Möglichkeiten und Grenzen des eingesetzten Programms und der Stoffmodelle untersucht werden, um die Fragestellungen der Arbeit zu beantworten.

Die numerischen Berechnungen wurden mit dem Programm Plaxis 2D Version 2017.1 durchgeführt. Das Bodenkontinuum wurde als axialsymmetrisches Modell mit Hilfe von Dreieckselementen mit kubischen Ansatzfunktionen (15 Knoten-Elemente) diskretisiert. Die Abmessungen der Modellränder wurden entsprechend der Abmessungen des Modellkastens bzw. dessen zylindrischen Äquivalents gewählt. Der Radius beträgt 56 cm und die Höhe 100 cm. Die Fertigschraubpfahl-Modelle sind durch Plattenelemente modelliert worden. Zwischen den Platten- und Kontinuumselementen wurden Interface-Elemente, mit einem Beiwert $R_{inter} = 0,5$, angeordnet, die den Scherverbund zwischen dem Stahlmodell und dem Boden entsprechend reduzieren.



(a) Gesamtmodell **(b)** Netzverfeinerung im Pfahlnahbereich

Abbildung 6.1: Axialsymmetrisches Modell mit dem von Plaxis generiertem Netz mit 15-Knoten-Elementen

Im Detail wurde das Fertigschraubpfahlmodell aus mindestens drei einzelnen Platten gebildet. Die erste vertikale Platte stellt den Schaft dar und reicht von 4 cm über Bodenoberkante bis 1 cm unter die unterste Wendel. Der Abstand zur Symmetrieachse beträgt 0,7 cm was dem Radius des Schaftes der Modelle entspricht. Die zweite Platte schließt den Schaft unten in horizontaler Richtung ab. Die dritte Platte stellt die Wendel dar, diese beginnt ab der Schaftaußenkante und reicht bis zum Wendelradius und verläuft ebenfalls horizontal. Im Nahbereich des Modellpfahls wurde ein zusätzliches Cluster angelegt, in dem das Netz mit dem Faktor 0,12 verfeinert wurde. Je nach Abmessungen des Modellpfahls wurde ein Netz mit ca. 7000 Elementen und ca. 14000 Knoten generiert.

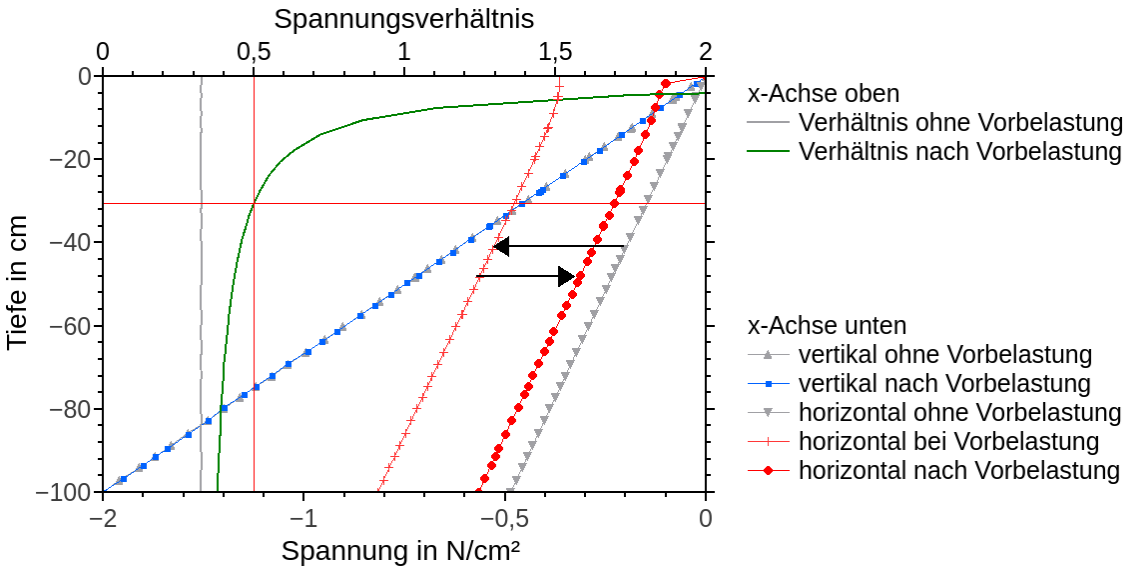


Abbildung 6.2: Einfluss der Vorbelastung auf die Horizontalspannungen

Die Lastaufbringung erfolgte an der Oberkante des Schaftes durch Einprägung einer vorgegebenen Verschiebung von $s = 0,1 \cdot D_W$. Für die Nachbildung der Verdichtung des Bodens beim Einbau (vgl. Abschnitt 4.4) wurde an der Modelloberkante eine Flächenlast von 1 N/cm² angesetzt und nach der Aktivierung der Elemente des Fertigschraubpfahlmodells aufgebracht. Aus der Last folgt eine Erhöhung der Vertikalspannungen und Horizontalspannungen im Boden, siehe Abbildung 6.2. Nach der Entlastung fallen die Vertikalspannungen auf das Ausgangsniveau ab. Die Horizontalspannungen verringern sich ebenfalls, jedoch sinken diese nicht bis zum Ausgangsniveau. Somit herrscht nicht mehr der Erdruhedruck, sondern ein erhöhter Erddruck. Die Erhöhung ist über die Tiefe annähernd konstant. Das Verhältnis zwischen Horizontalspannungen und Vertikalspannungen ist in der Nähe zur Modelloberkante deutlich größer als der Erdruhedruckbeiwert, da die Vertikalspannungen relativ klein sind. In 30 cm Tiefe liegt dieses bei ca. 0,5 und nähert sich mit zunehmender Tiefe dem Erdruhedruck an. Die Werte erscheinen durchaus plausibel. Die

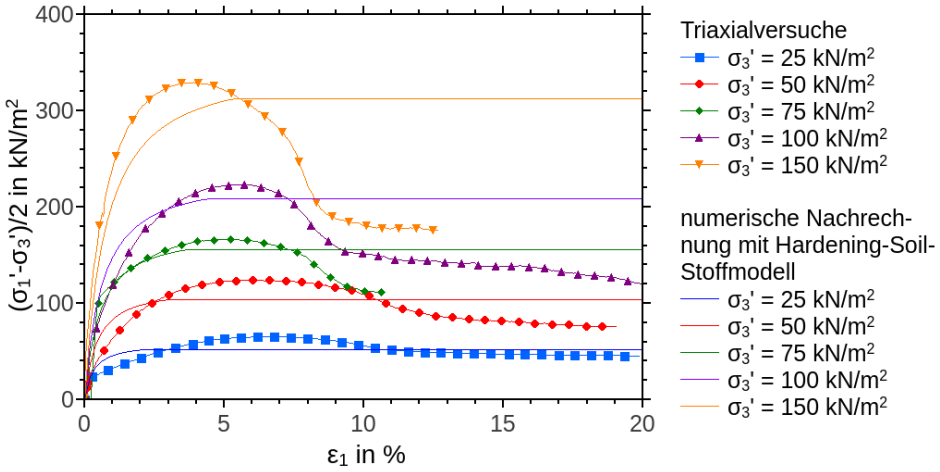
beim Einbau verwendete Verdichtungsplatte hat eine Kantenlänge von 15 cm, die Schichtdicke betrug 10 cm. Somit wird durch die Lastaufbringung im numerischen Modell ein Bodenbereich maßgeblich beeinflusst, der der zweifachen Kantenlänge bzw. der dreifachen Einbauschichtdicke entspricht.

Nach der Simulation des Einbaus und Verdichtes des Sands wurde die Belastung im numerischen Modell jeweils in Zug- und Druckrichtung aufgebracht. Der Berechnungsablauf lässt sich zusammenfassend wie folgt beschreiben:

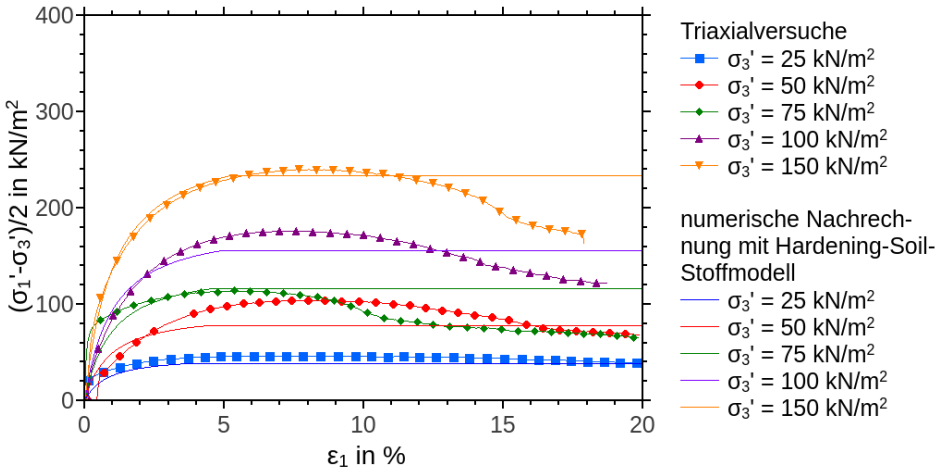
- Initiale Phase - Berechnung des Ausgangsspannungszustands mit K_0
- Einbau des Modells und Aktivierung der Interfaceelamente („wished-in-place“)
- Aufbringung der Flächenlast an der Modelloberkante (nur bei dichter Lagerung)
- Entlastung der Modelloberkante (nur bei dichter Lagerung)
- Aufbringung der Kopfverschiebung
  - als Druckbelastung
  - als Zugbelastung

Die Berechnungen wurden mit dem Hardening-Soil-Modell durchgeführt. Die Kalibrierung der Modellparameter erfolgte an Triaxial- und Oedometerversuchen sowie an den gemessenen Arbeitslinien für ausgewählte Versuche. In den Laborversuchen ist, wie in den Modellversuchen, getrockneter Sand eingebaut worden. Die Kontrolle der Lagerungsdichte erfolgte für die gegebene Prüfkörperabmessung über das Gewicht des eingebauten Sandes. Die Triaxialversuche wurden als D-Versuche gefahren.

In Abbildung 6.3 sind die Ergebnisse der Triaxialversuche und die numerische Nachrechnung mit den gewählten Parametern als $\varepsilon_1 - q$-Diagramm gegenübergestellt. Im dicht gelagerten Sand wird deutlich, dass der in der Numerik angesetzte Reibungswinkel von $\varphi' = 42,5°$ etwas geringer ist als der maximale Reibungswinkel $\varphi'_{max} = 43,5°$. Aus den Modell- und PIV-Versuchen ist bekannt, dass die Spannungen unter der Wendel bei Druckbelastung auf bis zu 1000 kN/m² ansteigen können. Weiterhin sind in diesem Bereich Verformungen von etwa 10 % zu erwarten. Somit wird in dem Bereich direkt unter der Wendel die maximale Scherfestigkeit überschritten. Andererseits ist dieser Bereich lokal begrenzt, der umliegende Bereich erfährt wesentlich geringere Verformungen. Der gewählte Reibungswinkel stellt somit einen Kompromiss dar, der dem gewählten Stoffmodell und den zu erwartenden Ergebnissen geschuldet ist. Auch beim locker gelagerten Sand wurde der in der Numerik angesetzte Reibungswinkel von $\varphi'_{max} = 38,5°$ auf $\varphi' = 37,5°$ herunter gesetzt. Die weiteren Parameter können dem Anhang E.1.1 entnommen werden.



(a) dicht gelagerter Sand



(b) locker gelagerter Sand

Abbildung 6.3: Vergleich von Triaxialversuchen mit dem Hardening-Soil-Stoffmodell

Neben den Berechnungen mit dem Hardening-Soil-Stoffgesetz wurden ergänzend auch linear-elastische, ideal-plastische Berechnungen nach Mohr-Coloumb durchgeführt, um den Einfluss des Stoffgesetzes zu bewerten. Die angesetzten Parameter können ebenfalls dem Anhang E.1.1 entnommen werden.

6.1.2 Ergebnisse der numerischen Nachrechnung

Die Auswertung der numerischen Berechnungen erfolgt analog zu den in Kapitel 4 vorgestellten Modellversuchen. Im Vordergrund steht die Abbildung der mit den PIV-Versuchen beobachteten Verformungen im numerischen Modell. Dazu werden die Ergebnisse der PIV-Versuche den numerisch berechneten Verschiebungen und Verzerrungen gegenüber gestellt. Der aus den fotooptischen Versuchen ermittelten Normalverzerrung wird die mit Plaxis in Koordinatenrichtung

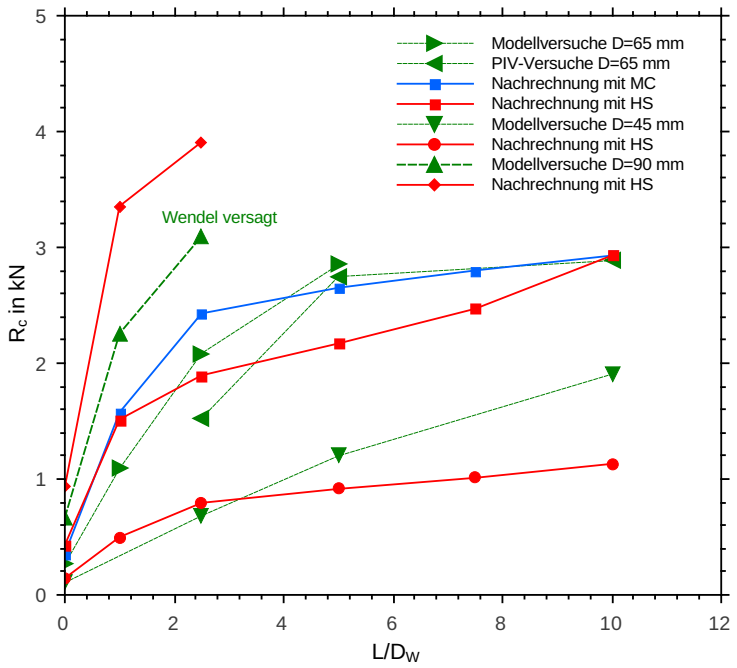


Abbildung 6.4: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen für den Widerstand unter Druckbelastung im dicht gelegerten Sand

ermittelte Verzerrung ε_{yy} gegenübergestellt. Entgegen der nach Abschnitt 4.5 ermittelten Normalverzerrung ist darin die horizontale Komponente nicht enthalten. Die horizontalen Verformung und die daraus resultierend zugehörigen Dehnungen sind jedoch deutlich kleiner als die in vertikaler Richtung. Es kann davon ausgegangen werden, dass trotz der Differenz ein qualitativer Vergleich möglich ist. Der Scherverzerrung nach Abschnitt 4.5 wird die mit Plaxis ebenfalls in Koordinatenrichtung ermittelte Verzerrung γ_{xy} gegenübergestellt, sodass eine direkte Vergleichbarkeit gegeben ist. Die Farbskalierung entspricht Abschnitt 4.7.

6.1.2.1 Druckbelastete Versuche

Die Abbildung 6.4 zeigt eine Gegenüberstellung der gemittelten im Modellversuch gemessenen Widerstände in Abhängigkeit der relativen Einbindelänge. Für einen Wendeldurchmesser von $D_W = 65$ mm sind zudem noch Werte aus den PIV-Versuchen abgetragen, dazu wurde aus der Widerstands-Setzungs-Linie der Widerstand bei $0,1 \cdot D_W$ mit dem Faktor zwei multipliziert.

Die numerische Nachrechnung der Modellversuche mit dem Hardening-Soil-Modell bildet die wesentlichen Einflussgrößen, Wendeldurchmesser und Einbindetiefe, entsprechend den Beobachtungen im Modellversuch ab. Für einen Wendeldurchmesser von $D_W = 65$ mm und 45 mm ist die Abweichung zwischen Messwerten und numerischen Ergebnissen relativ gering. Die Versuche mit 90 mm Wendeldurchmesser zeigen geringere Widerstände als numerisch berechnet. Es liegen aber nur korrekte Messwerte für die Einbindelängen von $L = 0 \cdot D_W$ und $1 \cdot D_W$ vor, da bei den Versuchen mit $L = 2,5 \cdot D_W$ der Stahlquerschnitt der Wendel bereits versagte.

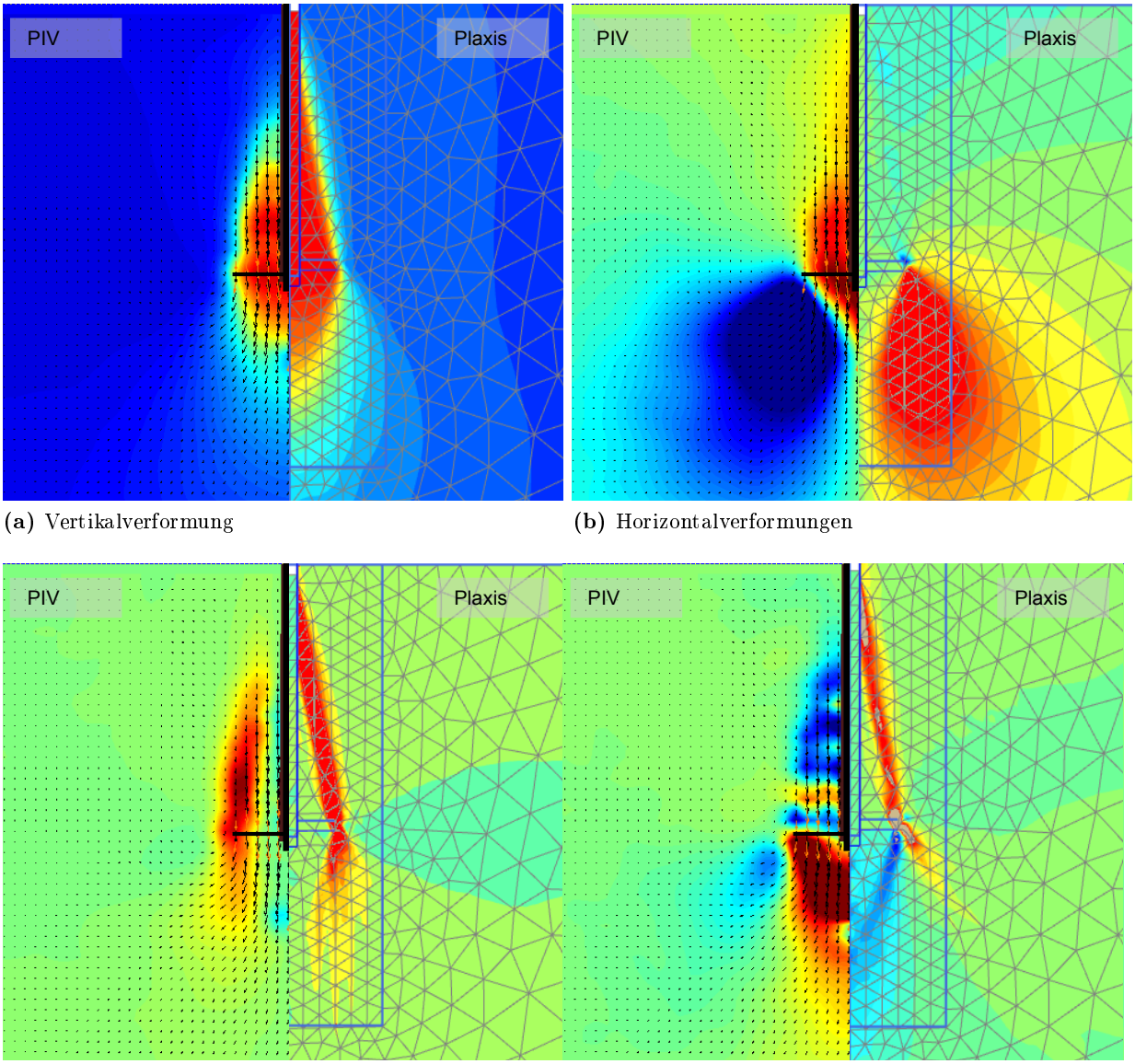
Die Nachrechnung mit dem Mohr-Coloumb-Modell zeigt in der Tendenz einen ähnlichen Kurvenverlauf wie die Berechnungen mit dem Hardening-Soil-Stoffgesetz.

Die Nachrechnung der Versuche im locker gelagerten Sand liefert ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Widerständen für unterschiedliche Einbindelängen, siehe Anhang E.1.2. Der Ansatz des Mohr-Coloumb-Stoffgesetzes führt auch hier zu höheren berechneten Widerständen bei Einbindelängen zwischen $L/D_W = 1$ und $L/D_W < 10$.

Die Gegenüberstellung der in den PIV-Versuchen gemessenen Verformungen mit den numerisch berechneten Verformungen in Abbildung 6.5 zeigt ebenso eine gute Übereinstimmung. Alle wesentlichen Beobachtungen, die in Abschnitt 4.7.1 beschrieben wurden, werden von dem numerischen Modell abgebildet. Unterhalb der Wendel bildet sich ein Kegel aus, der nach unten verschoben wird und seitlich Boden verdrängt. Der Boden oberhalb der Wendel folgt der Bewegung der Wendel nach unten. Entsprechend der Verformungen bilden sich die Scherbänder aus. Die Normalverzerrungen zeigen, wie im PIV-Versuch, oberhalb und seitlich der Wendel Auflockerungen an und unterhalb der Wendel eine Verdichtung.

Im numerischen Modell ist die Bruchzone ober- und unterhalb der Wendel etwas größer und die Scherbänder und Auflockerungsbereiche sind konzentrierter. Die Differenzen lassen sich mit den Einflüssen aus den Versuchsbedingungen erklären. Einerseits erfolgt bei den PIV-Versuchen die Beobachtung durch die unverschiebliche Acrylglasscheibe. Zwischen der Scheibe und dem Boden entstehen Reibungskräfte, die im numerischen Modell nicht auftreten. Weiterhin ist die Auflösung in den PIV-Versuchen durch die Auflösung der Kamera und des Suchrasters begrenzt, sodass in den Übergangsbereichen die Ergebnisse unscharf werden.

Im Anhang E.1.2 in der Abbildung E.2 sind Ergebnisse der Plaxis-Berechnungen für verschiedene Einflussgrößen vergleichend dargestellt. Das numerische Modell bildet auch hier die in den Modellversuchen beobachteten Verformungszustände ab. Die Einbindelänge hat nur wenig Einfluss auf die Verformungen. Bei locker gelagertem Sand ist der beeinflusste Bereich kleiner als im dicht gelagerten Sand. Werden mehrere Wendeln entlang des Schaftes angeordnet, so versagt bei ausreichend großem Wendelabstand der Boden unterhalb der Wendeln. Bei einer Reduzierung des Abstands geht die Bruchfigur in einen zylindrischen Bruchkörper über. Auch der Effekt, dass bei zwei Wendeln der umliegende Boden unter Druckbelastung im locker gelagerten Sand insgesamt mehr der Bewegung des Fertigschraubpfahls folgt, wird im numerischen Modell abgebildet.



(a) Vertikalverformung **(b)** Horizontalverformungen

(c) Scherverzerrungen **(d)** Normalverzerrungen (Farben invertiert)

Abbildung 6.5: Vergleich der numerisch berechneten Verformungen und Verzerrungen mit den Ergebnissen des Versuches PIV D 02 mit $D_W = 65$ mm und $L = 163$ mm im dicht gelagerten Sand

6.1.2.2 Zugbelastete Versuche

Unter Zugbelastung ist die Übereinstimmung zwischen den im Modellversuch gemessenen Widerstanden und den numerischen Ergebnissen noch besser als bei der Druckbelastung. Die bessere Übereinstimmung ist evtl. darauf zurückzuführen, dass bei den untersuchten relativen Einbindelängen vorwiegend die Gewichtskraft des Bodens und die Scherfestigkeit einen maßgeblichen Einfluss haben, während bei Druckbelastungen auch die Steifigkeit maßgebend mit eingeht. Dar-

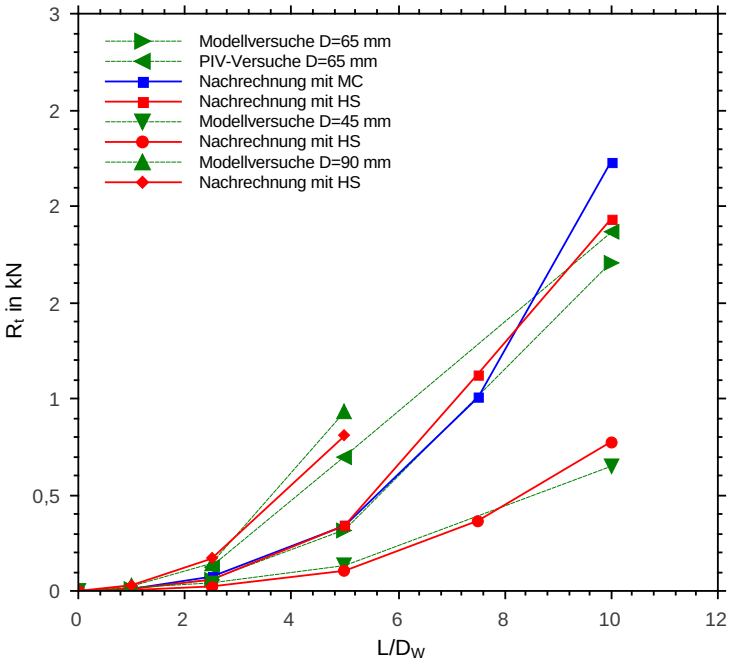


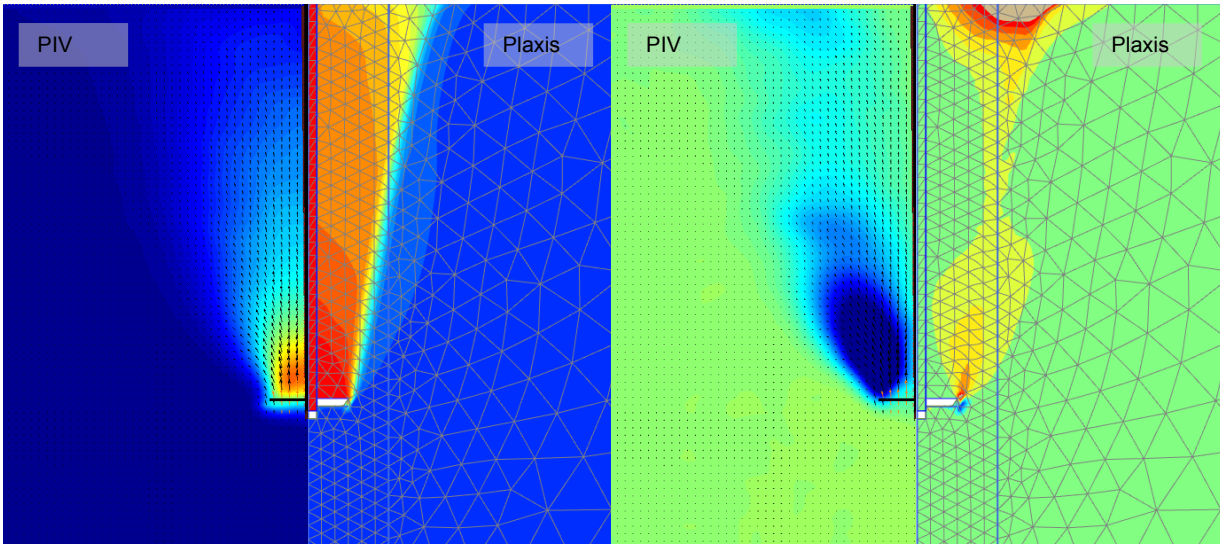
Abbildung 6.6: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen für den Widerstand unter Zugbelastung im dicht gelegerten Sand

auf deutet auch die Übereinstimmung der Berechnungen mit dem Mohr-Coulomb-Stoffgesetz und dem Hardening-Soil-Stoffgesetz für $L/D_W < 7,5$ hin. Erst bei größeren Einbindelängen haben die Verformungen im Nahbereich der Wendel und somit die Verformungseigenschaften des Bodens einen signifikanten Einfluss.

In der Abbildung 6.7 sind die Ergebnisse des Versuchs PIV D 03 den Ergebnissen der numerischen Berechnung gegenübergestellt. Während im PIV-Versuch bei der Einbindelänge von $L = 5 \cdot D_W$ der Versagensbereich nicht eindeutig bis an die Sandoberkante reicht, wird in der numerischen Berechnung eindeutig ein Kegel bis zur Geländeoberkante angezeigt. Vergleicht man die Verformungen bei $s = 0,2 \cdot D_W$ in Anhang B mit den numerischen Ergebnissen, so ergibt sich eine bessere Übereinstimmung. Es wurden auch hier in den PIV-Versuchen kleinere Verformungen beobachtet, als numerisch berechnet. Mögliche Ursachen wurden im vorhergehenden Abschnitt erläutert.

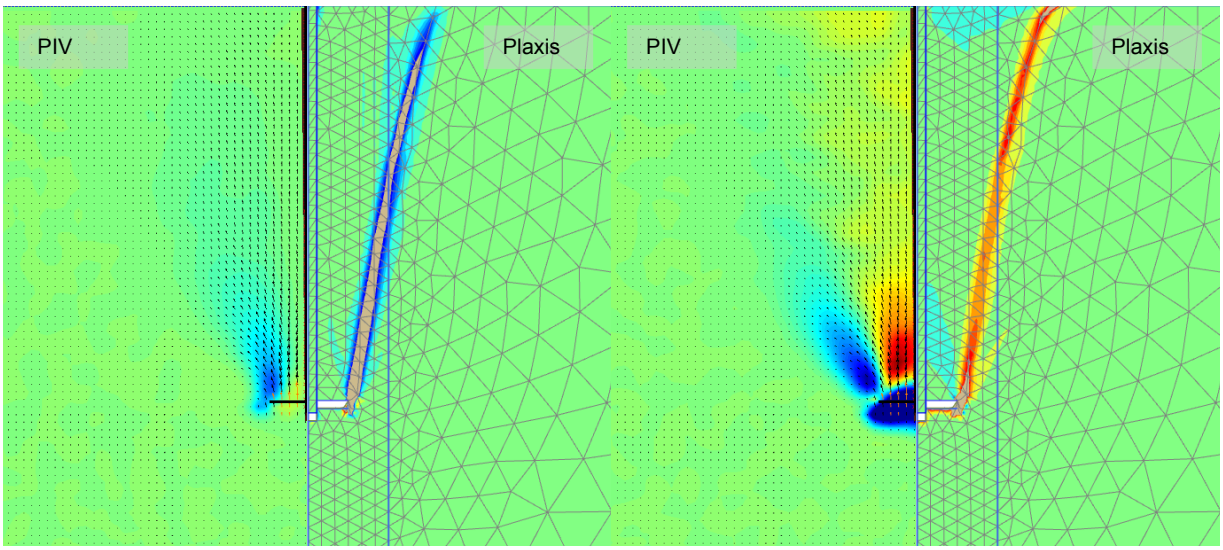
Die Horizontalverformungen sowie die Scher- und Normalverzerrungen stimmen qualitativ gut mit den Beobachtungen im Versuch überein, die Scherbänder und Auflockerungs- bzw. Verdichtungsbereiche sind in der numerischen Berechnung jedoch deutlicher konzentriert, als im Versuch beobachtet.

Der Anhang E.1.3 enthält weitere Abbildungen mit Gegenüberstellungen unterschiedlicher Einflussgrößen. Wie im Modellversuch beobachtet, führt eine Vergrößerung der Einbindung zu einer lokalen Bruchfigur oberhalb der Wendel. Mit der Verringerung der Lagerungsdichte wird auch die Tiefe, bis zu der ein kegelförmiger Aufbruchkörper beobachtet werden kann, geringer.



(a) Vertikalverformung

(b) Horizontalverformungen



(c) Scherverzerrungen

(d) Normalverzerrungen (Farben invertiert)

Abbildung 6.7: Vergleich der numerisch berechneten Verformungen und Verzerrungen mit den Ergebnissen des Versuches PIV D 03 mit $D_W = 65$ mm und $L = 325$ mm im dicht gelagerten Sand

Interessant ist die Abbildung E.4c, in der Fertigschraubpfähle mit mehreren Wendeln im dichten Sand gegenübergestellt sind. Bei dem Modell mit $n_W = 2$ Wendeln bildet sich oberhalb der oberen Wendel ein Aufbruchkegel aus, wie dies auch von Mitch und Clemence (1985) angenommen wurde, vgl. Abbildung 2.4b. Bei dem Modell mit $n_W = 5$ kann ebenfalls ein Aufbruchkegel beob-

achtet werden. Dieser beginnt jedoch nicht oberhalb der obersten Wendel, sondern der darunter folgenden Wendel. Dies entspricht in etwa der gleichen Tiefe wie bei dem Modell mit $n_W = 2$. Der Abbruchkegel wird folglich nicht von der Einbindelänge der obersten Wendel L_0 definiert. Die Beobachtung deutet sich auch in den PIV-Versuchen an.

6.1.3 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Mit Hilfe der numerischen Berechnungen konnten die Ergebnisse der Modellversuche mit guter Übereinstimmung nachgerechnet werden. Sowohl die gemessenen Widerstände, als auch die in den foto-optischen Versuchen beobachteten Verformungen, werden mit dem numerischen Modell abgebildet. Alle untersuchten Einflussgrößen (Wendeldurchmesser, relative Einbindelänge, Lagerungsdichte und Wendelabstand) zeigen die gleichen Tendenzen auf, wie in den Modellversuchen beobachtet.

Unter Druckbelastung sind die Berechnungen mit Hardening-Soil-Stoffgesetz besser geeignet, als der liner-elastische, ideal-plastische Ansatz nach Mohr-Coulomb-Stoffgesetz. Bei Zugbelastung hat das Stoffgesetz für die untersuchten Einbindelängen kaum einen Einfluss. Die Unterschiede sind in der Definition des Gerenzzustandes als Verformungskriterium mit $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ zu begründen. Unter Druckbelastung tritt tendenziell kein Bruchzustand ein, in dem die Last nicht weiter erhöht werden kann, sondern mit zunehmender Verformung wird der aufnehmbare Widerstand größer. Unter Zugbelastung wird der Bruchzustand, in Abhängigkeit der Einbindelänge, bei Verformungen von $s_{ult} << 0,1 \cdot D_W$ erreicht, da ein Scherversagen im Boden auftritt. Die Verformungen haben nur geringen Einfluss.

Als Bruchfiguren bei Fertigschraubpfählen mit mehreren Wendeln können, wie von Hoyt und Clemence vorgeschlagen, in Abhängigkeit des Wendelabstands, die zwei Versagensformen, lokales Versagen im Bereich der Wendeln und das Scherversagen entlang des von den Wendeln umschlossenen Bodenzylinders, unterschieden werden. Bei Zugbelastung weicht ggf. aber die Geometrie des Aufbruchkegels am oberen Ende ab, vgl. Abschnitt 6.1.2.2.

Während das Scherversagen, beispielsweise in den Abbildungen 4.30 und E.4, klar ersichtlich ist, ist für das lokale Versagen die Bruchfigur nicht eindeutig definiert. In Abbildung 6.8 sind deshalb die inkrementellen deviatorischen Verzerrungen dargestellt. In der Darstellungsweise wird deutlich, dass sich zwei Hauptbruchzonen ausbilden. Die erste Scherfläche liegt jeweils unterhalb der Wendel und bildet einen spitz zulaufenden Kegel, der in den Boden eingedrückt wird und den umliegenden Boden seitlich verdrängt.

Die dort auftretende Belastung kann in Analogie zum Triaxialversuch betrachtet werden. Die Wendel belastet den darunter liegenden zylindrischen Bodenkörper in der 1. Hauptspannungsrichtung. Die Belastung führt zu einem Abscheren innerhalb des Zylinders. Der Neigungswinkel der Bruchfläche zur Horizontalen entspricht in etwa der Bruchebene im Triaxialversuch und beträgt demnach $\vartheta = 45 + \varphi'/2$, was auch dem Gleitflächenwinkel in der Aktivzone entspricht. Im Gegensatz zum Triaxialversuch ist jedoch die seitliche Stützung des Zylinders nicht konstant,

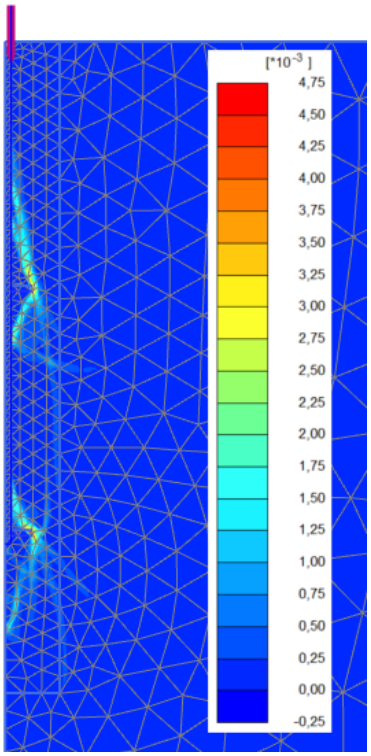


Abbildung 6.8: Numerisch berechnete inkrementelle deviatorische Verzerrungen im dichten Sand unter Druckbelastung, $D_W = 65$ mm, $L = 9 \cdot D_W$, $l/D_W = 4,5$

sondern eine Funktion der aufgebrachten Verformung. Weiterhin entstehen an der Mantelfläche auch Scherspannungen, sodass in diesem Bereich die Hauptspannungen gedreht werden. Die undefinierten Randbedingungen machen eine Quantifizierung des erzielbaren Spannungsniveaus entsprechend schwierig.

Die zweite Bruchzone liegt oberhalb der Wendeln. Durch die Abwärtsbewegung der Wendeln wird die Vertikalspannung, die im Ausgangsspannungszustand die größte Hauptspannung darstellt, in dem Zylinder direkt über der Wendel auf null verringert. Der horizontale Erddruck des umliegenden Bodens wird dann zur größten Hauptspannung und führt ebenfalls zu einem Abscheren mit $\vartheta_o = 45 + \varphi'/2$ in dem Zylinder oberhalb der Wendel. Weitere durchgängige Bruchzonen konnten in den numerischen Berechnungen nicht beobachtet werden.

Mit den Erkenntnissen ist keine Berechnung des erzielbaren Widerstands möglich, da die Spannungszustände, insbesondere in horizontaler Richtung, nicht bekannt sind und durch die Belastung erheblich vom Ausgangsspannungszustand abweichen. Das Abscheren führt zu der beobachteten seitlichen Verdrängung vom Boden, sodass die Horizontalspannungen unterhalb der Wendeln in Richtung des passiven Erddrucks ansteigen. Aber auch das Spannungsniveau in vertikaler Richtung ist im Nahbereich der Wendel nicht hinreichend bekannt, da die Ausgangsspannung durch die Spannungszunahme unterhalb der Wendel überlagert wird. Weiterhin beeinflussen noch die Wendeln, die ober- bzw. unterhalb der jeweiligen Wendel liegen, den Spannungszustand.

Mit der oben gemachten Modellvorstellung kann aber ein Mindestabstand definiert werden, der erforderlich ist, dass bei mehreren Wendeln ein lokales Versagen auftreten kann.

Damit sich ein lokales Versagen einstellen kann, muss der Abstand zwischen zwei Wendeln so groß sein, dass sich die Bruchflächen oberhalb und unterhalb der Wendel einstellen können. Die Höhe eines Zylinders ober- bzw. unterhalb der Wendel ergibt sich aus dem Durchmesser der Wendel und dem Bruchflächenwinkel:

$$\tan \vartheta = \frac{h_f}{D_W} \tag{6.1}$$

$\vartheta = 45 + \varphi'/2$ Bruchflächenwinkel

$$h_f = \tan\left(45 + \varphi'/2\right) \cdot D_W \tag{6.2}$$

Der Mindestabstand entspricht der zweifachen Höhe:

$$l_{lim} = 2 \cdot \tan\left(45 + \varphi'/2\right) \cdot D_W \tag{6.3}$$

$$l/D_{W\,lim} = 2 \cdot \tan\left(45 + \varphi'/2\right) \tag{6.4}$$

Die Gleichung ergibt für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 10°$ einen Wert von $l/D_{W\,lim} \approx 2,4$ und für $\varphi' = 45°$ einen Wert von $l/D_{W\,lim} \approx 4,8$. Die berechneten Wendelabstände liegen in dem Bereich der in Kapitel 3 diskutierten Werte. Die Herleitung lässt sich auch auf zugbelastete Wendeln übertragen, wobei in den numerischen Berechnungen keine Scherflächen unterhalb der Wendeln beobachtet wurden.

Zum besseren Verständnis des Lastabtrags sind in Abbildung 6.9 die effektiven Vertikalspannungen bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ für Druck- und Zugbelastung dargestellt. In der Abbildung wird deutlich, dass ein Großteil der Last durch die unterste Wendel abgetragen wird. Die Wendeln oberhalb werden entsprechend von den Verformungen der untersten Wendel überlagert, sodass dort weniger Last abgetragen wird. Auch bei größerem Wendelabstand kann diese Beobachtung gemacht werden. Ausgehend davon kann darauf geschlossen werden, dass besonders die Gesamteinbindelänge und damit die Tiefe der untersten Wendel einen signifikanten Einfluss auf den erzielbaren Widerstand hat.

Trotz der Kenntnis der Ausbildung der Scherfläche unter- bzw. oberhalb der Wendeln ist mit dem Ansatz die Berechnung des Widerstands nicht möglich, da die Randbedingungen im Hinblick auf das Spannungsniveau unbekannt sind. Prinzipiell wäre es möglich, den Bereich um die Wendeln herum in weitere Zonen einzuteilen und an den Grenzflächen bzw. Knoten Spannungen und Verformungen zu berechnen. Eine händische Lösung wird dabei, je nach gewählten Rand-

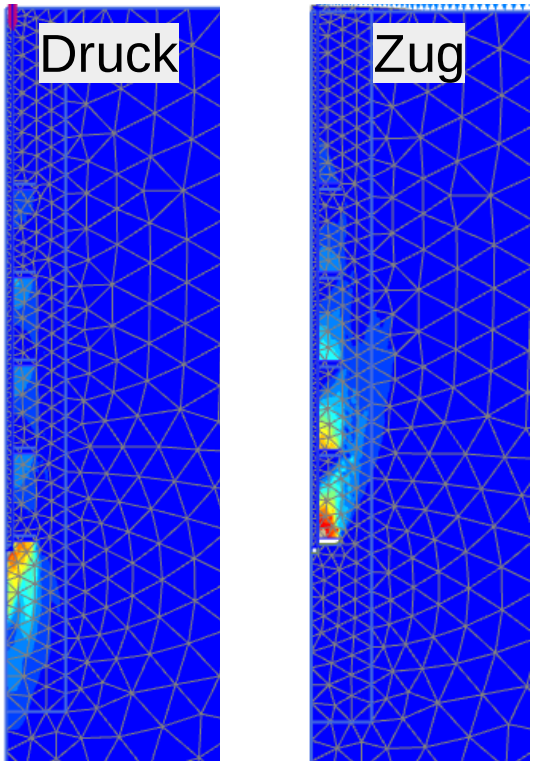


Abbildung 6.9: Beispiel für vertikale Spannungen im dicht gelagerten Sand

bedingungen, zunehmend komplex. Da die Nachrechnung der Modellversuche gezeigt hat, dass mit Hilfe von FEM-Berechnungen realitätsnahe Ergebnisse erzielt werden, wird im Folgenden ein Ansatz für eine umfangreiche Parameterstudie vorgestellt, mit deren Hilfe weitere Erkenntnisse gewonnen werden können.

6.2 Parameterstudie zur Ermittlung des Widerstands unter axialer Belastung

Die folgenden Abschnitte enthalten Erläuterungen, welche Ansätze der durchgeführten Parameterstudie zu Grunde liegen und wie die Ergebnisse ausgewertet wurden. Dabei wird insbesondere auf die Wahl der Stoffparameter eingegangen.

6.2.1 Geometrische Randbedingungen

Die Geometrie der Fertigschraubpfähle mit dem umliegenden Boden wird, wie bei der Nachrechnung der Modellversuche, in einem axialsymmetrischen Modell mit 15-Knoten-Elementen abgebildet. Der Fertigschraubpfahl wird analog zu den Modellversuchen mit Plattenelementen abgebildet, zwischen Platten und Boden wurden Interface-Elemente angeordnet.

Die Abmessungen der Fertigschraubpfähle sollen in einem realitätsnahen Bereich liegen, dazu wurden fünf zu untersuchende Schaftdurchmesser festgelegt, auf denen aufbauend parametrisch die weiteren Abmessungen festgelegt wurden:

- $d =$ [0,07 m; 0,10 m; 0,14 m; 0,19 m; 0,27 m]
- $D_W/d =$ [1,5; 2,5; 4,0; 6,5]
- $L = d \cdot 6,5 \cdot$ [5; 9; 15; 27]
- $l/D_W =$ [2,0; 3,5; 7; 14]

Aus den Parametern ergeben sich 124 geometrische Kombinationen mit mehreren Wendeln. Die Wendelanzahl wurde durch Abrundung des folgenden Ausdrucks bestimmt:

$$n_W = \lfloor L/l + 0,5 \rfloor$$

Aus dem Ansatz folgt, dass der Abstand der obersten Wendel zur Geländeoberkante zwischen $0,5 \cdot l \leq L_0$ und $L_0 < 1,5 \cdot l$ liegt.

Neben Fertigschraubpfählen mit mehreren Wendeln wurde auch für jede Kombination von L und D_W ein Pfahl mit nur einer Wendel am unteren Ende modelliert. Ergänzend wurden im Rahmen der Auswertung noch Berechnungen mit festen L/D_W-Verhältnissen und weiteren Anpassungen durchgeführt, wenn keine ausreichende Anzahl von Ergebnissen zur Auswertung zur Verfügung stand.

Die Modellränder, die das FEM-Modell seitlich und nach unten abgrenzen, wurden für jeden untersuchten Schaftdurchmesser so festgelegt, dass der Abstand zwischen der untersten Wendel und dem unteren Modellrand mindestens 14 mal größer als der größte Wendeldurchmesser ist:

$$z_{max} = L + 14 \cdot (d \cdot 6,5)$$

Der Radius des axialsymmetrischen Modells betrug jeweils 2/3 der Modelltiefe:

$$r_{max} = 2/3 \cdot z_{max}$$

Zur Überprüfung, ob der Modellausschnitt ausreichend groß gewählt wurde, ist vorab dieser zwischen $z_{max} = L + 8 \cdot (d \cdot 6,5) \div z_{max} = L + 20 \cdot (d \cdot 6,5)$ verkleinert bzw. vergrößert worden. Das Verhältnis zwischen Tiefe und Radius blieb gleich. Die berechneten Widerstands-Setzungs-Linien für Fertigschraubpfähle im Parameterbereich der Abbildung 6.11 wurden anschließend verglichen. Dabei konnten keine Randeinflüsse festgestellt werden.

Im Pfahlnahbereich wurde das Netz in zwei Stufen verfeinert. Insgesamt wurden ca. 3500 Elemente und 30000 Knoten generiert, wobei die Zahlen in Abhängigkeit der Pfahlgeometrie schwanken.

6.2.2 Stoffgesetz und Bodenparameter

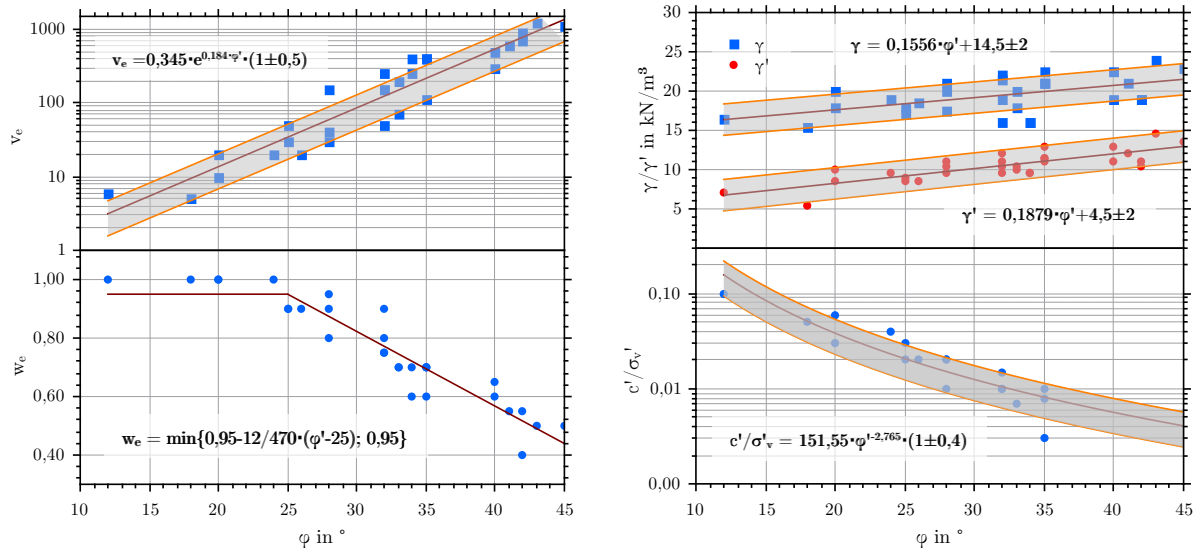
Die numerische Nachrechnung der Modellversuche zeigte, dass sowohl der Ansatz nach Mohr-Coulomb als auch das Hardening-Soil-Modell prinzipiell in Frage kommen. Mit dem Hardening-Soil-Modell kann das Verformungsverhalten einer Bodenprobe, während des Abscherens im Triaxialversuch, relativ realitätsnah abgebildet werden. Wie in Abschnitt 6.1.3 erläutert, stellen sich beim Versagen im Bereich der Wendel ähnliche Versagenszustände ein, weshalb das Hardening-Soil-Stoffgesetz für die weiteren Berechnungen verwendet wurde.

Insgesamt sind für die Berechnungen nach dem Hardening-Soil-Stoffgesetz mindestens folgende Parameter erforderlich:

- Wichte γ' und Sättigungswichte γ_r
- Referenzsteifigkeit bei Erstbelastung im Ödometer E_{oed}^{ref}, im Standardtriaxialversuch E_{50}^{ref} sowie bei Ent- und Wiederbelastung E_{ur}^{ref}
- Exponent für Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit m
- Reibungswinkel φ'
- Dilatanzwinkel ψ
- Kohäsion c'

Da für die Parameterstudie keine Ergebnisse von Laborversuchen zur Kalibrierung der Parameter zur Verfügung standen, stellte sich die Frage nach der richtigen Wahl dieser. Ein einfaches Festlegen der Parameter, z. B. anhand eines Konvoluts vorhergehender Veröffentlichungen, scheint nicht zielführend, da sich die Parameter gegenseitig und das Gesamtergebnis beeinflussen.

Als Lösung wurden Erfahrungswerte aus Soos (2001) jeweils in Abhängigkeit des Reibungswinkels grafisch aufgetragen. Die Diagramme sind in Abbildung 6.10 dargestellt. Die Auswertung zeigt, dass sich alle relevanten Parameter als Funktion des Reibungswinkels darstellen lassen. Somit kann aus den Erfahrungswerten ein in sich geschlossener Parametersatz abgeleitet werden, der Vergleiche zwischen einzelnen Berechnungen zulässt.



(a) Steifebeiwert v_e und Steifeexponent w_e

(b) Wichte γ' und Sättigungswichte γ_r sowie das Verhältnis zwischen Kohäsion und Vertikalspannung c'/σ_v'

Abbildung 6.10: Erfahrungswerte für Bodenkenngrößen in Abhängigkeit des Reibungswinkels, nach Soos (2001)

Die Wichten wurden als lineare Funktion approximiert:

$$\gamma = 0,1556 \cdot \varphi' + 14,5\,[\mathrm{kN/m^3}] \tag{6.5}$$

$$\gamma' = 0,1879 \cdot \varphi' + 4,5\,[\mathrm{kN/m^3}] \tag{6.6}$$

$$\gamma_r = \gamma' + 10\,[\mathrm{kN/m^3}] \tag{6.7}$$

$$\rho_s = \begin{cases} 2,70 & \varphi' < 15° \\ 2,70 - (\varphi' - 15) \cdot 0,05/20 & 15° \leq \varphi' \leq 35° \\ 2,65 & \varphi' > 35° \end{cases} \tag{6.8}$$

Das Verhältnis zwischen Kohäsion und effektiver Vertikalspannung ergibt sich zu:

$$c'/\sigma_v' = 151,55 \cdot \varphi'^{-2,765}$$

Zur Berechnung der Kohäsion wurde von einer mittleren Vertikalspannung von 100 kN/m² ausgegangen. Die Referenzsteifigkeit kann aus dem Kompressionsgesetz nach Ohde abgeleitet werden:

$$E_S = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_{at}}\right)^{w_e}$$

$$E_{oed}^{ref} = E_S \cdot \left(\frac{p_{ref}}{\sigma'_v}\right)^{m}$$

$$E_{oed}^{ref} = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_{at}}\right)^{w_e} \left(\frac{p_{ref}}{\sigma'_v}\right)^{m}$$

Setzt man für $\sigma_{at} = p_{ref} = \sigma_v = 100$ kN/m² ein, so vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$E_{oed}^{ref} = v_e \cdot \sigma_{at} \tag{6.9}$$

Die Referenzsteifigkeit im Standardtriaxialversuch wurde mit der bei Erstbelastung im Ödometer gleichgesetzt:

$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$$

Für die Berechnung der Steifigkeit bei Wiederbelastung wurde ein linearer Ansatz gewählt:

$$E_{ur}^{ref} = 9 - 5,5/31 \cdot (\varphi' - 12,5°) \cdot E_{oed}^{ref}$$

Weiterhin wird angenommen das gilt $m = w_e$:

$$m = w_e = \begin{cases} 0,95 & \varphi' < 20° \\ 95 - 9/470 \cdot (\varphi' - 20°) & \varphi' \geq 20° \end{cases} \tag{6.10}$$

Der Dilatanzwinkel wurde nach EANG (2014) bestimmt:

$$\psi = \begin{cases} 0 & \varphi' < 30° \\ \varphi' - 30° & \varphi' \geq 30° \end{cases} \tag{6.11}$$

Mit den gegebenen Gleichungen können alle erforderlichen Parameter für das Hardening-Soil-Modell bestimmt werden. Die Parameterstudie wurde mit neun verschiedenen Reibungswinkeln zwischen 12,5° und 43,5° durchgeführt. Der vollständige Parametersatz kann dem Anhang E.2 entnommen werden.

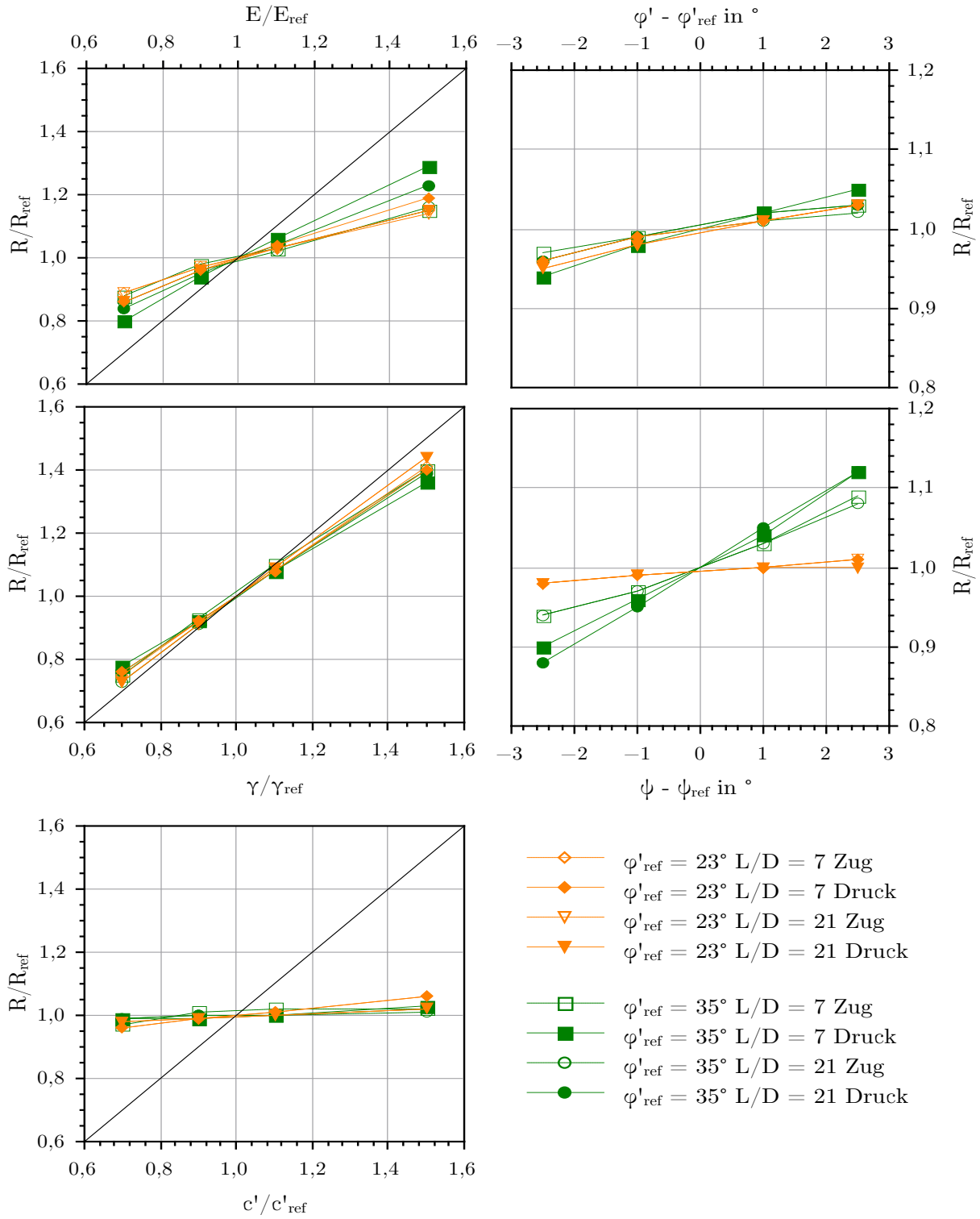


Abbildung 6.11: Einfluss verschiedener Modellparameter auf den Widerstand am Pfahlkopf bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$; $D_W = 0,42$ m; $d = 0,14$ m; $l = 3,5 \cdot D_W$

Um die Beeinflussung der Materialparameter auf den berechneten Widerstand zu bewerten, wurden in Abbildung 6.11 die Referenzparameter, welche nach den oben gegebenen Gleichungen berechnet wurden, einzeln variiert und der so berechnete Widerstand in das Verhältnis zum Referenzwert gesetzt. Steifigkeit, Wichte und Kohäsion sind prozentual verändert worden, bei dem Reibungswinkel und dem Dilatanzwinkel wurde ein absoluter Wert addiert bzw. subtrahiert.

Den größten Einfluss auf den Widerstand hat die Wichte des Bodens. Diese geht annähernd linear in den Widerstand ein. Weiterhin hat auch die Steifigkeit einen deutlichen Einfluss auf den Widerstand. Die Kohäsion hat unter den gegebenen Randbedingungen nur geringen Einfluss. Die alleinige Variation des Reibungswinkels hat in der Untersuchung einen unerwartet geringen Einfluss. Die Erhöhung des Reibungswinkels von 35° auf 37,5° steigert den Widerstand im Mittel nur um etwa 5 %. Die Veränderung des Dilatanzwinkels hat bei den Referenzwerten mit einem Reibungswinkel von $\varphi'_{ref} = 23°$ kaum einen Einfluss auf den Widerstand. Bei $\varphi'_{ref} = 35°$ führt die Erhöhung des Dilatanzwinkels zu einer deutlichen Erhöhung des Widerstands. Analog resultiert aus der Verringerung des Dilatanzwinkels auch eine Verringerung des Widerstands.

6.2.3 Berechnungsparameter und Auswertung der Berechnungen

Die Parameterstudie wurde mit Plaxis 2D in der Version 2017.01 durchgeführt. Der Berechnungsablauf folgte der in Abschnitt 6.1.1 vorgestellten Vorgehensweise (ohne Vorbelastung), d. h. der Einbauprozess wurde als „wished-in-place“ abgebildet und anschließend eine Kopfverformung aufgebracht. Die Kopfverformung wurde bis $s = 0,15 \cdot D_W$ eingeprägt, um auch Informationen erhalten zu können, ob ggf. der Fertigschraubpfahl bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ nahe einem Bruchzustand war. Zur Abbildung der großen Verformungen wurde die „updated mesh analysis“ gewählt, bei der große Verformungen durch eine Anpassung des Netzes besser berücksichtigt werden können.

Die numerischen Berechnungsparameter wurden so angepasst, dass die Berechnungen mit hoher Wahrscheinlichkeit automatisiert durchliefen. In den Berechnungsschritten, in denen die Kopfverformung aufgebracht wurde, wurde das Bogenlängenverfahren deaktiviert, die Schrittweite im ersten Durchgang 0,02 begrenzt und die Anzahl der Iterationen auf maximal 50 festgelegt. Nach der Berechnung wurde geprüft, ob der zulässige Fehler (1%) mit diesen Werten eingehalten werden konnte. Falls dies nicht der Fall war, wurde die Schrittweite mit dem Faktor 0,25 multipliziert und die Berechnung neu gestartet.

Wie angedeutet erfolgten die Berechnungen automatisiert, da insgesamt mehr als 4300 Modelle durchgerechnet wurden. Zur Automatisierung wurde die Python-API von Plaxis verwendet, worüber auch die Auswertung erfolgte. Zur Auswertung wurden die Kopfverschiebung und die aufgebrachte Last ausgelesen und als Widerstands-Setzungs-Linie bzw. Widerstands-Hebungs-Linie gespeichert. Anhand dieser konnte dann der Widerstand bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ ermittelt werden.

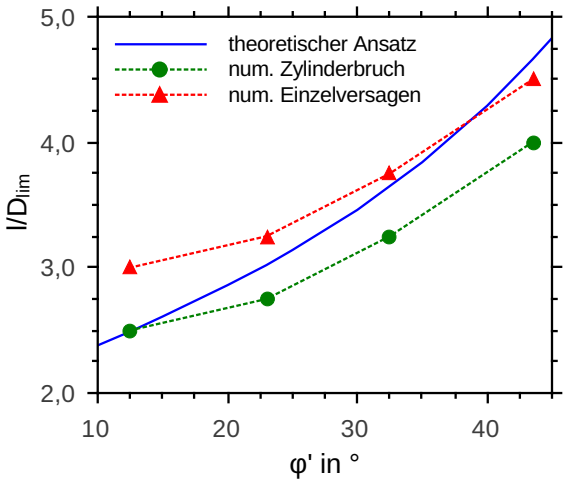


Abbildung 6.12: Vergleich zwischen dem nach Gleichung 6.4 prognostizierten Mindestwendelabstand für das Einzelversagen und den Beobachtungen in numerischen Berechnungen mit $d = 0,14$ m; $D_W/d = 4$; $l/D_W = 20$

6.2.4 Auswertung der Bruchfiguren

Zur Überprüfung, ob der in Abschnitt 6.1.3 vorgestellte Ansatz zur Abgrenzung der unterschiedlichen Versagensformen auch für numerische Modelle im Maßstab 1:1 anwendbar ist, wurden vorab für vier unterschiedliche Reibungswinkel der Wendelabstand um den prognostizierten Bereich herum um $l/D_{Wlim} \pm 1,0 \cdot l/D_W$ variiert. Die Auswertung der Versagensformen erfolgte optisch anhand der Verformungen. Eine eindeutige Abgrenzung ist dabei nur bedingt möglich, da sich Übergangsformen ausbilden. In Abbildung 6.12 sind deshalb die Abstände abgetragen, in denen das Versagen eindeutig einer der beiden Formen zugeordnet werden konnte. Der theoretische Ansatz liegt in der Bandbreite der Beobachtungen.
Um die weitere Relevanz der Versagensform auf den Widerstand zu prüfen, wurden die berechneten Widerstände auf einen dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwert umgerechnet:

$$N_W = \frac{R}{\sum A_{W,i} \cdot L_i \cdot \gamma} \tag{6.12}$$

Nach den Ansätzen aus Kapitel 2 müsste bei $l/D_W < l/D_{Wlim}$ der Tragfähigkeitsbeiwert kleiner werden, weil der Widerstand durch den Zylinder bestimmt wird und konstant bleibt, während die Wendelfläche zunimmt. Bei $l/D_W > l/D_{Wlim}$ müsste der Tragfähigkeitsbeiwert konstant bleiben. Die Auswertung in Abbildung 6.13 bestätigt diesen Ansatz nicht.

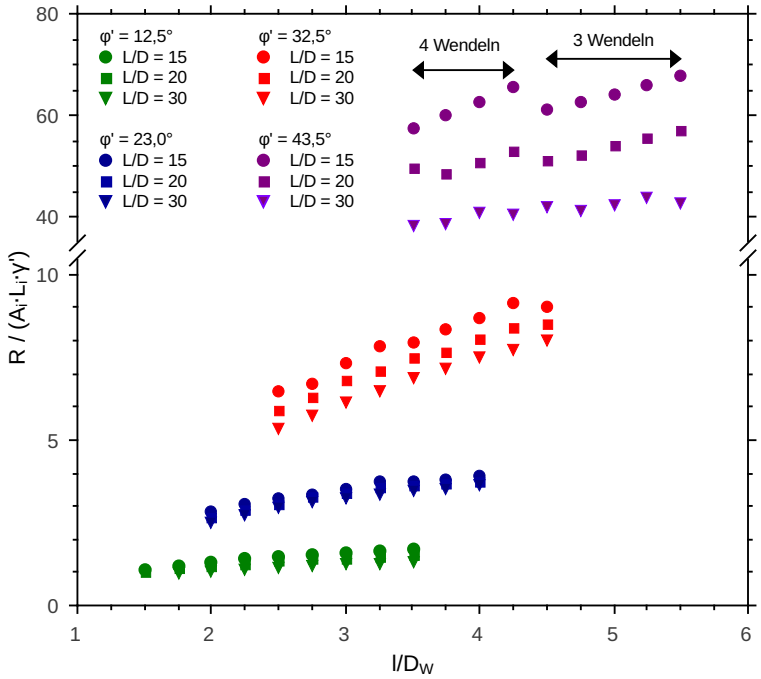


Abbildung 6.13: Rückgerechnete Tragfähigkeitsbeiwerte für unterschiedliche Reibungswinkel und Einbindelängen; $d = 0,14$ m; $D_W/d = 4$;

7 Empirisches Berechnungsmodell zur Prognose der Tragfähigkeit von Fertigschraubpfählen

Wie in den Kapiteln 4 und 6 beschrieben, konnte keine ausreichende Übereinstimmung zwischen den bekannten analytischen Modellen und den eigenen Beobachtungen festgestellt werden. Auf Grundlage der eigenen Untersuchungen wird im Weiteren ein empirisches Berechnungsmodell zur Prognose des Widerstands von Fertigschraubpfählen hergeleitet. Das Berechnungsmodell beruht im Wesentlichen auf den Ergebnissen der in Abschnitt 6.2 vorgestellten numerischen Untersuchungen.

7.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel ist es ein Berechnungsmodell herzuleiten, das alle wesentlichen geometrischen und bodenabhängigen Parameter sowie die Belastungsrichtung berücksichtigen kann, um die Gesamttragfähigkeit von Fertigschraubpfählen abzuschätzen. In Kapitel 2 wurden die analytischen Ansätze zur Berechnung vorgestellt. Diese unterscheiden zwischen dem lokalen Versagen im Bereich der Wendel und dem Versagen eines größeren Bodenbereiches entlang der (fiktiven) Außenkanten des Fertigschraubpfahls. Wie die Untersuchungen gezeigt haben, wird das lokale Versagen jedoch immer von den globalen Verformungen und Spannungsänderungen überlagert. Dies macht die Festlegung einer Bruchgeometrie, welche für eine analytische Lösung erforderlich ist, schwierig. Zuletzt ist noch zu berücksichtigen, dass im Grenzzustand lokal größere Verformungen auftreten, aber auch kleine Verformungen im Kontinuum den Widerstand maßgeblich beeinflussen, da sie das Spannungsniveau ändern. Somit müsste bei einer analytischen Lösung ein nichtlineares, elastisch-plastisches Bodenverhalten berücksichtigt werden können.

Den theoretischen Überlegungen zur Gestaltung eines analytischen Ansatzes stehen praktische Überlegungen zur Anwendbarkeit gegenüber. So werden die bodenmechanischen Kenngrößen des Bodens oft als Schätzwert auf Grundlage von Erfahrungswerten und Korrelationen abgeleitet. Selbst wenn bodenmechanische Laborversuche durchgeführt werden, so bilden diese nur eine kleine Stichprobe des tatsächlichen Bodenkontinuums ab. Bzgl. der Problematik sei an dieser Stelle auf die weiterführende Literatur z. B. Entenmann, Zou und Boley (2012) verwiesen.

Aus den zuvor genannten Gründen scheint die Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Berechnung der Tragfähigkeit von Fertigschraubpfählen ein probates Mittel darzustellen. Ideal wäre die Ableitung der Tragfähigkeit aus Ergebnissen von Probebelastungen. Da Fertigschraubpfähle jedoch nicht genormt sind, ist eine Vielzahl von Geometrien vorhanden, welche wiederum die Tragfähigkeit beeinflussen. In Verbindung mit einer Variation der Bodeneigenschaften ergibt sich eine Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten, die sich in praktischer Hinsicht zahlenmäßig nicht annäherungsweise in Feldversuchen untersuchen lassen würden. Somit bleibt die Möglichkeit der Ableitung des empirischen Verfahrens auf Grundlage der durchgeführten numerischen Untersuchungen.

7.2 Herleitung eines halbempirischen Ansatzes für druckbelastete Fertigschraubpfähle

7.2.1 Tragfähigkeitsfaktor für druckbelastete Fertigschraubpfähle mit geringem Wendelabstand

Den Ausgangspunkt für die Herleitung des empirischen Berechnungsmodells soll der dimensionslose Tragfähigkeitsfaktor N_{FSP} bilden. Dieser ist in Abbildung 7.1 über die relative Einbindelänge L/D_W für die numerischen Berechnungen dargestellt und wurde aus der aufgebrachten Last $F_{c,ult}$ bei einer Kopfverformung von $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ nach folgender Gleichung zurückgerechnet:

$$N_{\mathrm{FSP},num} = \frac{F_{c,ult}}{\frac{\pi}{4} \cdot \gamma \cdot D_W^2 \cdot L} \tag{7.1}$$

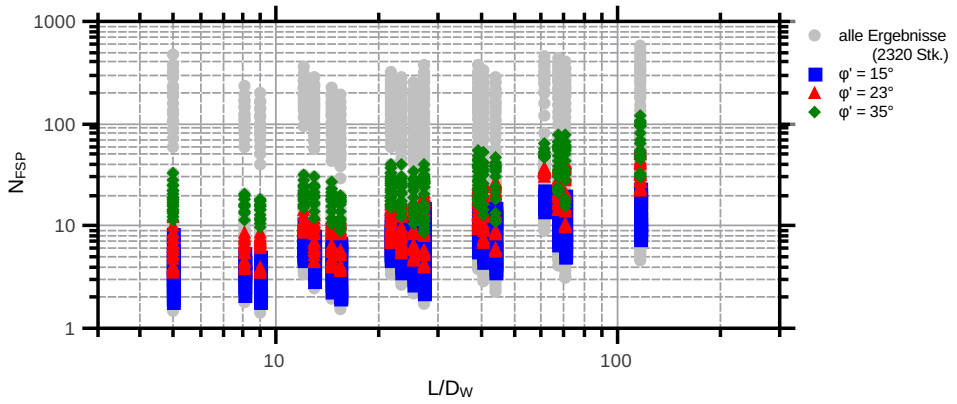


Abbildung 7.1: Aus Parameterstudie zurückgerechnete Tragfähigkeitsfaktoren in Abhängigkeit der relativen Einbindelänge L/D_W

Die Verteilung der Ergebnisse, die für unterschiedliche Reibungswinkel farblich hervorgehoben sind, zeigen den zu erwartenden Trend, dass mit zunehmendem Reibungswinkel der Tragfähigkeitsfaktor zunimmt. Dennoch streuen die Tragfähigkeitsfaktoren durch die Variation der Geometrie derartig stark, dass bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 15°$ teilweise höhere Tragfähigkeitsfaktoren errechnet werden, als bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 35°$. Das bedeutet, ein Fertigschraubpfahl mit ungünstiger Geometrie hat ggf. in einem gut tragfähigen Boden einen geringeren Widerstand als ein Fertigschraubpfahl mit günstiger Geometrie in wenig tragfähigen Boden.

Zur weitergehenden Untersuchung der geometrischen Einflüsse auf den Tragfähigkeitsfaktor sind in Abbildung 7.2 diese für einen konstanten Reibungswinkel von $\varphi' = 23°$ abgetragen. Die Achsen sind im Gegensatz zu Abbildung 7.1 linear skaliert. Es wird deutlich, dass der relative Wendelabstand l/D_W einen deutlichen Einfluss auf den zurückgerechneten Tragfähigkeitsfaktor hat. Eine Verkleinerung des Wendelabstands l und damit der Verringerung des Verhältnisses l/D_W, führt bei gleichbleibender Gesamtlänge L und konstantem Wendeldurchmesser D_W zu einer Erhöhung des Tragfähigkeitsfaktors $N_{\mathrm{FSP},num}$. Dies ist eine in sich konsistente Feststellung. Durch die Verringerung des Abstandes werden mehr Wendeln entlang des Schaftes angeordnet. Die am Kopf eingeleitete Belastung wird somit über eine größere (Wendel-) Fläche in den Boden eingeleitet und die Spannungen unterhalb der Wendeln werden geringer. Die Mantelreibung entlang des Schaftes ist bei kleinen l/D_W-Verhältnissen vernachlässigbar, womit auch der Schaftdurchmesser d vernachlässigbar wird.

Die Reduzierung der Variablen führt bei einem relativen Wendelabstand von $l/D_W = 2,0$ schon zu einer deutlichen Verringerung der Streubreite der zurückgerechneten Tragfähigkeitsfaktoren. Ergänzend sind in Abbildung 7.2 die Tragfähigkeitsfaktoren für unterschiedliche Durchmesserbereiche durch verschiedene Symbole gekennzeichnet. Auch hier lässt sich eine eindeutige Tendenz feststellen. Bei kleineren Durchmessern werden höhere Tragfähigkeitsfaktoren erzielt. Dieses Verhalten ist beispielsweise auch von Mantelreibungspfählen bekannt, wo es günstiger ist lange Pfähle mit kleinem Durchmesser anzuordnen als kürzere Pfähle mit größerem Durchmesser.

Zur Approximation der Tragfähigkeitsfaktoren bei konstantem Durchmesser D_W und einen Wendelabstand $l/D_W = 2$ wurde eine lineare Ansatzfunktion gewählt. Diese wird im Weiteren als Grundwert bezeichnet:

$$N_{\mathrm{FSP},0} = \lambda_1 \cdot L/D_W + \lambda_2 \tag{7.2}$$

Für praktisch relevante, relative Einbindelängen zwischen $L/D_W \geq 5$ und $L/D_W < 100$ ist eine gute Annäherung der Funktion an die zurückgerechneten Werte möglich.

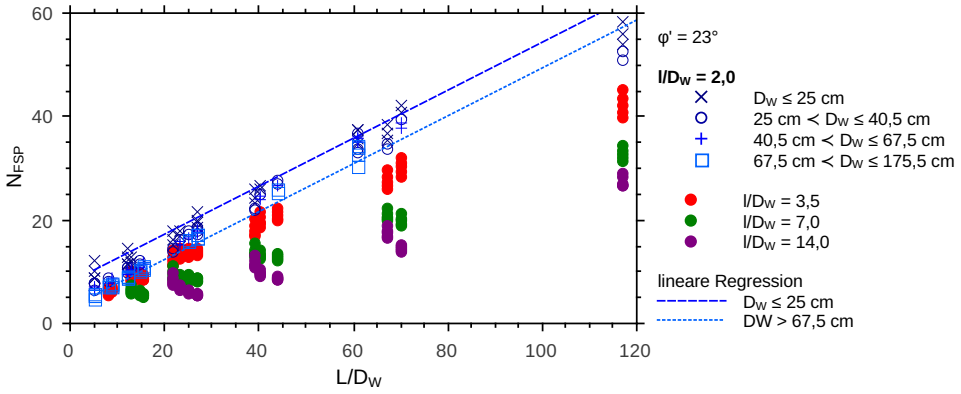
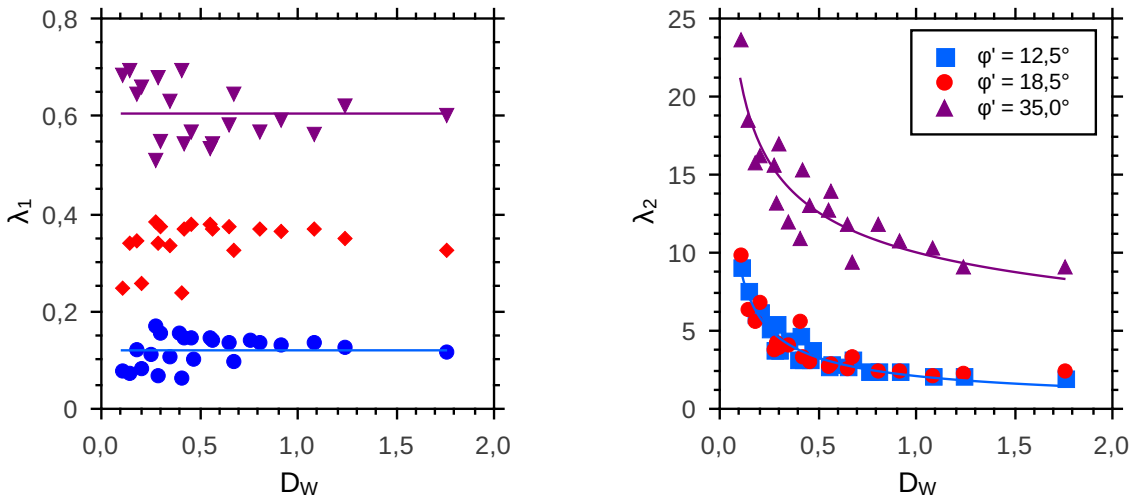


Abbildung 7.2: Beispiele für zurückgerechnete Tragfähigkeitsfaktoren in Abhängigkeit der relativen Einbindelänge L/D_W für $\varphi' = 23°$ und unterschiedliche Wendelabstände l

Um den Einfluss von Reibungswinkel und Wendeldurchmesser auf die Parameter λ_1 und λ_2 weiter zu untersuchen, sind in Abbildung 7.3a die zurückgerechneten Werte für jede Kurvenschar für drei Reibungswinkel über den Wendeldurchmesser dargestellt. Der Parameter λ_1, der den Anstieg darstellt, ist vorwiegend vom Reibungswinkel abhängig. Je größer der Reibungswinkel ist, umso größer ist auch der Anstieg. Der Wendeldurchmesser beeinflusst diesen kaum. Im Weiteren wird nur eine Abhängigkeit vom Reibungswinkel angenommen.



(a) Parameter λ_1 **(b)** Parameter λ_2

Abbildung 7.3: Beispiele für zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Wendeldurchmessers D_W für unterschiedliche Reibungswinkel; $l/D_W = 2$

Der Parameter λ_2 stellt den Schnittpunkt der Geraden mit der Y-Achse in Abbildung 7.2 dar. Wie in Abbildung 7.3 zu sehen, ist der Parameter sowohl vom Durchmesser D_W als auch vom Reibungswinkel φ' abhängig. Für einen gegebenen Reibungswinkel können die Werte durch eine Gleichung der folgenden Form beschrieben werden:

$$\lambda_2 = \lambda_{2,1} \cdot {D_W}^{\lambda_{2,2}} \tag{7.3}$$

wobei gilt:

$\lambda_{2,1} > 0$

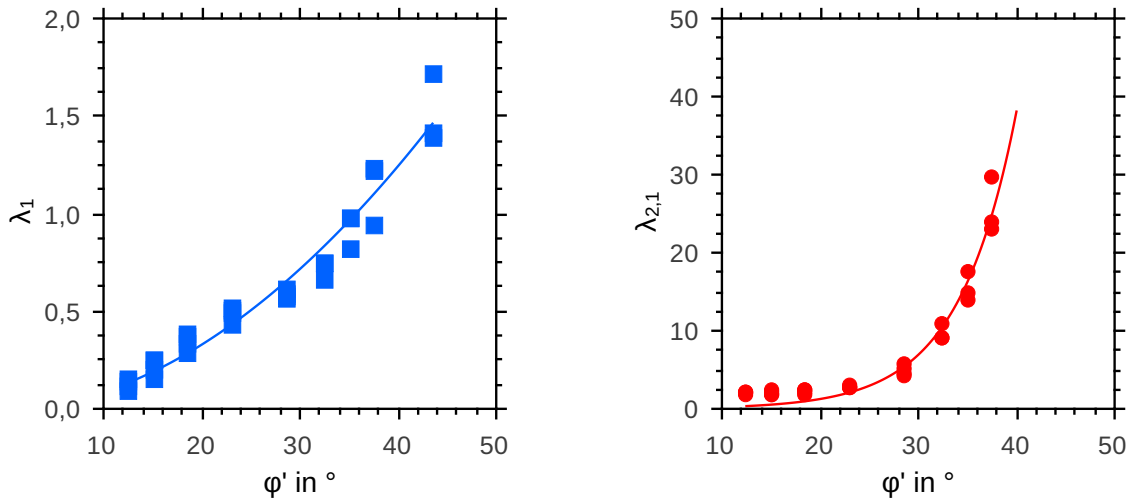
$\lambda_{2,2} < 0$

D_W Wendeldurchmesser in m

Der Parameter $\lambda_{2,1}$ ist der Funktionswert bei $D_W = 1$ m und nimmt augenscheinlich mit dem Reibungswinkel überproportional zu. $\lambda_{2,2}$ beschreibt den Kurvenverlauf. Da die Funktionen annähernd parallel verlaufen, wird dieser als Konstante angenommen.

In Abbildung 7.4 sind die von φ' abhängigen Parameter abgetragen. Mit einer Potenzfunktion kann der Parameter λ_1 in Abhängigkeit des Reibungswinkels beschrieben werden:

$$\lambda_1 = \lambda_{1,1} \cdot {\varphi'}^{\lambda_{1,2}} \tag{7.4}$$



(a) Parameter λ_1 **(b)** Parameter $\lambda_{2,1}$

Abbildung 7.4: Aus Parameterstudie zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ'; $l/D_W = 2$

Der Parameter $\lambda_{2,1}$ kann für einen gegebenen Reibungswinkel mit der folgenden Gleichung näherungsweise bestimmt werden:

$$\lambda_{2,1} = \lambda_{2,3} \cdot e^{\varphi' \cdot \lambda_{2,4}} \tag{7.5}$$

Die Konstanten $\lambda_{1,1}$, $\lambda_{1,2}$, $\lambda_{2,2}$, $\lambda_{2,3}$, und $\lambda_{2,4}$ wurden numerisch mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt. Als Residuum wurde dabei der relative Abstand zwischen dem zurückgerechneten Tragfähigkeitsfaktor $N_{FSP,num}$ und dem berechneten Grundwert $N_{\mathrm{FSP},0}$ definiert:

$$Res = \frac{N_{\mathrm{FSP,num}} - N_{\mathrm{FSP},0}}{N_{\mathrm{FSP},0}} + \frac{N_{\mathrm{FSP,num}} - N_{\mathrm{FSP},0}}{N_{\mathrm{FSP,num}}} \tag{7.6}$$

Die Wichtung ist bei den nichtlinearen Ansatzfunktionen erforderlich. Eine Minimierung der Fehler der Form $N_{\mathrm{FSP,num}} - N_{\mathrm{FSP},0}$ würde dazu führen, dass die Ergebnisse von Berechnungen mit kleinem Reibungswinkel nur geringen Einfluss auf das Ergebnis hätten, da die Tragfähigkeit deutlich kleiner ist. Die Bildung der Differenz, bezogen auf den Ausgangswert $\frac{N_{\mathrm{FSP,num}} - N_{\mathrm{FSP},0}}{N_{\mathrm{FSP,num}}}$, liefert auch keine Gleichverteilung der Abweichungen nach oben und unten. Für den unteren Grenzwert mit $N_{\mathrm{FSP},0} \to 0$ liefert die Gleichung den Wert 1, während bei $N_{\mathrm{FSP},0} \to \infty$ der Fehler gegen $-\infty$ geht. Der Ansatz aus Gleichung 7.6 liefert für $N_{\mathrm{FSP,num}} = N_{\mathrm{FSP},0}$ den Wert 0, für $N_{\mathrm{FSP},0} \to \infty$ geht der Wert gegen $-\infty$ und für $N_{\mathrm{FSP},0} \to 0$ geht das Ergebnis gegen $+\infty$. Eine Abweichung um zehn Prozent nach oben liefert den gleich Absolutwert, wie eine Abweichung um zehn Prozent nach unten. Größere Abweichungen gehen überproportional ein. Mit der gegebenen Gleichung zur Berechnung der Residuen weisen die numerischen Verfahren zur Bestimmung des Minimums ein gutes Konvergenzverhalten auf, die numerische Auswertung ergibt die folgenden Parameter:

$$\begin{aligned} \lambda_{1,1} &= 0,00238431 & \lambda_{1,2} &= 1,67076547 \\ \lambda_{2,2} &= -0,62324023 \\ \lambda_{2,3} &= 0,001 & \lambda_{2,4} &= 0,26284624 \end{aligned}$$

Mit den Ansatzfunktionen nach den Gleichungen 7.2 bis 7.5 konnten die numerischen Ergebnisse schon hinreichend approximiert werden. Die Einführung eines weiteren Summanden $1 + \lambda_3$ in Gleichung 7.2 führte jedoch zu einer weiteren Verbesserung. Nach Ausschluss aller übrigen Möglichkeiten verblieb als Einflussgröße auf den Parameter nur die in der numerischen Berechnung angesetzte Kohäsion c'.

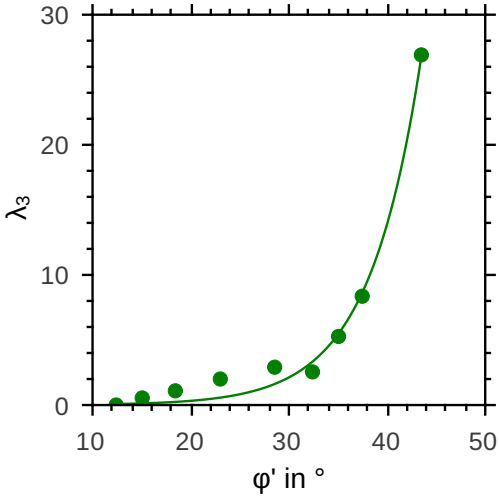


Abbildung 7.5:
Aus Parameterstudie zurückgerechneter Parameter λ_3 in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ'

In Abbildung 7.5 ist der zurückgerechnete Parameter für den Summanden $\lambda_3 \cdot c'$ dargestellt. Eine Approximation der Werte ist durch eine Exponentialfunktion möglich:

$$\lambda_3 = \lambda_{3,1} \cdot e^{\lambda_{3,2} \cdot \varphi} \tag{7.7}$$

mit:

$\lambda_{3,1} = 0,02892667$

$\lambda_{3,2} = 0,1657195$

Substituiert man die zuvor vorgestellten Parameter durch Tragfähigkeitsbeiwerte, so erhält man zur Berechnung des Tragfähigkeitsfaktors eine dreigliedrige Gleichung, die der von der Grundbruchgleichung bekannten Form ähnelt:

$$N_{\mathrm{FSP},0} = N_{L/D_W} + N_{D_W} + N_C \tag{7.8}$$

mit:

$$N_{L/D_W} = 0,0024 \cdot \varphi'^{1,671} \cdot \frac{L}{D_W} \tag{7.9}$$

$$N_{D_W} = 0,001 \cdot e^{0,263 \cdot \varphi'} \cdot D_W^{-0,623} \tag{7.10}$$

$$N_C = 1 + 0,029 \cdot e^{0,166 \cdot \varphi'} \cdot c' \cdot i_C \tag{7.11}$$

i_C Einflussbeiwert der Kohäsion

c' in kN

D_W in m

Die Tragfähigkeitsbeiwerte sind in den Abbildungen 7.6, 7.7 und 7.10 dargestellt. Zu beachten ist, dass die y-Achsen jeweils im dekadischen Logarithmus skaliert sind. In Abbildung 7.6 entsteht sonst der Eindruck, dass mit zunehmendem Reibungswinkel dessen Einfluss geringer wird. Zwar geht der Reibungswinkel bei der Berechnung des Tragfähigkeitsbeiwertes für die Einbindelänge N_{L/D_W}, wie Gleichung 7.9 zu entnehmen ist, nur mit einer Potenz von 1,671 und nicht exponentiell ein, ist aber trotzdem überproportional. Der Einfluss der relativen Einbindelänge ist ebenfalls in der Darstellung ersichtlich und stellt jeweils einen konstanten Faktor dar, d. h. eine Verdoppelung der relativen Einbindung führt zu einer Verdoppelung des Tragfähigkeitsbeiwertes.

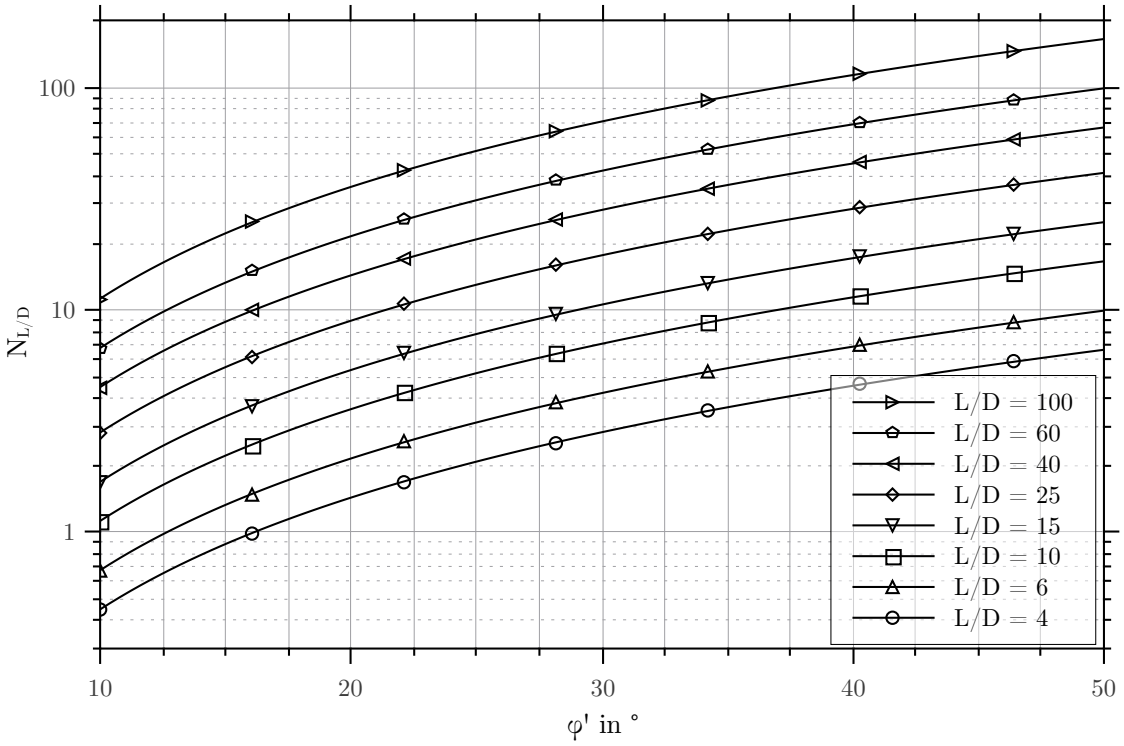


Abbildung 7.6: Abgeleiteter Tragfähigkeitsbeiwert N_{L/D_W} zur Berücksichtigung der Einbindetiefe in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindetiefen L/D_W

Der Tragfähigkeitsbeiwert N_{D_W} zur Berücksichtigung des Wendeldurchmessers ist vor allem bei kurzen Einbindelängen und größeren Reibungswinkeln von Bedeutung. Er berücksichtigt, dass theoretisch auch ohne Einbindung in den Boden eine Tragfähigkeit bis zum Erreichen des Grundbruches vorhanden ist. Betrachtet man beispielsweise einen Reibungswinkel von 35°, so

erhält man für einen kurzen Pfahl mit 2,00 m Länge und 40 cm Wendeldurchmesser einen Beiwert $N_{L/D_W} \approx 4,5$, während der Beiwert für den Durchmesser $N_{D_W} \approx 15$ beträgt. Der Beiwert für die Tiefe trägt zu circa 25 % und der Beiwert für den Durchmesser zu 75 % zum Gesamtergebnis bei. Erhöht sich die Länge auf 20 m, so steigt der Beiwert N_{L/D_W} auf ca. 45 an, während der Beiwert für den Durchmesser konstant bleibt. Der Anteil des Durchmessereinflusses reduziert sich auf 25 %. Bei der Betrachtung der gleichen Abmessungen und einen Reibungswinkel von 20° ergibt sich für den kurzen Pfahl $N_{L/D_W} \approx 2$ und $N_{D_W} \approx 0,6$. Mit zunehmender Länge wird der Einfluss vernachlässigbar.

Der Durchmesser geht in die Berechnung des Beiwertes N_{D_W} mit einer Potenz von -0,623 ein. Durchmesser, die kleiner als ein Meter sind, führen somit zu einer Erhöhung und Durchmesser größer als ein Meter zu einer Verringerung des Beiwertes. Die Begründung für dieses Ergebnis liegt in der Wahl des Kriteriums für die Ermittlung des Grenzzustandes. Dieser wurde als Verformungskriterium mit $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ definiert. Bei einer gleichgroßen Spannung führt ein größerer Durchmesser zu mehr Setzungen, sodass das Kriterium schneller erreicht wird, als bei geringerem Durchmesser.

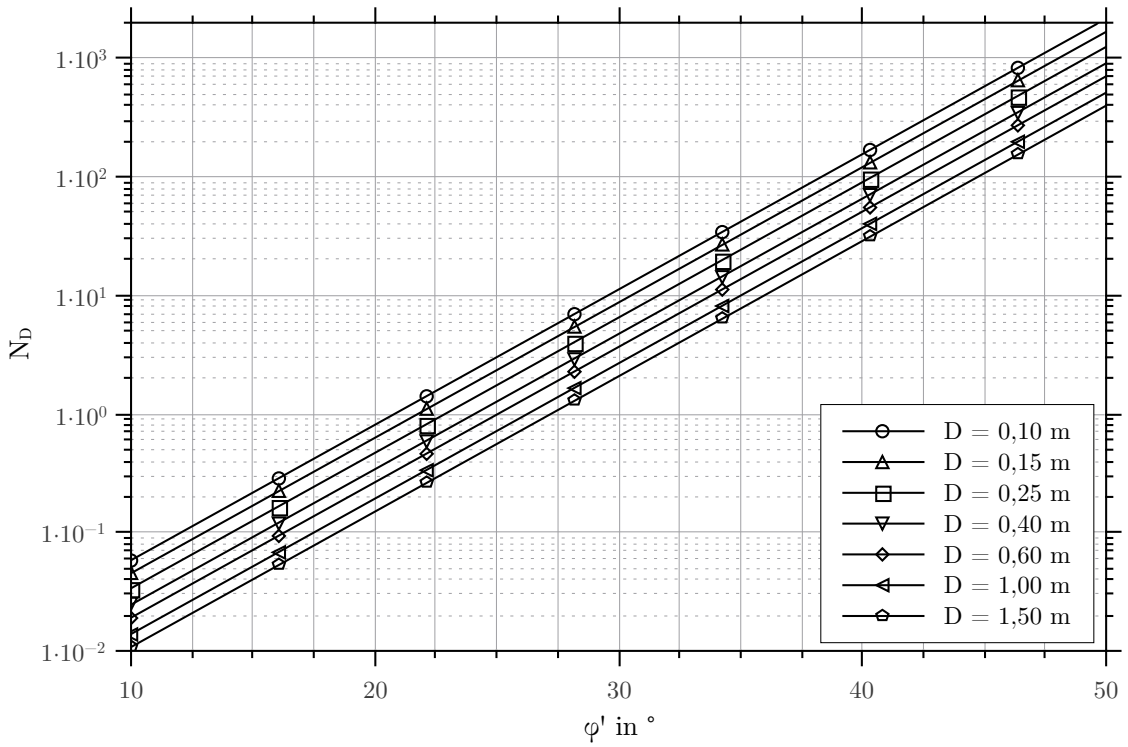


Abbildung 7.7: Abgeleiteter Tragfähigkeitsbeiwert N_{D_W} zur Berücksichtigung des Wendeldurchmessers in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ' für unterschiedliche Wendeldurchmesser D_W

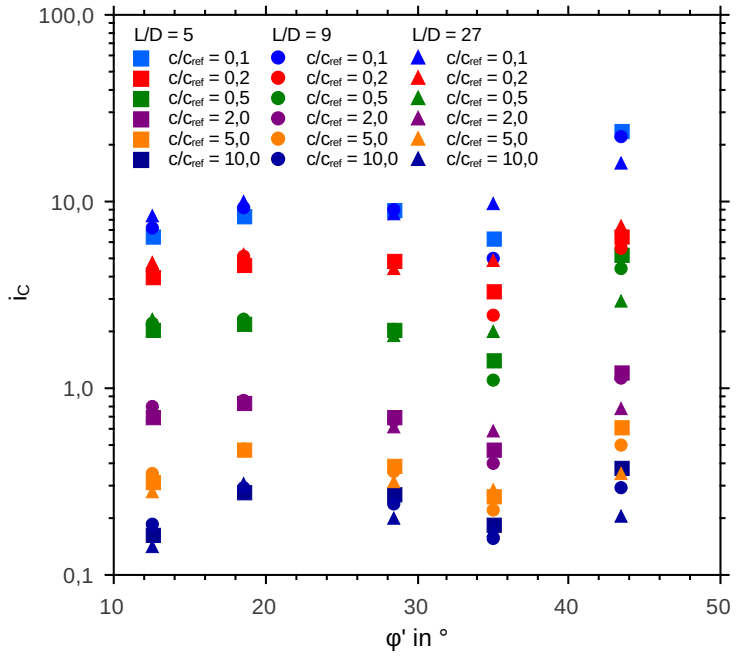


Abbildung 7.8: Aus Parameterstudie zurückgerechnete Faktoren i_C in Abhängigkeit des Reibungswinkels für verschiedene relative Einbindelängen

Um den Einfluss der Kohäsion genauer zu untersuchen, wurden nachträglich noch weitere numerische Berechnungen mit folgenden Parameterkombinationen durchgeführt:

- Modellböden mit $\varphi' = 12,5°$ 18,5° ; 28,5°; 35° und 43,5°
  - Kohäsion mit $0,2 \cdot c'_{ref}$; $0,5 \cdot c'_{ref}$, $2 \cdot c'_{ref}$ und $5 \cdot c'_{ref}$
  - Schaftdurchmesser von $d = 10$ cm und $d = 19$ cm
  - Wendeldurchmesser von $D/d = 2,5$ und 4,0
  - Einbindelängen von $L/D = 5$; 9 und 27
  - Wendelabstände von $l/D = 3,5$ und 7,0

- Modellböden mit $\varphi' = 12,5°$ 18,5° ; 28,5°; 35° und 43,5°
  - Kohäsion mit $0,1 \cdot c'_{ref}$ und $10 \cdot c'_{ref}$
  - Schaftdurchmesser von $d = 14$ cm
  - Wendeldurchmesser von $D/d = 2,5$ und 4,0
  - Einbindelängen von $L/D = 5$; 9; 27 und 40
  - Wendelabstände von $l/D = 3,5$ und 7,0

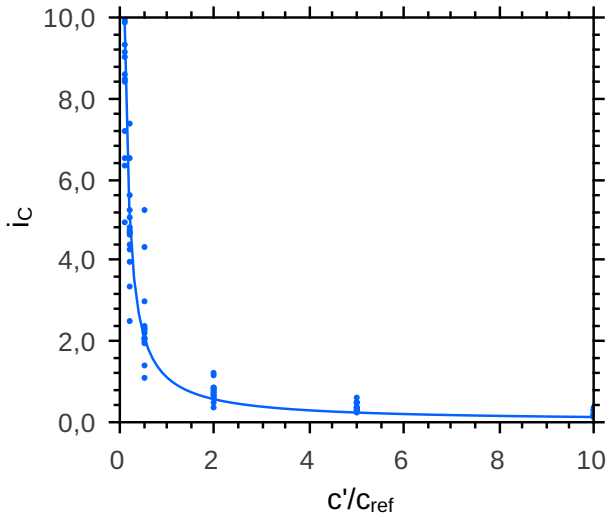


Abbildung 7.9:
Beispiele für zurückgerechnete Faktoren i_C in Abhängigkeit des Verhältnisses c'/c'_{ref}

Die Berechnungen ergaben, dass die Kohäsion nicht linear in den Beiwert eingeht, sondern von der angesetzten Kohäsion abhängt. Zur Berücksichtigung dieses Umstands wird ein Faktor i_C eingeführt. Der Faktor wurde aus den Ergebnissen der numerischen Berechnungen zurückgerechnet und ist in Abbildung 7.8 in Abhängigkeit des Reibungswinkels abgetragen. Das Diagramm zeigt, dass der Reibungswinkel und die relative Einbindelänge keinen Einfluss auf den Faktor haben. Für ein konstantes Verhältnis zwischen c'/c'_{ref} ergibt sich aus der Rückrechnung ein annähernd konstanter Wert für i_C.

Die Abbildung 7.9 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Verhältnis c'/c'_{ref} und dem Faktor i_C. Dieser kann durch eine Gleichung der Form

$$i_C = \frac{\lambda_{4,1}}{\left(c'/c'_{ref} + \lambda_{4,2}\right)^{\lambda_{4,3}}}$$

beschrieben werden. Die Quantifizierung erfolgte ebenfalls numerisch mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Durch Einsetzen der Werte und das substituieren des Ansatzes für die Kohäsion c'_{ref} aus den Referenzberechnungen erhält man den Faktor in Abhängigkeit der effektiven Scherparameter:

$$i_C = \frac{0,7549}{(6,598 \cdot 10^{-5} \cdot c' \cdot \varphi'^{2,765} + 0,1)^{0,7505}} \tag{7.12}$$

Der Beiwert N_C für die Kohäsion ist in Abbildung 7.10 für verschiedene Werte der Kohäsion in Abhängigkeit des Reibungswinkels gegeben. Zu beachten ist, dass dieser nicht einheitenneutral abgeleitet worden ist und somit die Kohäsion zwingend in der Einheit kN/m² in die Berechnung eingehen muss. Für $c' = 0$ gilt $N_C = 1$.

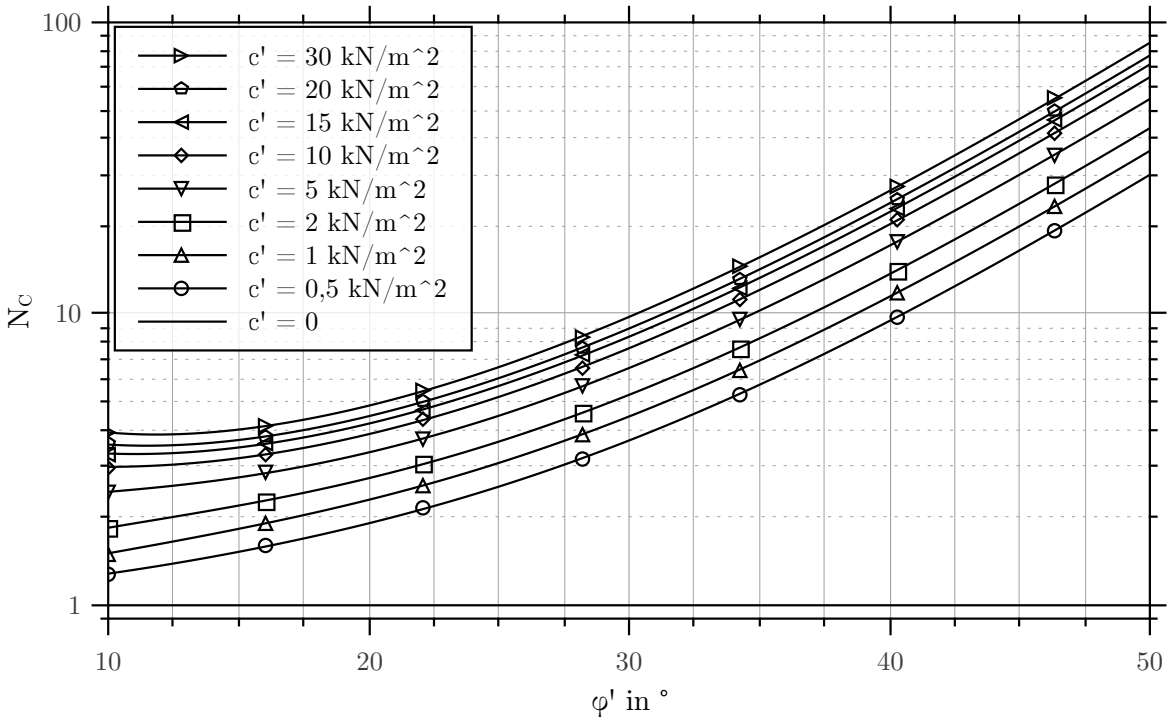


Abbildung 7.10: Abgeleiteter Tragfähigkeitsbeiwert N_C zur Berücksichtigung der effektiven Kohäsion c' in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ'

7.2.2 Formfaktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher Geometrien

Der Tragfähigkeitsfaktor wurde für die numerischen Berechnungen mit einem relativ geringen Abstand der Wendeln von $l/D_w = 2,0$ und für die Durchmesserverhältnisse von $D_W/d = 1,5$ bis 6,5 abgeleitet. Bei dem geringen Abstand der Wendeln untereinander ist davon auszugehen, dass der Schaftdurchmesser kaum einen Einfluss auf das Ergebnis hat, da sich der gesamte Bodenzylinder mit dem Pfahl verschiebt, vgl. Abschnitt 4.7. Die Vergrößerung des relativen Wendelabstands führt bei sonst gleichbleibenden Randbedingungen zu einer Verringerung des erzielbaren Widerstands. Weiterhin ist davon auszugehen, dass der Einfluss des Schaftdurchmessers mit zunehmendem relativen Wendelabstand zunimmt, da entlang des Schaftes Mantelreibung entstehen kann.

Zur Berücksichtigung der geometrischen Einflüsse wird ein Formfaktor in die Berechnung eingeführt:

$$N_{\mathrm{FSP}} = \nu \cdot N_{\mathrm{FSP},0} \tag{7.13}$$

mit:

$$\nu = \nu_{l/D_W} \cdot \nu_{D_W/d} \cdot \nu_{D_W} \tag{7.14}$$

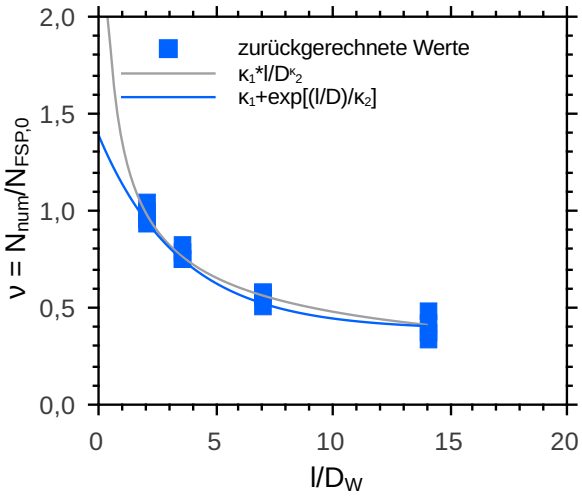


Abbildung 7.11:
Beispiele für zurückgerechnete Formfaktoren ν in Abhängigkeit des relativen Wendelabstands

Neben dem relativen Wendelabstand und dem Schaftdurchmesser hat die Auswertung gezeigt, dass auch die Berücksichtigung des (absoluten) Wendeldurchmessers erforderlich wird. Zwar wird dieser schon bei dem Beiwert N_{D_W} berücksichtigt, hat aber, wie zuvor ausgeführt, nur bei großen Reibungswinkeln in Verbindung mit kleinen Einbindetiefen Bedeutung. Werden jedoch relativ lange Fertigschraubpfähle in weniger tragfähigen Böden eingesetzt, so hat auch der Durchmesser einen Einfluss. Auch hier führt bei sonst gleichen Randbedingungen der größere Durchmesser zu größeren Gesamtsetzungen, sodass der definierte Grenzzustand bei geringerer Last F_{ult} erreicht wird.

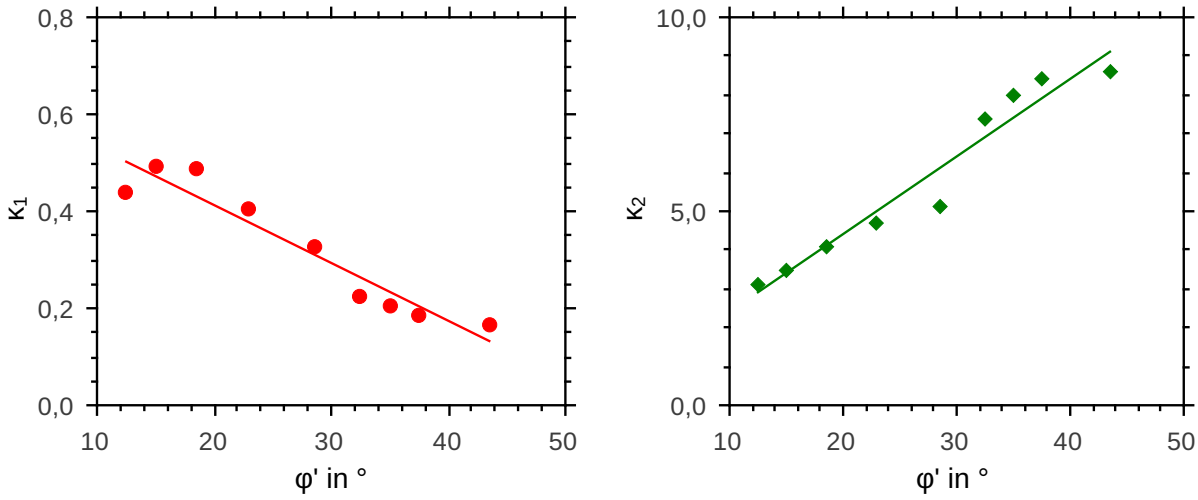
Die Herleitung des Formfaktors erfolgt ausgehend vom relativen Wendelabstand l/D_W. Der Faktor wurde aus den Ergebnissen der Parameterstudie zurückgerechnet, indem der numerische Tragfähigkeitsfaktor N_{num} durch den sich nach Gleichung 7.8 ergebenen Faktor $N_{\mathrm{FSP},0}$ geteilt wurde. In Abbildung 7.11 sind Ergebnisse über den relativen Wendelabstand aufgetragen. Als erster Ansatz ist eine Annäherung der Punkte mit einer Potenzfunktion mit negativen Exponenten möglich. Die Funktion hat jedoch die Eigenschaft, dass sie für $x \to 0$ gegen $+\infty$ strebt. Deshalb wurde ein exponentiell abklingender Ansatz gewählt:

$$\nu_{l/D_W} = \kappa_1 + e^{-\frac{l/D_W}{\kappa_2}} \tag{7.15}$$

Der Parameter κ_1 ist der Grenzwert der Funktion für $l/D_W \to \infty$ und der Parameter κ_2 beeinflusst die Steigung und somit den Funktionsverlauf. Wie in Abbildung 7.12 deutlich ersichtlich, sind sowohl κ_1 als auch κ_2 linear vom Reibungswinkel abhängig:

$$\kappa_1 = \kappa_{1,1} \cdot \varphi' + \kappa_{1,2} \tag{7.16}$$

$$\kappa_2 = \kappa_{2,1} \cdot \varphi' + \kappa_{2,2} \tag{7.17}$$



(a) Parameter κ_1 mit linearer Approximation

(b) Parameter κ_2 mit linearer Approximation

Abbildung 7.12: Beispiele für zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ'

Aufbauend auf dem Beiwert ν_{l/D_W} wird der Beiwert $\nu_{D_W/d}$ zur Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen Wendeldurchmesser und Schaftdurchmesser aus den numerischen Ergebnissen zurückgerechnet. Aus Abbildung 7.13 geht hervor, dass ein linearer Zusammenhang zwischen dem Beiwert und dem Durchmesserverhältnis besteht:

$$\nu_{D_W/d} = \kappa_3 \cdot D_w/d + \kappa_4 \tag{7.18}$$

Wie den Diagrammen in Abbildung 7.14 zu entnehmen ist, sind die Parameter κ_3 und κ_4 erwartungsgemäß vom Wendelabstand abhängig. Diese können ebenfalls linear approximiert werden:

$$\kappa_3 = \kappa_{3,1} \cdot l/D_W + \kappa_{3,2} \tag{7.19}$$

$$\kappa_4 = \kappa_{4,1} \cdot l/D_W + \kappa_{4,2} \tag{7.20}$$

Die Abhängigkeit des dritten Beiwertes ν_{D_W} ist in Abbildung 7.15 aufgetragen und kann ebenfalls ausreichend genau mit einer linearen Ansatzfunktion beschrieben werden:

$$\nu_{D_W} = \kappa_5 \cdot D_w + \kappa_6 \tag{7.21}$$

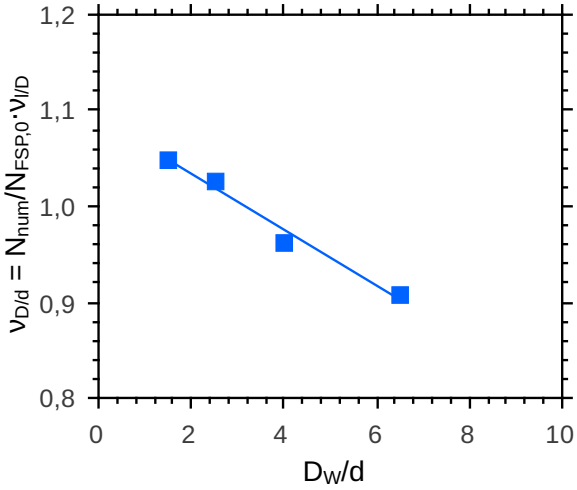
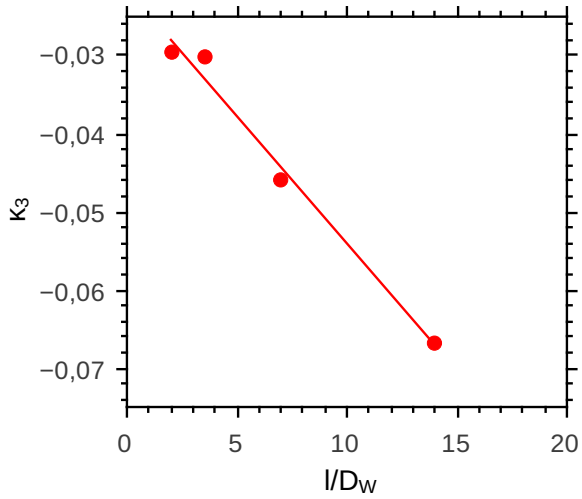
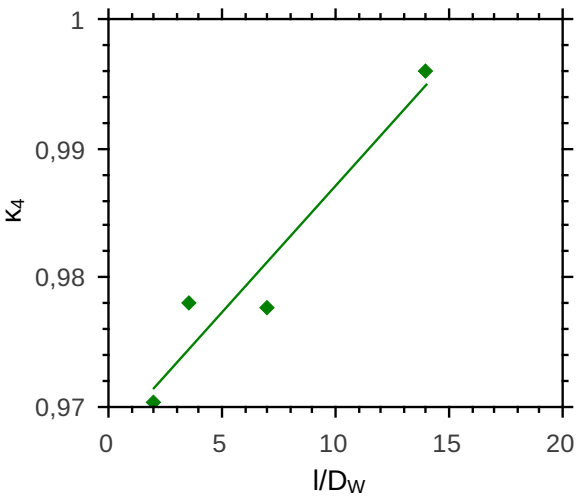


Abbildung 7.13:
Beispiele für zurückgerechnete Formbeiwerte $\nu_{D_W/d}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Wendeldurchmesser D_W und Schaftdurchmesser d



(a) Parameter κ_3 mit linearer Approximation



(b) Parameter κ_4 mit linearer Approximation

Abbildung 7.14: Beispiele für zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des relativen Wendelabstands l/D_W

Für die zugehörigen Parameter ist die Steifigkeit des Bodens ausschlaggebend. Diese wird indirekt über den Reibungswinkel in Ansatz gebracht:

$$\kappa_5 = \kappa_{5,1} \cdot \varphi' + \kappa_{5,2} \tag{7.22}$$

$$\kappa_6 = \kappa_{6,1} \cdot \varphi' + \kappa_{6,2} \tag{7.23}$$

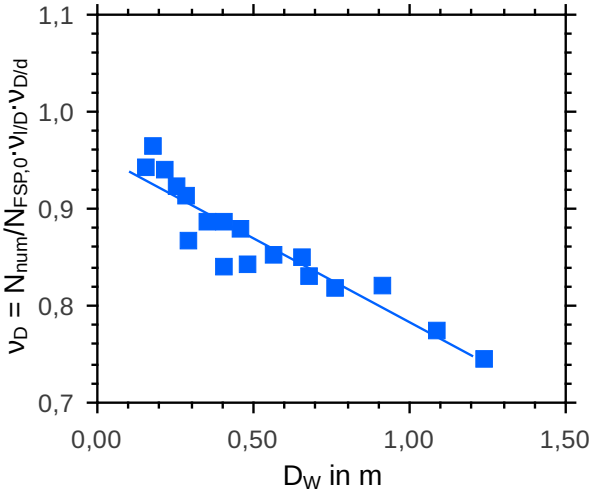


Abbildung 7.15:
Beispiele für zurückgerechnete Formbeiwerte ν_{D_W} in Abhängigkeit des Wendeldurchmessers D_W

Aus den Gleichungen 7.15 bis 7.23 ergeben sich insgesamt 12 Parameter, die quantifiziert werden müssen. Hierfür wurde analog zu Abschnitt 7.2.1 vorgegangen. Insgesamt standen 2269 Ergebnisse aus der numerischen Parameterstudie zur Verfügung um die 12 Parameter anzupassen:

$$\kappa_{1,1} = -0,00701216 \qquad \kappa_{1,2} = 0,62149501$$
$$\kappa_{2,1} = 0,15423677 \qquad \kappa_{2,2} = 0,1295871$$
$$\kappa_{3,1} = -0,00275958 \qquad \kappa_{3,2} = 0,01396645$$
$$\kappa_{4,1} = 0,00074371 \qquad \kappa_{4,2} = 0,95$$
$$\kappa_{5,1} = 0,01193765 \qquad \kappa_{5,2} = -0,44613423$$
$$\kappa_{6,1} = -0,01003501 \qquad \kappa_{6,2} = 1,32294204$$

Durch Einsetzen und Runden der Parameter erhält man folgende Gleichungen für die einzelnen Beiwerte:

$$\nu_{l/D_W} = (-0,007 \cdot \varphi' + 0,622) + e^{-\frac{l/D_W}{0,1542 \cdot \varphi' + 0,130}} \tag{7.24}$$

$$\nu_{D_W/d} = 0,95 + 0,00074 \cdot l/D_W - (0,0028 \cdot l/D_W - 0,014) \cdot D_w/d \tag{7.25}$$

$$\nu_{D_W} = 1,323 - 0,01 \cdot \varphi' + (0,0119 \cdot \varphi' - 0,446) \cdot D_w \tag{7.26}$$

mit:

$$l/D_W \cdot D_W/d \leq 375$$

In den Abbildungen 7.16 bis 7.18 sind die ermittelten Formbeiwerte grafisch über den Reibungswinkel bzw. das Durchmesserverhältnis abgetragen. Der relative Wendelabstand beeinflusst das Gesamtergebnis am stärksten. Bei einem geringen Abstand von $l/D_W = 2$ liegt der Wert, je nach Reibungswinkel, bei etwas über eins. Die Verdoppelung des Abstands auf $4 \cdot D_W$ verringert den Wert um ca. 20 % auf ca. 0,8. Eine weitere Erhöhung um $2 \cdot D_W$ auf $l/D_W = 6$ führt nochmals zu einer Abnahme um weitere 20 % auf ca. 0,65. Bei Wendelabständen die größer als $10 \cdot D_W$ sind, werden nur ca. 50 % des Ausgangswertes erreicht. Zu beachten ist, dass der Beiwert ν_{l/D_W} mit den Einflüssen des Beiwertes $\nu_{D_W/d}$, der in Abbildung 7.17 dargestellt ist, überlagert wird.

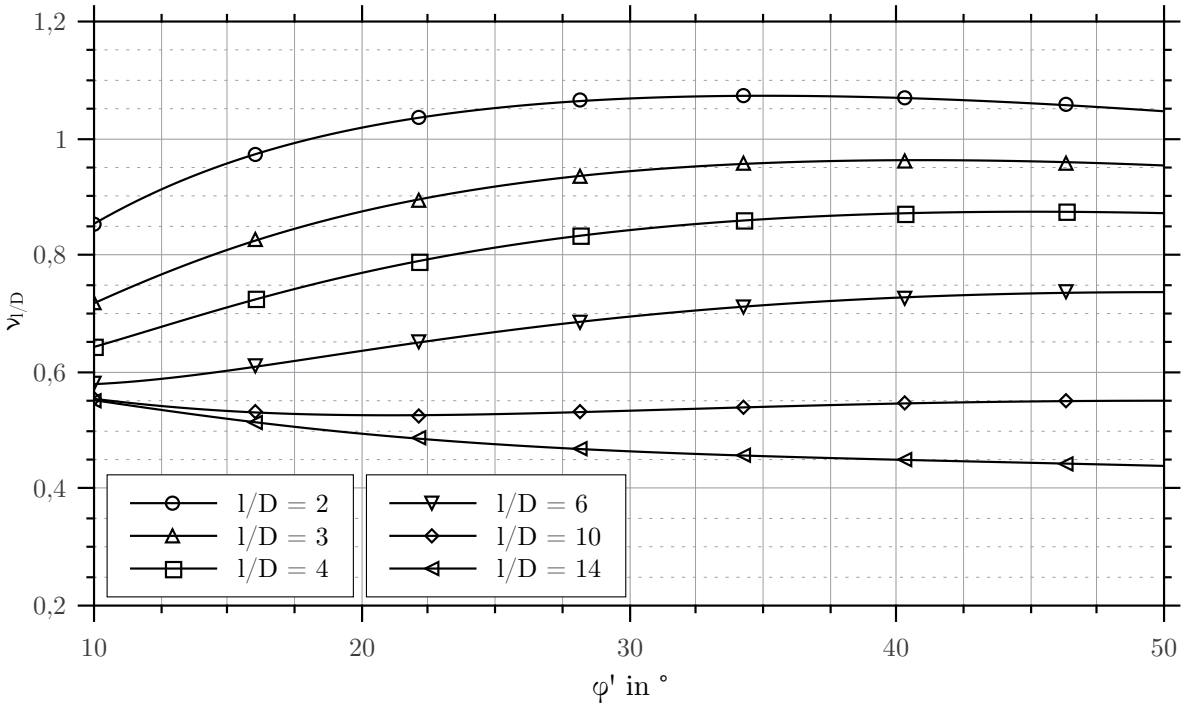


Abbildung 7.16: Abgeleiteter Formbeiwert ν_{l/D_W} zur Berücksichtigung des Einflusses des relativen Wendelabstands in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ'

Der Beiwert $\nu_{D_W/d}$ ist wie erwartet stark vom Wendelabstand abhängig. Bei einem Abstand von $l/D_W = 14$ beträgt er, bei einem Durchmesserverhältnis von $D_W/d = 1,5$, ca. 0,92. Wird der Schaftdurchmesser verkleinert, sodass das zugehörige Verhältnis auf $D_W/d = 6,5$ ansteigt, so nimmt der Beiwert auf ca. 0,8 ab, was eine Verringerung von etwa 15 % bedeutet. Ursächlich für den Abfall ist, wie bereits erläutert, die Verringerung der Fläche des Schaftes an der Mantelreibung wirkt. Wird der Abstand $l/D_W < 5$, so nimmt der Beiwert mit kleiner werdendem Schaftdurchmesser zu, was zunächst unplausibel erscheint, sich aber schlüssig begründen lässt:

Bei dem geringen Abstand zwischen den Wendeln spielt die Mantelreibung am Schaft keine Rolle mehr für den Lastabtrag. Die Last wird ausschließlich als Normalspannungen unterhalb der Wendeln abgetragen. Wird der Schaftdurchmesser vergrößert, so verringert sich die zum Lastabtrag zur Verfügung stehende Wendelfläche. Aus der Reduzierung der Fläche folgt bei gleicher Last eine proportionale Erhöhung der Spannung, bzw. bei gleicher Spannung ein geringerer Widerstand.

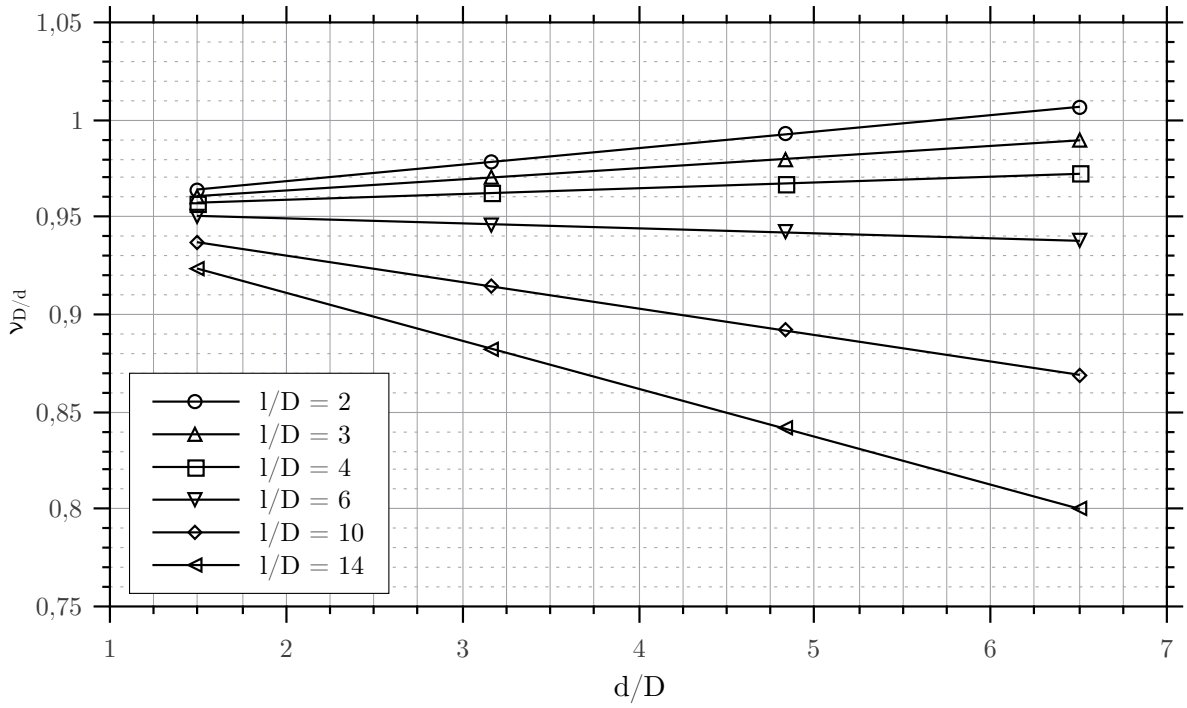


Abbildung 7.17: Abgeleiteter Formbeiwert $\nu_{D_W/d}$ zur Berücksichtigung des Einflusses des Verhältnisses zwischen Wendel- und Schaftdurchmesser in Abhängigkeit des Verhältnisses D_W/d für unterschiedliche relative Wendelabstände l/D_W

Der Durchmesser scheint auf den ersten Blick den Formfaktor erheblich zu beeinflussen. Das ist jedoch teilweise der gewählten Darstellung mit Durchmessern von $D_W = 0,10$ m bis 1,50 m und $\varphi' = 10°$ bis 50° geschuldet. Betrachtet man realistische Anwendungsbereiche mit Durchmessern zwischen 25 cm und 80 cm, bei Reibungswinkeln 15° und 40°, so liegt der Faktor zwischen 0,92 und 1,08. Der Faktor hat insbesondere bei sehr großen oder sehr kleinen Durchmessern, in Verbindung mit sehr hohen bzw. sehr kleinen Reibungswinkeln, Einfluss auf das Ergebnis. Er berücksichtigt, dass sich bei kleinen Durchmessern die Spannungen räumlich schneller ausbreiten. In wenig tragfähigen Böden resultieren daraus geringere Setzungen. Bei dicht gelagerten Böden bilden sich kleinere Scherzonen aus, was bei der in der Parameterstudie angesetzten Dilatanz zu geringerer Volumenzunahme führt. Bei großen Durchmessern verhält es sich genau umgekehrt. In weichen Böden entstehen mehr Setzungen, während in dicht gelagerten Böden die Einflüsse aus der Dilatanz zunehmen.

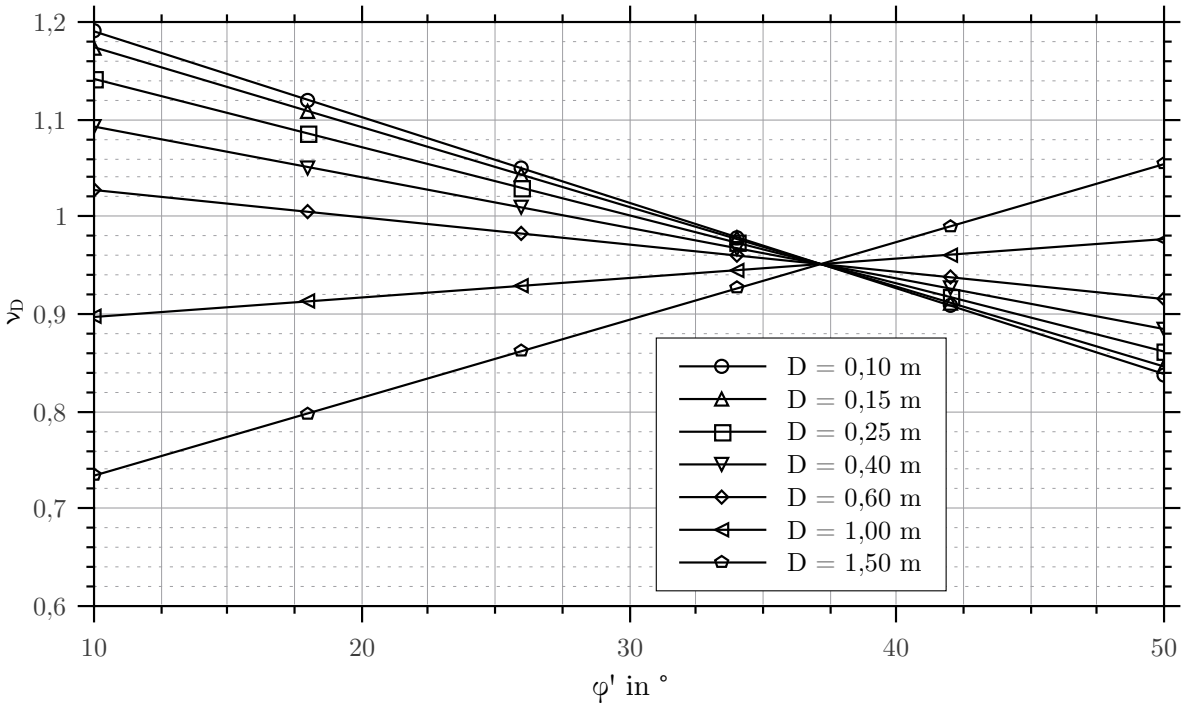


Abbildung 7.18: Abgeleiteter Formbeiwert ν_{D_W} zur Berücksichtigung des Einflusses des Wendeldurchmessers in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ'

7.2.3 Fehlerbetrachtung und Zusammenfassung

Insgesamt hat die Auswertung der Parameterstudie im Hinblick auf die Formbeiwerte schlüssige und begründbare Ergebnisse geliefert. Die empirischen Ansätze beschreiben alle für die getroffenen Annahmen maßgeblichen Zusammenhänge. Es werden der Wendeldurchmesser, der Wendelabstand und das Verhältnis zwischen Wendeldurchmesser und Schaftdurchmesser berücksichtigt.

In Abbildung 7.19 ist die Häufigkeitsverteilung des relativen Fehlers, der sich ergibt, wenn der empirisch ermittelte Tragfähigkeitsfaktor N_{FSP} nach Gleichung 7.13, durch den numerisch ermittelten $N_{\mathrm{FSP,num}}$ nach Gleichung 7.1 geteilt wird, als Histogramm dargestellt. Der Mittelwert beträgt 1,01 und die Standardabweichung 0,16. Daraus folgt, dass mit dem empirischen Modell etwa 68 % aller numerischen Ergebnisse auf ±16 % genau vorhergesagt werden. Die 95%-Fraktile liegt bei 1,25 und das Maximum bei 2,15. Die Auswertung der Fehler bzgl. der Verteilung in Abhängigkeit verschiedener Parameter ergibt, dass die größten Streubreiten bei Reibungswinkeln $< 20°$ und großen relativen Wendelabständen in Verbindung mit kleinen Durchmessern liegen. Wird der Anwendungsbereich auf Reibungswinkel $\varphi' > 20°$ begrenzt, so beträgt die 5%-Fraktile 0,88 und die 95%-Fraktile 1,17, das Maximum sinkt auf 1,30.

Die Tragfähigkeit eines druckbelasteten Fertigschraubpfahls lässt sich somit aus dem Tragfähigkeitsfaktor, der Geometrie und der Bodenwichte berechnen:

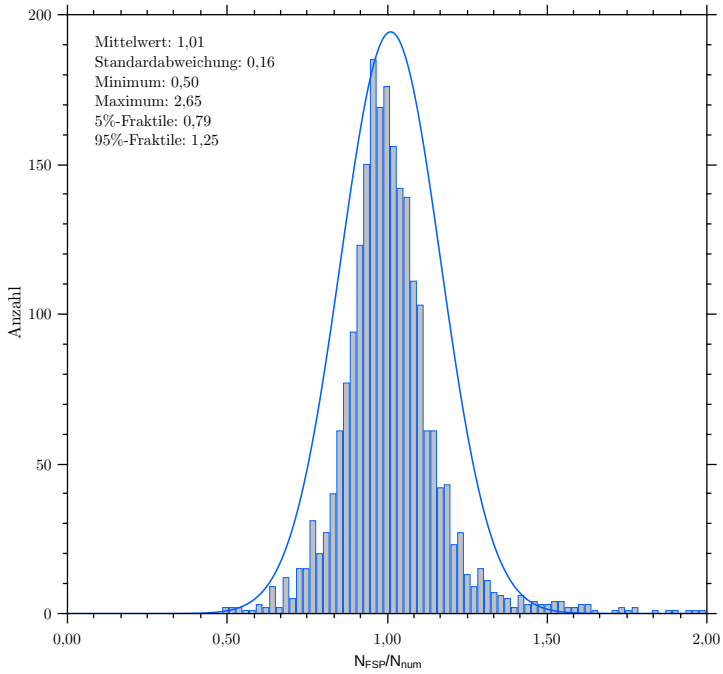


Abbildung 7.19:
Histogramm zur Verteilung des Fehlers $N_{\mathrm{FSP}}/N_{\mathrm{FSP,num}}$

$$R_{\mathrm{FSP},c} = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma \cdot D_W^2 \cdot L \cdot N_{\mathrm{FSP}} \tag{7.27}$$

7.3 Übertragung des Ansatzes auf zugbelastete Fertigschraubpfähle

Nachdem in Abschnitt 7.2 ein empirisches Modell zur Berechnung des Widerstands von druckbelasteten Fertigschraubpfählen vorgestellt wurde, geht der folgende Abschnitt auf zugbelastete Pfähle ein. Prinzipiell wäre es möglich, analog zu Abschnitt 7.2 entsprechende empirische Tragfähigkeitsfaktoren abzuleiten. Zugelemente stellen jedoch in der Geotechnik immer besondere Bauteile dar. Selbst bei (Mikro-)Bohrpfählen oder Verpressankern liegen trotz jahrzehntelanger Erfahrung keine Berechnungsmethoden vor, die eine zuverlässige Prognose der aufnehmbaren Zugkräfte liefern. Hier sind also entsprechend hohe Sicherheiten oder Prüfungen in situ erforderlich. Im Weiteren soll deshalb ein vereinfachter Faktor hergeleitet werden, mit dem, aus dem Ergebnis der Berechnung für Druckbelastung, der Zugwiderstand abgeleitet werden kann. Umgekehrt kann der Faktor auch herangezogen werden, um aus Ergebnissen einer Zugprobebelastung Rückschlüsse auf einen Widerstand in Druckrichtung abzugeben. Die Grundlage für die Herleitung des Faktors bilden wieder die Ergebnisse der Parameterstudie.

Der Faktor soll das Verhältnis zwischen dem Widerstand unter Zugbelastung R_t und Druckbelastung R_c bei einer Kopfverschiebung von $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ wiedergeben und wurde aus den numerischen Berechnungen zurückgerechnet:

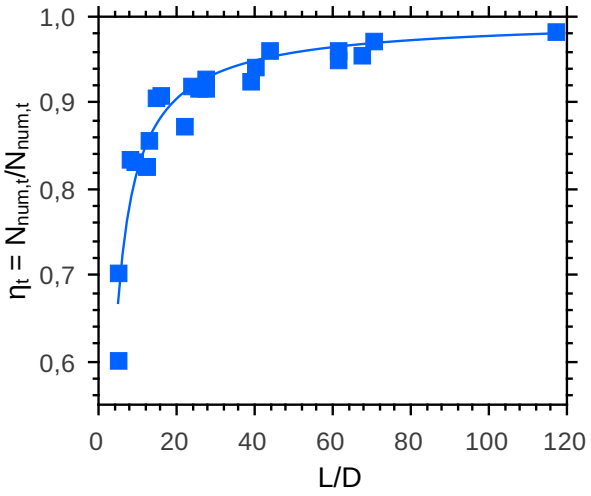


Abbildung 7.20:
Beispiele für zurückgerechnete Faktoren η_t in Abhängigkeit der relativen Einbindung für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 28,5°$

$$\eta_{t,num} = \frac{R_{t,num}}{R_{c,num}} \tag{7.28}$$

In Abbildung 7.20 wurden die für einen Reibungswinkel von 28,5° zurückgerechneten Werte von verschiedenen Berechnungen über die relative Einbindelänge abgetragen. Der Beiwert η_t ist stark von der relativen Einbindung abhängig, bei Verringerung dieser vermindert sich die Zugtragfähigkeit überproportional. Während bei $L/D_W > 20$ der Zugwiderstand mehr als 90 % des Druckwiderstands beträgt, fällt dieser für den ausgewählten Datensatz auf etwa 60 % bei $L/D_W = 5$ ab.

Um konsistente Lösungen zu liefern, sollte die Ansatzfunktion zur Beschreibung des Verhältnisses zwischen Zugwiderstand und Druckwiderstand folgende Eigenschaften aufweisen:

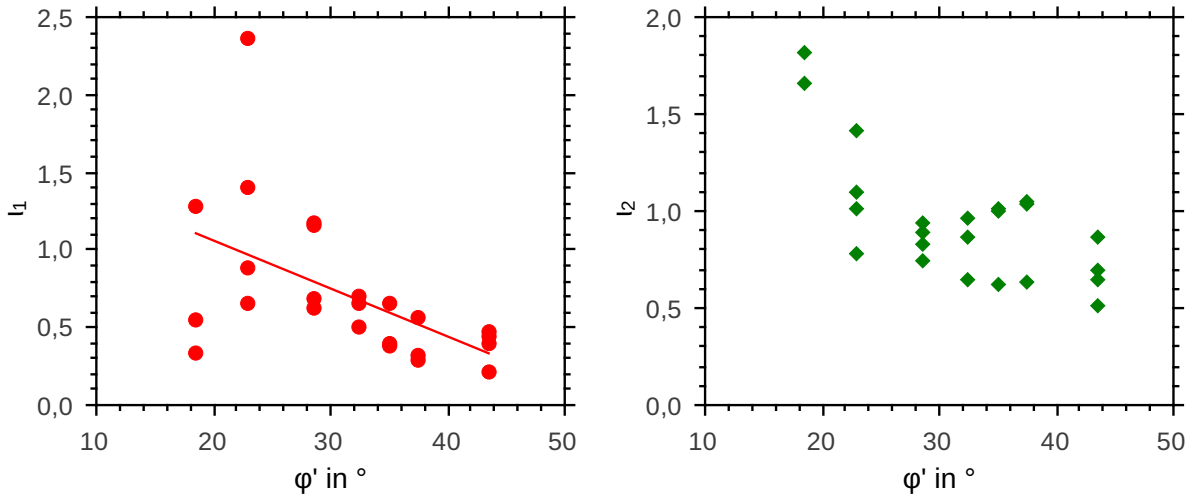
- Für große Einbindungen entspricht die Tragfähigkeit in Druckrichtung etwa der in Zugrichtung. Der Grenzwert $L/D_W \to \infty$ muss eins sein.
- Für (sehr) kurze Einbindelängen $L/D_W \to 1$ ist zwar eine Druckkraft (bis zum Erreichen des Grundbruches) über die Wendel abtragbar, aber keine Zugbelastung. Der Grenzwert muss gegen null gehen.

Für eine Approximation, die die Grenzwertbetrachtungen erfüllt, wurde die Gleichung folgender Form gewählt:

$$\eta_{t,0} = \frac{-1}{\iota_1 \cdot {}^{L}/_{D_W}{}^{\iota_2} + 1} + 1 \tag{7.29}$$

In den Abbildungen 7.21 und 7.22 sind die zurückgerechneten Parameter ι_1 und ι_2 für einen Wendelabstand von $l/D_W = 2$ und ein Durchmesserverhältnis von $D_W/d = 1,5$ dargestellt. Der Parameter ι_1 ist augenscheinlich vom Reibungswinkel abhängig und soll mit einem linearen Ansatz erfasst werden:

$$\iota_1 = \iota_{1,1} \cdot \varphi + \iota_{1,2} \tag{7.30}$$



(a) Parameter ι_1 mit linearer Approximation **(b)** Parameter ι_2

Abbildung 7.21: Aus Parameterstudie zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ'

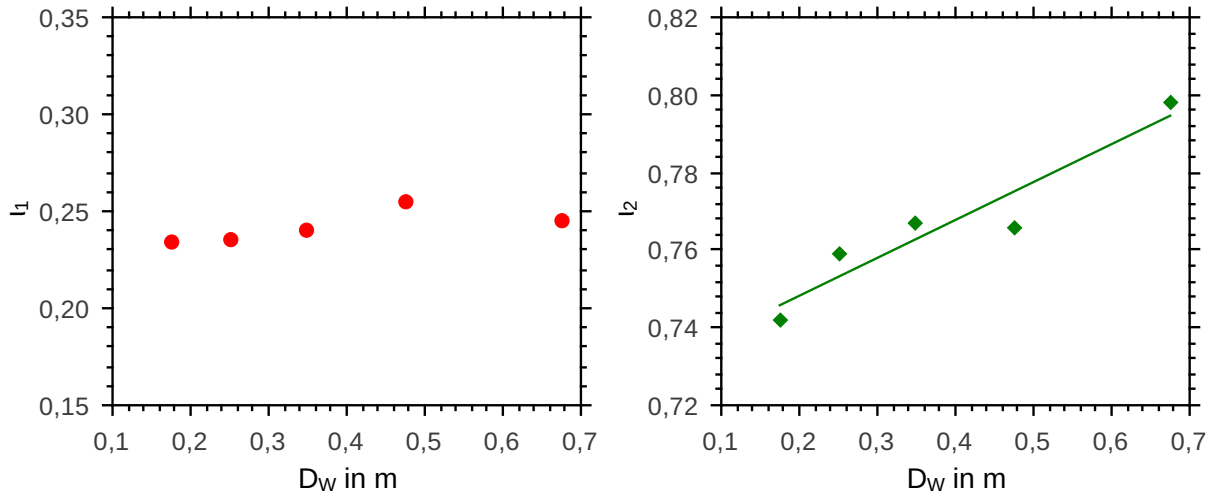
In der ersten Auswertung war der Parameter ι_2 sowohl vom Reibungswinkel als auch vom Durchmesser anhängig. Im ersten Schritt wurde der Parameter über die folgende lineare Funktion beschrieben:

$$\iota_2 = \iota_{2,1} \cdot D_W + \iota_{2,2} \tag{7.31}$$

Die weitere Auswertung der Daten ergab, dass bei den oben genannten Vorgaben zusätzlich die Parameter $\iota_{1,1}$ und $\iota_{1,2}$ in Abhängigkeit vom Durchmesser zu betrachten sind. Da sich ι_1 und ι_2 gegenseitig beeinflussen, ist durch die Einführung des Durchmessers in ι_1 keine weitere Berücksichtigung des Reibungswinkels bei ι_2 erforderlich, um eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der numerischen Berechnung und der Näherungslösung zu erzielen:

$$\iota_{1,1} = \iota_{1,3} \cdot D_W + \iota_{1,4} \tag{7.32}$$

$$\iota_{1,2} = \iota_{1,5} \cdot D_W + \iota_{1,6} \tag{7.33}$$



(a) Parameter ι_1

(b) Parameter $\iota_2$mit linearer Approximation

Abbildung 7.22: Aus Parameterstudie zurückgerechnete Parameter in Abhängigkeit des Wendeldurchmessers D_W für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 43,5°$

Neben den Einflüssen aus Durchmesser und Reibungswinkel ist noch der geometrische Einfluss des relativen Wendelabstands für die Zugkrafttragfähigkeit von Bedeutung. Dieser soll über einen zusätzlichen Beiwert berücksichtigt werden:

$$\eta_t = \eta_{t,0} \cdot \nu_\eta \tag{7.34}$$

mit:

$$\nu_\eta = \iota_3 \cdot \iota_4 \tag{7.35}$$

$$\iota_3 = \iota_{3,1} \cdot L/D_W + \iota_{3,2} \tag{7.36}$$

$$\iota_4 = \iota_{4,1} \cdot l/D_W + \iota_{4,2} \tag{7.37}$$

Die insgesamt 10 erforderlichen Parameter wurden analog zu Abschnitt 7.2.1 numerisch ermittelt:

$\iota_{1,3} = -0,00660179$ $\quad$ $\iota_{1,4} = 0,17769947$

$\iota_{1,3} = 0,29953052$ $\quad$ $\iota_{1,4} = 0,19045861$

$\iota_{2,1} = -0,00122803$ $\quad$ $\iota_{2,1} = 1,98575813$

$\iota_{3,1} = -0,00027345$ $\quad$ $\iota_{3,2} = 0,94114682$

$\iota_{4,1} = 0,00066568$ $\quad$ $\iota_{4,2} = 1,0062489$

Durch Einsetzen der Werte erhält man:

$$\eta_{t,0} = 1 - \frac{1}{{L/D_W}^{1,99-0,0012\,D_W} \cdot \left(0,3 \cdot {D_W}^{0,191} - 0,0066 \cdot \varphi\, {D_W}^{0.178}\right) + 1} \tag{7.38}$$

$$\nu_\eta = (0,941 - 0,003 \cdot L/D_W)\ (0,0007 \cdot l/D_W + 1.01) \tag{7.39}$$

Die Funktion aus Gleichung 7.38 ist in Abbildung 7.23 über den Reibungswinkel abgetragen. Auf den ersten Blick fällt auf, dass insbesondere bei kleinen relativen Einbindelängen der Faktor mit zunehmendem Reibungswinkel stark abfällt. Die Verringerung des Widerstands unter Zugbelastung wird durch den Beiwert $\eta_{t,0}$ in das relative Verhältnis zum Widerstand unter Druckbelastung gesetzt. Der Beiwert gibt somit keinen direkten Aufschluss über den Absolutwert, da bei der Berechnung dessen der Reibungswinkel exponentiell eingeht. Somit ist die Tragfähigkeit absolut betrachtet auch unter Zuglast in Böden mit größerem Reibungswinkel größer.

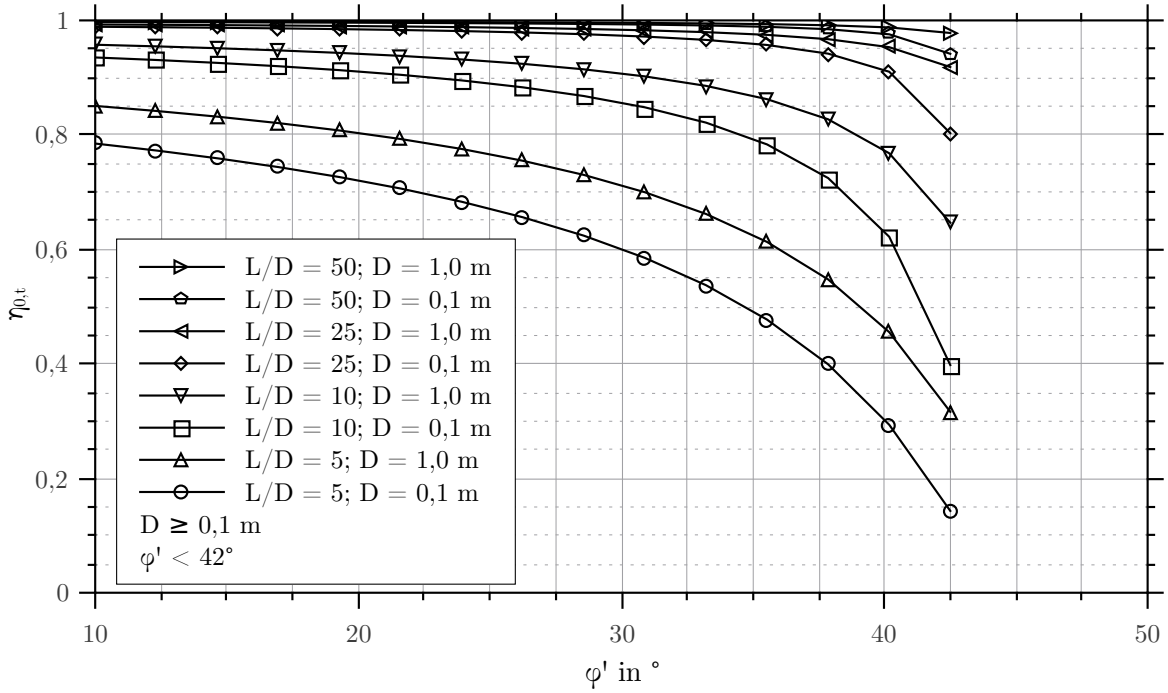


Abbildung 7.23: Abgeleiteter Beiwert η_t zur Berücksichtigung von Zugbelastungen in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindelängen L/D_W und Wendeldurchmesser D_W

Der Einfluss des Durchmessers auf die mögliche Zugtragfähigkeit zeigt sich sehr deutlich. Insbesondere bei kleinen relativen Einbindelängen führt ein größerer Durchmesser zu einer höheren Tragfähigkeit. Dies ist damit zu begründen, dass bei einem konstanten Verhältnis L/D_W mit zunehmendem Durchmesser D_W auch die absolute Einbindelänge steigt. Bei größerer Einbindung und größerem Durchmesser ist das Spannungsniveau höher und es wird insgesamt ein größeres Bodenvolumen zum Lastabtrag herangezogen.

Der Beiwert ν_η in Abbildung 7.24 ist als Korrekturbeiwert für die Ansatzfunktion zu verstehen. Bei zunehmender relativer Einbindelänge strebt die Funktion gegen den Wert 1. Da auch bei großen Einbindelängen dieser Wert nicht erreicht wird, wird mit dem Faktor das Gesamtergebnis reduziert. Der Einfluss des Wendelabstands ist annähernd vernachlässigbar.

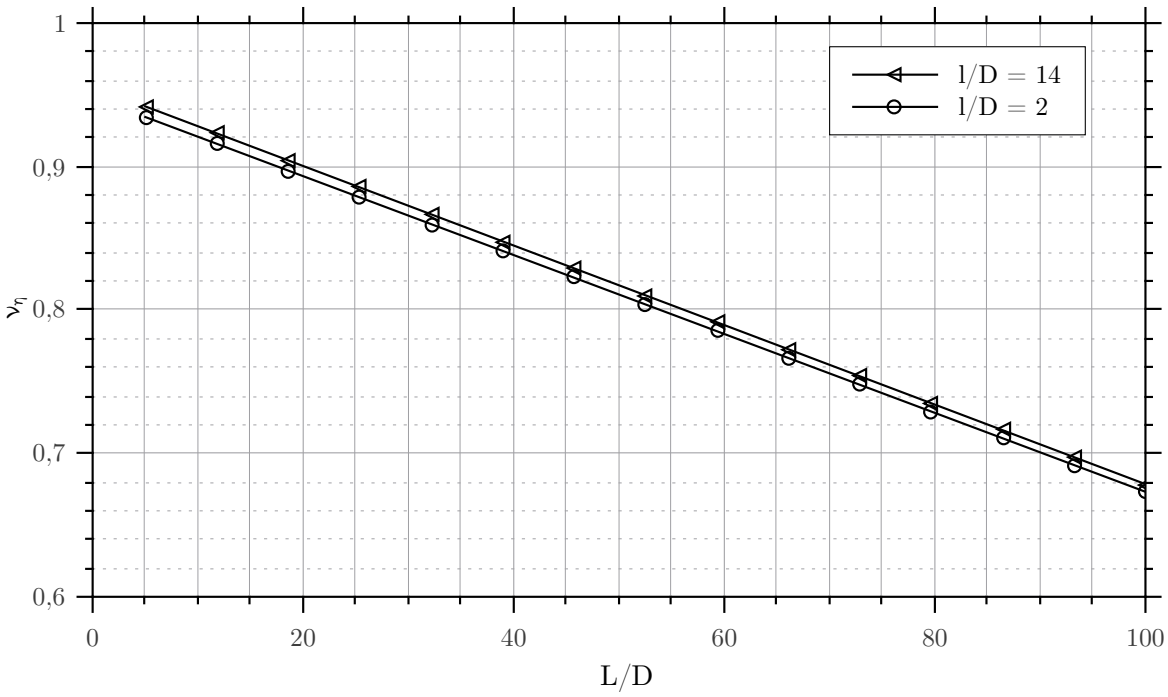


Abbildung 7.24: Abgeleiteter Beiwert ν_η zur Berücksichtigung von geometrischen Einflüssen auf den Zugwiderstand in Abhängigkeit der relativen Einbindelängen L/D_W

Das Ergebnis zeigt, dass die geometrischen Verhältnisse l/D_W und D_W/d unter Zug- und Druckbelastung den gleichen Einfluss auf das Tragverhalten haben müssen, sodass sich ein von diesen Parametern unabhängiger Faktor ergibt.

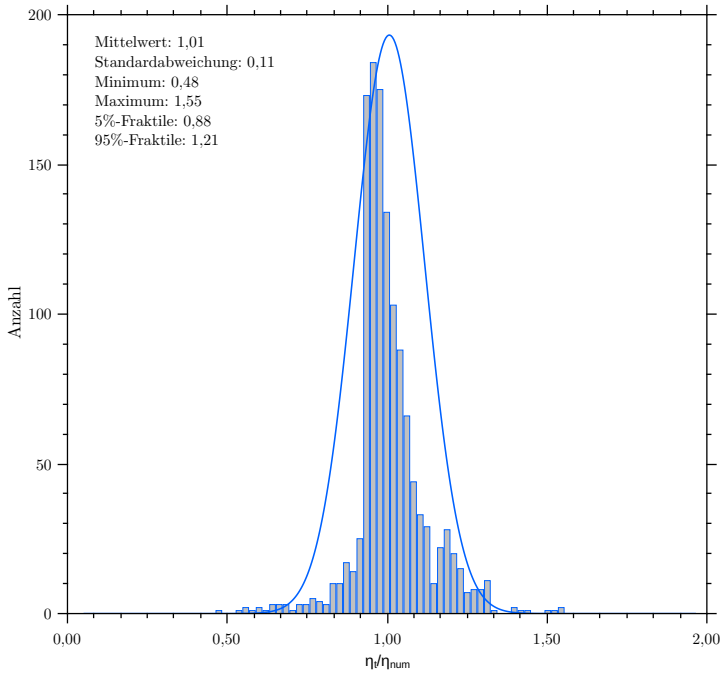


Abbildung 7.25:
Histogramm zur Verteilung des Fehlers $\eta_t/\eta_{t,num}$

In Abbildung 7.25 ist die Verteilung des Fehlers abgetragen, der sich ergibt, indem man den empirisch ermittelten Faktor η_t durch den aus der Parameterstudie ermittelten Wert $\eta_{t,num}$ teilt. Die empierische Näherungslösung zeigt eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Berechnungsergebnissen. Der Mittelwert beträgt 1,01 und die Standardabweichung beträgt 0,11. Die Fraktilwerte betragen 0,88 für die 5%-Fraktile und 1,21 für die 95%-Fraktile, d. h. 95% aller Ergebnisse der numerischen Berechnung werden auf ca. 20% genau approximiert.

Aufgrund der guten Übereinstimmung wurde noch eine Fehlerbetrachtung bezüglich des Tragfähigkeitsfaktors durchgeführt. Für zugbelastete Fertigschraubpfähle soll dieser als Produkt aus Gleichung 7.13 und 7.34 definiert sein:

$$N_{\mathrm{FSP},t} = \eta_t \cdot N_{\mathrm{FSP}} \tag{7.40}$$

Die zugehörige Fehlerverteilung ist in Abbildung 7.26 dargestellt. Die empirischen Lösungen aus den beiden unabhängig von einander ermittelten Faktoren weichen in ähnlichem Maße ab, wie die für die druckbelasteten Fertigschraubpfähle. Sowohl Streuung als auch Fraktilwerte liegen in einer ähnlichen Größenordnung. Die gegebene Gleichung ist somit geeignet, um den Widerstand auch für Zugbelastungen abzuschätzen:

$$R_t = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma \cdot D_W^2 \cdot L \cdot N_{\mathrm{FSP},t} \tag{7.41}$$

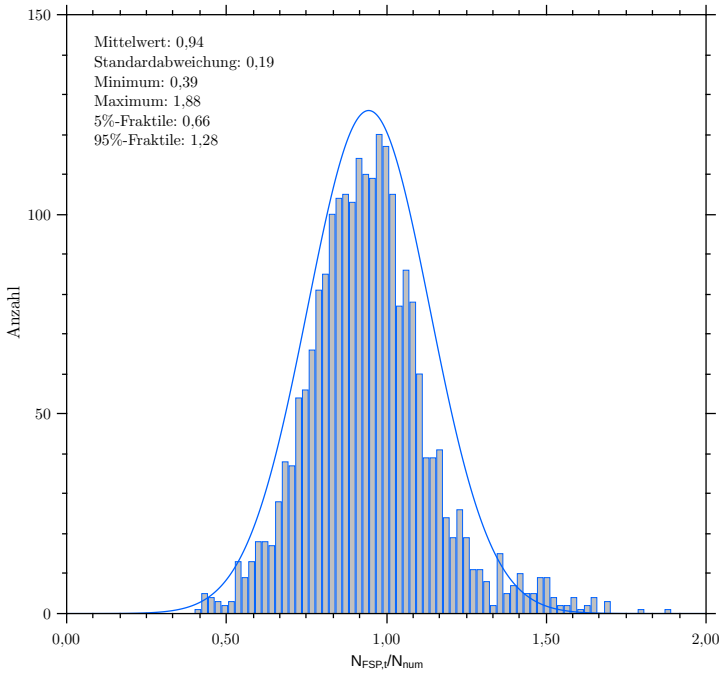


Abbildung 7.26:
Histogramm zur Verteilung des Fehlers $N_{\mathrm{FSP},t}/N_{\mathrm{FSP},num,t}$

7.4 Abschätzung von Kopfverformungen und des Kraftdurchgangs

7.4.1 Berechnung von Widerstands-Setzungs-Linien bzw. Widerstands-Hebungs-Linien

Neben dem Nachweis der Tragfähigkeit sind Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Hierzu sind häufig Aussagen zu den Verformungen notwendig. Für diese Fragestellung wird im Weiteren eine Näherungslösung angegeben. Grundlage der Näherungslösung bildet das Auswerteverfahren für Pfahlprobebelastungen nach Chin-Kondner, (Kondner (1963), Chin (1970) und Chin (1971)). Das Verfahren beruht auf der Annahme, dass sich die Pfahlverschiebung in Abhängigkeit der Belastung hyperbolisch einem Grenzwert annähert:

$$R(s) = \frac{s}{c_1 \cdot s + c_2} \tag{7.42}$$

Die Parameter c_1 und c_2 lassen sich grafisch bestimmen, indem man die Verschiebung über die aufgebrachte Last geteilt durch die Verschiebung aufträgt. Der Parameter c_1 entspricht der Steigung der Regressionsgeraden, während c_2 den Schnittpunkt mit der y-Achse darstellt. Wie in Boley und Höppner (2012) festgestellt, lassen sich mit diesem Ansatz die Kurvenverläufe von Probebelastungen gut nachbilden. Während França und Viana (2011) die gute Anwendbarkeit des Verfahrens bestätigen, weisen Rybak und Król (2018) darauf hin, dass insbesondere Extrapolationen nicht zulässig sind.

Die numerischen Berechnungen wurden bis zu einer Kopfverformung von $0,2 \cdot D_W$ durchgeführt. Aus dieser wurden die Kraft-Verschiebungs-Kurven am Pfahlkopf ausgelesen und die Parameter für Gleichung 7.42 numerisch bestimmt. Daraus kann die Grenzlast für $s_{ult,inf} \rightarrow \infty$ bestimmt werden:

$$R_{inf}(s_{ult,inf}) = \frac{1}{c_1} \tag{7.43}$$

Anschließend wird ein Faktor η_{inf} eingeführt, der das Verhältnis zwischen der Last bei $0,1 \cdot D_W$ und der nach Chin-Kondner ermittelten Grenzlast ins Verhältnis setzt:

$$\eta_{inf,num} = \frac{R_{num}}{R_{inv,num}} \tag{7.44}$$

Der Faktor kann durch einen empirischen Ansatz beschrieben werden, der analog zu den vorhergehenden Abschnitten aus der Parameterstudie abgeleitet wurde. Die Ansatzfunktion lautet:

$$\eta_{inf} = max \begin{cases} (\zeta_1 \cdot L/D_W + \zeta_2) \cdot \zeta_3 + \zeta_4 \\ 1,01 \end{cases} \tag{7.45}$$

Die Parameter ζ_1 bis ζ_3 sind von den geometrischen Randbedingungen und dem Reibungswinkel abhängig, ζ_4 ist eine Konstante:

$$\zeta_1 = \zeta_{1,1} \cdot \varphi' + \zeta_{1,2} \tag{7.46}$$

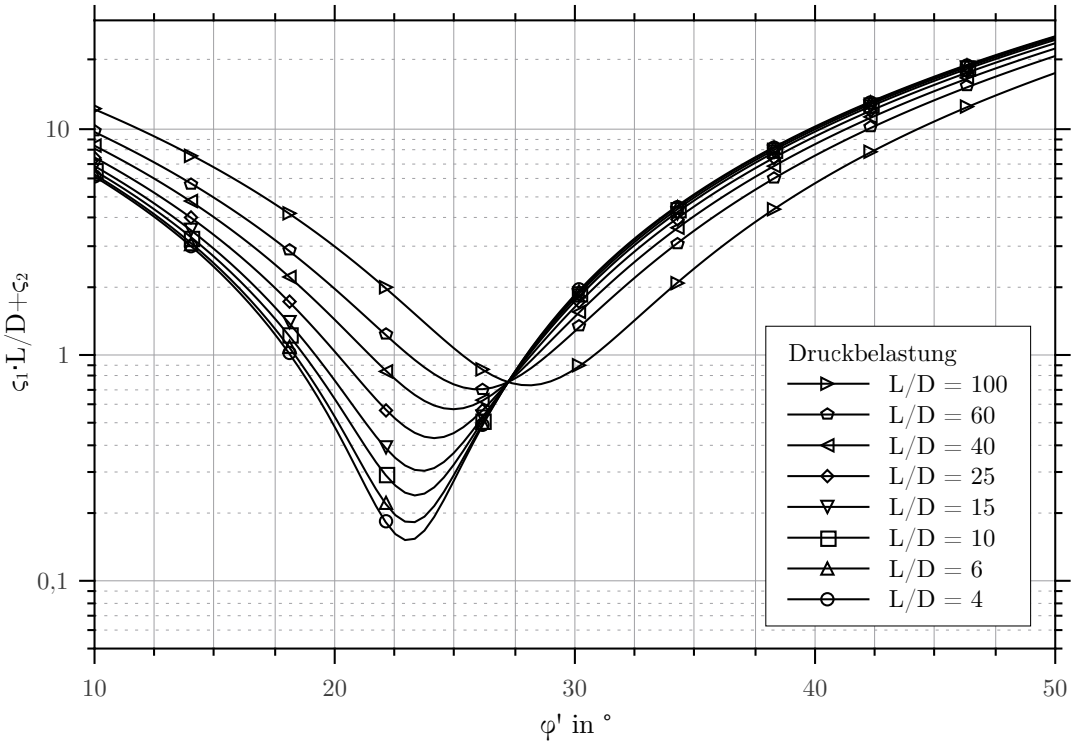
$$\zeta_2 = \left(\zeta_{2,1} \cdot \varphi' + \zeta_{2,2}\right)^2 + \zeta_{2,3} \tag{7.47}$$

$$\zeta_3 = \zeta_{3,1} \cdot l/D_W + \zeta_{3,2} \tag{7.48}$$

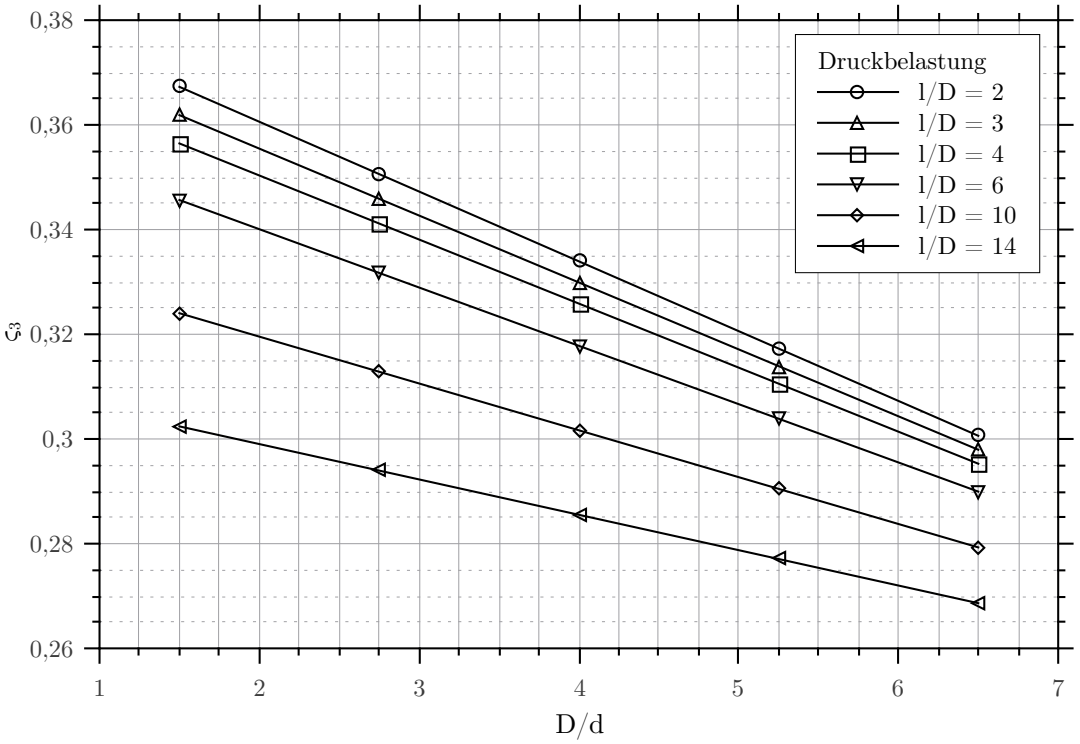
$$\zeta_{3,1} = \zeta_{3,4} \cdot D_W/d + \zeta_{3,5} \tag{7.49}$$

$$\zeta_{3,2} = \zeta_{3,6} \cdot D_W/d + \zeta_{3,7} \tag{7.50}$$

Die Parameter sind für Druck- und Zugbelastung verschieden und können der folgenden Tabelle entnommen werden. In den Abbildungen 7.27 und 7.28 sind die Faktoren der Gleichung 7.45 über den Reibungswinkel bzw. den relativen Wendelabstand abgetragen.

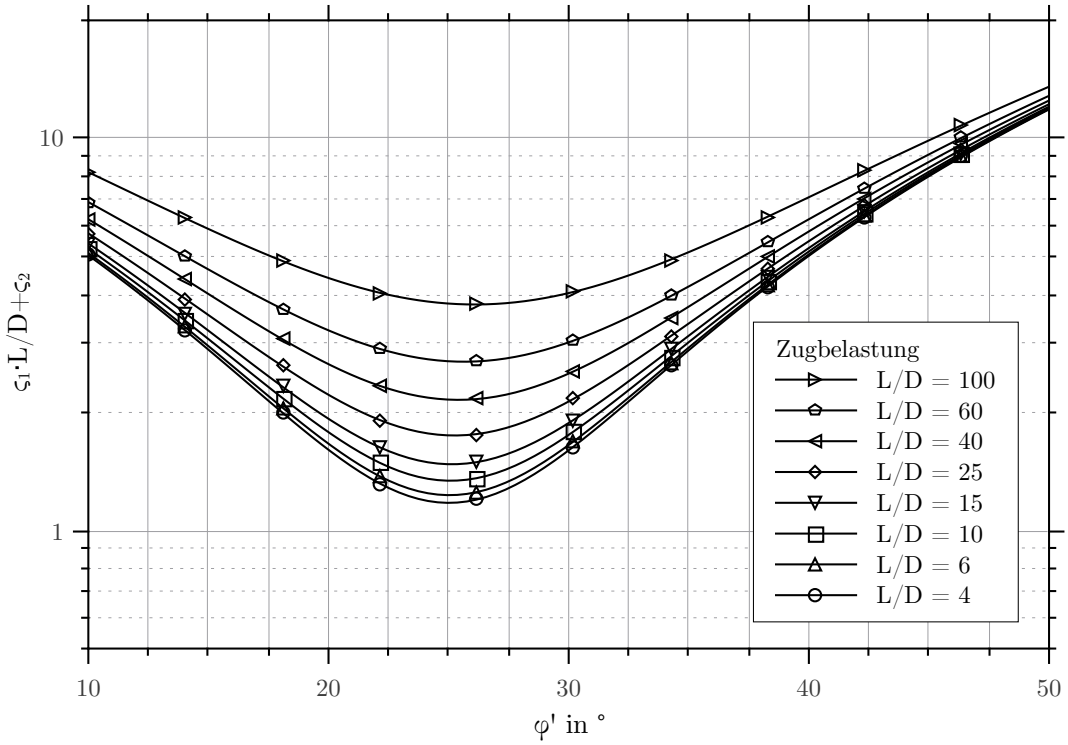


(a) Parameter $(\zeta_1 \cdot L/D_W + \zeta_2)$ in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindelängen L/D_W

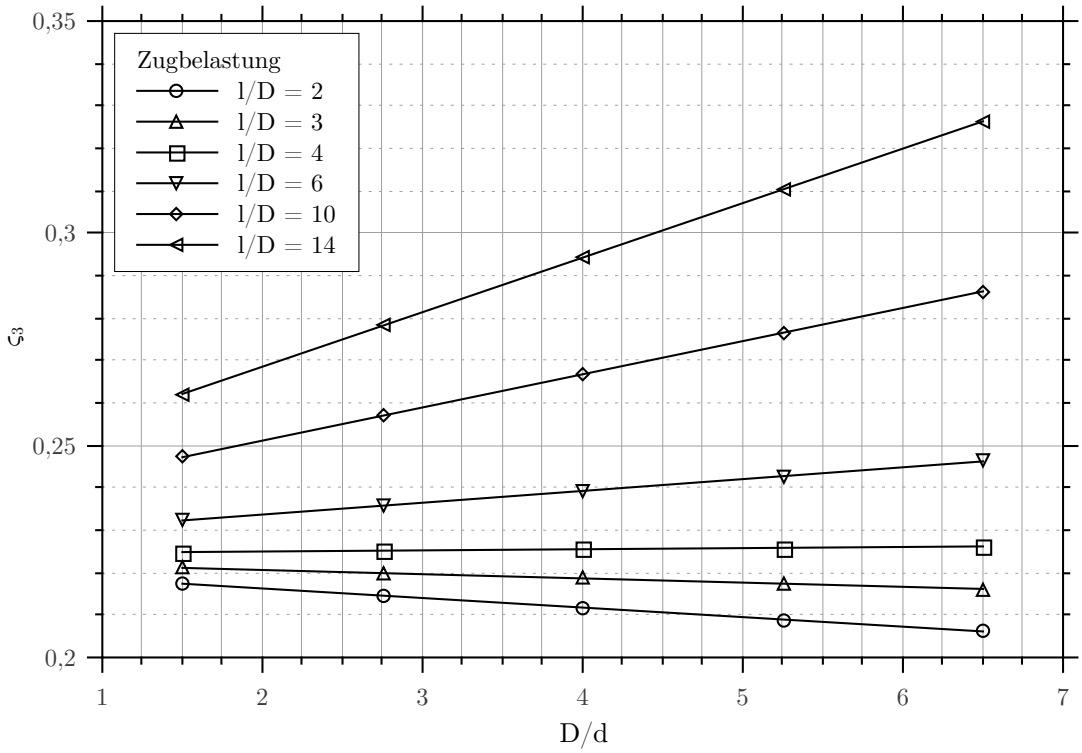


(b) Parameter ζ_3 zur Druckbelastung in Abhängigkeit des Durchmesserverhältnises D_W/d für unterschiedliche relative Wendelabstände l/D_W

Abbildung 7.27: Abgeleitete Parameter zur Berechnung des Faktors η_{inf} bei Druckbelastung



(a) Parameter $(\zeta_1 \cdot L/D_W + \zeta_2)$ in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindelängen L/D_W



(b) Parameter ζ_3 zur Druckbelastung in Abhängigkeit des Durchmesserverhältnises D_W/d für unterschiedliche relative Wendelabstände l/D_W

Abbildung 7.28: Abgeleitete Parameter zur Berechnung des Faktors η_{inf} bei Zugbelastung

Tabelle 7.1: Parameter $\zeta_{i,j}$ zur Berechnung des Beiwertes η_{ult}

	Druckbelastung	Zugbelastung		Druckbelastung	Zugbelastung
$\zeta_{1,1}$	-0,00363841	-0,0003839	$\zeta_{3,4}$	0,000548	0,00125851
$\zeta_{1,2}$	0,09903272	0,03683632	$\zeta_{3,5}$	-0,00622679	0,00183913
$\zeta_{2,1}$	0,18693016	0,13078504	$\zeta_{3,6}$	-0,0144276	-0,00476725
$\zeta_{2,2}$	-4,27207645	-3,2655389	$\zeta_{3,7}$	0,39971306	0,21708363
$\zeta_{2,2}$	0,08830643	1,06737245	ζ_4	1,04346308	0,72811428

Mit der Berechnung nach Abschnitt 7.2 bzw. Abschnitt 7.3 kann der Widerstand bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D_W$ und mit Gleichung 7.45 die Grenzlast nach Chin-Kondner berechnet werden. Daraus abgeleitet ergibt sich die Konstante c_1:

$$c_1 = \frac{1}{\eta_{inf} \cdot R_{\mathrm{FSP}}} \tag{7.51}$$

Die Konstante c_2 kann durch Einsetzen von Gleichung 7.51 in Gleichung 7.42 und Umstellen ermittelt werden:

$$c_2 = -\frac{c_1 \cdot s \cdot F - s}{F} \tag{7.52}$$

Zur Ermittlung des Zahlenwertes muss noch ein Punkt, der auf der Last-Verformungs-Kurve liegt, eingesetzt werden. Dies geschieht mit dem bekannten Punkt R_{FSP} mit einer Verformung von $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$. Durch die Vorgehensweise folgt eine konsistente Lösung, die Aussagen über das Verformungsverhalten erlaubt.

7.4.2 Berechnung des Kraftdurchganges

Neben dem Verformungsverhalten am Pfahlkopf ist auch der Kraftdurchgang, d. h. der Lastabtrag über die Pfahllänge, von Interesse. Die Parameterstudie wurde auch dahingehend ausgewertet, um für längere Pfähle mit $L/D_W > 10$ diesbezüglich Aussagen treffen zu können. Es wird davon ausgegangen, dass ein Teil der aufgebrachten Last über die oberen Wendeln und der verbleibende Rest über die untere Wendel in den Baugrund eingeleitet wird.

Der Abbau der Last soll im Modell kontinuierlich erfolgen (d. h. es werden keine Lastsprünge an den Wendeln berücksichtigt) und durch eine quadratische Gleichung beschrieben werden:

$$F_{rel}(L_{rel}) = (1 - \varsigma_1 L_{rel})^{\varsigma_2} \tag{7.53}$$

mit:

F_{rel}	relativer Kraftdurchgang in der Tiefe L_{rel} im Verhältnis zum Gesamtwiderstand R_{FSP}
$L_{rel} = z/L$	relativer Abstand zwischen Geländeoberkante und der untersten Wendel

Die zwei Parameter sind vom Reibungswinkel φ', der relativen Einbindung L/D_W und vom relativen Wendelabstand l/D_W abhängig:

$$\varsigma_1 = \frac{-1}{\varsigma_{1,1} \cdot L/D_W} + 1 \tag{7.54}$$

$$\varsigma_{1,1} = \varsigma_{1,2} \cdot \varphi^{\zeta_{1,3}} \tag{7.55}$$

$$\varsigma_2 = \frac{-1}{\varsigma_{2,1} \cdot L/D_W + 1/\varsigma_{2,2}} + \varsigma_{2,2} \tag{7.56}$$

$$\varsigma_{2,1} = \varsigma_{2,3} \cdot l/D_W + \varsigma_{2,4} \tag{7.57}$$

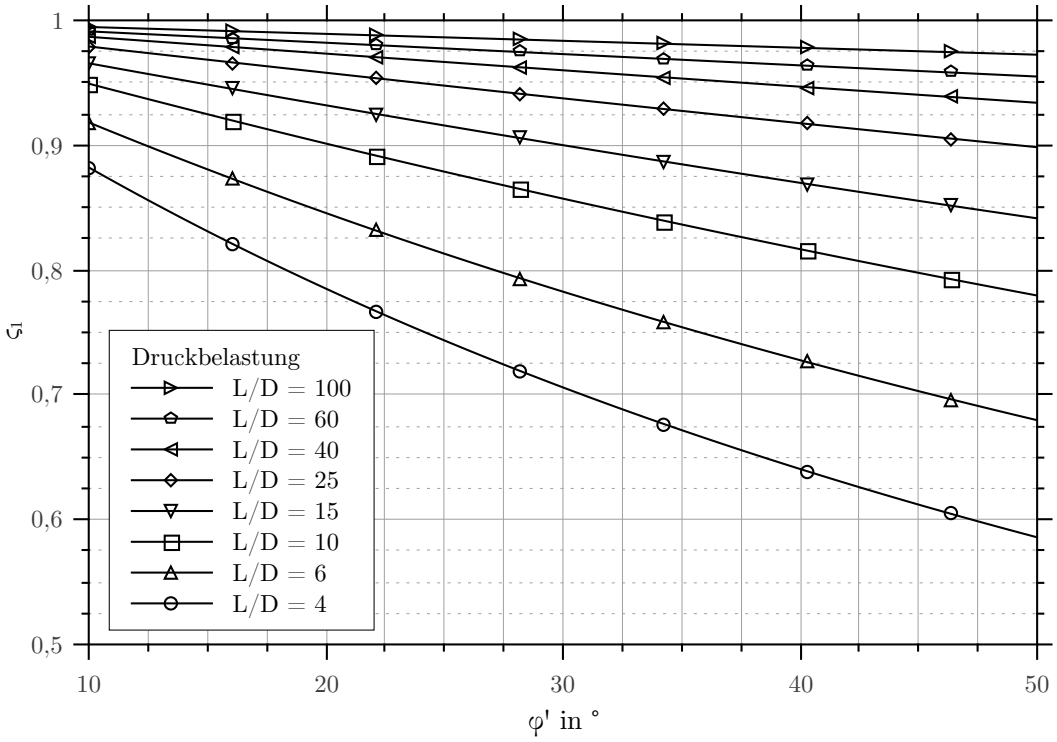
mit:

$l/D_W \leq 18$

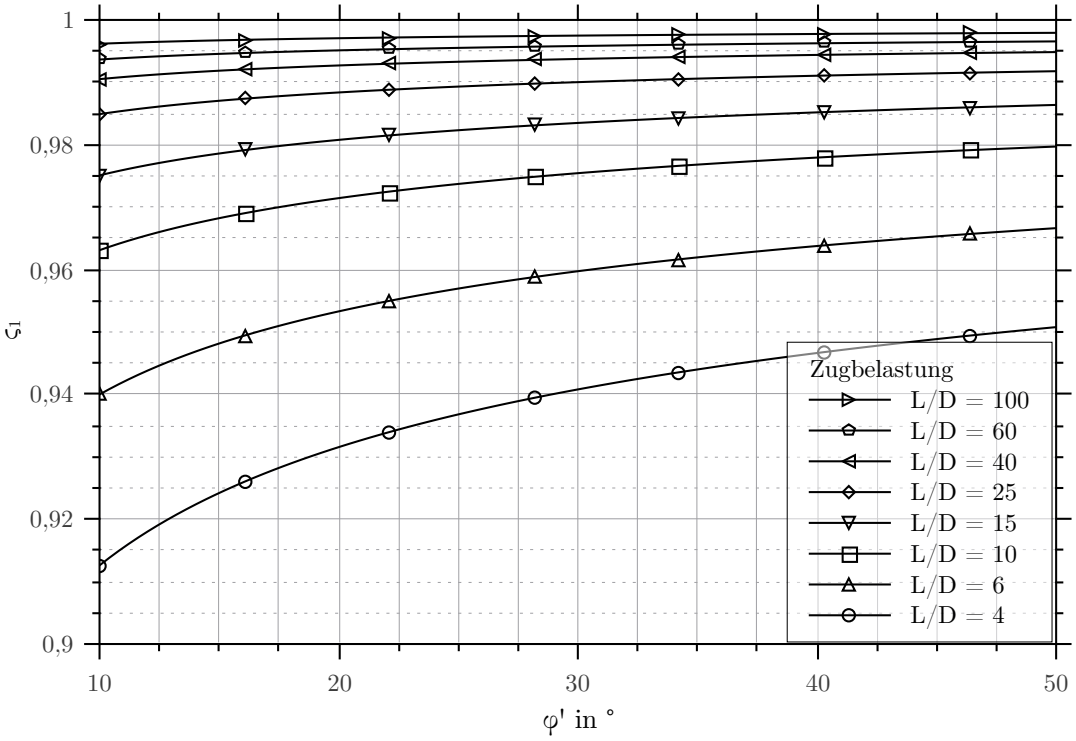
Die Parameter sind in der Tabelle 7.2 gegeben. Den Diagrammen in Abbildung 7.29 und 7.30 können die Lösungen der Gleichung 7.54 und 7.56 entnommen werden.

Tabelle 7.2: Parameter $\varsigma_{i,j}$ zur Berechnung des Kraftdurchgangs

	Druckbelastung	Zugbelastung
$\varsigma_{1,2}$	20,3163451	1,08265326
$\varsigma_{1,3}$	-1,03551186	0,38221556
$\varsigma_{2,2}$	0,58947196	
$\varsigma_{2,3}$	-0,0186215	
$\varsigma_{2,4}$	0,38567184	



(a) Druckbelastung



(b) Zugbelastung

Abbildung 7.29: Parameter ς_1 in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche relative Einbindelängen L/D_W

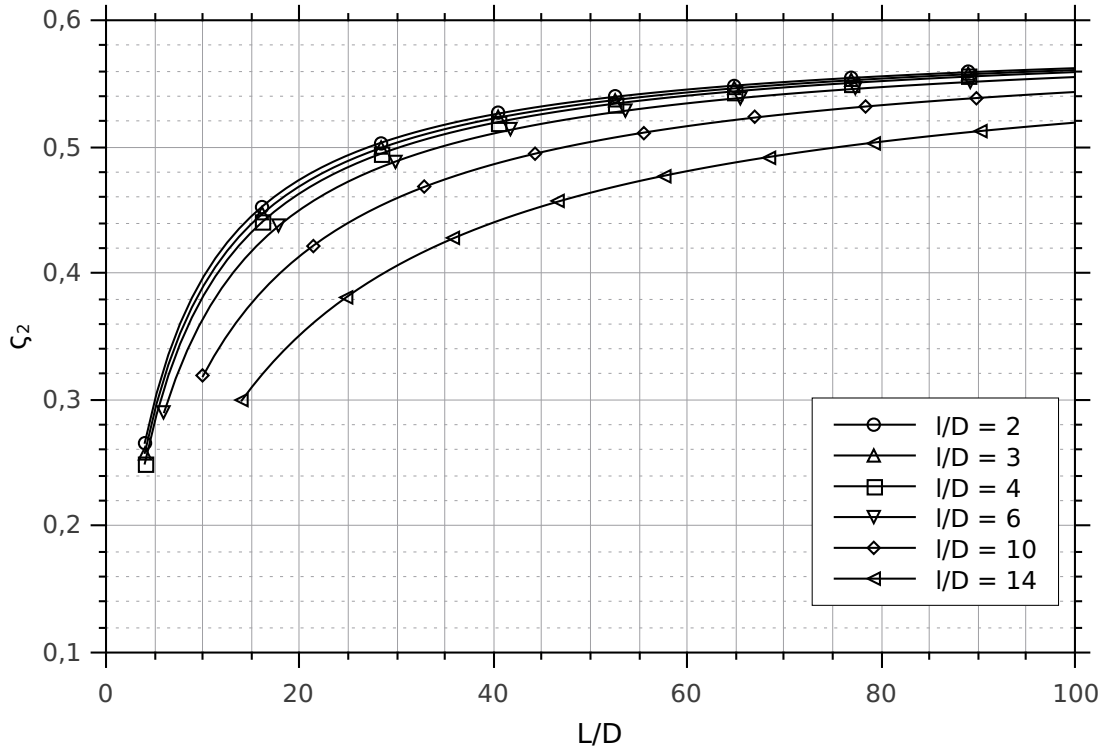


Abbildung 7.30: Parameter ς_2 in Abhängigkeit der relativen Einbindelängen L/D_W für unterschiedliche relative Wendelabstände l/D_W

Zu beachten ist, dass der Kraftdurchgang mit der Näherungslösung von einem kontinuierlichen Verlauf ausgeht und keine Sprünge an den Wendeln berücksichtigt. Um Aussagen bzgl. des Lastabtrags einer einzelnen Wendel treffen zu können, kann die Differenz des Kraftdurchgangs in den Punkten $l/2$ oberhalb und unterhalb der Wendel berechnet werden.

7.5 Berücksichtigung von Grundwasser und geschichtetem Baugrund

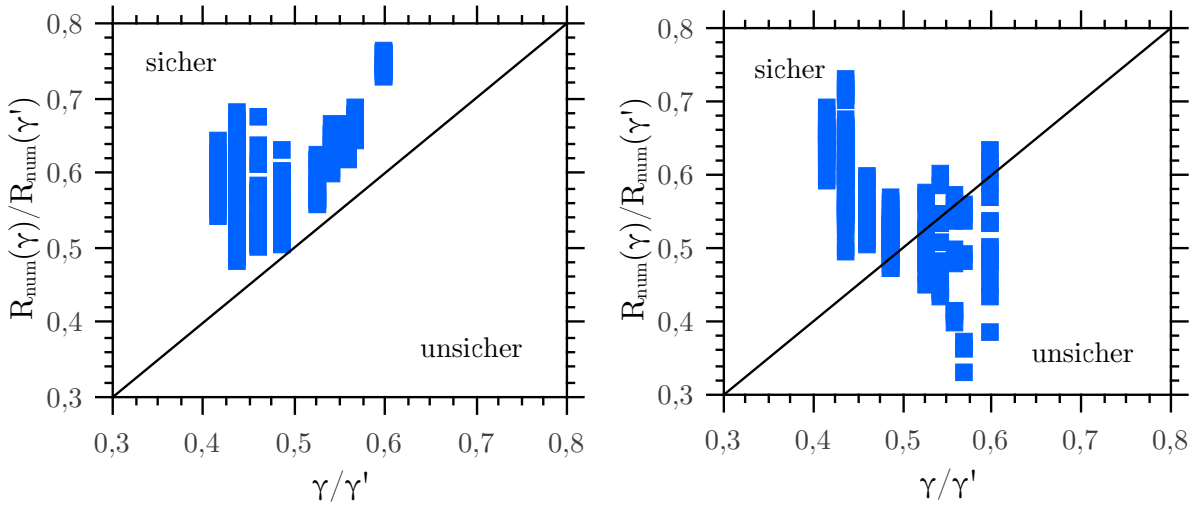
7.5.1 Berücksichtigung von Grundwasser im Einflussbereich des Fertigschraubpfahls

Die Berechnung des Widerstandes für Fertigschraubpfähle oberhalb des Grundwasserspiegels erfolgt aus dem Tragfähigkeitsfaktor multipliziert mit dem umschlossenen Volumen des Pfahls und der Wichte γ des Bodens. Liegt der Grundwasserspiegel an der Geländeoberkante, so kann die Tragfähigkeit mit der Wichte unter Auftrieb errechnet werden:

$$R_{FSP} = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma' \cdot D_W^2 \cdot L \cdot N_{\mathrm{FSP}} \tag{7.58}$$

Zur Bestätigung dieser Annahme wurden zusätzliche numerische Berechnungen durchgeführt. Die Abbildung 7.31 zeigt auf der x-Achse das Verhältnis zwischen der Wichte unter Auftrieb und der Wichte. Auf der y-Achse ist das Verhältnis zwischen dem Widerstand unter Auftrieb und dem Widerstand abgetragen.

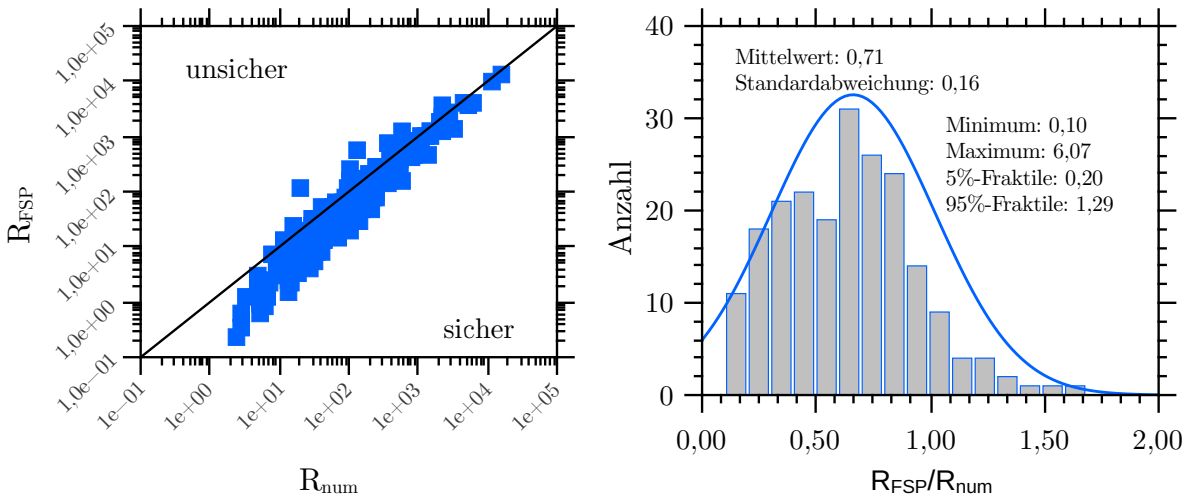
Für Druckbelastungen zeigen alle untersuchten Berechnungen, dass das Verhältnis zwischen den Wichten kleiner ist als das Verhältnis zwischen den Widerständen. Der Ansatz nach Gleichung 7.58 liegt somit auf der sicheren Seite. Im Mittel wird mit dem Ansatz bei Druckbelastung die Tragfähigkeit unter Auftrieb um etwa 15 % unterschätzt.



(a) Druckbelastung **(b)** Zugbelastung

Abbildung 7.31: Verhältnis des numerisch berechneten Widerstands unter Auftrieb $R_{num}(\gamma')$ zum Widerstand ohne Grundwassereinfluss $R_{num}(\gamma)$ in Abhängigkeit des Verhältnisses der Wichten γ'/γ

Bei Zugbelastung liegen die Ergebnisse sowohl über als auch unter der Diagonalen, d. h. es werden mit dem Ansatz auch Widerstände berechnet, die auf der unsicheren Seite liegen können. Die genauere Auswertung der Ergebnisse zeigt, dass mit zunehmendem Reibungswinkel die Ergebnisse auf der unsicheren Seite liegen. Bei der Berechnung des Zugwiderstands mit der Näherungslösung nach Gleichung 7.41 wird jedoch mit zunehmendem Reibungswinkel der Widerstand überproportional abgemindert. In Abbildung 7.32a sind deshalb die numerisch berechneten Widerstände R_{num} den nach Gleichung 7.58 berechneten Ergebnissen gegenübergestellt. Wie zu sehen, liegen die mit der Näherungslösung berechneten Widerstände vorwiegend auf der sicheren Seite. Betrachtet man die zugehörige Verteilung in Abbildung 7.32b, so ergibt sich ein Mittelwert von 0,64, d. h. der Widerstand wird mit der Näherung im Mittel um etwa 35 % unterschätzt. Die 95%-Fraktiele beträgt 1,13 und der Maximalwert 1,80.



(a) Vergleich zwischen numerischer Berechnung und Näherungslösung

(b) Histogramm zur Verteilung des Fehlers

Abbildung 7.32: Vergleich des numerisch berechneten Widerstands unter Auftrieb $R_{num}(\gamma')$ mit dem nach der Näherungslösung berechneten Widerstand R_{FSP} unter Zugbelastung

Steht der Grundwasserspiegel nicht an der Geländeoberkante, sondern im Abstand h_w dazu an, so kann der Widerstand mit einer gemittelten Wichte abgeschätzt werden:

$$\bar{\gamma} = \frac{h_w \cdot \gamma + (L - h_w) \cdot \gamma'}{L} \tag{7.59}$$

7.5.2 Berücksichtigung von geschichtetem Baugrund

Zur Berücksichtigung von geschichtetem Baugrund wurden keine eigenen ausführlichen Untersuchungen durchgeführt. Trotzdem soll eine Möglichkeit dazu aufgezeigt werden, um die Tragfähigkeit abschätzen zu können. Es wird vereinfachend davon ausgegangen, dass das Superpositionsprinzip angewendet werden kann. Unter dieser Voraussetzung kann die Tragfähigkeit abschnittsweise für jede Bodenschicht berechnet werden, indem die theoretische Gesamttragfähigkeit $R_{\mathrm{FSP},i}$, unter Annahme des jeweiligen Schichtreibungswinkels über die Gesamtlänge, nach Gleichung 7.27 bzw. 7.41 und den Kraftdurchgang an Ober- und Unterkante der jeweiligen Schicht berechnet werden. Die Wichte ist über die Höhe zu mitteln, die Widerstände der einzelnen Schichten werden anschließend aufsummiert:

$$R_{\mathrm{FSP},ges} = \sum_{i=1}^{n} R_{\mathrm{FSP},i} \cdot \left(F_i\left(L_{rel,o,i}\right) - F_i\left(L_{rel,u,i}\right)\right) \tag{7.60}$$

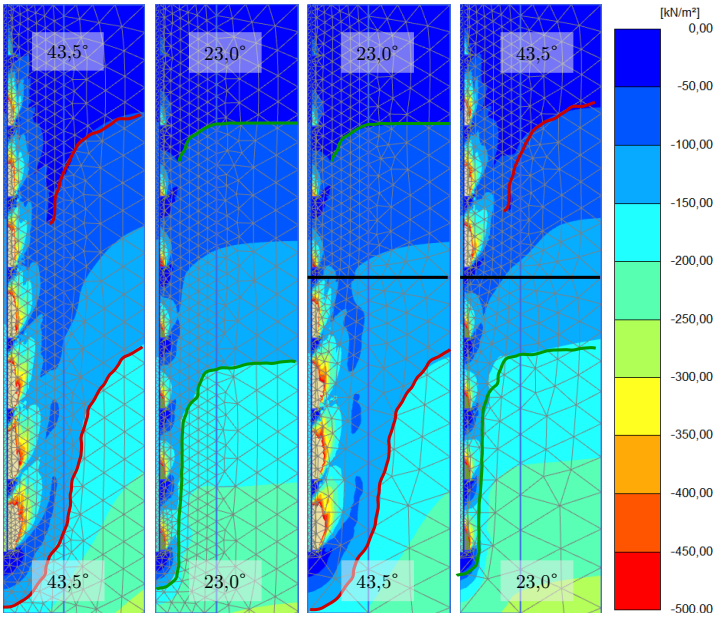


Abbildung 7.33: Vergleich der mit Plaxis berechneten Vertikalspannungen σ'_{yy} bei Zugbelastung und gleicher Geometrie im homogenen Modell und Modell mit zwei Bodenschichten mit Reibungswinkeln von $\varphi' = 23°$ und 43,5°

Zur Überprüfung des Ansatzes wurden ergänzende numerische Berechnungen durchgeführt. Es sind einerseits Modelle mit zwei Bodenschichten untersucht worden, wobei die obere Bodenschicht von Geländeoberkante bis zur halben Einbindetiefe ($L/2$) und die unter Bodenschicht bis zur Unterkante des numerischen Modells reichte. Als Modellböden wurden dabei die Reibungswinkel von $\varphi'_{\text{ref}} = 23{,}0°$; 28,5°; 32,5° und 37,5° in allen möglichen Kombinationen und für die Geometrie folgende Parameterkombinationen untersucht:

- Schaftdurchmesser von $d = 10$ cm und $d = 19$ cm
- Wendeldurchmesser von $D/d = 2,5$ und 4,0
- Einbindelängen von $L/D = 5$; 9 und 27
- Wendelabstände von $l/D = 3,5$ und 7,0

In einem zweiten Schritt wurden Berechnungen mit drei Bodenschichten bei jeweils $L/3$ durchgeführt. Dazu wurden folgende Kombinationen berechnet:

- Modellböden mit $\varphi' = 18,5°$; 28,5°; 35° und 43,5°
- Schaftdurchmesser von $d = 14$ cm
- Wendeldurchmesser von $D/d = 2,5$ und 4,0
- Einbindelängen von $L/D = 5$; 9; 27 und 40
- Wendelabstände von $l/D = 3,5$ und 7,0

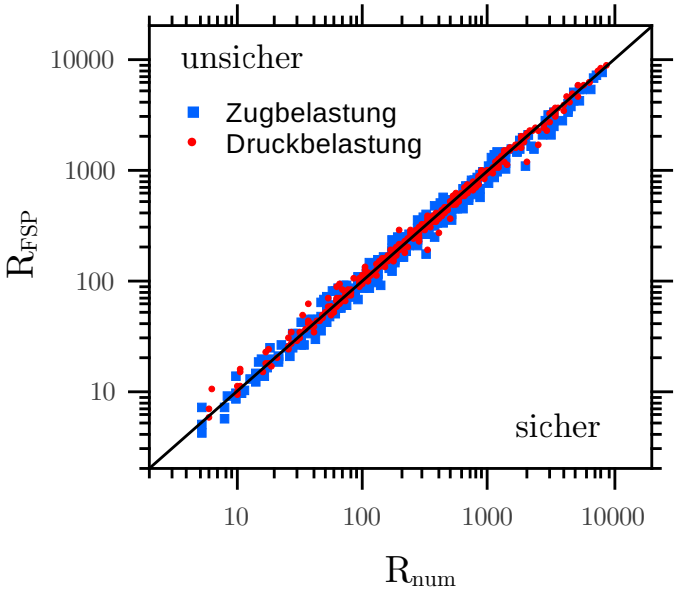


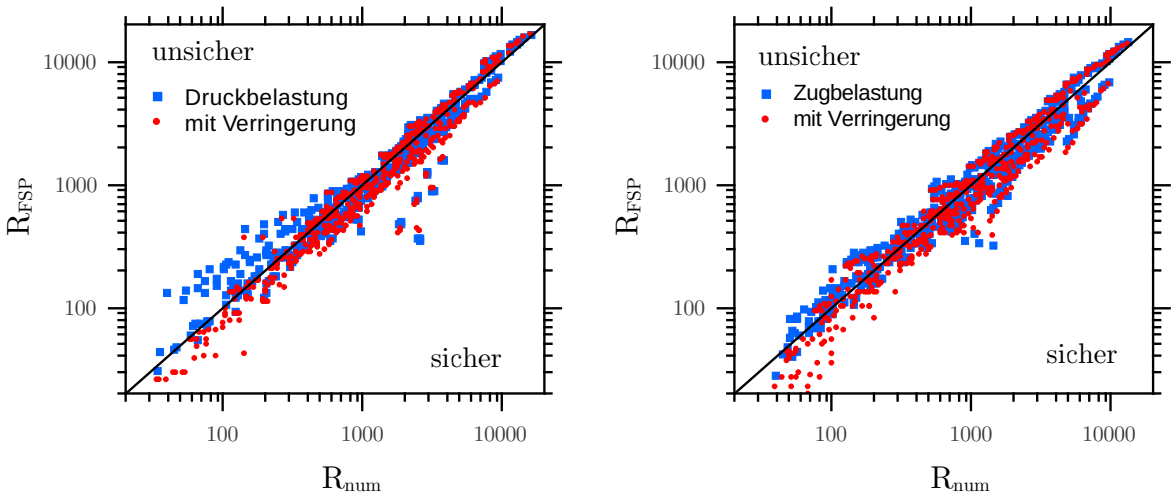
Abbildung 7.34:
Vergleich des numerisch berechneten Widerstands R_{num} mit dem nach der Näherungslösung berechneten Widerstand R_{FSP} für geschichteten Baugrund mit zwei Schichten für Zug- und Druckbelastung

In Abbildung 7.33 sind die numerisch berechneten Vertikalspannungen für einen Fertigschraubpfahl mit $d = 19$ cm, $D = 38$ cm $L/D = 27$ und $l/d = 3,5$ mit unterschiedlichen Böden dargestellt. In den ersten zwei Teilabbildungen sind jeweils die Spannungen in einem homogenen Modellboden mit $\varphi' = 43,5°$ bzw. $\varphi' = 23,0°$ gezeigt. Zum Vergleich wurden die Isobaren 50 kN/m² und 150 kN/m² farblich hervorgehoben. Die Kurvenverläufe weisen einen deutlichen qualitativen Unterschied auf. Während bei einem Reibungswinkel von 43,5° die Kurve vom Pfahl aus ansteigt und erst am Modellrand abflacht, steigt die Kurve bei einem Reibungswinkel von 23,5° im Nahbereich des Pfahls deutlich an und verläuft zum Rand hin annähernd horizontal.

In den beiden rechten Teilabbildungen sind die Vertikalspannungen bei geschichtetem Baugrund dargestellt. Im ersten Teilbild wird der Boden mit $\varphi' = 23,0°$ von dem Boden mit $\varphi' = 43,5°$ unterlagert. Im zweiten Teilbild ist der Boden mit $\varphi' = 43,5°$ in der oberen Hälfte. Zum Vergleich der Spannung wurden die Isobaren unter homogenen Randbedingungen auf die jeweiligen Schichten übertragen. Die Übertragung zeigt eine qualitativ gute Übereinstimmung in der jeweiligen Bodenschicht, d. h. die Spannungen sind annäherungsweise wie bei ungeschichtetem Boden in der gleichen Tiefe. Somit kann wie vorgeschlagen eine abschnittsweise Berechnung des Widerstands erfolgen.

In Abbildung 7.34 ist der mit der Näherungslösung nach Gleichung 7.60 berechnete Widerstand über den numerisch berechneten Widerstand für Berechnungen mit zwei Bodenschichten abgetragen. Die Ergebnisse liegen sowohl für Druckbelastung als auch für Zugbelastung etwa auf der Diagonalen. Das bedeutet, dass die Näherungslösung in etwa dem numerischen Ergebnis entspricht ($R_{num} \approx R_{FSP}$). Die Streuung entspricht in etwa der Streuung für die Näherungslösung nach Gleichung 7.27 bzw. 7.41 mit nur einer Bodenschicht.

Für die Berechnungen mit drei Bodenschichten sind die Ergebnisse in gleicher Weise in Abbildung 7.35 dargestellt. Die Streuung um die Diagonale ist bei drei Bodenschichten deutlich ausgeprägter. Insbesondere bei kleinen Widerständen (die aus kleinen relativen Einbindetiefen resultieren) wird der Widerstand mit der Näherungslösung teilweise deutlich überschätzt. Eine nähere Auswertung der Ergebnisse zeigte, dass die Näherungslösung den Widerstand überschätzt, wenn eine weniger tragfähige Schicht zwischen zwei tragfähigen Schichten liegt. Hier wird der Anteil des Lastabtrags der oberen Schicht zu hoch berechnet.



(a) Druckbelastung **(b)** Zugbelastung

Abbildung 7.35: Vergleich des numerisch berechneten Widerstands R_{num} mit dem nach der Näherungslösung berechneten Widerstand R_{FSP} für geschichteten Baugrund mit drei Schichten

Um ein Überschätzen der Tragfähigkeit zu vermeiden, wird bei geschichtetem Baugrund empfohlen, wenn eine Schicht mit größerem Reibungswinkel φ_1' von einer Schicht mit kleinerem Reibungswinkel φ_2' unterlagert wird, die Schichtgrenze um $3 \cdot D_W$ nach oben zu verschieben. Dadurch wird die Dicke der tragfähigen Schicht entsprechend verringert. Die zugehörigen Vergleichsberechnungen sind ebenfalls in Abbildung 7.35 gegeben.

7.5.3 Berücksichtigung abweichender Steifebeiwerte

Grundlage der numerischen Berechnungen war die Parametrisierung der Eingangswerte für das Hardening-Soil-Stoffgesetz in Abhängigkeit des Reibungswinkels. Neben dem Reibungswinkel hat die Steifigkeit einen deutlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit, insbesondere da für den Grenzzustand das Verformungskriterium $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$ definiert wurde. Zur Ermittlung der Steifigkeitswerte wurde das Kompressionsgesetz nach Ohde verwendet.

Der Steifekoeffizient wurde in Abhängigkeit des Reibungswinkels zu

$$v_{e,ref} = 0,345 \cdot e^{0,184 \cdot \varphi'} \tag{7.61}$$

berechnet und daraus die Referenzsteifigkeit ermittelt. Zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Böden mit abweichendem Steifekoeffizient wurden zusätzliche numerische Berechnungen durchgeführt. Dabei wurde der Steifekoeffizient mit einem Faktor δ_v multipliziert:

$$v_e = v_{e,ref} \cdot \delta_v \tag{7.62}$$

Weiterhin wurden folgende Parameter variiert:

- Modellböden mit $\varphi' = 12,5°$; 18,5°; 28,5°; 35° und 43,5°
- Schaftdurchmesser von $d = 14$ cm und 19 cm
- Wendeldurchmesser von $D/d = 2,5$ und 4,0
- Einbindelängen von $L/D = 5$; 9 und 27
- Wendelabstände von $l/D = 3,5$ und 7,0
- Faktor für den Steifebeiwert $\delta_v = 0,4$; 0,66; 1,5; 2,5; 4,0; und 6,5

Aus den Berechnungsergebnissen lässt sich ein weiterer Beiwert η_v ableiten, mit dem der nach Gleichung 7.27 bzw. 7.41 berechnete Widerstand erhöht bzw. abgemindert wird:

$$R_{FSP,v} = R_{FSP} \cdot \eta_v \tag{7.63}$$

Der Beiwert lässt sich in Abhängigkeit des Reibungswinkels wie folgt annähern:

$$\eta_v = \left(\xi_1 \cdot e^{\varphi' \cdot \xi_2} + \xi_3\right) \cdot \xi_4^{(\delta_\nu - 1)} \tag{7.64}$$

Die Parameter ξ_1 bis ξ_3 sind abhängig vom Reibungswinkel, während der Parameter ξ_4 die relative Einbindelänge berücksichtigt:

$$\xi_1 = \xi_{1,1} \cdot \delta_v^{\xi_{1,2}} \tag{7.65}$$

$$\xi_2 = \xi_{2,1} \cdot \delta_v + \xi_{2,2} \tag{7.66}$$

$$\xi_3 = \xi_{3,1} \cdot \ln \delta_v + \xi_{3,2} \tag{7.67}$$

$$\xi_4 = (\xi_{4,1} \cdot L/D_W + \xi_{4,2})^{\delta_v - 1} \tag{7.68}$$

Die Zahlenwerte, der zur Berechnung erforderlichen Parameter $\xi_{i,j}$, können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden. In den Abbildungen 7.36 und 7.37 sind die Terme der Gleichung 7.64 für unterschiedliche Verhältnisse der Steifekoeffizienten in Abhängigkeit vom Reibungswinkel bzw. der relativen Einbindelänge abgetragen. Anhand der Ergebnisse lassen sich folgende Erkenntnisse zusammenfassen:

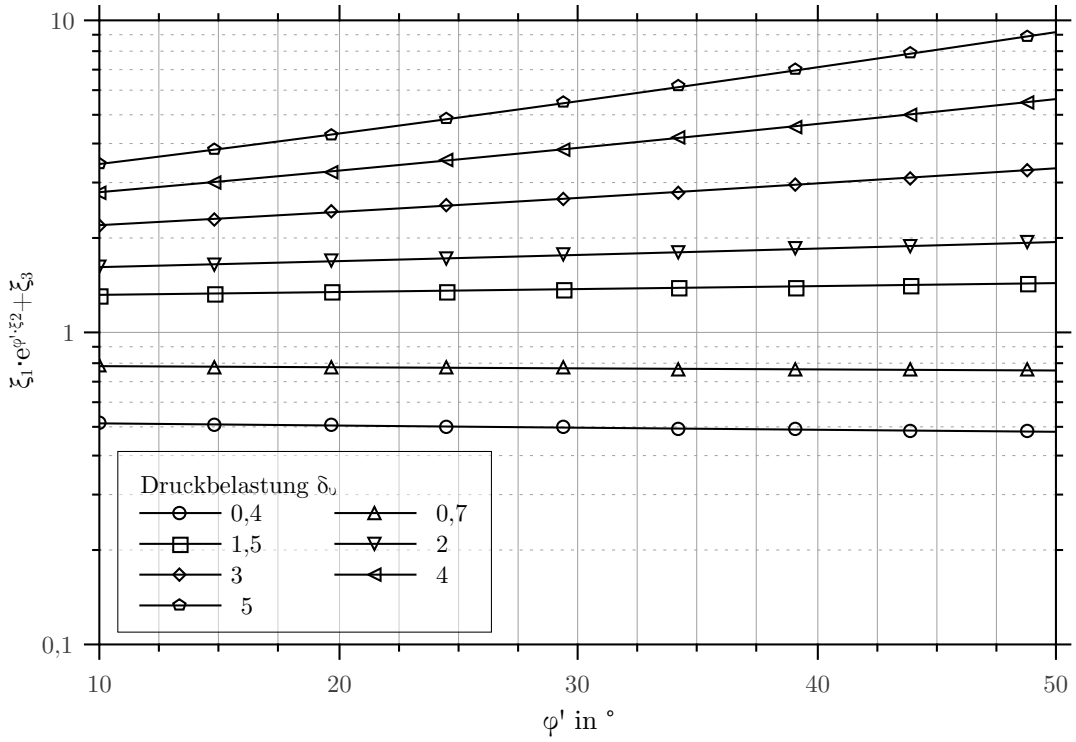
Bei Druckbelastung führt ein zunehmender Steifekoeffizient mit zunehmendem Reibungswinkel zu höheren Tragfähigkeiten. Umgekehrt führt eine Verringerung des Steifekoeffizinetens mit zunehmendem Reibungswinkel zu einer größeren Verringerung der Tragfähigkeit. Begründen lässt sich die Beobachtung mit dem Anteil der plastischen Verformungen an den Gesamtverformungen. Während bei kleinen Reibungswinkeln vorwiegend plastische Verformungen aufgrund von Bruchzuständen im Boden auftreten, haben bei größeren Reibungswinkeln auch die elastischen Verformungen einen deutlichen Anteil an der Gesamtverformung, sodass eine Erhöhung der Steifigkeit zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt.

Bei Zugbelastung lassen sich im Hinblick auf den Reibungswinkel die gleichen Tendenzen feststellen, allerdings ist die Ausprägung weniger stark. Die Steifigkeit hat bei Zugbelastung, besonders bei kurzen Einbindelängen, einen deutlich geringeren Einfluss.

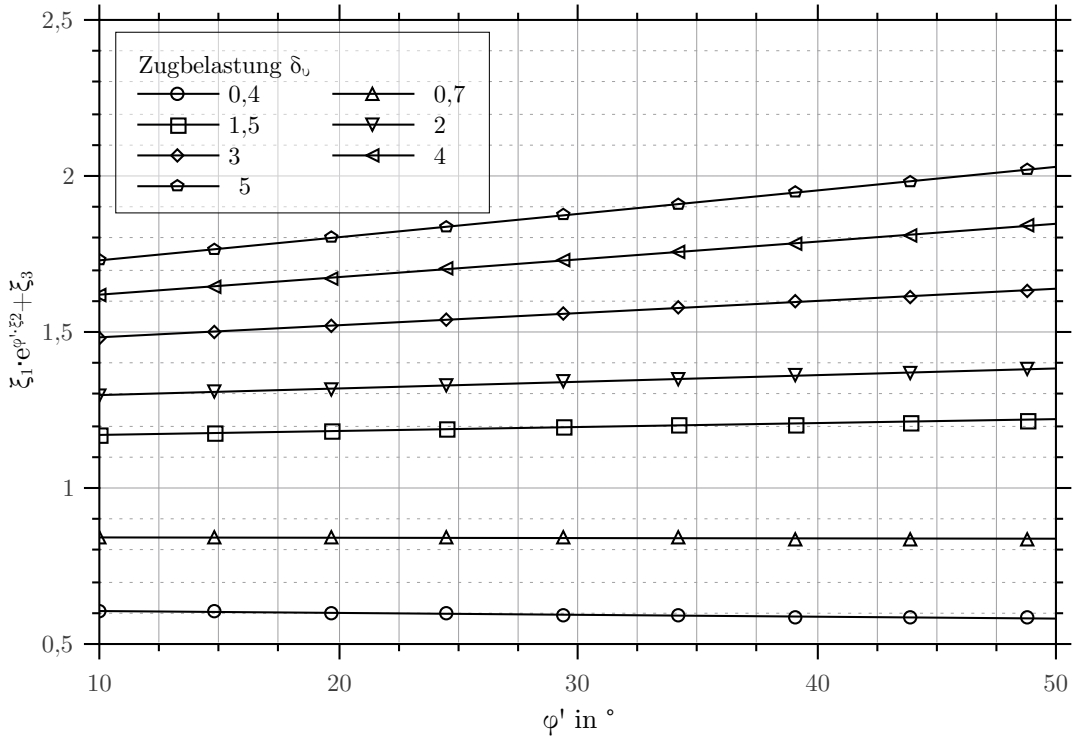
Im Bezug auf die relative Einbindung L/D_W kann der Abbildung 7.37 entnommen werden, dass unter Druckbelastung die Steifigkeit bei großen Einbindelängen einen geringeren Einfluss hat, während unter Zugbelastung eine größere Einbindelänge auch zu einer größeren Tragfähigkeit führt. Dies ist darauf zurück zu führen, dass bei großen Einbindelängen unter Zugbelastung ähnliche Tragfähigkeiten wie unter Druckbelastung erreicht werden, vgl. Abschnitt 7.3.

Tabelle 7.3: Parameter $\xi_{i,j}$ zur Berechnung des Beiwertes η_v

	Druckbelastung	Zugbelastung		Druckbelastung	Zugbelastung
$\xi_{1,1}$	0,12	1,258	$\xi_{3,1}$	0,5223	0,3662
$\xi_{1,2}$	-0,7543	-0,0432	$\xi_{3,2}$	0,8054	-0,3002
$\xi_{2,1}$	0,0176	0,0016	$\xi_{4,1}$	0,3662	0,0002
$\xi_{2,2}$	-0,0072	-0,0005	$\xi_{4,2}$	-0,3002	0,003

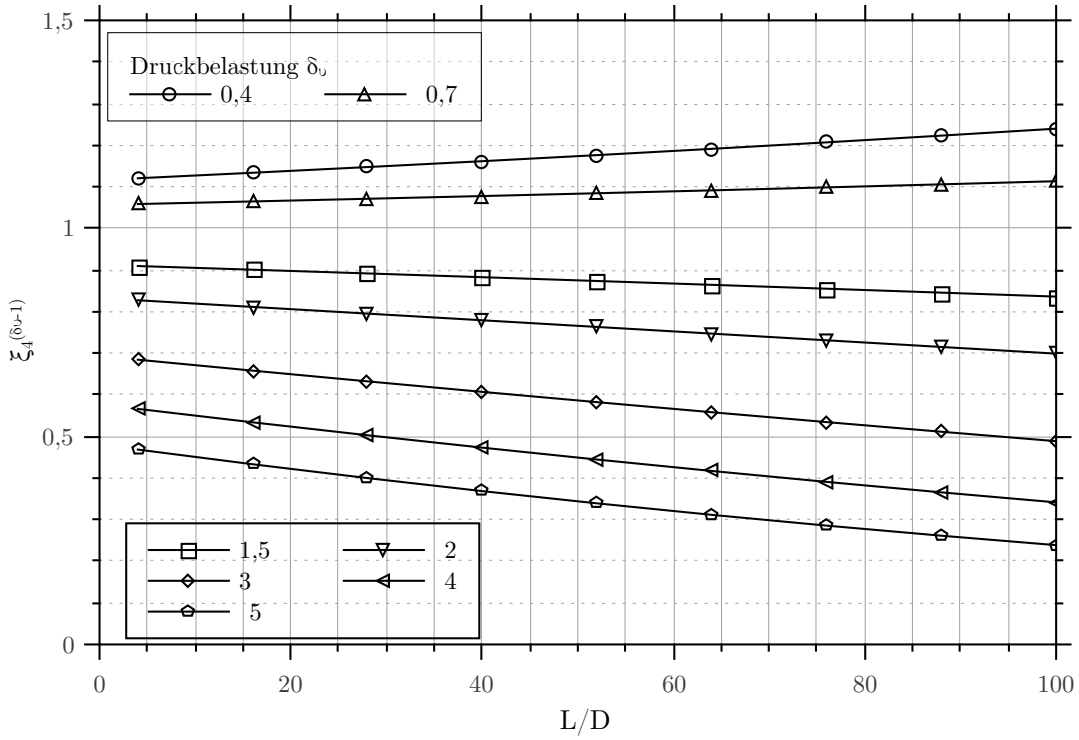


(a) Druckbelastung

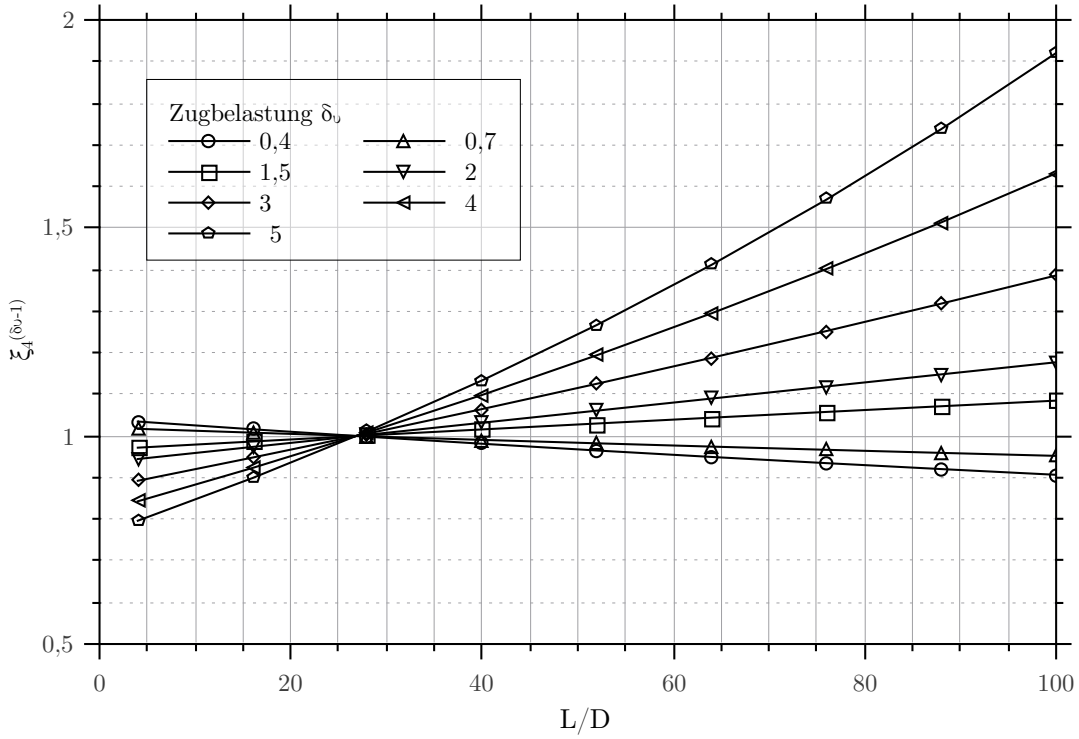


(b) Zugbelastung

Abbildung 7.36: Parameter $\left(\xi_1 \cdot e^{\varphi' \cdot \xi_2} + \xi_3\right)$ in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' für unterschiedliche Verhältnisse δ_v



(a) Druckbelastung



(b) Zugbelastung

Abbildung 7.37: Parameter $\xi_4^{(\delta_v-1)}$ in Abhängigkeit der relativen Einbindelängen L/D_W für unterschiedliche Verhältnisse δ_v

7.6 Vergleichsberechnungen

7.6.1 Nachrechnung der Modellversuche aus Abschnitt 4.6

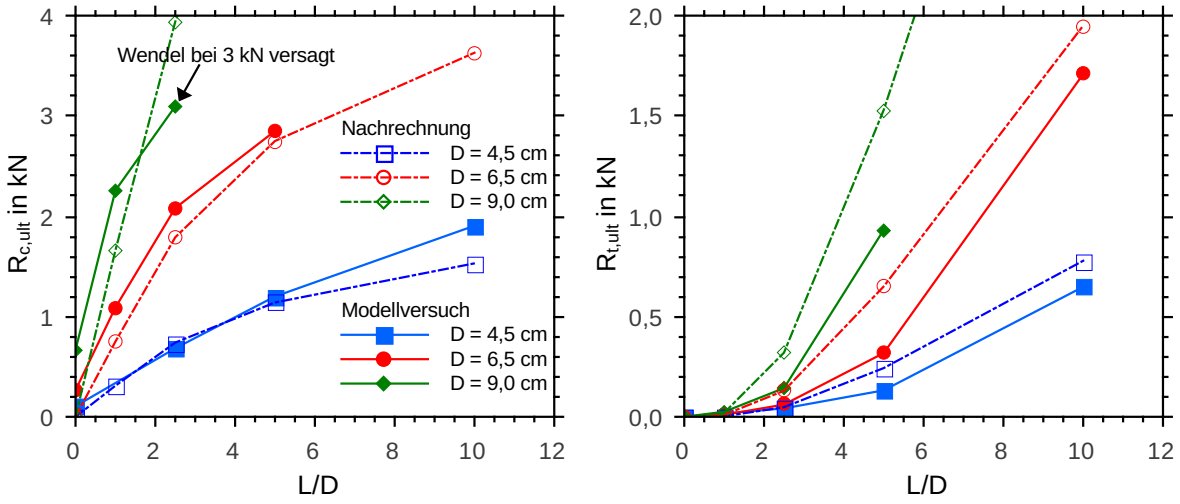
Die Nachrechnung der Modellversuche soll zeigen, ob die in den Versuchen qualitativ beobachteten Eigenschaften auch von dem emirischen Berechnungsmodell korrekt abgebildet werden können. Eine erste Nachrechnung eines Modellversuches im dicht gelagerten Sand mit dem im Laborversuch ermittelten Reibungswinkel von 43,5° zeigt, dass die Tragfähigkeit unter Ansatz dieses Reibungswinkels deutlich überschätzt wird. Für einen Wendeldurchmesser von $D_W = 6,5$ cm und eine Einbindung von $L = 32,5$ cm liefert der halbempirische Berechnungsansatz einen Widerstand gegen Druckbelastung von 5,83 kN. Dieser Wert liegt deutlich oberhalb des im Versuch gemessenen.

Bei den Modellversuchen ist der Reibungswinkel aufgrund des trockenen Einbaus des Sandes relativ hoch. In der Parameterstudie wurde der Dilatanzwinkel mit $\psi = \varphi' - 30°$ angesetzt. Es ist davon auszugehen, dass der Modellsand aufgrund der Feinkörnigkeit einen geringeren Dilatanzwinkel hat. Verringert man den Reibungswinkel auf 40,5°, so liefert der halbempierische Ansatz einen Widerstand von 2,75 kN. Dies entspricht in etwa dem experimentell ermittelten Mittelwert von 2,85 kN. Die Abbildung 7.38 zeigt einen Vergleich zwischen den Ergebnissen der Modellversuche und der Nachrechnung der Versuche mit dem vorgestellten halbempirischen Ansatz.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die numerischen Berechnungen, auf denen der halbempirische Ansatz beruht, eine Mindesteinbindelänge vom $L/D_W > 5$ aufweisen, während die Messreihen der Modellversuche schon bei $L/D_W > 1,5$ beginnen. Auch die in den numerischen Modellen untersuchten Wendeldurchmesser $D_W > 10$ cm sind größer als in den Modellversuchen. Somit stellt die Nachrechnung der Modellversuche mit dem Ansatz teilweise eine deutliche Extrapolation im Hinblick auf die geometrischen Randbedingungen dar.

Betrachtet man den gemessenen und berechneten Widerstand in Abbildung 7.38a, so ist bei Wendeldurchmessern von $D_W = 4,5$ cm und 6,5 cm, für alle relativen Einbindelängen, eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung zu erkennen. Mit zunehmender Einbindelänge nimmt der Widerstand zu, bei Einbindelängen $>\approx 3 \cdot D_W$ ist die Zunahme jedoch weniger stark.

Für den Wendeldurchmesser von $D_W = 9,0$ cm liegen nur zwei Messpunkte vor. Beim ersten Messpunkt mit $L/D_W = 1,5$ wird mit der Nachrechnung der Widerstand unterschätzt, während bei $L/D_W = 2,5$ ein größerer Widerstand berechnet wird. Allerdings war bei dem Versuch nach Ausbau die Wendel deutlich verbogen, sodass der gemessene Wert nicht den tatsächlichen Bruchzustand darstellt.



(a) Bei Druckbelastung erreichter Widerstand $R_{c,ult}$ bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$

(b) Bei Zugbelastung erreichter Widerstand $R_{t,ult}$ bei $s_{ult} = 0,1 \cdot D_W$

Abbildung 7.38: Vergleich zwischen Modellversuchen im dicht gelagerten Sand und den Ergebnissen des halbempirischen Berechnungsmodells

Für die Widerstände unter Zugbelastung zeigen Modellversuche und das Berechnungsmodell ebenfalls eine gute qualitative Übereinstimmung, siehe Abbildung 7.38 b. Betragsmäßig ergeben sich, besonders bei kleinen Einbindungen, recht deutliche Unterschiede, wobei die Berechnung die Versuchsergebnisse überschätzt. Ab einer relativen Einbindung von $L/D_W = 10$ ist die Abweichung zwischen Versuch und Berechnung mit etwa 20 % als gering zu bezeichnen.

In Tabelle 7.4 sind die Ergebnisse der Versuche mit mehreren Wendeln der Näherungslösung gegenübergestellt. Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Ergebnissen bildet die Nachrechnung die Ergebnisse der Modellversuche nur unzureichend ab. Je kleiner der Wendelabstand wird, desto stärker werden die Versuchsergebnisse überschätzt. Während bei Druckbelastungen das Verhältnis zwischen berechnetem Widerstand und gemessenem Widerstand mit maximal 1,56 noch plausibel erscheint, wird bei zugbelasteten Modellversuchen mit Verhältnissen von bis zu 4,32 der Widerstand deutlich überschätzt.

Für die Nachrechnung der Modellversuche im locker gelagerten Sand wurde ein Reibungswinkel von $\varphi' = 32°$ angesetzt. In Tabelle 7.5 sind die Ergebnisse zusammengefasst. Die Ergebnisse haben ähnliche Tendenz wie beim dicht gelagerten Sand. Für Druckbelastungen wird, unabhängig von Einbindelänge und Anzahl der Wendeln, eine gute Übereinstimmung erzielt. Unter Zugbelastung ist der Widerstand im Modellversuch jedoch deutlich geringer, als mit dem Berechnungsmodell nach Gleichung 7.41 prognostiziert.

Tabelle 7.4: Vergleich zwischen Modellversuchen mit Wendeldurchmesser $D_W = 6,5$ cm und mehreren Wendeln im dicht gelagerten Sand und Nachrechnung

	Widerstand bei Druckbelastung			Widerstand bei Zugbelastung		
Wendel-abstand l	Modell-versuch in kN	Nach-rechnung in kN	Verhältnis	Modell-versuch in kN	Nach-rechnung in kN	Verhältnis
$1,5 \cdot D_W$	4,8	7,5	1,56	1,2	3,6	4,32
$3,0 \cdot D_W$	4,5	6,2	1,37	1,3	3,1	2,38
$4,5 \cdot D_W$	4,2	5,3	1,26	1,7	2,6	1,53

Tabelle 7.5: Vergleich zwischen Modellversuchen mit Wendeldurchmesser $D_W = 6,5$ cm im locker gelagerten Sand und Nachrechnung

		Widerstand bei Druckbelastung			Widerstand bei Zugbelastung		
Ein-binde-länge L/D	Wendel-abstand l/D_W	Modell-versuch in kN	Nach-rechnung in kN	Verhältnis	Modell-versuch in kN	Nach-rechnung in kN	Verhältnis
2,5	2,5	0,25	0,21	0,82	0,03	0,04	1,40
5	5	0,38	0,33	0,86	0,11	0,17	1,49
10	10	0,45	0,49	1,08	0,17	0,38	2,26
9	1,5	1,18	1,01	0,86	0,26	1,01	2,88
9	3,0	1,01	0,83	0,82	0,25	0,83	2,48
9	4,5	0,95	0,69	0,73	0,23	0,69	2,25

Es stellt sich die Frage, ob diese beachtlichen Unterschiede zwischen Berechnungsmodell und Modellversuchen ihre Ursache im Berechnungsmodell haben oder ob sie mit den Randbedingungen der Modellversuche zu begründen sind. Wie in Abschnitt 4.1 erläutert, waren die Modellversuche als Versuche zur Ermittlung von Verformungs- und Bruchmechanismen konzipiert. In qualitativer Hinsicht bildet das Berechnungsmodell die beobachteten Eigenschaften des geometrischen Einflusses auf den Widerstand auch bei Zugversuchen gut ab. So führt eine Erhöhung der Einbindetiefe zu einer überproportionalen Erhöhung des Widerstands. Die Anordnung mehrerer Wendeln führt ebenfalls zu einem höheren Widerstand. Das halbempirische Berechnungsmodell bildet auch ab, dass mit zunehmender Wendelanzahl und damit einhergehender Verringerung des Wendelabstands der Gesamtwiderstand weniger stark zunimmt. Im folgenden Abschnitt werden weitere Vergleichsberechnungen zum Widerstand von Fertigschraubpfählen unter Zugbelastung präsentiert.

7.6.2 Nachrechnung der n-g-Versuche von Tsuha et al. (2007)

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des halb-empirischen Berechnungsmodells auf Fertigschraubpfähle unter Zugbelastung wurden die in Abschnitt 2.5 vorgestellten Zentrifugalversuche von Tsuha et al. (2007) nachgerechnet. In der Abbildung 7.40 sind die von Tsuha et al. (2007) gemessenen Werte, vgl. Tabelle 2.5, den Ergebnissen der Nachrechnung mit dem vorgestellten Berechnungsmodell gegenübergestellt. Für die Nachrechnung wurden Reibungswinkel und Wichte gemäß den Angaben von Tsuha et al. (2007) aus Tabelle 2.4 eingesetzt.

Die Widerstände der Modelle mit zwei und drei Wendeln wurden analog zu Abschnitt 7.5.2 berechnet. Die Vorgehensweise bei abschnittsweiser variabler Geometrie ist in Abbildung 7.39 dargestellt. Aus der zu berechnenden Geometrie werden die Grundtypen abgeleitet, die jeweils die Gesamtlänge L haben und den jeweiligen Abschnitt repräsentieren. Im oberen Bereich ist nur der Schaft für den Lastabtrag maßgebend. Der Widerstand dieses Abschnittes lässt sich berechnen, indem man ein Modell mit $l = L$ betrachtet, den Gesamtwiderstand $R_{FSP,t,l=L=13{,}5\cdot D_W}$ nach Gleichung 7.41 berechnet und nach Gleichung 7.53 den Kraftdurchgang für den gewünschten Abschnitt ermittelt. Der Lastabtrag ergibt sich aus der Differenz, vgl. Gleichung 7.60.

Bei der Festlegung der zu betrachtenden Abschnitte ist zu berücksichtigen, dass der Kraftdurchgang mittels einer stetigen Funktion approximiert wurde. Diese kann die Sprünge, die sich im Kraftdurchgang zwangsläufig an den Wendeln ergeben, nicht adäquat abbilden. Der Sachverhalt ist im zweiten Teil in Abbildung 7.39 mit der grau gestrichelten Linie skizziert. Die Näherungslösung ist statistisch betrachtet zwischen zwei Wendeln am genauesten. Bei der Untersuchung abschnittsweiser Geometrien sollten deshalb die Berechnungsabschnitte im Abstand von $l/2$ zu den Wendeln gelegt werden. In Abbildung 7.39 ist dies durch die horizontale, graue Strichpunktlinie symbolisiert.

Als weiteren Grundtyp, der sich mit den zuvor hergeleiteten Gleichungen berechnen lässt, ist der Widerstand $R_{\mathrm{FSP},t,l=3\cdot D_W}$ für einen Pfahl mit durchgängigen Wendeln mit einem Abstand von $l = 3 \cdot D_W$ zu berechnen. Die Berechnung des Kraftdurchgangs ist nur für den oberen Schnitt notwendig. Die Gleichung 7.53 liefert bei $L_{rel} = 1$ immer einen Wert > 0, da hier der Kraftdurchgang bis oberhalb der Wendel approximiert wird. Der Gesamtwiderstand ergibt sich aus der Superposition der Einzelergebnisse und muss zwischen den beiden untersuchten Grenzfällen liegen.

Die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen sind in Abbildung 7.40 grafisch wiedergegeben. In x-Richtung sind die von Tsuha et al. (2007) gemessenen Widerstände R_{meas} abgetragen und auf der y-Achse die zugehörigen Widerstände $R_{\mathrm{FSP},t}$ aus der Nachrechnung mit Gleichung 7.41. Zusätzlich ist der Fehler $R_{\mathrm{FSP}}/R_{\mathrm{meas}}$ als Verhältnis zwischen berechnetem Wert und Messwert angegeben.

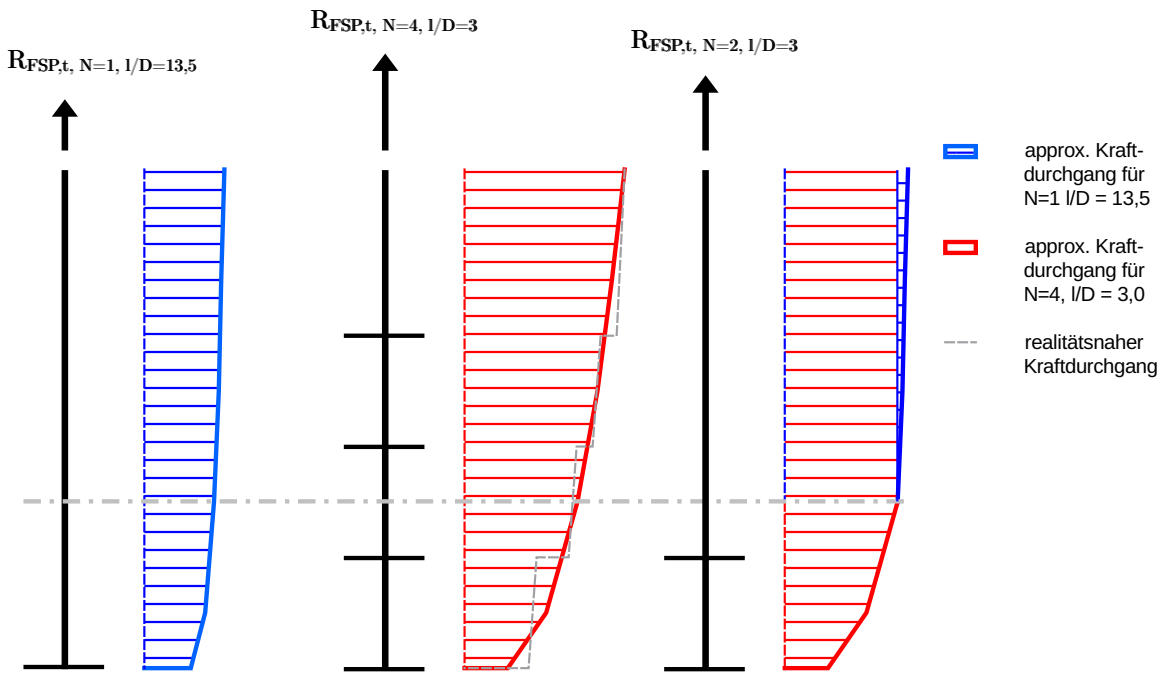


Abbildung 7.39: Prinzip zur Berechnung des Widerstands bei abschnittsweiser Geometrie durch Superposition

Das Verhältnis zwischen Berechnung und Messwert liegt im Mittel bei 0,99, was für eine gute Übereinstimmung der halbempirischen Lösung mit den Ergebnissen der Versuchsreihe spricht. Die größte Abweichung zwischen Berechnung und Versuch nach unten mit 0,49 ergibt sich bei dem Versuch mit einem Durchmesser von $D_W = 0,214$ m und drei Wendeln im lockeren Sand. In einer späteren Publikation von Tsuha et al. (2013) gehen die Autoren davon aus, dass die Versuchsreihe mit $D_W = 0,214$ m im lockeren Sand teilweise durch lokale Inhomogenitäten gestört war.

Die größte Abweichung nach oben ergibt sich bei den Versuchen mit einem Wendeldurchmesser von $D_W = 0,440$ m mit zwei bzw. drei Wendeln. Hier überschätzt die Berechnung den Widerstand deutlich. Auf den Umstand, dass die Anordnung weiterer Wendeln, bei der Versuchsreihe mit großem Durchmesser im dicht gelagerten Sand, zu keiner signifikanten Erhöhung des Widerstands geführt hat, sind Tsuha et al. (2013) ebenfalls eingegangen. Es wurde die Hypothese aufgestellt, dass dies auf Installationseffekte zurückzuführen ist. Während des Eindrehens wird demnach der Sand, oberhalb der obersten Wendel, dreimal von den Wendeln durchdrungen, was zu mehr Auflockerungen führt. Der Sand zwischen der untersten Wendel und der darüber folgenden Wendel wird immer nur einmal beim Eindrehen durchdrungen. Somit kann von der untersten Wendel immer der gleiche Widerstand abgeleitet werden. Im lockeren Sand hat der Effekt kaum Einfluss, da dieser nicht weiter aufgelockert wird.

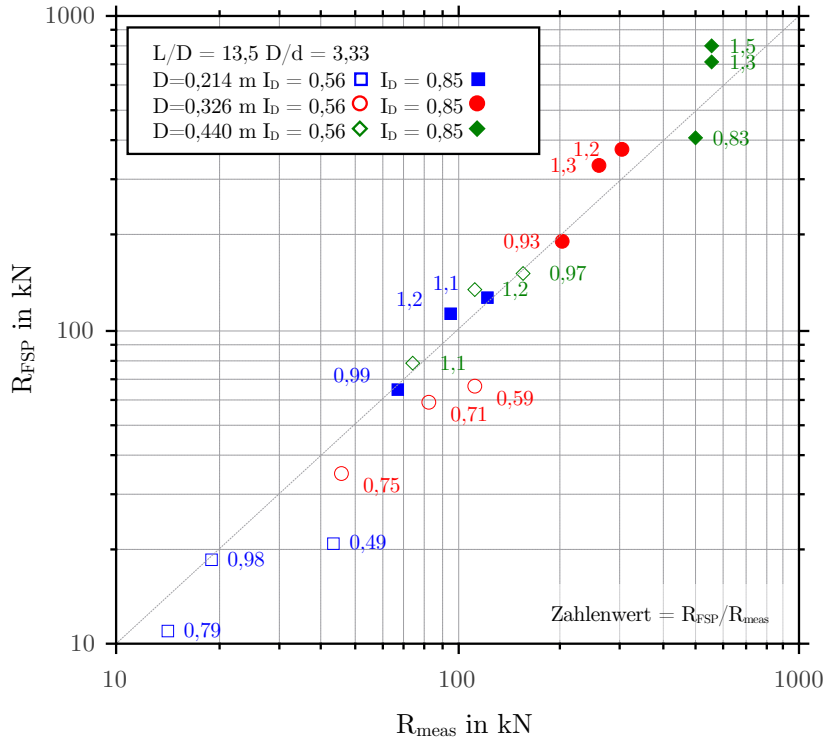


Abbildung 7.40: Vergleich der von Tsuha gemessenen Widerstände R_{meas} mit den nach der Näherungslösung berechneten Widerständen R_{FSP}

Bei der Argumentation von Tsuha et al. (2013) ist jedoch zu beachten, dass der Effekt nur bei den Versuchen mit dem größten Durchmesser beobachtet wurde. In den Versuchen mit kleinem und mittlerem Durchmesser brachte die Anordnung einer zweiten und dritten Wendel eine deutliche Erhöhung des gemessenen Widerstands, wie es zu erwarten ist und vom Berechnungsmodell prognostiziert wird. Aus den Beobachtungen lässt sich somit nicht generell ableiten, dass mehr Wendeln zwangsläufig zu mehr Auflockerungen führen. Es besteht auch die Möglichkeit, dass, beispielsweise für die Versuche mit großem Durchmesser im dichten Sand, die Vorschubkraft nicht ausreichend groß war, um den Fertigschraubpfahl ohne großen Schlupf (Schraubmaß $<< 1$) einzudrehen oder dass beim Modellpfahl Impferektionen bzgl. der Wendelgeometrie vorgelegen haben.

7.6.3 Vergleich des halbempirischen Ansatzes mit analytischen Ansätzen aus Kapitel 2

Im letzten Schritt soll der neu hergeleitete halbempirische Ansatz mit den Berechnungsverfahren, die in Kapitel 2 vorgestellt wurden, verglichen werden. Als Berechnungsbeispiel wurde ein druckbelasteter 10,30 m langer Fertigschraubpfahl mit einem Wendeldurchmesser von 0,49 m und einem Schaftdurchmesser von 0,14 m in einem Boden mit einem Reibungswinkel von $\varphi' = 37,5°$ gewählt. Als Referenz soll der zugehörige mit Plaxis berechnete Widerstand bei einer Kopfverformung von $0,1 \cdot D_W$ dienen. In der Berechnung wurde der Wendelabstand zwischen $l/D_W = 3$ bis 7 variiert.

In der Abbildung 7.41 sind die berechneten Widerstände grafisch in Abhängigkeit des relativen Wendelabstands abgetragen. Weiterhin ist der Übergang vom Scherversagen entlang des umschlossenen Bodenzylinders zum Versagen unterhalb der einzelnen Wendeln nach Gleichung 6.4 bei $l/D_W \approx 4,1$ markiert.

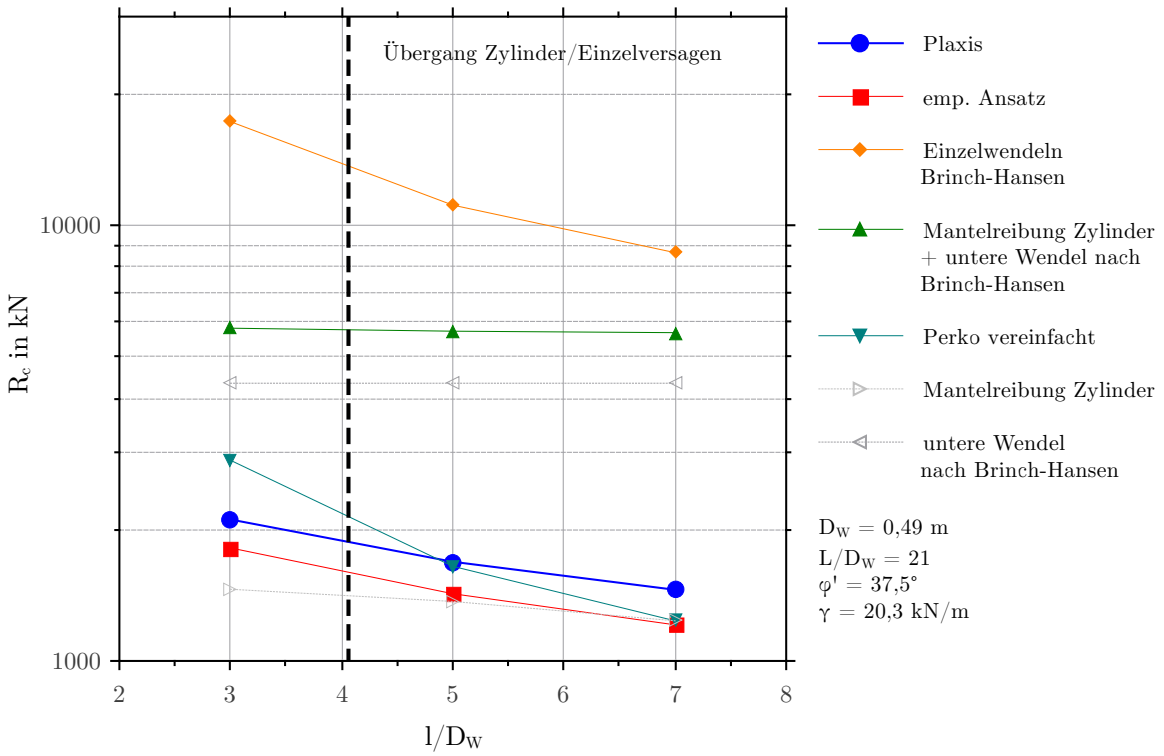


Abbildung 7.41: Vergleich zwischen dem hergeleiteten halbempirischen Berechnungsverfahren und den Berechnungsverfahren nach Kapitel 2

Die schlechteste Übereinstimmung ergibt sich zwischen der numerischen Berechnung und der analytischen Lösung nach dem Ansatz von Meyerhof und Brinch-Hansen nach Gleichung 2.32. Wie im Kapitel 3 aufgezeigt, wird durch die Aufsummierung der Einzelwiderstände, die ab einer gewissen Tiefe den Widerstand überschätzen, der Gesamtwiderstand signifikant überschätzt. Für einen Wendelabstand von $l/D_W = 5$ beträgt der Widerstand nach Gleichung 2.32 ca. 11.000 kN, im numerischen Modell wurde ein Widerstand von ca. 1700 kN ermittelt. Der Widerstand wird um etwa das Sechsfache überschätzt.

Auch die Berechnung des Widerstands aus Mantelreibung entlang des Bodenzylinders nach Gleichung 2.45 überschätzt den Widerstand deutlich. Zur Veranschaulichung wurden die beiden Widerstandsanteile aus der Mantelreibung und dem Spitzenwiderstand noch aufgeteilt. Während der Widerstand aus der Mantelreibung durchaus noch realitätsnahe Werte liefert, wird der Spitzenwiderstand deutlich überschätzt.

Der vereinfachte Ansatz von Perko (2009) nach Gleichung 2.43 liefert eine recht gute Übereinstimmung für $l/D_W > {}^{l}/_{D_{Wlim}}$. Die gute Übereinstimmung der numerischen Berechnung mit dem Ansatz von Perko (2009) deutet indirekt darauf hin, dass die Numerik, trotz der Vernachlässigung von Installationseffekten, das tatsächliche Tragverhalten wiedergibt, da Perko den Ansatz aus der Rückrechnung von Probebelastungen hergeleitet hat.

Der neu hergeleitete Ansatz stimmt qualitativ gut mit dem numerischen Ergebnis überein und unterschätzt den Widerstand unabhängig vom Wendelabstand um nur 15 %.

7.7 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Aus der numerischen Parameterstudie konnte ein halbempirischer Berechnungsansatz hergeleitet werden, mit dem die axiale Tragfähigkeit und auch das Verformungsverhalten für eine große Bandbreite von Geometrien unter drainierten Randbedingungen in bindigen und nichtbindigen Böden berechnet werden kann.

Der Widerstand eines druckbelasteten Fertigschraubpfahls wird nach Gleichung 7.27 aus der Wichte des Bodens, der Einbindelänge und der Wendelfläche sowie einem Tragfähigkeitsfaktor berechnet. Der Tragfähigkeitsfaktor wiederum setzt sich zusammen aus Tragfähigkeitsbeiwerten für den Durchmesser, die relative Einbindelänge und die Kohäsion. Die Geometrie und ggf. eine Zugbelastung werden ebenfalls über entsprechende Faktoren berücksichtigt.

Mit Hilfe des empirischen Ansatzes zur Berechnung des Kraftdurchgangs kann die Bodenschichtung und ggf. auch eine über die Tiefe variable Geometrie berücksichtigt werden, wie in Abschnitt 7.6.2 gezeigt wurde. Der Widerstand im Grundwasser kann mit dem Ansatz der Wichte unter Auftrieb berechnet werden. Fragen der Gebrauchstauglichkeit lassen sich über den empirischen Ansatz zur Berechnung der Widerstands-Setzungs-Linie bzw. Widerstands-Hebungs-Linie beantworten.

Die Vergleichsberechnungen von n-g Modellversuchen sowie die Gegenüberstellung des neuen Ansatzes mit den bisher verwendeten Berechnungsverfahren zeigt, dass das neue Berechnungsverfahren realitätsnahe Ergebnisse liefert. Insbesondere der eingeführte Formbeiwert liefert dabei wichtige Erkenntnisse, da beispielsweise der Einfluss des Wendelabstands und der Einfluss des Verhältnisses zwischen Wendeldurchmesser und Schaftdurchmesser bisher nicht systematisch untersucht wurden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Mit Fertigschraubpfählen steht eine Gründungsvariante zur Verfügung, die Zug- und Druckbelastungen sicher und verformungsarm in den Baugrund einleiteten kann. In der Baupraxis hat sich das Verfahren bereits über Jahrzehnte bewährt, siehe Lutenegger (2011b).

Der Wissensstand zum Lastabtrag von Fertigschraubpfählen ist dagegen stark fragmentiert. Für einzelne Fragestellungen wurden Ansätze adaptiert, die ursprünglich andere Fragestellungen betrachteten. Mit der vorliegenden Arbeit konnte der Forschungsstand zum Trag- und Verformungsverhalten von axial belasteten Fertigschraubpfählen erweitert werden.

Im Kapitel 2 wurden die wichtigsten Arbeiten zum aktuellen Stand der Technik und die daraus abgeleiteten Bemessungsansätze vorgestellt. Die Diskussion der Ansätze in Kapitel 3 zeigte, dass die Bemessungsansätze und insbesondere der Ansatz der Grundbruchgleichung nach Meyerhof und Brinch-Hansen nicht dem Kenntnisstand für andere Pfahlarten entsprechen und die Tragfähigkeit deutlich überschätzen.

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens wurden sowohl Modell- als auch Feldversuchsserien durchgeführt. Mit Hilfe der kleinmaßstäblichen Modellversuche konnten die maßgeblichen Einflussgrößen auf den erzielbaren Widerstand identifiziert werden:

Bei kleinen bis mittleren relativen Einbindelängen ($L/D_W \leq 25$) ist grundsätzlich zwischen Druckbelastung und Zugbelastung zu unterscheiden. Unter Zugbelastung weisen Fertigschraubpfähle einen geringeren Widerstand auf. Erst bei größerer Einbindung nähern sich die Widerstände von zugbelasteten und druckbelasteten Fertigschraubpfählen an.

Unter Druckbelastung geht die Wendelfläche annähernd linear in den Widerstand ein, der Einfluss der Einbindelänge nimmt mit Zunahme dieser ab. Unter Zugbelastung ist die Einbindelänge die geometrische Haupteinflussgröße. Mit zunehmender Einbindelänge wird auch der Einfluss des Wendeldurchmessers größer. Die Lagerungsdichte hat ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf den erzielbaren Widerstand.

Mit Hilfe der PIV-Versuche konnten die Versagensformen veranschaulicht werden. Die im Kapitel 2 vorgestellten Versagensformen wurden teilweise bestätigt. Unter Zugbelastung konnte bei dichter Lagerung und geringer Einbindung ein Aufbruchkegel beobachtet werden. Bei Modellen mit mehreren Wendeln wurden die zwei Versagensformen, Versagen der Einzelwendeln und ein durchgängiges Scherversagen des von den Wendeln umschlossenen Bodenzylinders, beobachtet. Bei dem Versagen unter- bzw. oberhalb der einzelnen Wendeln konnte jedoch nur ein direktes Versagen im Nahbereich der Wendel gezeigt werden, größere grundbruchartige Versagenszonen traten nicht auf.

Die Messungen in den Feldversuchen, die im Kapitel 5 vorgestellt wurden, haben die Ergebnisse aus den kleinmaßstäblichen Laborversuchen bestätigt. Unter Druckbelastung wird in Probebelastungen oft kein eindeutiger Bruchzustand erreicht, mit zunehmender Verformung steigt der Widerstand weiter an. Bei Zugbelastung wird meist ein Bruchzustand erreicht, bei dem kein weiterer Widerstand mobilisiert wird. Zur Auswertung von Probebelastungen hat sich die Übertragung der Versagenskriterien von Bohrpfählen bewährt. Probebelastungen sollten in Anlehnung an Probebelastungsverfahren für Pfähle nach Anhang D durchgeführt werden.

Darüber hinaus haben die Feldversuche gezeigt, dass empirische Korrelationsfaktoren zwischen Drehmoment und Widerstand durchaus anwendbar sind. Angesichts der starken Vereinfachungen sollten die Korrelationsfaktoren für die jeweilige Geometrie und Bodenart in Untersuchungsprüfungen bestimmt werden. Weiterhin ist mit dem derzeitigen Kenntnisstand zu empfehlen, immer eine Kombination von Bemessungsverfahren anzuwenden.

Im Kapitel 6 wurde mit der numerischen Nachrechnung der Modellversuche gezeigt, dass mit der Finite-Elemente-Methode das Trag- und Verformungsverhalten von Fertigschraubpfählen realitätsnah modelliert werden kann. Weiterhin konnte eine Gleichung gefunden werden, mit der sich der Wendelabstand berechnen lässt, bei dem sich die Versagensform ändert.

Darauf aufbauend wurde eine Parameterstudie entwickelt, um die Erkenntnisse aus den Modellversuchen auf Fertigschraubpfähle im 1:1 Maßstab zu übertragen. Die Parameter für das verwendete Stoffgesetz zur Modellierung des Bodens wurden durch stetige Näherungsfunktionen in Abhängigkeit des Reibungswinkels aus Erfahrungswerten abgeleitet. Die so gefundenen Parameter ermöglichten die Herleitung des im 7. Kapitel gezeigten halbempirischen Ansatzes zur Berechnung des Widerstands von druck- und zugbelasteten Fertigschraubpfählen. Der Ansatz berücksichtigt die Geometrie des Fertigschraubpfahls und die Bodeneigenschaften. Mit weiteren Näherungslösungen kann auch der Widerstand von Fertigschraubpfähle in geschichtetem Baugrund oder mit einer variablen Geometrie berechnet werden. Die Nachrechnung von Modellversuchen und der Vergleich mit anderen Berechnungsverfahren zeigte die Anwendbarkeit des Ansatzes.

Mit der vorliegenden Arbeit wurde das Ziel erreicht, das Trag- und Verformungsverhalten von Fertigschraubpfählen unter statischer Belastung zu prognostizieren. Dabei ist jedoch eine wesentliche Einschränkung gegeben: Effekte, die sich aus der Installation ergeben, wurden weitestgehend vernachlässigt.

Welchen Einfluss die Installation auf das Tragverhalten hat, ist nur teilweise bekannt. Einerseits wurde beobachtet, dass die Installation von Fertigschraubpfählen zu einer Verdichtung des Bodens und einer Erhöhung der horizontalen Spannungen führt. Diese Spannungszunahme wird jedoch bei Belastung zumindest teilweise überlagert. Andererseits gehen beispielsweise Tsuha et al. (2013) davon aus, dass bei Fertigschraubpfählen mit mehreren Wendeln das Einschrauben teilweise auch zu Auflockerungen führt. Der komplexen Thematik konnte in der vorliegenden

Arbeit nicht weiter nachgegangen werden, hier besteht weiterer Forschungsbedarf. Aufbauend auf den Erkenntnissen für den ungestörten Ausgangsspannungszustand sollte die Änderung des Spannungszustandes beim Eindrehen und die Auswirkungen dieser Änderung auf den Widerstand systematisch untersucht werden.

Aus dem Anwendungsbereich der Fertigschraubpfähle ergibt sich weiterhin die Fragestellung nach dem Tragverhalten unter zyklischer Belastung. Fertigschraubpfähle werden häufig für Gründungen verwendet, bei denen der veränderliche Lastanteil im Vergleich zu dem statischen Lastanteil recht hoch ist. Wie in der vorliegenden Arbeit gezeigt wurde, tragen die Fertigschraubpfähle den größten Anteil der Belastung über Normalspannungen unter- bzw. oberhalb der Wendeln in den Baugrund ein. Insbesondere bei zyklischen Wechsellasten kann durch eine Akkumulation der Verformungen ein Hohlraum im Bereich der Wendel entstehen, der zur Verringerung der Tragfähigkeit führt. Hier sind ebenfalls weitergehende Untersuchungen erforderlich.

Literatur

Adams, J. I. und Klym, T. W. (1972): "A Study of Anchorages for Transmission Tower Foundations". In: *Canadian Geotechnical Journal* 9.1, S. 89–104. ISSN: 0008-3674, 1208-6010. DOI: 10.1139/t72-007.

Bobbitt, D. E. und Clemence, S. P. (1987): "Helical Anchors: Application and Design Criteria". In: *Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference*. 9th Southeast Asian Geotechnical Conference. Bd. 2. Bangkok: Southeast Asian Geotechnical Society, S. 6–105 –6–120.

Boley, C. und Höppner, R. (2012): *Klein-Windenergieanlagen des Typs „Easy Wind" mit Schraubfundamenten der Firma terrafix Anlagenbau GmbH - Bericht zu den Ergebnissen der Feldversuche in der 11. und 12. KW 2012*. Neubiberg.

Boley, C. und Höppner, R. (2016): *Tragfähigkeit von Schraubfundamenten unter statischer und zyklischer Last: Abschlussbericht*. Bauforschung T 3344. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag. 294 S. ISBN: 978-3-8167-9868-2.

Brinch-Hansen, J. (1970): *Revised and extended formula for bearing capacity*. Bull No 28. Kopenhagen: The Danish Geotechnical Institute.

Chen, Y., Deng, A., Wang, A. und Sun, H. (2018): "Performance of screw–shaft pile in sand: Model test and DEM simulation". In: *Computers and Geotechnics* 104, S. 118–130. ISSN: 0266352X. DOI: 10.1016/j.compgeo.2018.08.013.

Chin, F. K. (1970): "Estimation of the Ultimate Load of Piles not carried to Failure". In: *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering,* 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering. Singapore, S. 81–90.

Chin, F. K. (1971): "Discussion of Pile Test. Arkansas River Project". In: *Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering* 97.6, S. 930–932.

Crandell, J. H., William Zoeller, R. A., Nowak, M. und Blanford, M. (2011): "Performance of Helical Disk Ground Anchors for Anchorage of Manufactured Housing". In: *Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* 17.4, S. 125.

Dilley, L. M. und Hulse, L. (2007): *Foundation Design of Wind Turbines in Southwestern Alaska, a Case Study*. Anchorage, Alaska: Institute of the North.

DIN 1054:2010-12 (2010): *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*. Berlin: Beuth Verlag.

DIN EN 1537:2001-01 (2001): *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verpreßanker; Deutsche Fassung EN 1537:1999 + AC:2000*. Berlin: Beuth Verlag.

DIN EN 1997-1:2009-09 (2009): *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009*. Berlin: Beuth Verlag.

DIN EN 4094-1:2002-06 (2002): *Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen*. Berlin: Beuth Verlag.

DIN EN ISO 14688-2 (2018): *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen*. Berlin: Beuth Verlag.

EA-Pfähle (2007): *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle": EA-Pfähle*. Hrsg. von Deutsche Gesellschaft für Geotechnik und Kempfert, H.-G. 2. Auflage. Berlin: Ernst und Sohn. 360 S. ISBN: 978-3-433-01870-5.

EA-Pfähle (2012): *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle": EA-Pfähle*. Hrsg. von Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. 2. Auflage. Berlin: Ernst und Sohn. 498 S. ISBN: 978-3-433-03005-9.

EANG (2014): *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik: EANG*. Hrsg. von Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Berlin: Ernst. 181 S. ISBN: 978-3-433-03080-6 978-3-433-60451-9 978-3-433-60449-6 978-3-433-60450-2 978-3-433-60448-9.

Entenmann, W., Zou, Y. und Boley, C. (2012): "Baugrunderkundung, geotechnische Laborund Feldversuche". In: *Handbuch Geotechnik*. Hrsg. von Boley, C. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, S. 61–137. ISBN: 978-3-8348-0372-6 978-3-8348-8272-1. DOI: 10.1007/978-3-8348-8272-1_3.

Ferguson, T. A. B. und Standing, J. (2012): "A 2-D Model Experimental Study of Helical Piles in Sand Using GeoPIV Software". In: *1st Civil and Environmental Engineering Student Conference*. 1 st Civil and Environmental Engineering Student Conference. Bd. 1. Imperial College London.

França, D. C. d. und Viana, A. H. (2011): "Failure load analysis methods based on instrumented large diameter bored pile load tests". In: *Proceedings of the 14thPan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Toronto.

Gavin, K., Doherty, P. und Tolooiyan, A. (2014): "Field investigation of the axial resistance of helical piles in dense sand". In: *Canadian Geotechnical Journal* 51.11, S. 1343–1354. ISSN: 0008-3674, 1208-6010. DOI: 10.1139/cgj-2012-0463.

Ghaly, A. (2013): "Using the Internet as an Interactive Platform to Design Soil Anchors". In: *Proceedings of 1st International Geotechnical Symposium on Helical Foundations*. 1st International Geotechnical Symposium on Helical Foundations. Amherst, S. 153–165.

Ghaly, A. und Hanna, A. (1991): "Experimental and theoretical studies on installation torque of screw anchors". In: *Canadian Geotechnical Journal* 28, S. 353–364.

Ghaly, A. und Hanna, A. (1992): "STRESSES AND STRAINS AROUND HELICAL SCREW ANCHORS IN SAND". In: *SOILS AND FOUNDATIONS* 32.4, S. 27–42.

Ghaly, A. und Hanna, A. (1994): "Ultimate pullout resistance of single vertical anchors". In: *Canadian Geotechnical Journal* 31, S. 661–672.

Ghaly, A., Hanna, A. und Hanna, M. (1991a): "Installation torque of screw anchors in dry sand." In: *SOILS AND FOUNDATIONS* 31.2, S. 77–92. ISSN: 0385-1621. DOI: 10.3208/sandf1972.31.2_77.

Ghaly, A., Hanna, A. und Hanna, M. (1991b): "Uplift behavior of screw anchors in sand. I: dry sand". In: *Journal of Geotechnical Engineering* 117.5, S. 773–793.

Höppner, R. (2011): "Feldversuche mit Vollverdränger-Betonsäulen". Diplomarbeit. Kassel: Universität Kassel. 159 S.

Hoyt, A. und Clemence, S. (1989): "Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil". In: *Proceedings of the twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 13-18 August 1989.* Rotterdam: Balkema. ISBN: 978-90-6191-893-6.

Klym, T. W., Radhakrishna, H. S. und Howard, K. (1986): "Helical Plate Anchors for Tower Foundations". In: *Proceedings of Symposium on Anchor Systems in Geotechnical Engineering.* Symposium on Anchor Systems in Geotechnical Engineering. Toronto: Canadian Geotechnical Society.

Kondner, R. L. (1963): "Hyperbolic Stress-strain response. Cohesive Soils". In: *Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE* 89.1, S. 115–143.

Livneh, B. und El Naggar, M. H. (2008): "Axial testing and numerical modeling of square shaft helical piles under compressive and tensile loading". In: *Canadian Geotechnical Journal* 45.8, S. 1142–1155. ISSN: 0008-3674, 1208-6010. DOI: 10.1139/T08-044.

Lutenegger, A. J. (2011a): "Behavior of multi-helix screw anchors in sand". In: *Proceedings of the 14thPan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Toronto.

Lutenegger, A. J. (2011b): "Historical Development of Iron Screw-Pile Foundations: 1836–1900". In: *The International Journal for the History of Engineering & Technology* 81.1, S. 108–128. ISSN: 1758-1206, 1758-1214. DOI: 10.1179/175812109X12547332391989.

Meyerhof, G. G. (1951): "The Ultimate Bearing Capacity of Foudations". In: *Géotechnique* 2.4, S. 301–332. ISSN: 0016-8505, 1751-7656. DOI: 10.1680/geot.1951.2.4.301.

Meyerhof, G. G. und Adams, J. I. (1968): "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations". In: *Canadian Geotechnical Journal* 5.4, S. 225–244. ISSN: 0008-3674, 1208-6010. DOI: 10.1139/t68-024.

Meyerhof, G. G. (1976): "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations". In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division.* Vol. 102 3, S. 197–228.

Mitch, M. P. und Clemence, S. P. (1985): "The Uplift Capacity of Helix Anchors in Sand. Uplift behavior of anchor foundations in soil". In: *Uplift behavior of anchor foundations in soil: proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, October 24, 1985.* New York, N.Y: ASCE. ISBN: 978-0-87262-496-2.

Mooney, J. S., Adamczak Jr., S. und Clemence, S. P. (1985): "Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt. Uplift behavior of anchor foundations in soil". In: *Uplift behavior of anchor foundations in soil: proceedings of a session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, October 24, 1985.* New York, N.Y: ASCE. ISBN: 978-0-87262-496-2.

Motamedinia, H., Hataf, N. und Habibagahi, G. (2019): "A Study on Failure Surface of Helical Anchors in Sand by PIV/DIC Technique". In: *International Journal of Civil Engineering* 17.12, S. 1813–1827. ISSN: 1735-0522, 2383-3874. DOI: 10.1007/s40999-018-0380-2.

Nagata, M. und Hirata, H. (2005): "Study on Uplift Resistance of Screwed Steel Pile". In: *Nippon Steel Technical Report* 92, S. 73–78.

Niroumand, H., Kassim, K. A., Ghafooripour, A., Nazir, R. und Chuan, H. S. (2012): "Performance of Helical Anchors in Sand". In: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 17.

Perko, H. A. (2000): "Energy Method for Predicting Installation Torque of Helical Foundations and Anchors". In: American Society of Civil Engineers, S. 342–352. ISBN: 978-0-7844-0511-6. DOI: 10.1061/40511(288)24.

Perko, H. A. (2009): *Helical piles: A practical guide to design and installation.* Hoboken: John Wiley & Sons. ISBN: 978-0-470-40479-9.

Prandtl, L. (1921): "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden". In: *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik* 1, S. 15–20.

Pregel, O. (1998): *Handbuch der Geotechnik, Band 1.* Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur. Wien: Eigenverlag.

Rao, S. N. und Prasad, Y. V. S. N. (1993): "Estimation of Uplift Capacity of Helical Anchors in Clays". In: *Journal of Geotechnical Engineering* 119.2, S. 352–357. ISSN: 0733-9410, 1944-8368. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:2(352).

Rao, S., Prasad, Y. und Shetty, M. (1991): "The behaviour of model screw piles in cohesive soils." In: *SOILS AND FOUNDATIONS* 31.2, S. 35–50. ISSN: 0385-1621. DOI: 10.3208/sandf1972.31.2_35.

Rybak, J. und Król, M. (2018): "Limitations and risk related to static capacity testing of piles – "unfortunate case" studies". In: *MATEC Web of Conferences* 146. Hrsg. von Juhásová Šenitková, I., S. 02006. ISSN: 2261-236X. DOI: 10.1051/matecconf/201814602006.

Saeki, E. und Ohki, H. (2000): "A Study of the Screwed Pile - The Results of Installation and Loading Tests and Analysis of Penetration Mechanisms". In: *Nippon Steel Technical Report* 82, S. 42–51.

Sakr, M. (2010): "High Capacity Helical Piles - A New Dimension for Bridge Foundations". In: *8th International Conference on Short and Medium Span Bridges 2010.* Hrsg. von Bartlett, F. M. Red Hook und NY: Curran, S. 142–1 –142–11.

Sakr, M. (2011): "Helical piles – An effective foundation system for solar plants". In: *Proceedings of the 14thPan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Toronto.

Schober, P. (2014): "Zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter in nichtbindigen Böden". Dissertation. Neubiberg: Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften.

Skempton, A. W. (1951): "The bearing capacity of clays". In: Building research congress. London, S. 180–189.

Soos, P. v. (2001): "Eigenschaften von Boden und Fels". In: *Grundbau-Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische Grundlagen.* Hrsg. von Smoltczyk, U. 6. Aufl. Berlin: Ernst. ISBN: 978-3-433-01445-5.

Spagnoli, G. (2013): "Some considerations regarding the use of helical piles as foundation for offshore structures". In: *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 50.3, S. 102–110. ISSN: 0038-0741, 1573-9279. DOI: 10.1007/s11204-013-9219-7.

Terzaghi, K. (1943): *Theoretical soil mechanics.* New York: John Wiley und Sons. ISBN: 978-0-471-85305-3.

Thielicke, W. und Stamhuis, E. J. (2014): "PIVlab - Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB". In: *Journal of Open Research Software* 2. ISSN: 2049-9647. DOI: 10.5334/jors.bl.

Thomas, S. (2011): *Zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung.* Kassel: Kassel University Press. ISBN: 978-3-86219-253-3 978-3-86219-252-6.

Tsuha, C. d. H. C., Aoki, N., Rault, G., Thorel, L. und Garnier, J. (2007): "Physical modelling of helical pile anchors". In: *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 7.4, S. 01–12. ISSN: 1346-213X, 2042-6550. DOI: 10.1680/ijpmg.2007.070401.

Tsuha, C. d. H. C. und Aoki, N. (2010): "Relationship between installation torque and uplift capacity of deep helical piles in sand". In: *Canadian Geotechnical Journal* 47.6, S. 635–647. ISSN: 0008-3674, 1208-6010. DOI: 10.1139/T09-128.

Tsuha, C. d. H. C., Filho, J. M. S. M. d. S. und Morais, T. d. S. O. (B 2014): "A New Experimental Procedure to Investigate the Torque Correlation Factor of Helical Anchors". In: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 19, S. 3851 –3864. ISSN: 1089-3032.

Tsuha, C. d. H. C., Santos, T. d. C., Rault, G., Thorel, L., Garnier, J. und others (2013): "Influence of multiple helix configuration on the uplift capacity of helical anchors". In: *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paper.*

Vesic, A. S. (1973): "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 99, S. 45–73.

Vito, D. und Cook, T. (2011): "Case histories on the use of helical piles for retrofitting and new construction". In: *Proceedings of the 14thPan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Toronto.

Vogt-Breyer, C. (1999): *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker.* Bd. 47. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik. Stuttgart: Universität Stuttgart. ISBN: 3-921837-47-2.

Vogt, C. und Salden, D. (1995): "Schraubanker zum Rückverankern von Spundwänden". In: *Bautechnik* 72.12, S. 800–802.

Walz, B. (2006): "Möglichkeiten und Grenzen bodenmechanischer 1g-Modellversuche". In: *Entwicklungen in der Bodenmechanik*. Hrsg. von Rackwitz, F. und Savidis, S. A. Berlin: Springer Verlag. ISBN: 3-540-27425-1.

White, D. J., Take, W. A. und Bolton, M. D. (2003): "Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry". In: *Géotechnique* 53.7, S. 619–631. ISSN: 0016-8505, 1751-7656. DOI: 10.1680/geot.2003.53.7.619.

Zaeske, D. (2001): *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*. Bd. 10. Schriftenreihe Geotechnik. Kassel: Univ., Fachgebiet Geotechnik. ISBN: 3-89792-048-4.

Zhang, D. J. Y., Chalaturnyk, R., P.K. Robertson, Sego, D. und Cyre, G. (1998a): *SCREW ANCHOR TEST PROGRAM (Part I): INSTRUMENTATION, SITE CHARACTERIZATION AND INSTALLATION*. Edmonton: Department of Civil und Environmental Engineering, University of Alberta.

Zhang, D. J. Y., Chalaturnyk, R., Robertson, P, Sego, D. und Cyre, G (1998b): *SCREW ANCHOR TEST PROGRAM (Part II): FIELD TEST RESULTS and DESIGN IMPLICATION*. Edmonton: Department of Civil und Environmental Engineering, University of Alberta.

Zhang, D. J. Y. (1999): "Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils". master thesis. Edmonton: University of Alberta. 213 S.

A Ergebnisse der Modellversuche

A.1 Kleinmaßstäbliche Versuche im dicht gelagerten Sand

A.1.1 Tabellarische Übersicht

Tabelle A.1: Übersicht der Versuche im dichten Sand

Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
1	65	10	Druck
2	65	5	Zug
3	65	5	Druck
4			
5	65	2,5	Zug
6	65	2,5	Druck
7	65	1	Zug
8	65	1	Druck
9	45	5	Druck
10	45	5	Druck
11	45	10	Zug
12	45	10	Druck
13	65	0	Druck
14	45	2,5	Druck
15	45	2,5	Zug
16	45	0	Druck
17	65	5	Druck
18	90	2,5	Zug
wird fortgesetzt . . .			

Tabelle A.1: Übersicht der Versuche im dichten Sand

Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
19	60	2,5	Druck
20	90	1	Zug
21	90	1	Druck
22	90	5	Zug
23	90	0	Druck
24	45	10	Zug
25	45	5	Zug
26	45	5	Druck
27	45	10	Druck
28	90	5	Zug
29	45	2,5	Zug
30	45	2,5	Druck
31	45	0	Druck
32	65	10	Zug
33	65	5	Druck
34	65	5	Zug
35	65	2,5	Druck
36	65	2,5	Zug
37	65	0	Druck
38	90	0	Druck
39	90	2,5	Druck
40	90	2,5	Zug
41	90	1	Druck
42	90	2,5	Druck
43	90	2,5	Druck
44	65	5	Druck
45	65	5	Druck
wird fortgesetzt . . .			

Tabelle A.1: Übersicht der Versuche im dichten Sand

Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
46	2 x 65	9	Druck
47	5 x 65	9	Druck
48	3 x 65	9	Druck
49	5 x 65	9	Zug
50	3 x 65	9	Zug
51	2 x 65	5	Zug

A.1.2 Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche unter Druckbelastung

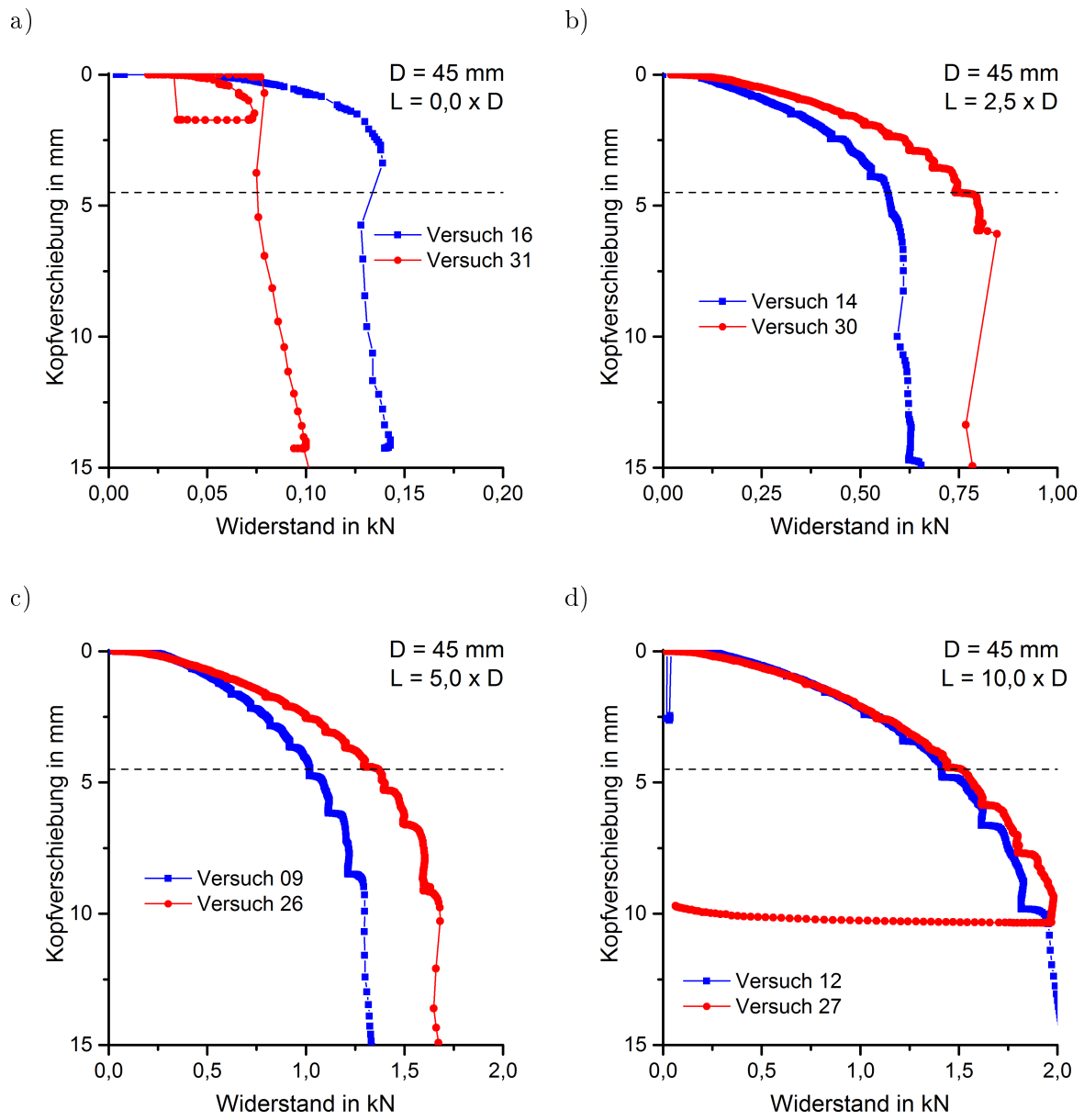


Abbildung A.1: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche mit $D = 45$ mm
a) Einbindetiefe $L = 0$ mm
b) Einbindetiefe $L = 113$ mm
c) Einbindetiefe $L = 225$ mm
d) Einbindetiefe $L = 450$ mm

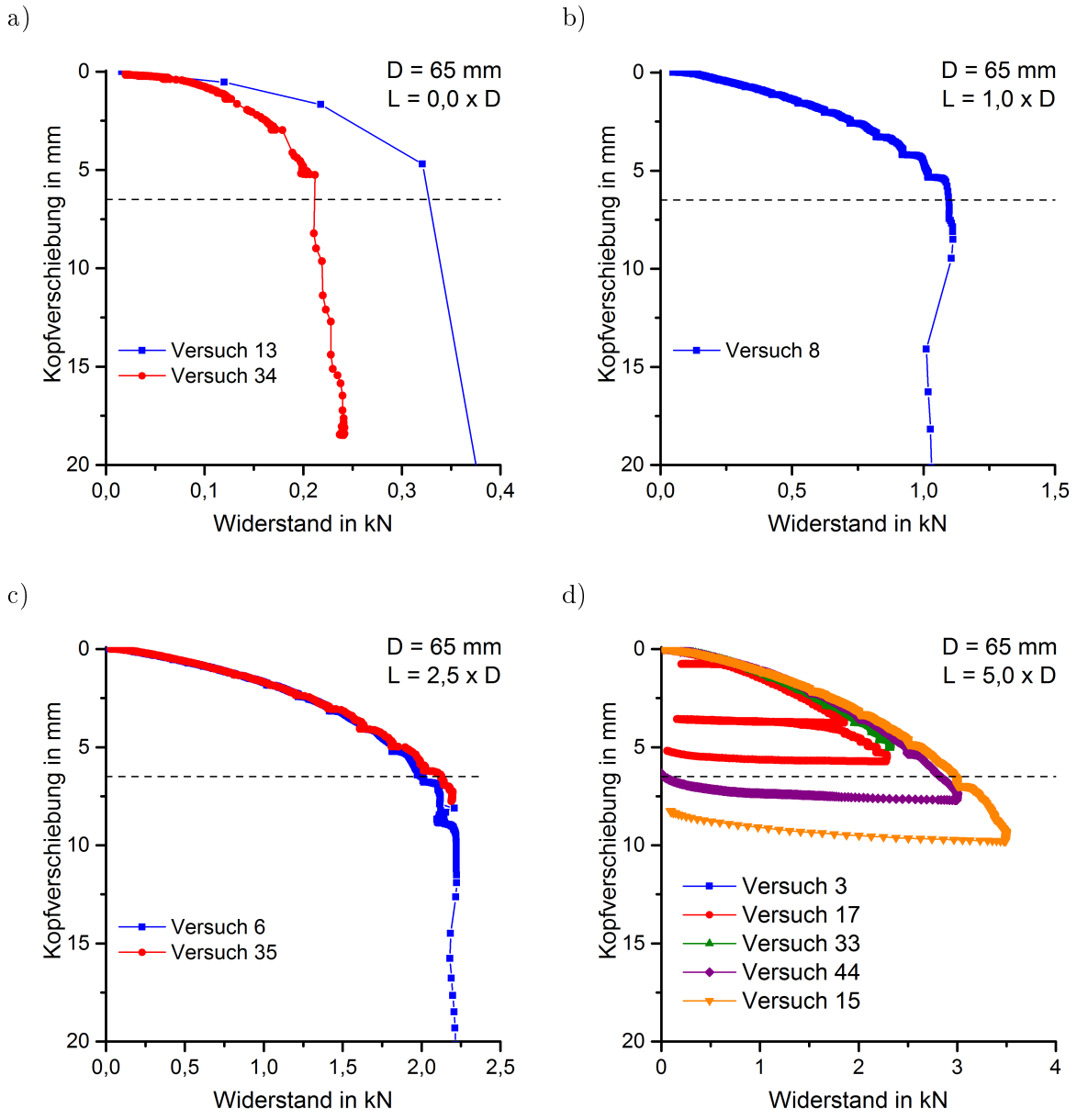


Abbildung A.2: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm
a) Einbindetiefe $L = 0$ mm
b) Einbindetiefe $L = 65$ mm
c) Einbindetiefe $L = 163$ mm
d) Einbindetiefe $L = 325$ mm

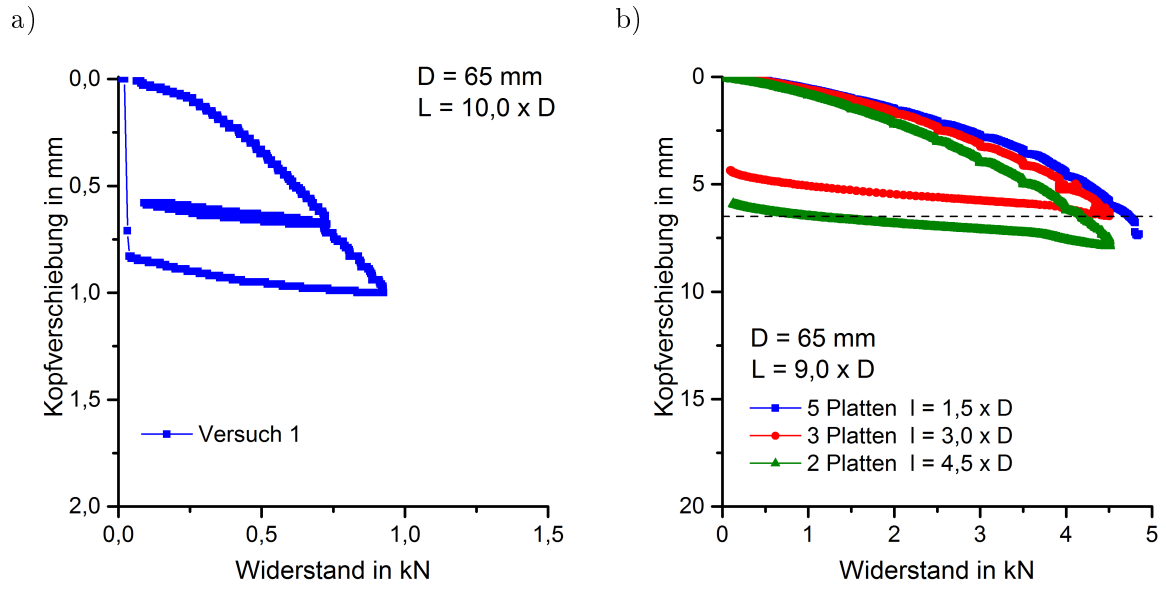


Abbildung A.3: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm (Fortsetzung)
a) Einbindetiefe $L = 650$ mm
b) Einbindetiefe $L = 585$ mm, mit unterschiedlicher Plattenanzahl

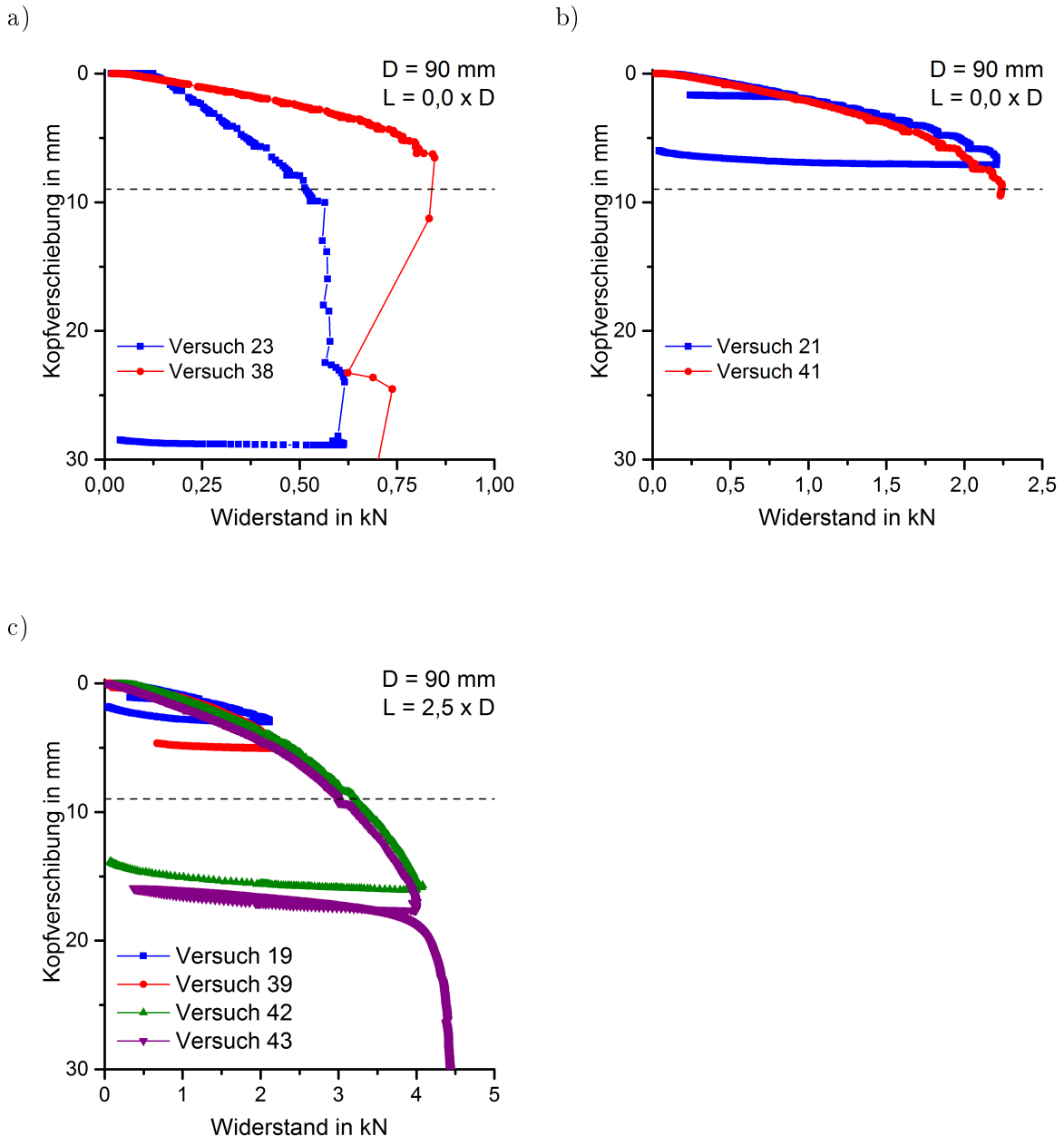


Abbildung A.4: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche mit $D = 90$ mm
a) Einbindetiefe $L = 0$ mm
b) Einbindetiefe $L = 90$ mm
c) Einbindetiefe $L = 225$ mm

A.1.3 Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche unter Zugbelastung

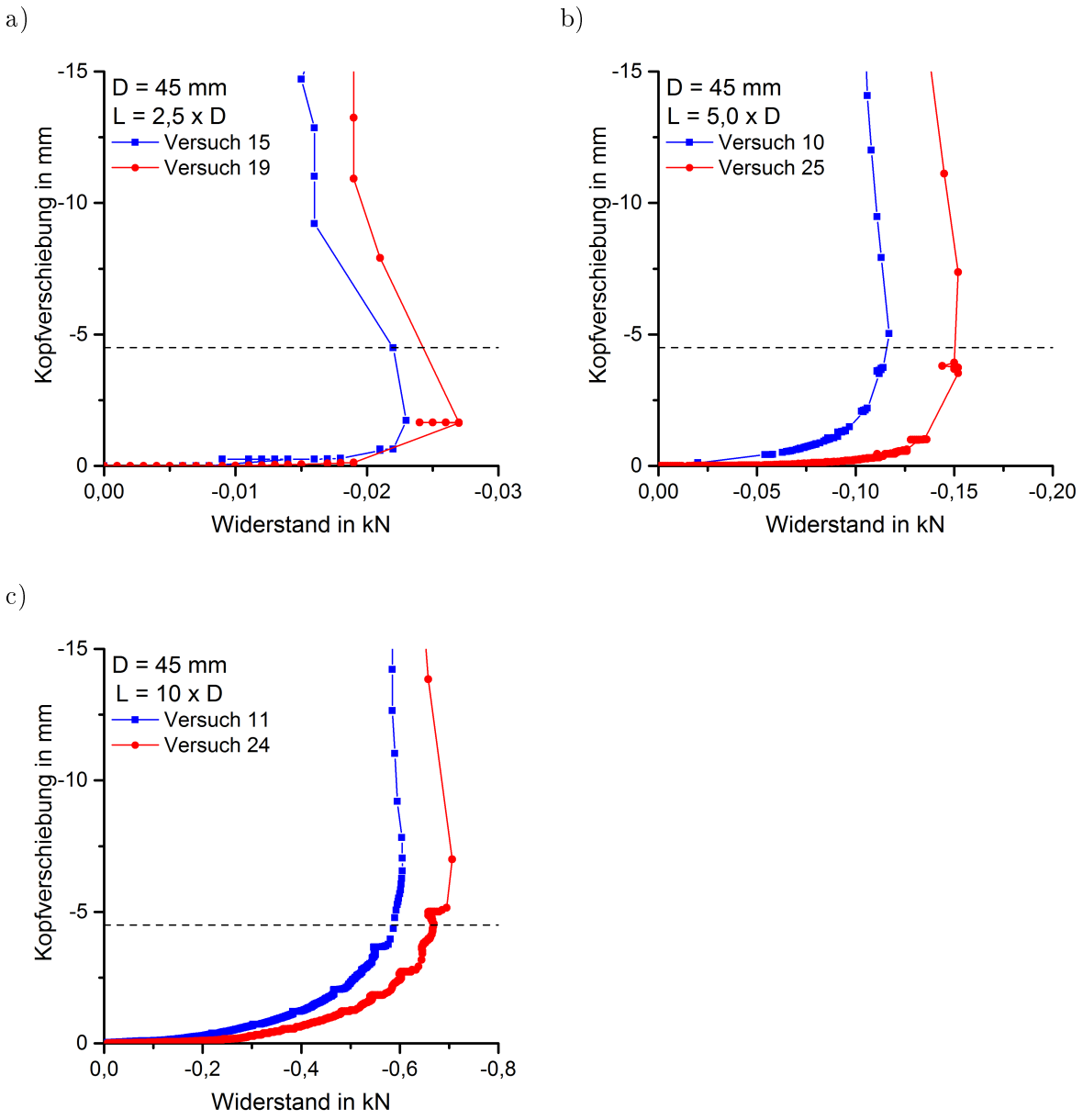


Abbildung A.5: Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche mit $D = 45$ mm
a) Einbindetiefe $L = 113$ mm
b) Einbindetiefe $L = 225$ mm
c) Einbindetiefe $L = 450$ mm

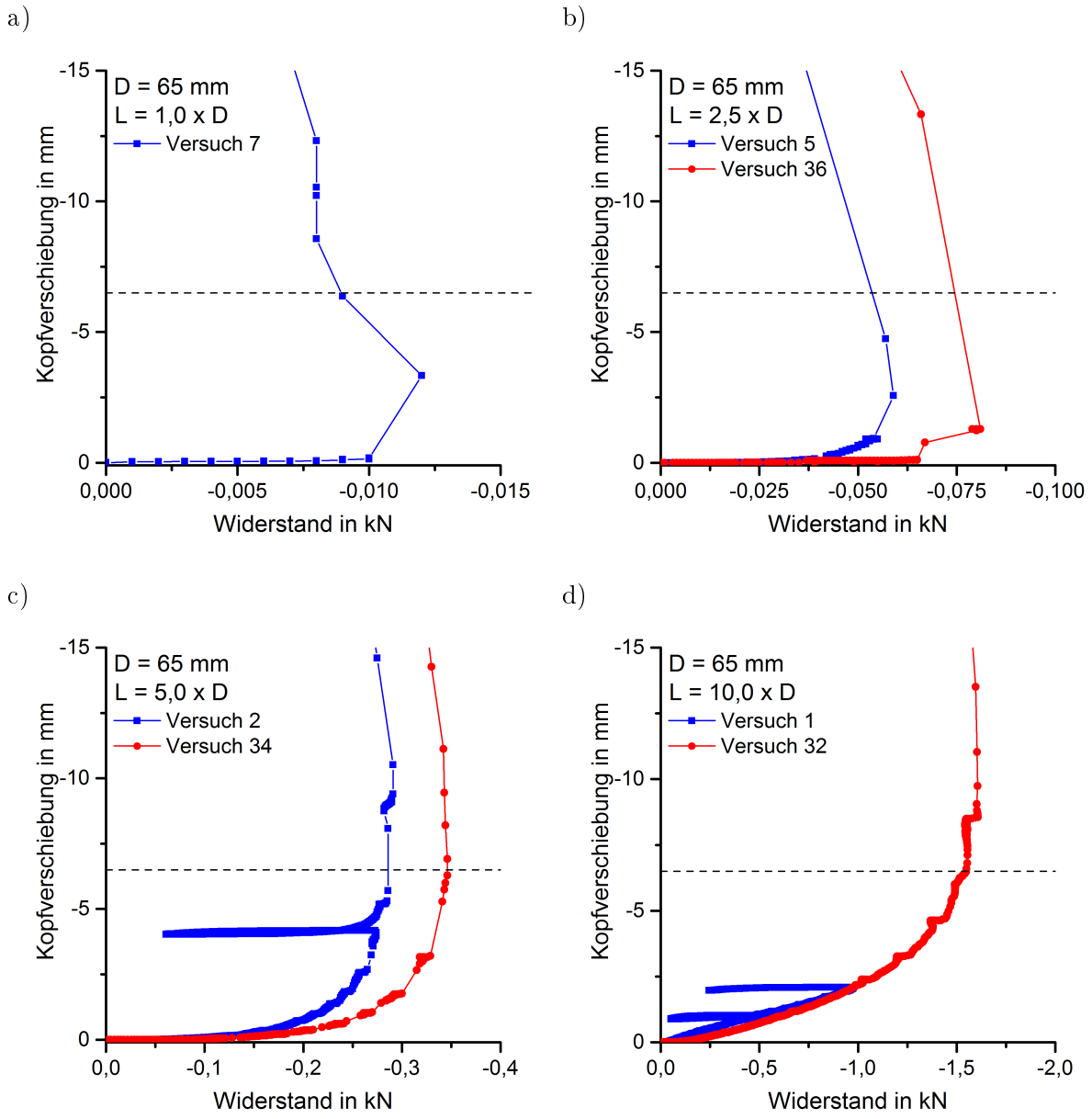


Abbildung A.6: Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm
a) Einbindetiefe $L = 65$ mm
b) Einbindetiefe $L = 163$ mm
c) Einbindetiefe $L = 325$ mm
d) Einbindetiefe $L = 650$ mm

a)

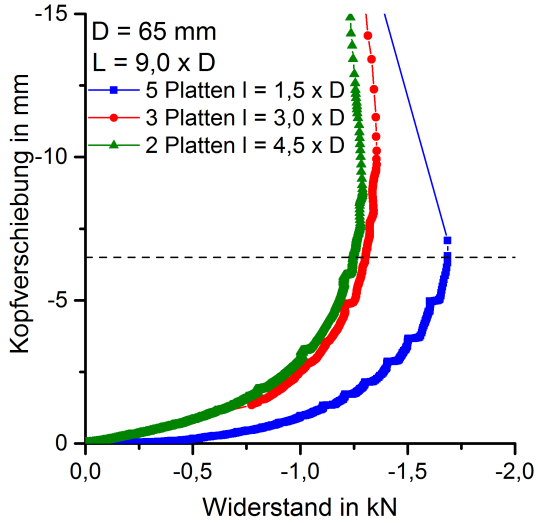


Abbildung A.7: Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm (Fortsetzung)
a) Einbindetiefe $L = 585$ mm, mit unterschiedlicher Plattenanzahl

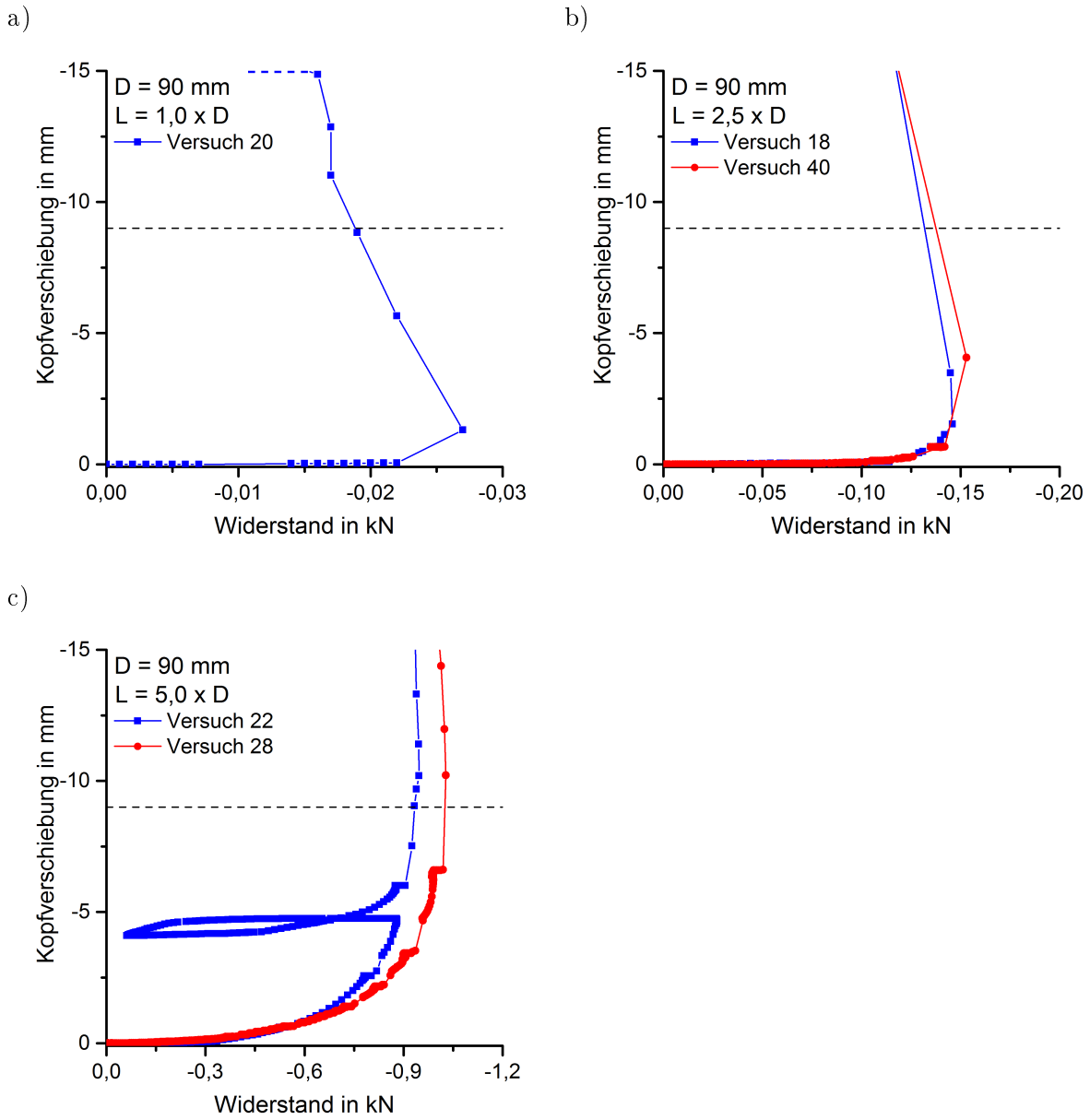


Abbildung A.8: Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche mit $D = 90$ mm
a) Einbindetiefe $L = 90$ mm
b) Einbindetiefe $L = 225$ mm
c) Einbindetiefe $L = 450$ mm

A.2 Kleinmaßstäbliche Versuche im locker gelagerten Sand

A.2.1 Tabellarische Übersicht

Tabelle A.2: Übersicht der Versuche im lockeren Sand

Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
1	65	5	Zug
2	65	5	Zug
3	65	5	Druck
4	65	5	Druck
5	65	2,5	Druck
6	65	2,5	Druck
7	65	2,5	Zug
8	65	2,5	Zug
9	65	10	Zug
10	65	10	Druck
11	65	0	Druck
12	65	0	Druck
13	5 x 65	9	Zug
14	3 x 65	9	Zug
15	3 x 65	9	Druck
16	2 x 65	9	Druck
17	3 x 65	9	Zug
18	2 x 65	9	Zug
19	5 x 65	9	Druck
20	2 x 65	9	Druck

A.2.2 Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche unter Druckbelastung

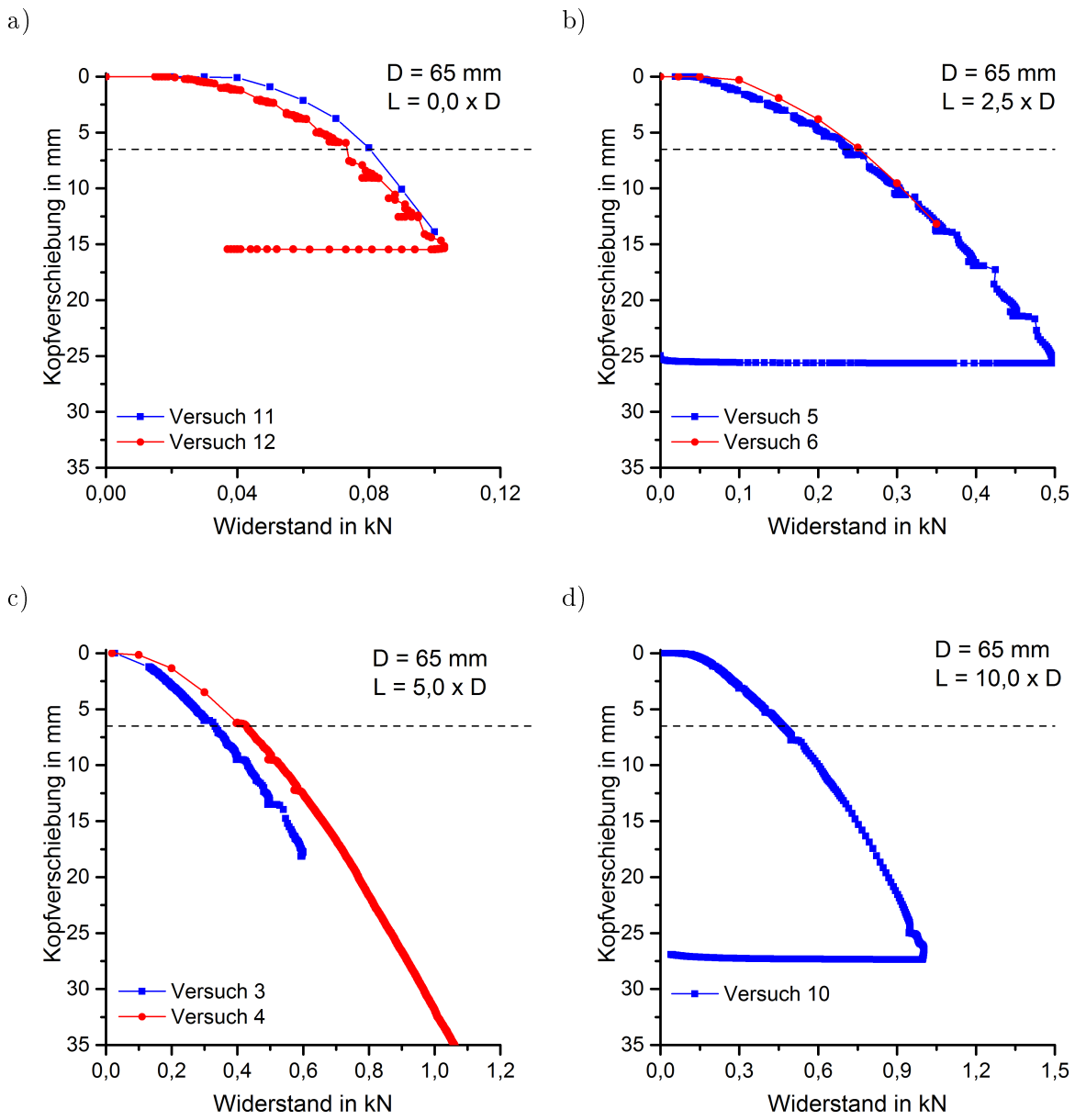


Abbildung A.9: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm
a) Einbindetiefe $L = 0$ mm
b) Einbindetiefe $L = 163$ mm
c) Einbindetiefe $L = 325$ mm
d) Einbindetiefe $L = 650$ mm

a)

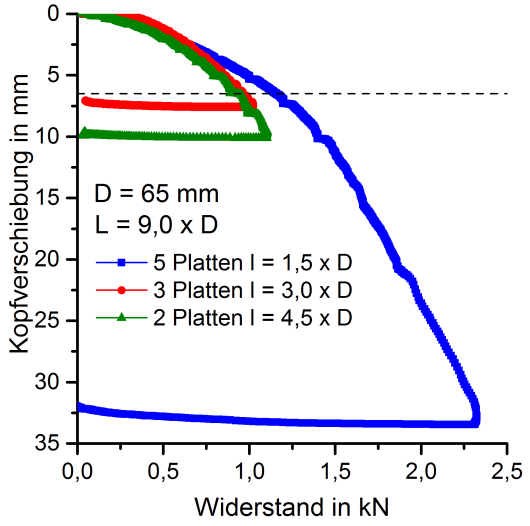


Abbildung A.10: Widerstands-Setzungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm (Fortsetzung)
a) Einbindetiefe $L = 585$ mm, mit unterschiedlicher Plattenanzahl

A.2.3 Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche unter Zugbelastung

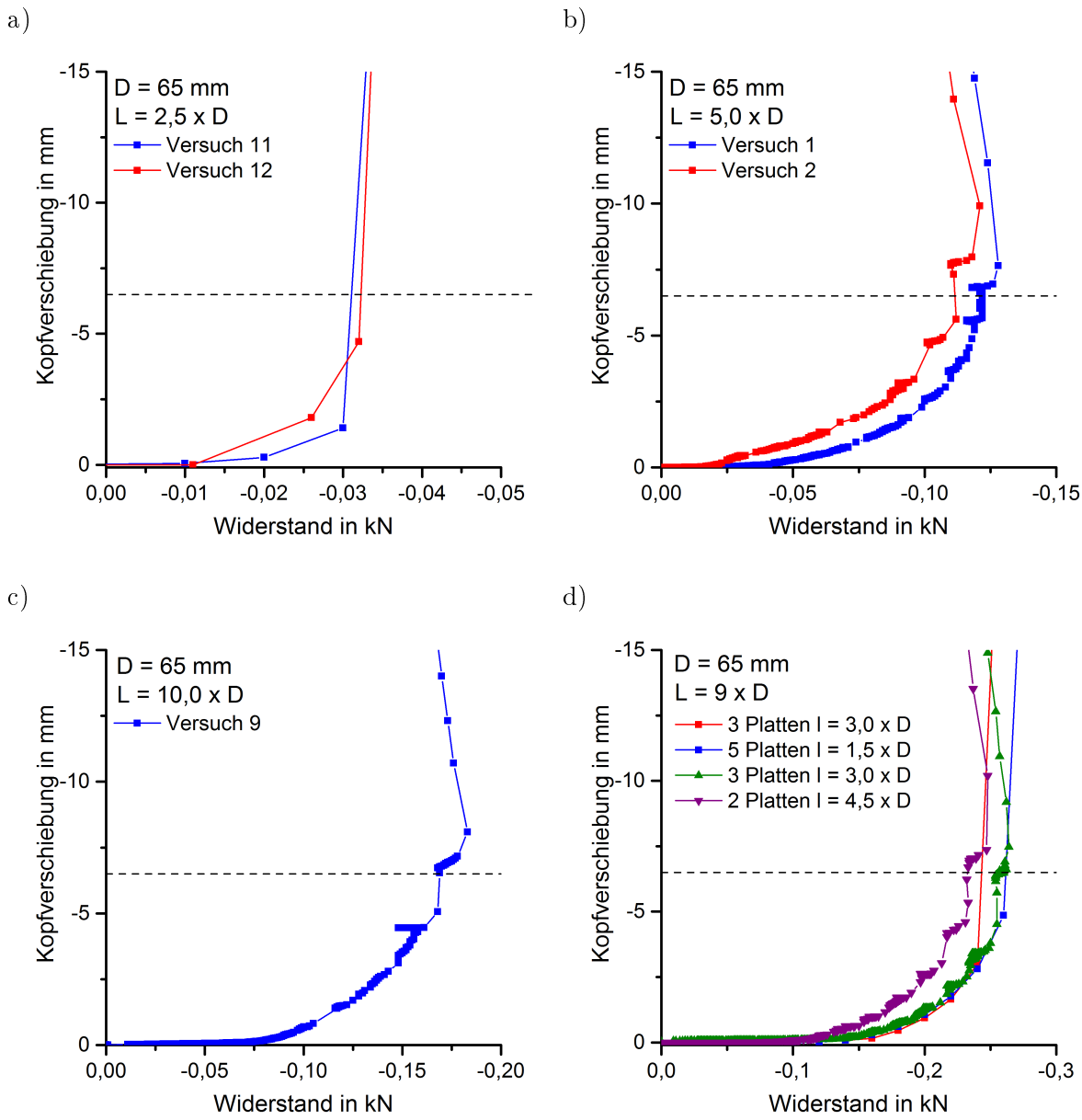


Abbildung A.11: Widerstands-Hebungs-Linien der Versuche mit $D = 65$ mm
a) Einbindetiefe $L = 163$ mm
b) Einbindetiefe $L = 325$ mm
c) Einbindetiefe $L = 650$ mm
d) Einbindetiefe $L = 585$ mm, mit unterschiedlicher Plattenanzahl

B Ergebnisse der PIV-Versuche

Im Folgenden sind die Ergebnisse der foto-optischen Versuche dargestellt. Die zugehörigen Kopfverformungen und Farbskalierungen können folgenden Tabellen entnommen werden

Zeile/Spalte	1 $s = 0,05 \cdot D_P$	2 $s = 0,10 \cdot D_P$	3 $s = 0,20 \cdot D_P$
1 Absolute Verformung	blau = 0 mm → rot > 6,5 mm		
2 Vertikale Verformung	blau < -0,65 mm → rot > 6,5 mm		
3 Horizontale Verformung	blau < -0,65 mm → rot > 0,65 mm		
4 Scherdehnung	blau < -0,30 → rot > 0,30 mm		
5 Normaldehnung	blau < -0,10 → rot > 0,10 mm		

Tabelle B.1: Zuordnung absolute Verformungen

Ausnahmen vom Schema bilden die Versuche PIV D 01, PIV D 11, PIV D 12, PIV L 12, PIV L 13, und PIV L 14. Bei den Versuchen PIV D 01 und PIV L 12 wurde die Kopfverformung nur bis $s_{max} = 0,1 \cdot D_W$ aufgebracht. In der Darstellung der Absolutwerte sind die Spalten zu $s = 0,025 \cdot D_W$, $s = 0,05 \cdot D_W$ und $s = 0,01 \cdot D_W$ angepasst.

Die Versuche PIV D 11, PIV D 12, PIV L 13, und PIV L 14 wurden mit Durchmessern von $D_W = 45$ mm bzw. $D_W = 90$ mm durchgeführt zur Vergleichbarkeit sind die Absolutverformungen aller Versuche bei $s = 1,3$ mm, $s = 2,3$ mm und $s = 4,5$ mm Kopfverformung ausgewertet.

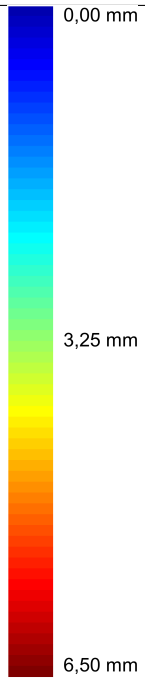
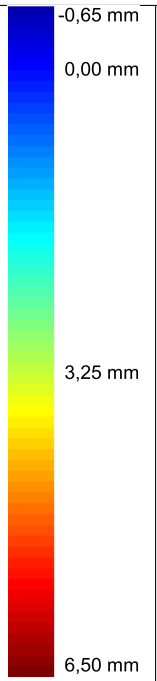
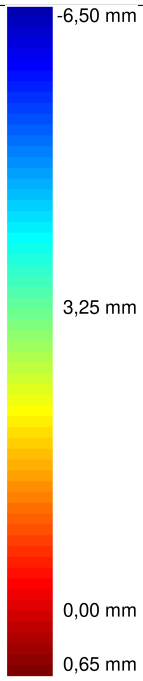
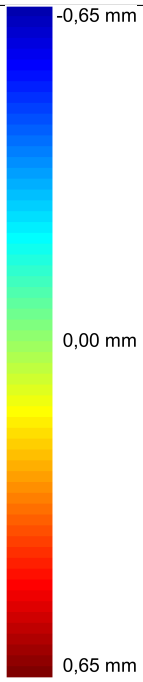
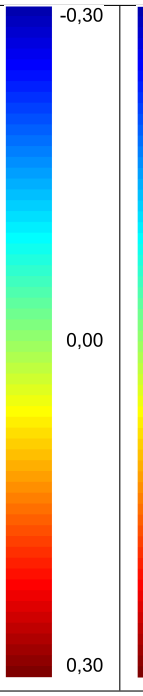
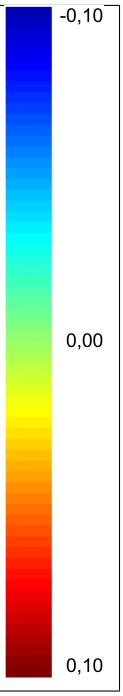
Zeile	1	2		3	4	5
		Druck	Zug			
						

Tabelle B.2: Farbskalen

B.1 PIV-Versuche im dicht gelagerten Sand

B.1.1 Tabellarische Übersicht

Tabelle B.3: Übersicht der PIV-Versuche im dichten Sand

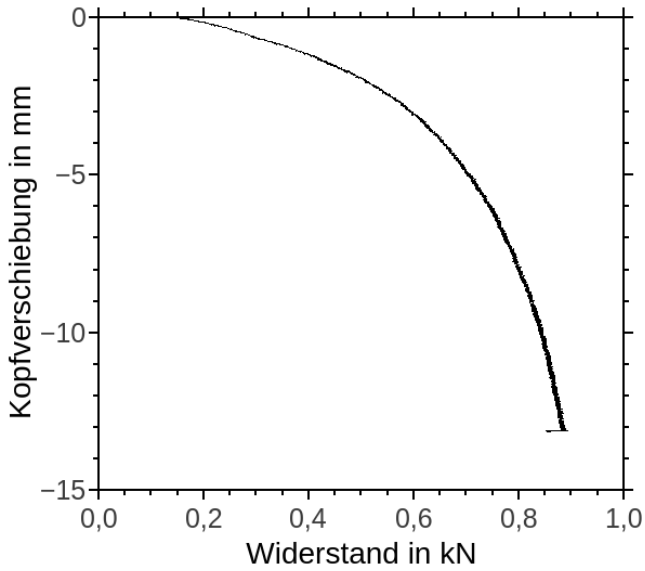
Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
1	65	2,5	Zug
2	65	2,5	Druck
3	65	5	Zug
4	65	5	Druck
5	65	10	Zug
6	65	10	Druck
7	2 x 65	9	Zug
wird fortgesetzt . . .			

Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
8	2 x 65	9	Druck
9	5 x 65	9	Zug
10	5 x 65	9	Druck
11	90	2,5	Zug
12	45	5	Zug

B.1.2 Ergebnisse der Versuche unter Druckbelastung

B.1.2.1 Versuch PIV D 02

a)



b)

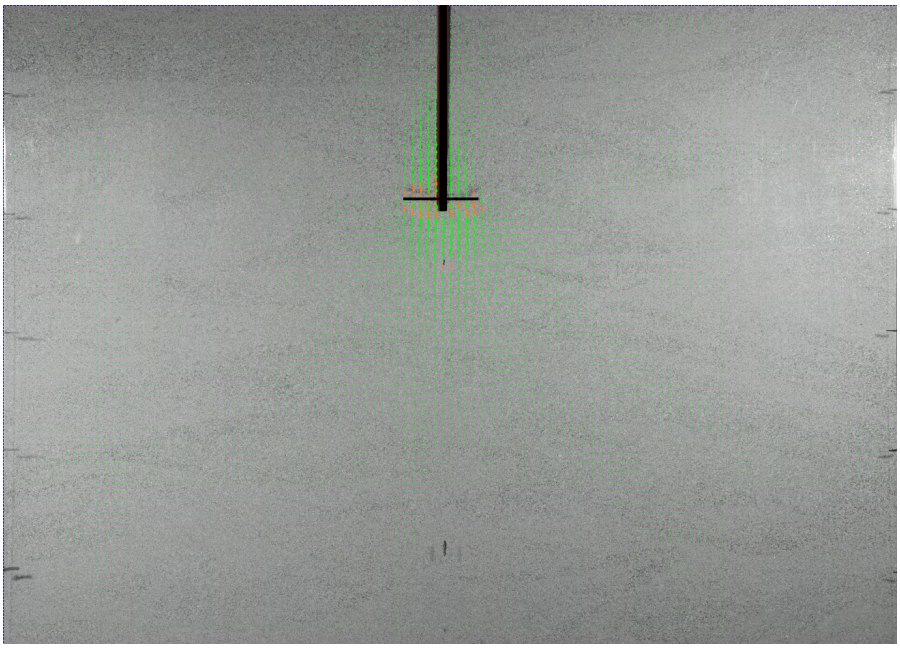


Abbildung B.1: Ergebnisse des Versuchs PIV D 02 mit $D = 65$ mm und $L = 163$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

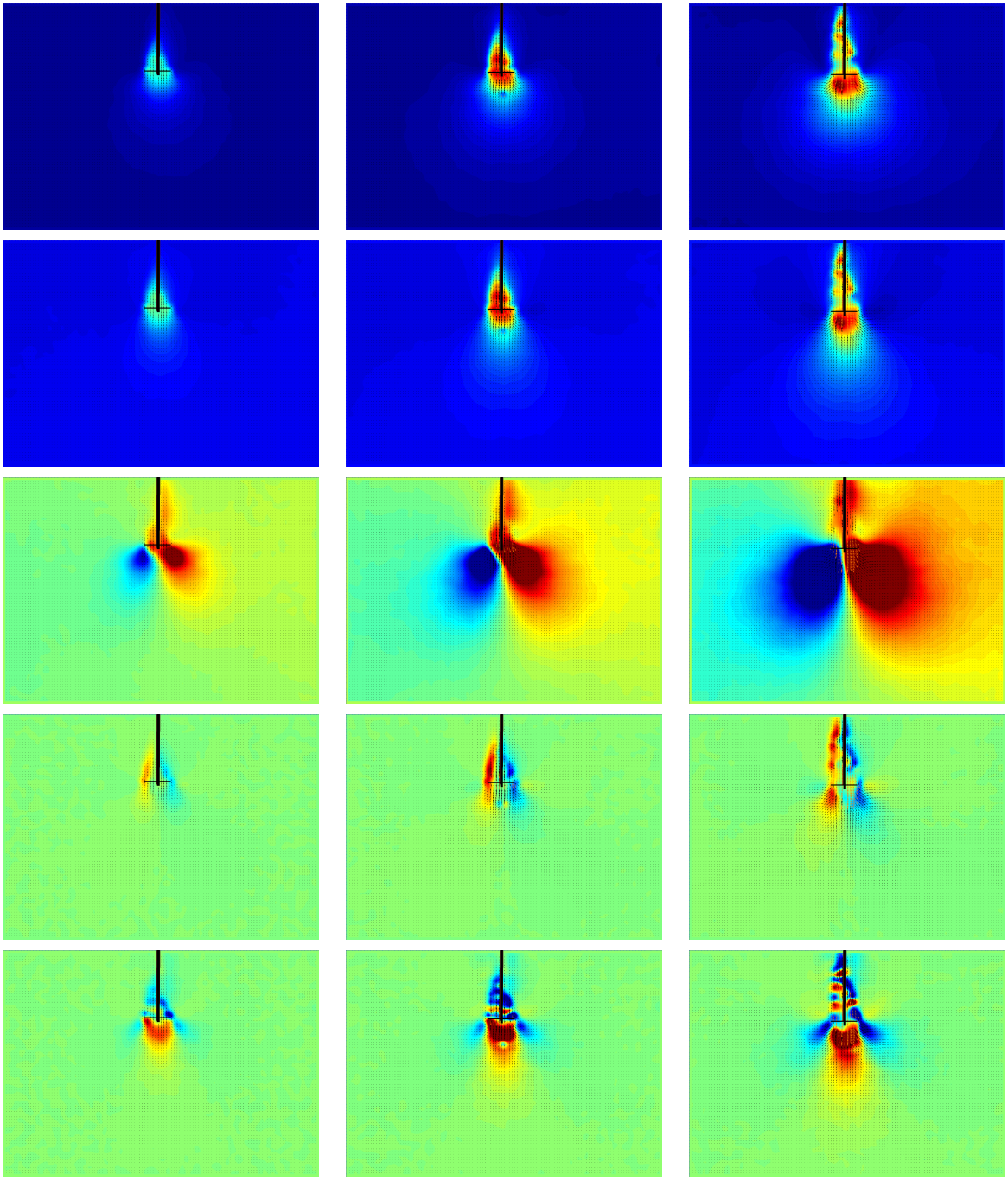
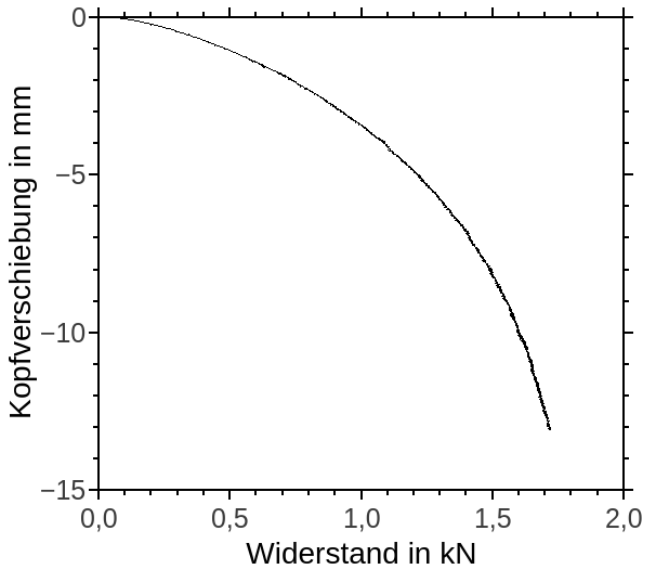


Abbildung B.2: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 02

B.1.2.2 Versuch PIV D 04

a)



b)

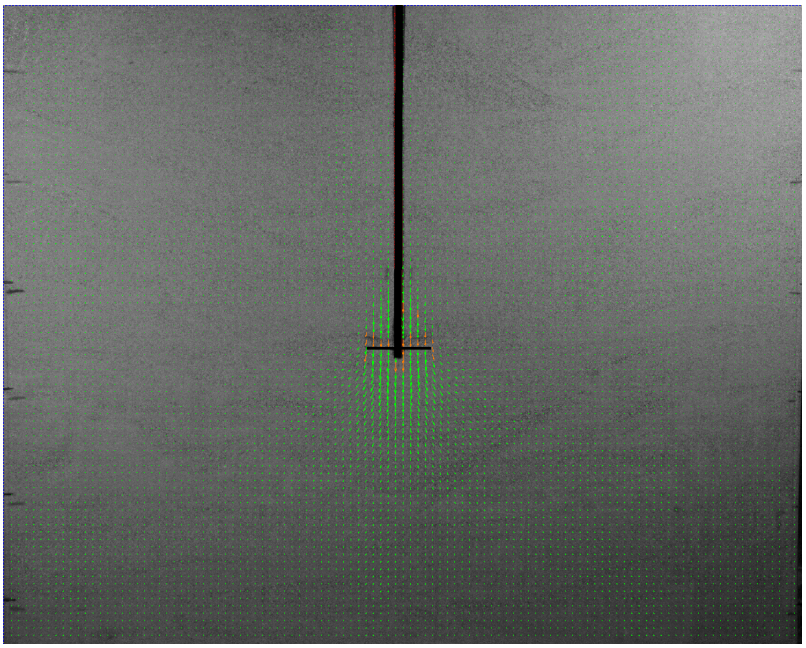


Abbildung B.3: Ergebnisse des Versuchs PIV D 04 mit $D = 65$ mm und $L = 325$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

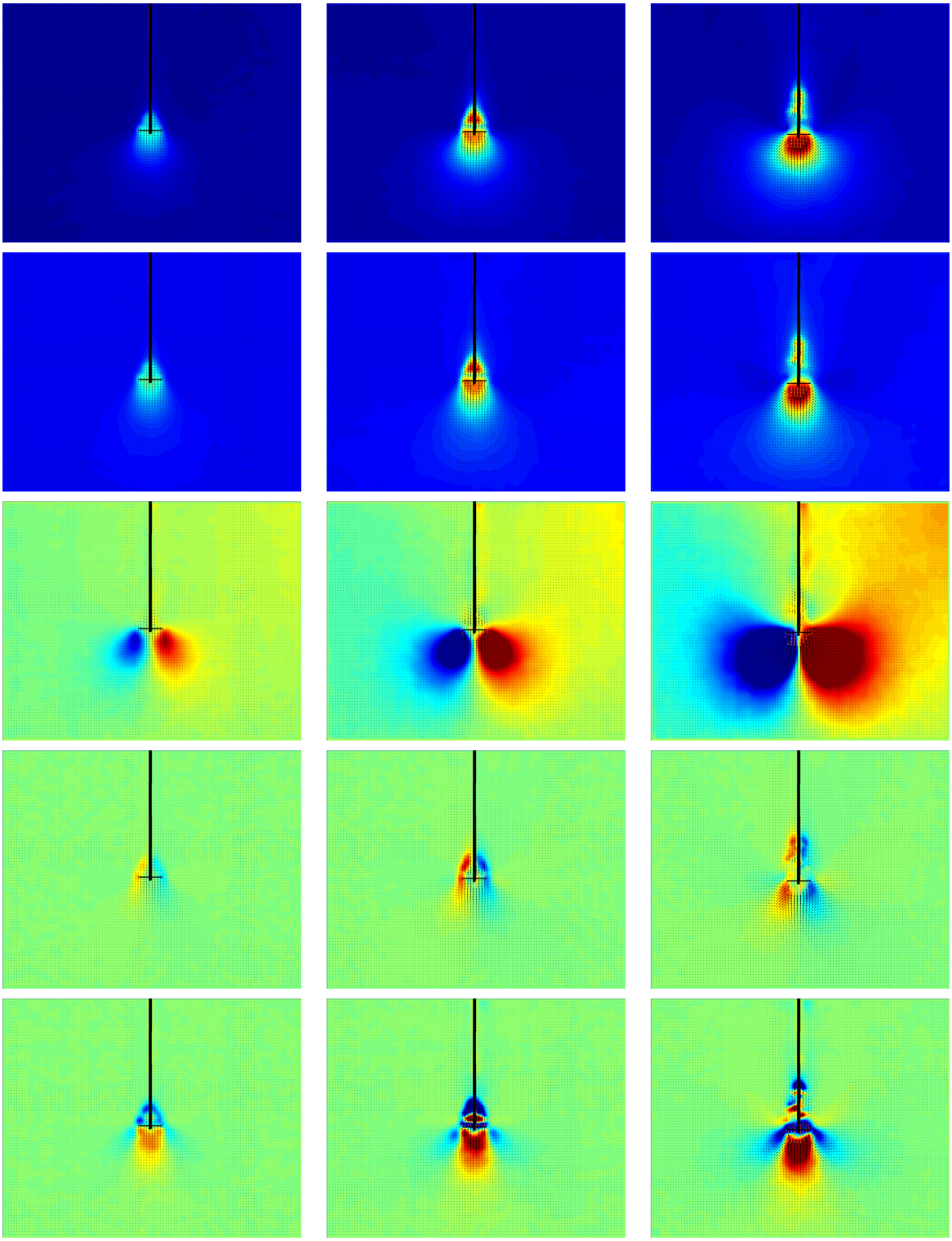
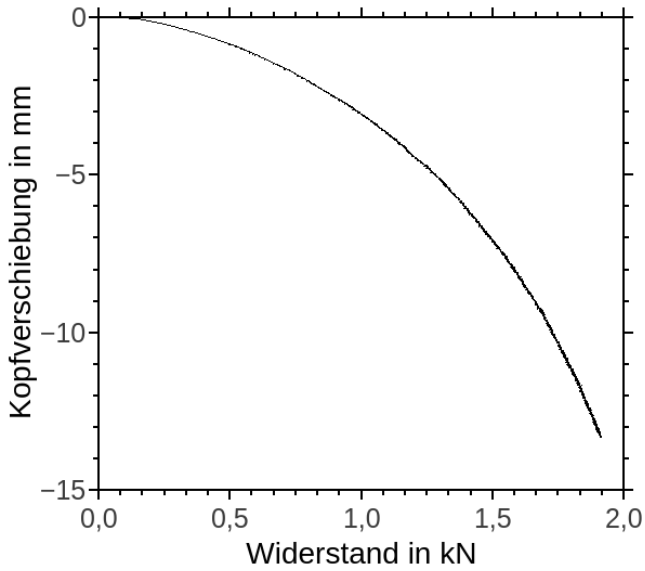


Abbildung B.4: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 04

B.1.2.3 Versuch PIV D 06

a)



b)

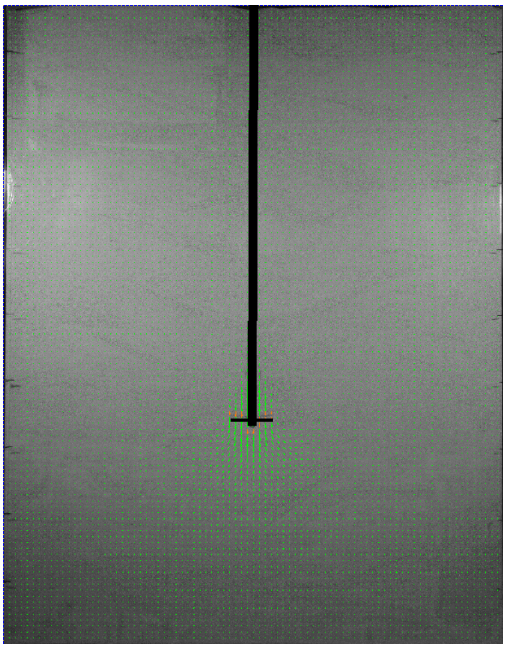


Abbildung B.5: Ergebnisse des Versuchs PIV D 06 mit $D = 65$ mm und $L = 650$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

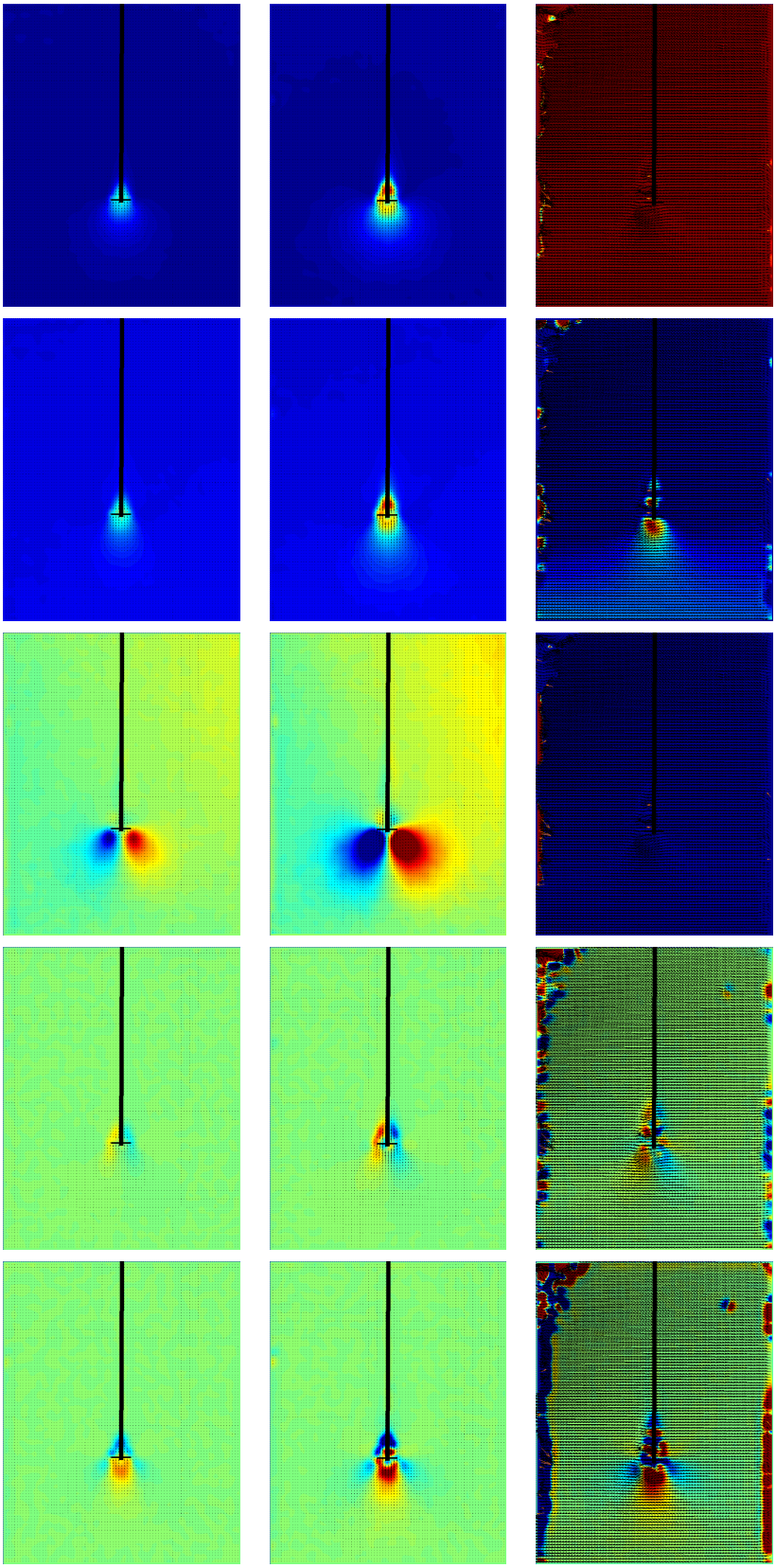
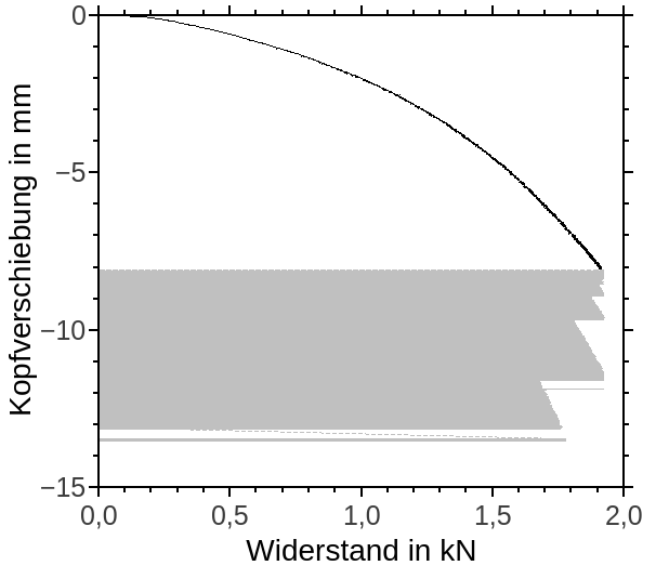


Abbildung B.6: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 06

B.1.2.4 Versuch PIV D 08

a)



b)

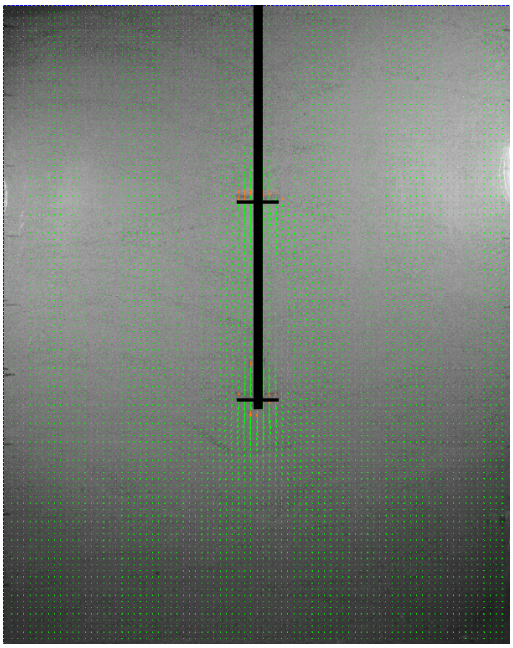


Abbildung B.7: Ergebnisse des Versuchs PIV D 08 mit 2x $D = 65$ mm, $l = 203$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

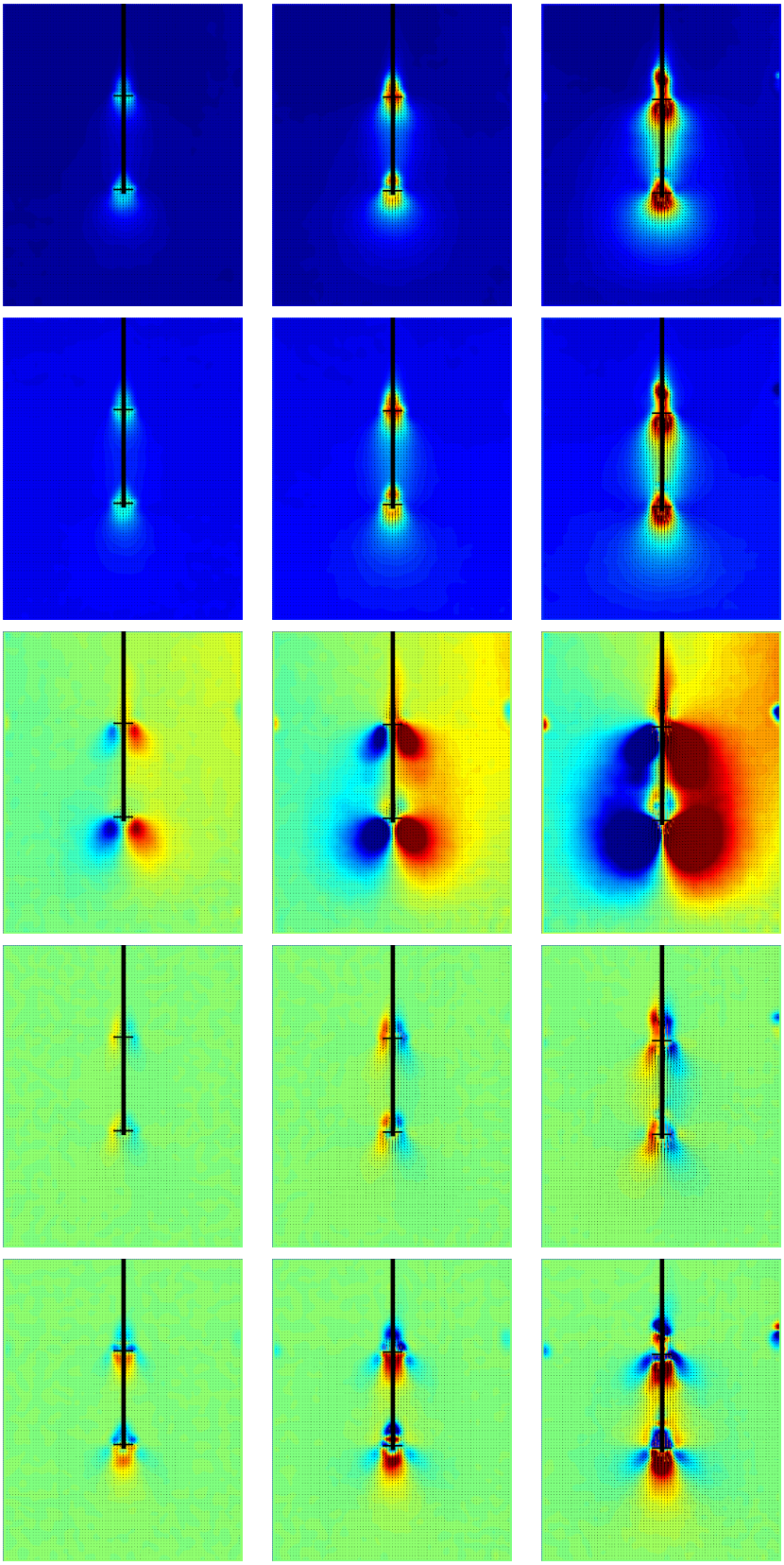
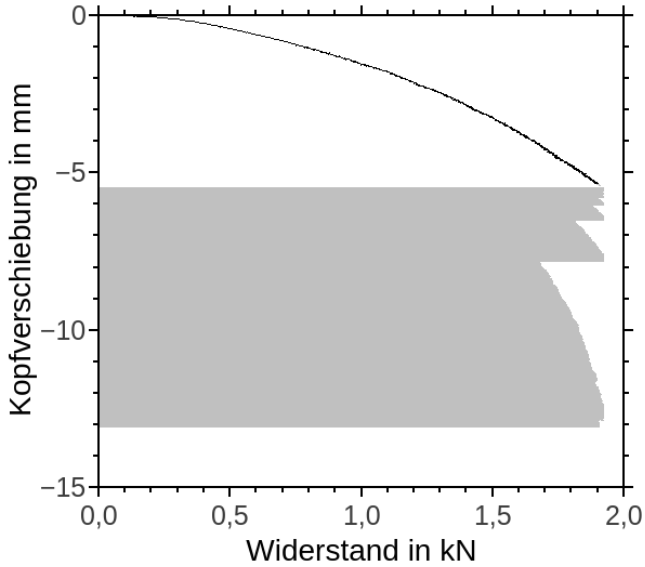


Abbildung B.8: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 08

B.1.2.5 Versuch PIV D 10

a)



b)

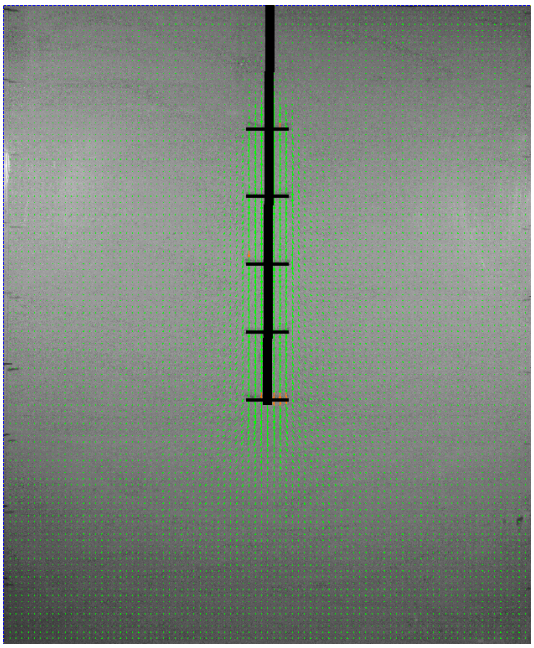


Abbildung B.9: Ergebnisse des Versuchs PIV D 10 mit 5 x $D = 65$ mm, $l = 97,5$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

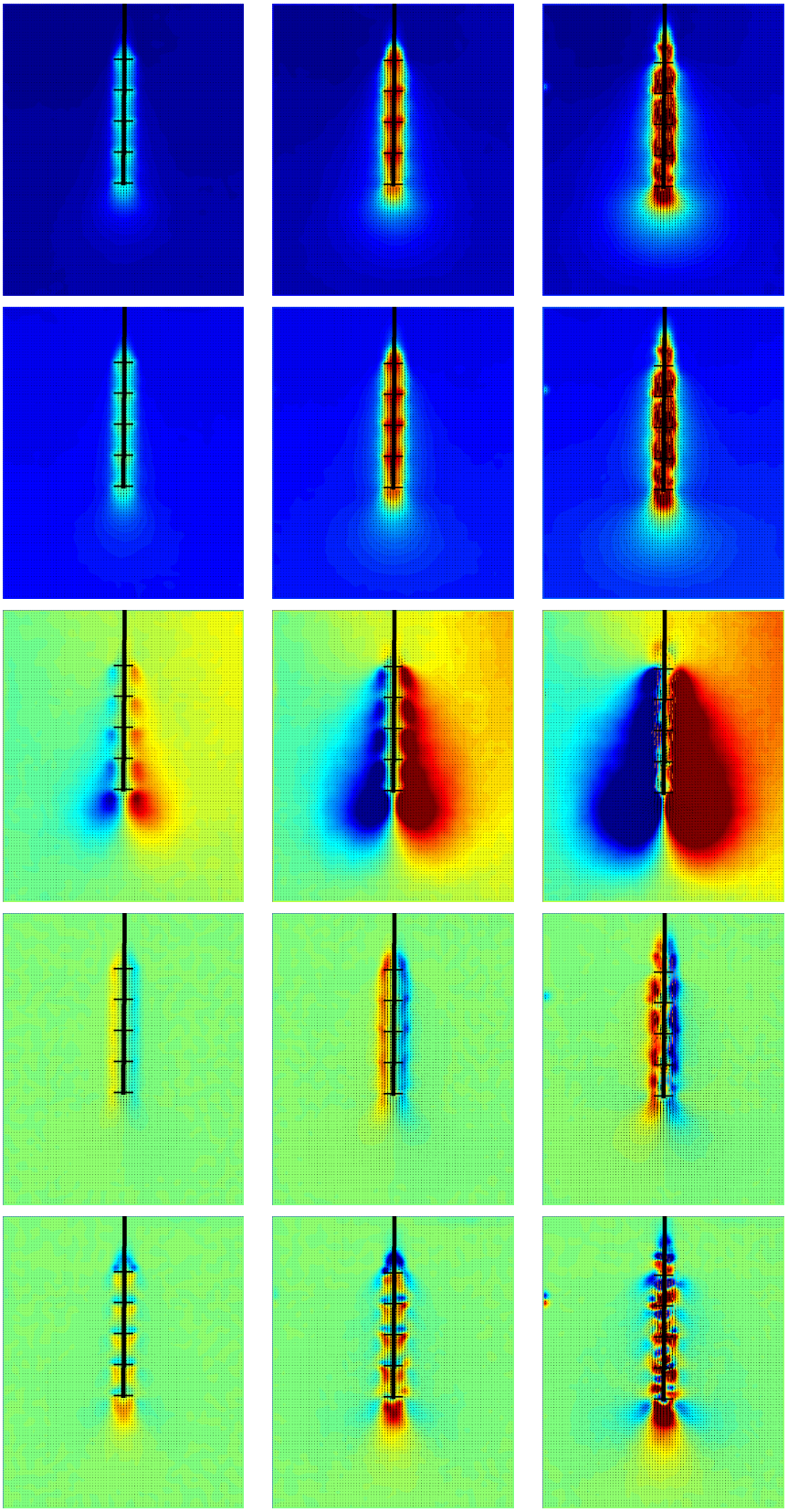
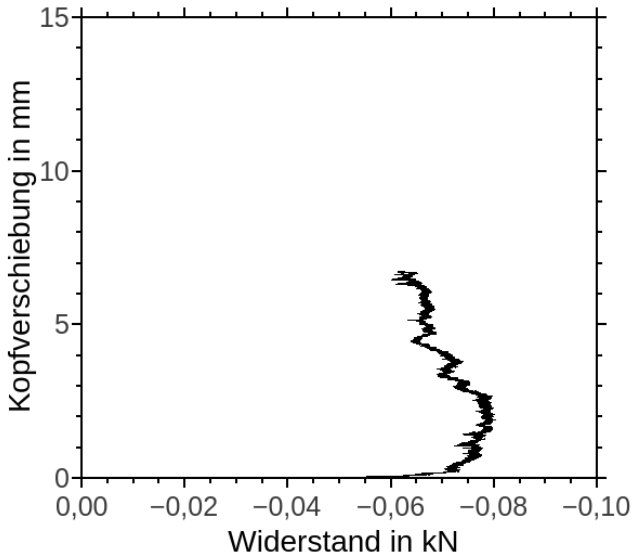


Abbildung B.10: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 10

B.1.3 Ergebnisse der Versuche unter Zugbelastung

B.1.3.1 Versuch PIV D 01

a)



b)

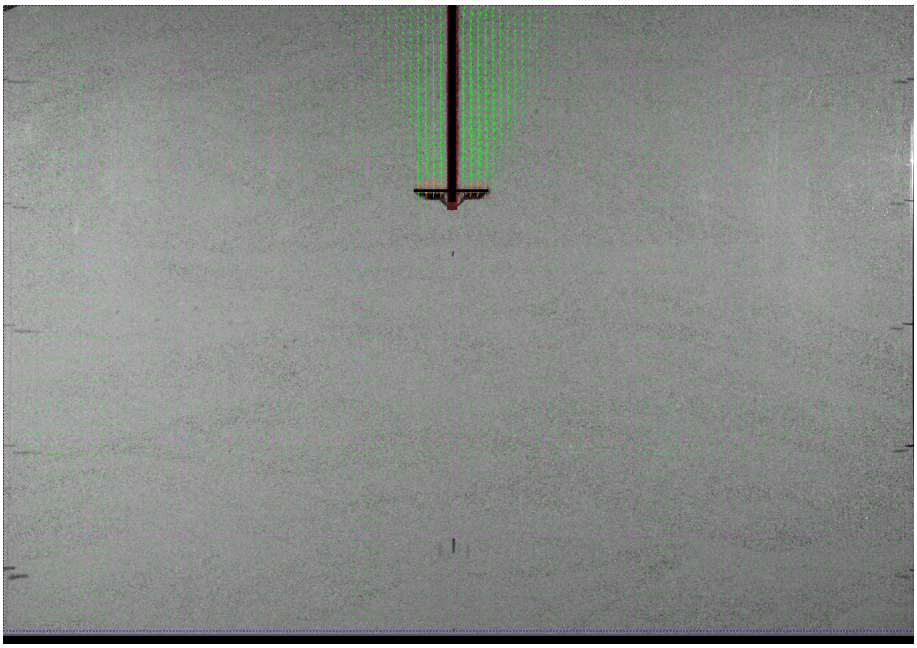


Abbildung B.11: Ergebnisse des Versuchs PIV D 01 mit $D = 65$ mm und $L = 163$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

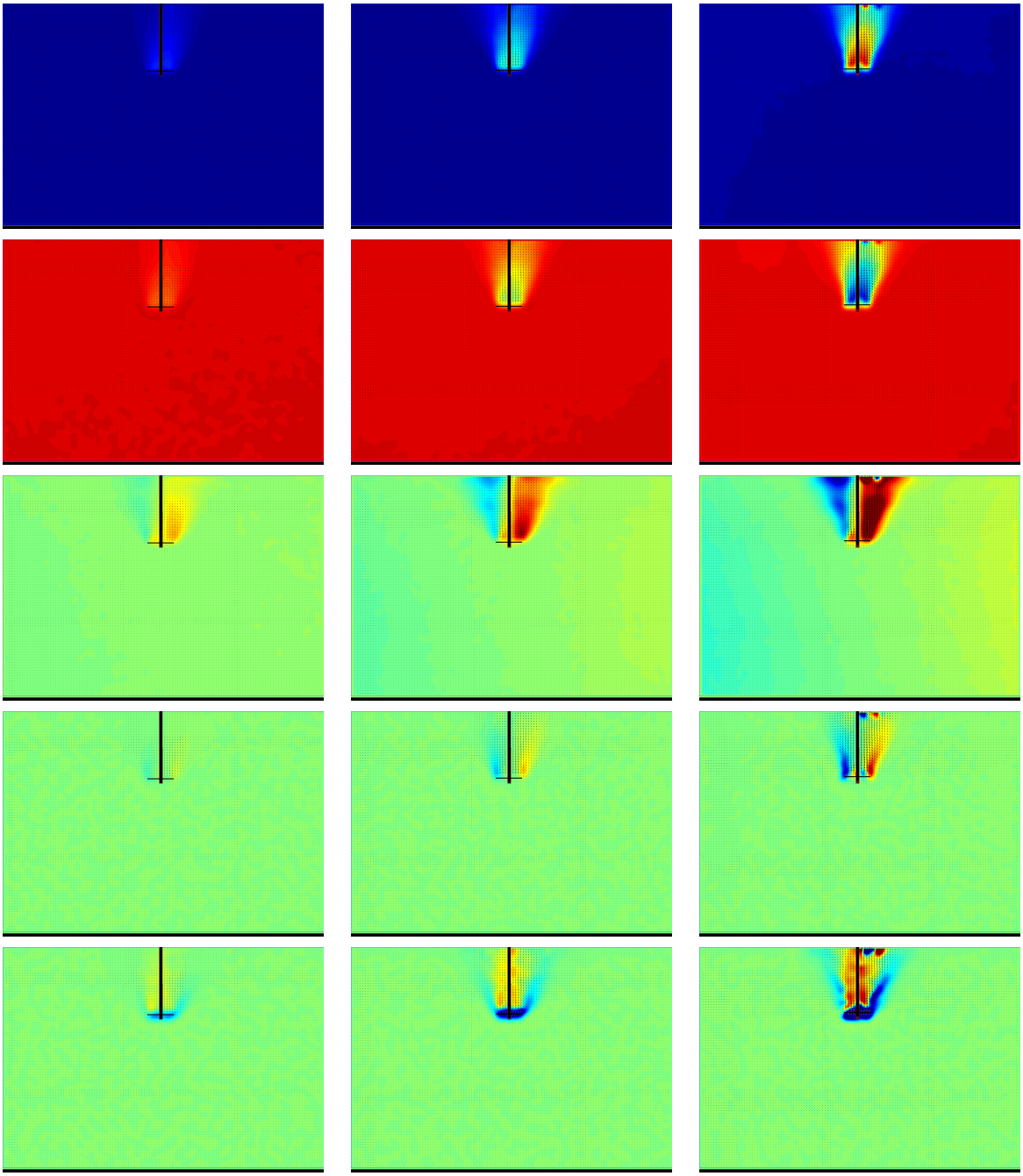
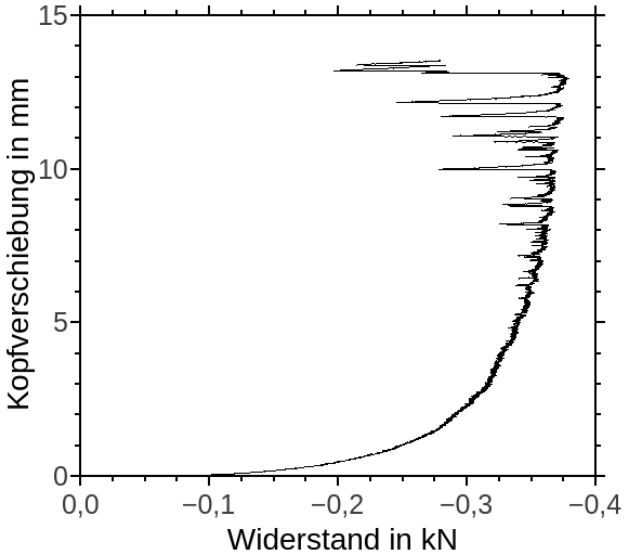


Abbildung B.12: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 01

B.1.3.2 Versuch PIV D 03

a)



b)

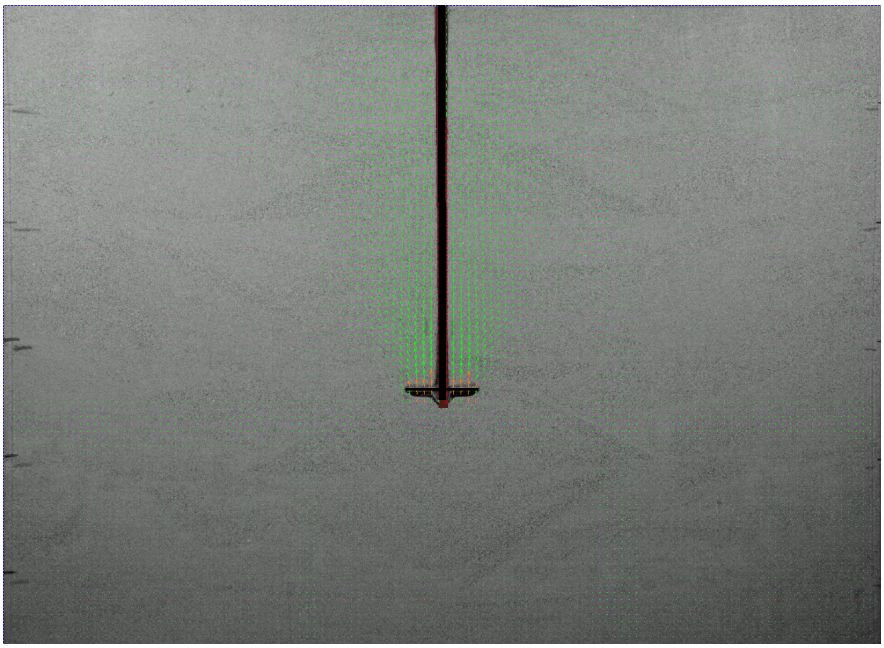


Abbildung B.13: Ergebnisse des Versuchs PIV D 03 mit $D = 65$ mm und $L = 325$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

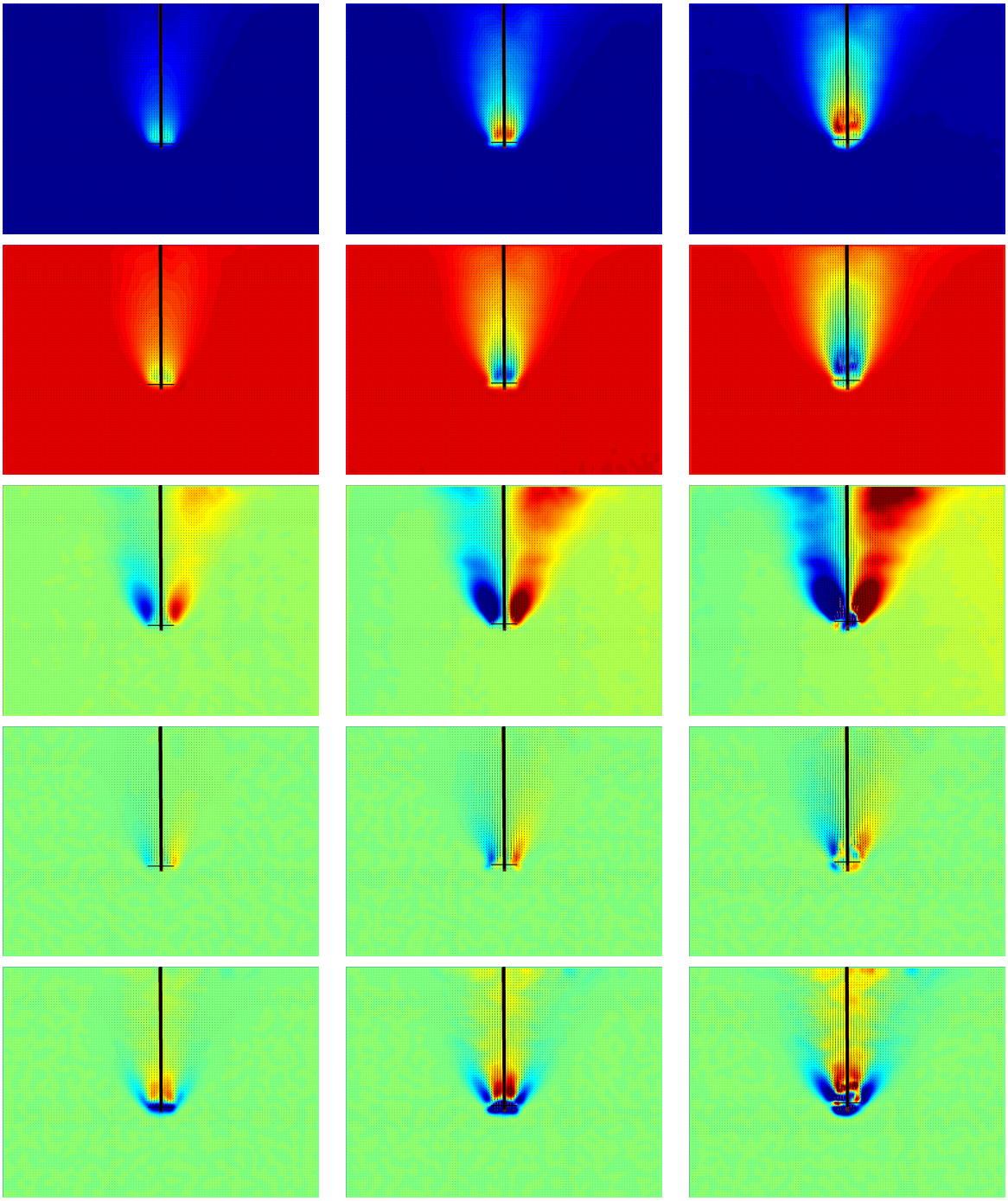
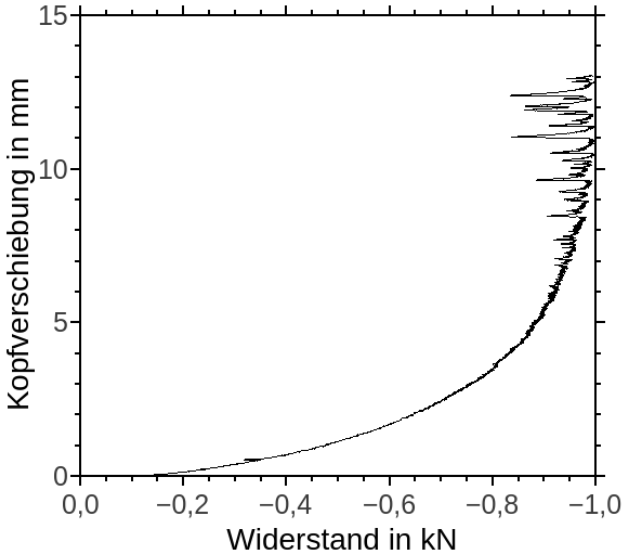


Abbildung B.14: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 03

B.1.3.3 Versuch PIV D 05

a)



b)

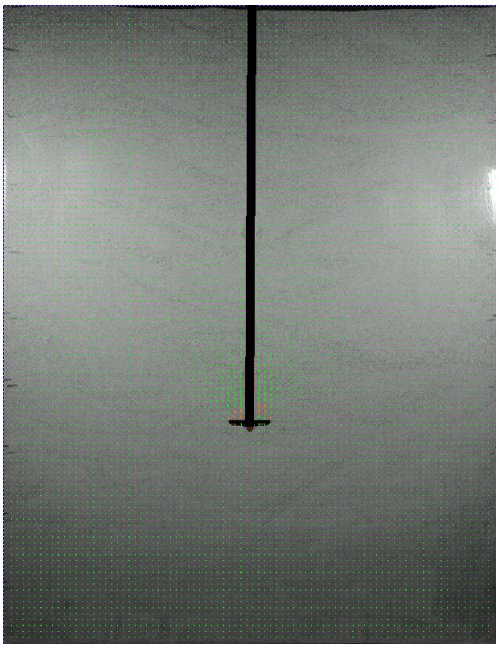


Abbildung B.15: Ergebnisse des Versuchs PIV D 05 mit $D = 65$ mm und $L = 650$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

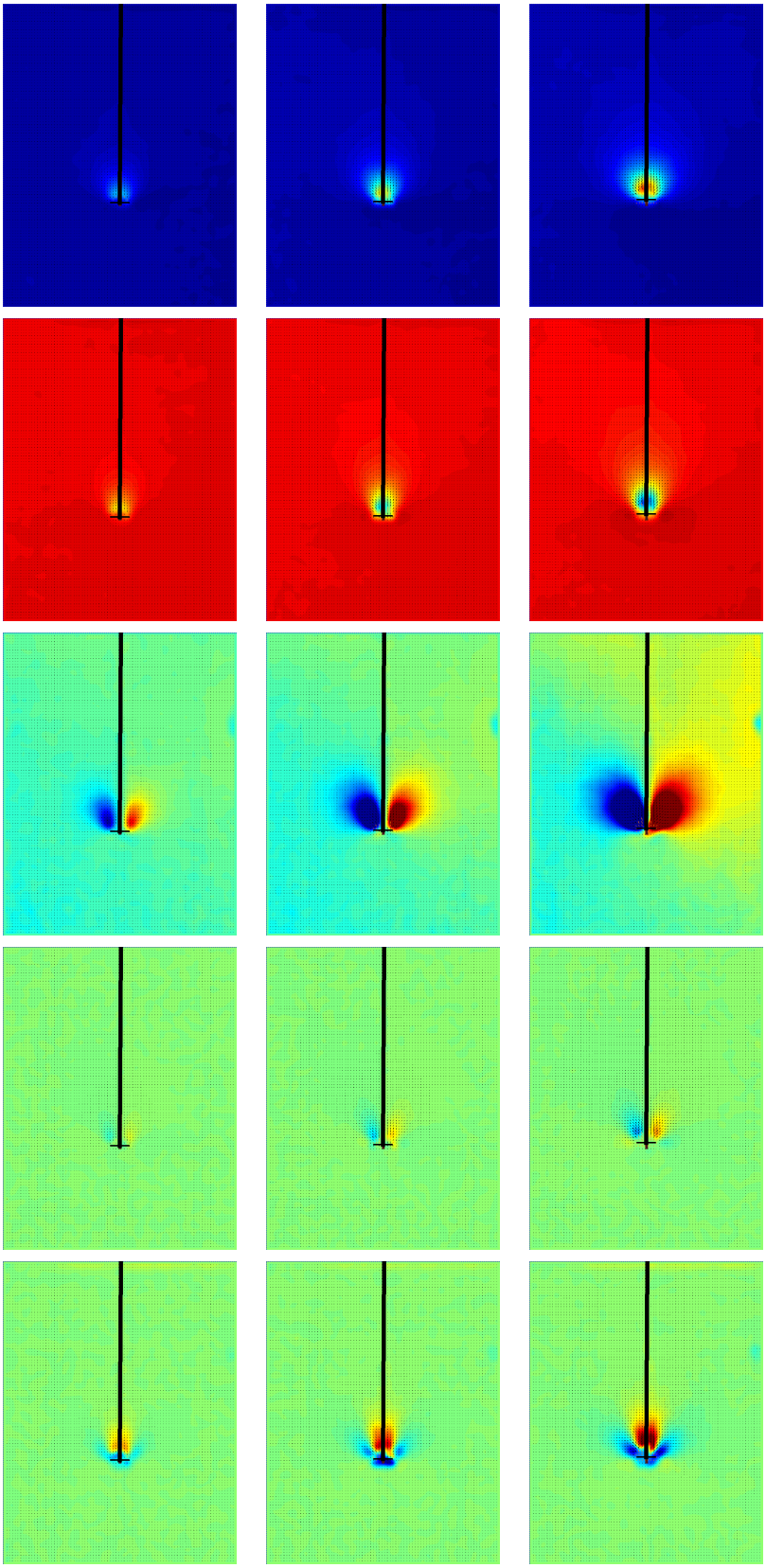
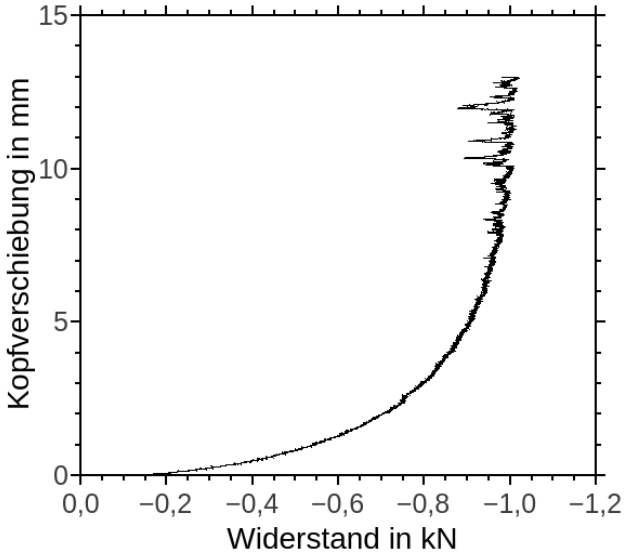


Abbildung B.16: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 05

B.1.3.4 Versuch PIV D 07

a)



b)

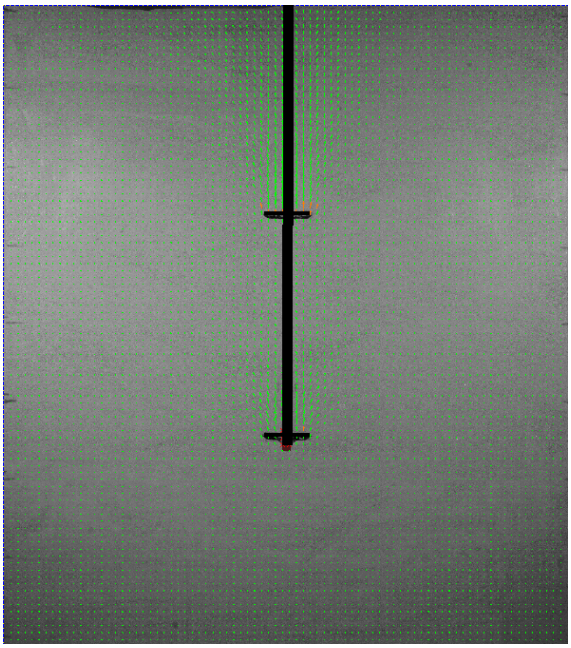


Abbildung B.17: Ergebnisse des Versuchs PIV D 07 mit 2 x $D = 65$ mm, $l = 203$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

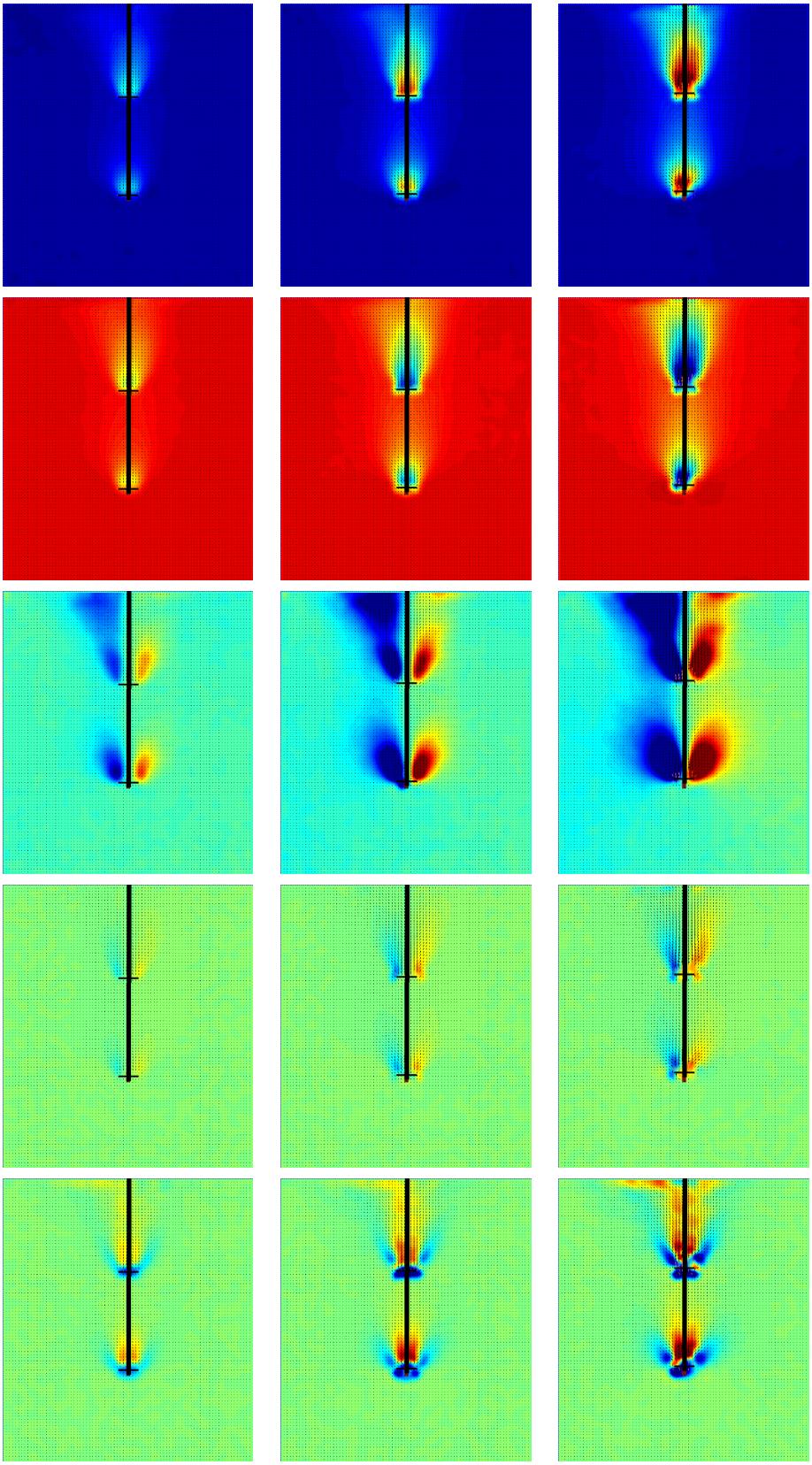
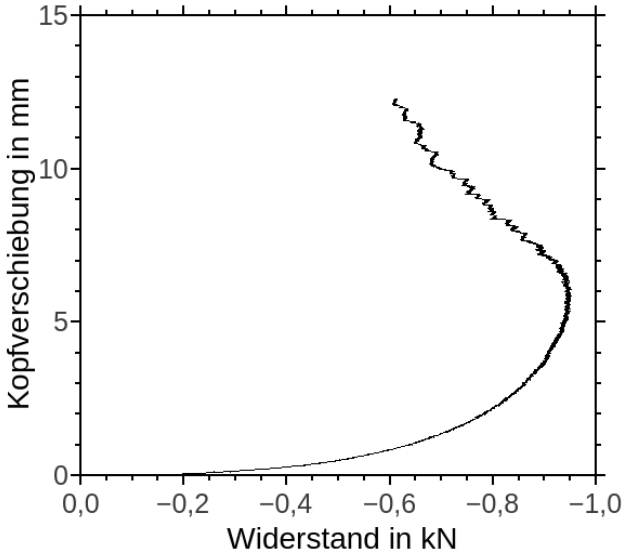


Abbildung B.18: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 07

B.1.3.5 Versuch PIV D 09

a)



b)

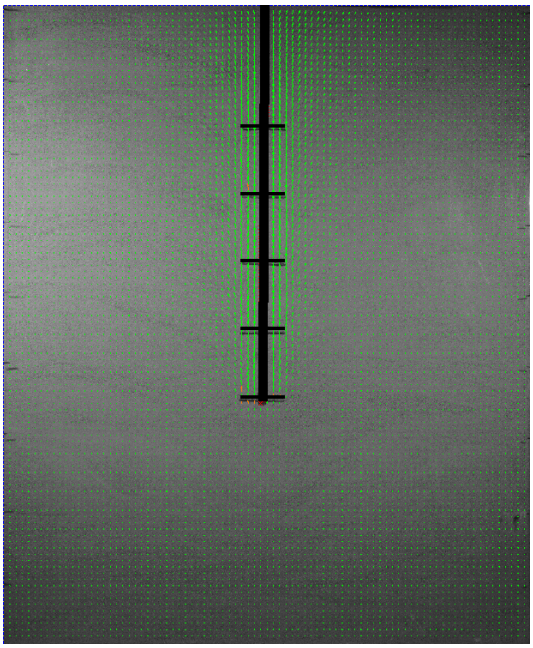


Abbildung B.19: Ergebnisse des Versuchs PIV D 09 mit 5 x $D = 65$ mm, $l = 98$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

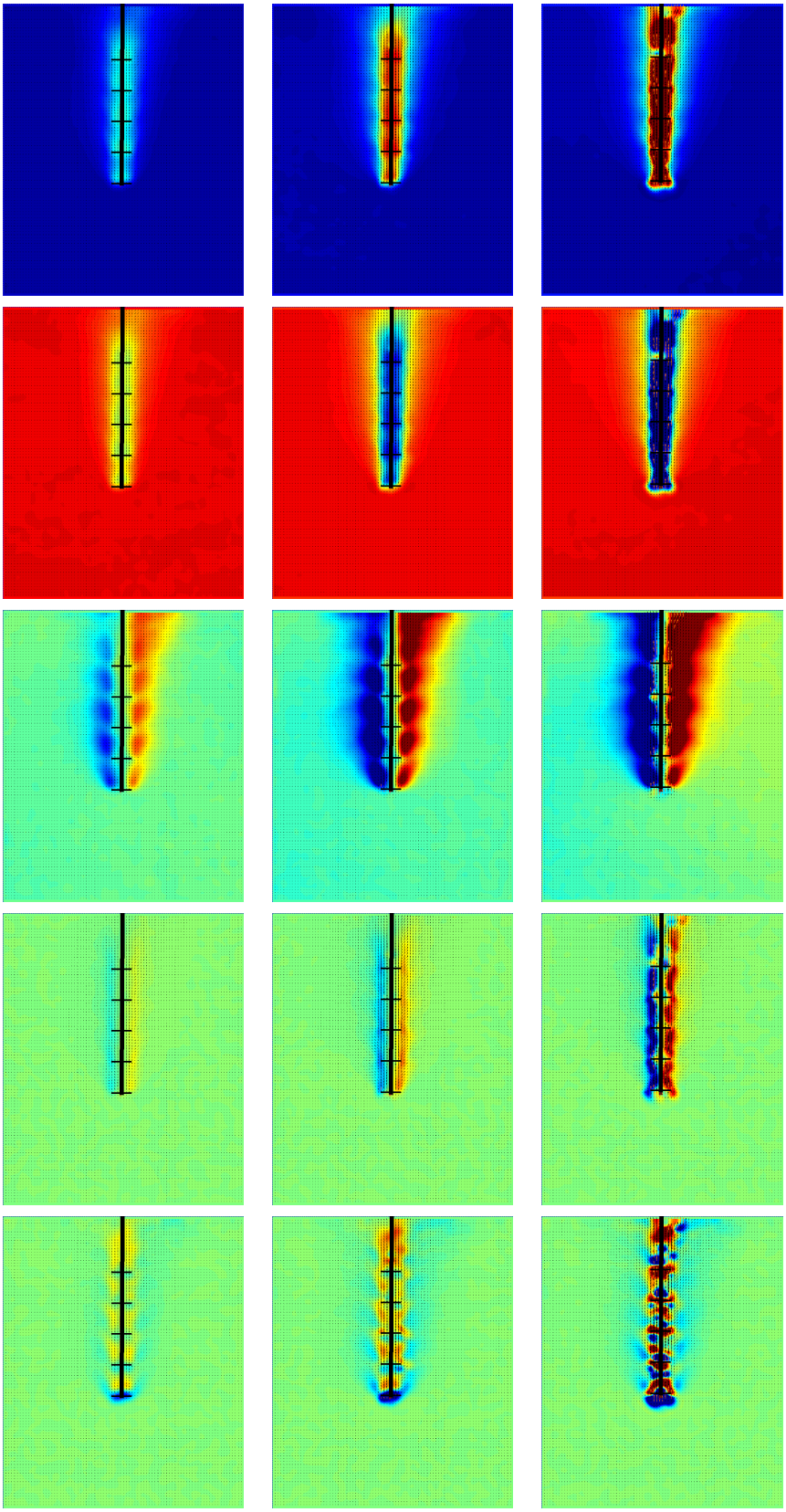
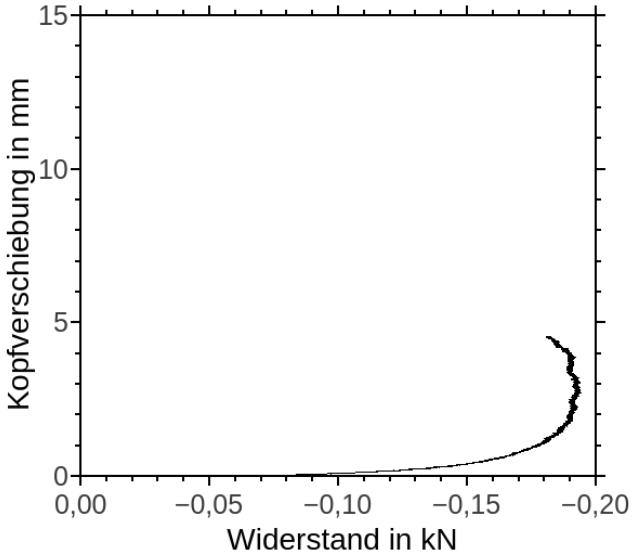


Abbildung B.20: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 09

B.1.3.6 Versuch PIV D 11

a)



b)

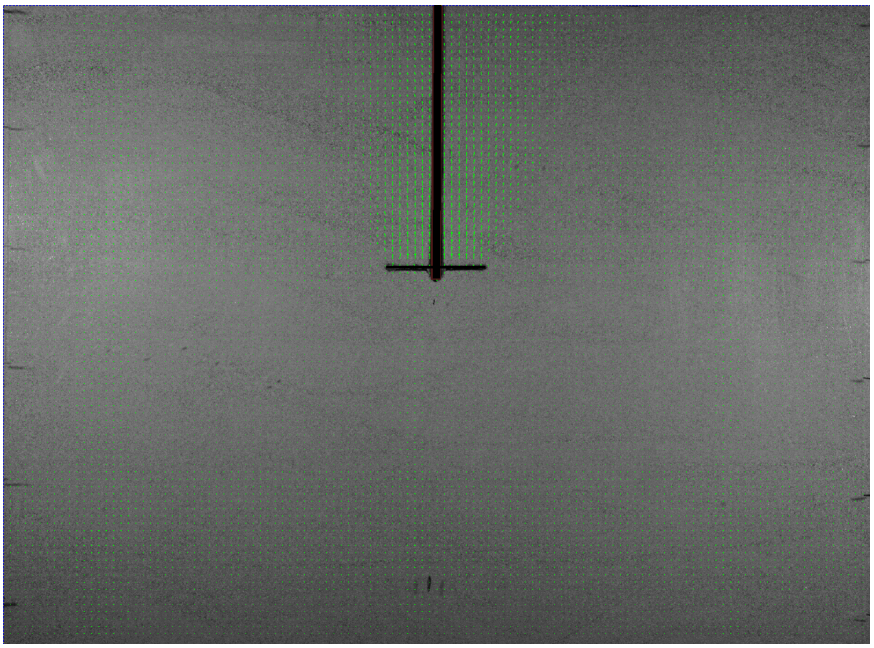


Abbildung B.21: Ergebnisse des Versuchs PIV D 11 mit $D = 90$ mm und $L = 163$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 4,5 mm

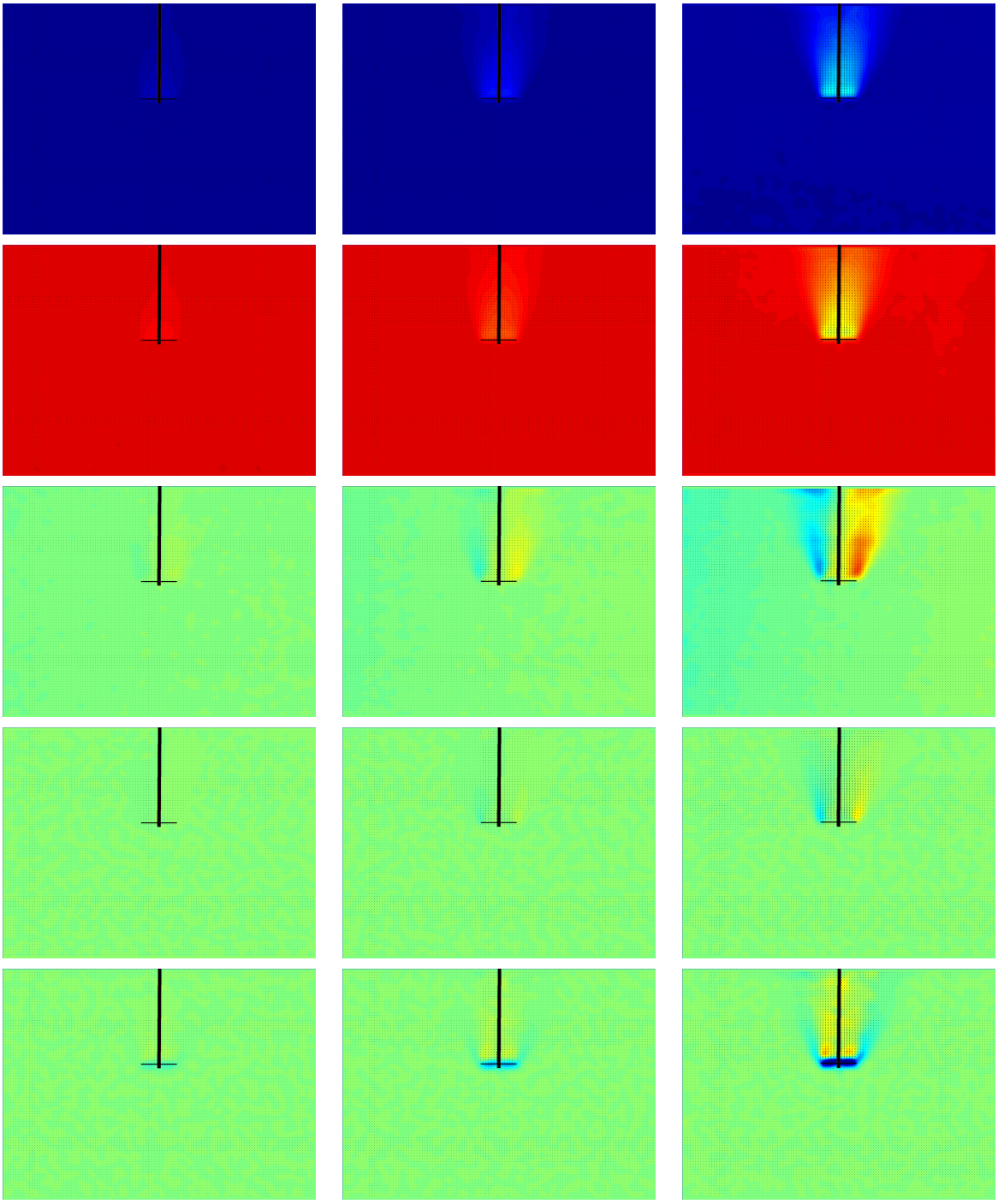
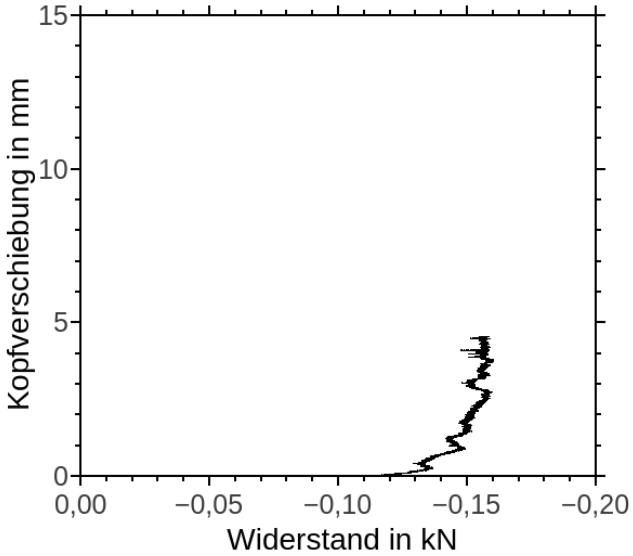


Abbildung B.22: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 11

B.1.3.7 Versuch PIV D 12

a)



b)

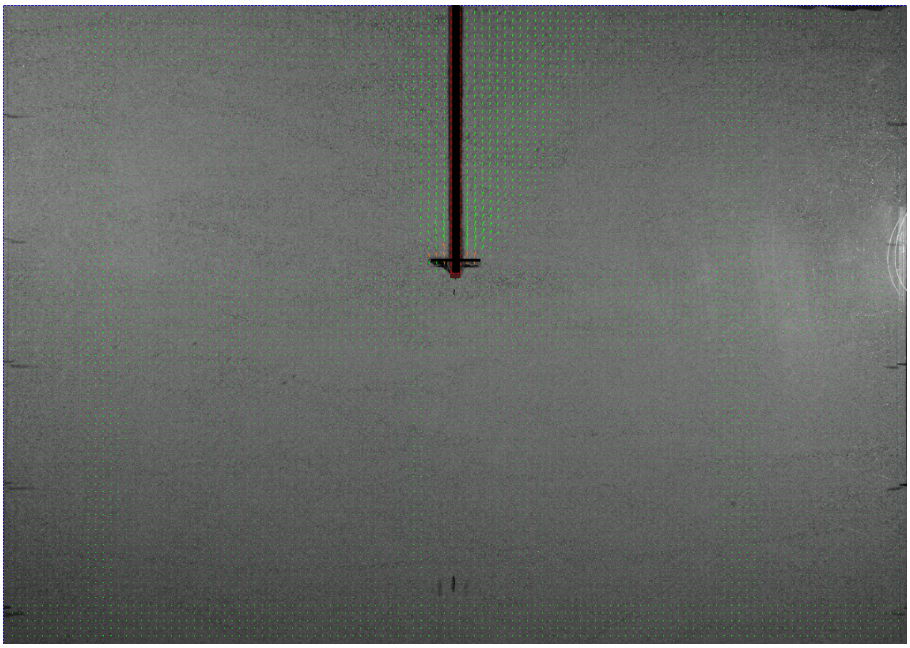


Abbildung B.23: Ergebnisse des Versuchs PIV D 12 mit $D = 45$ mm und $L = 163$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 4,5 mm

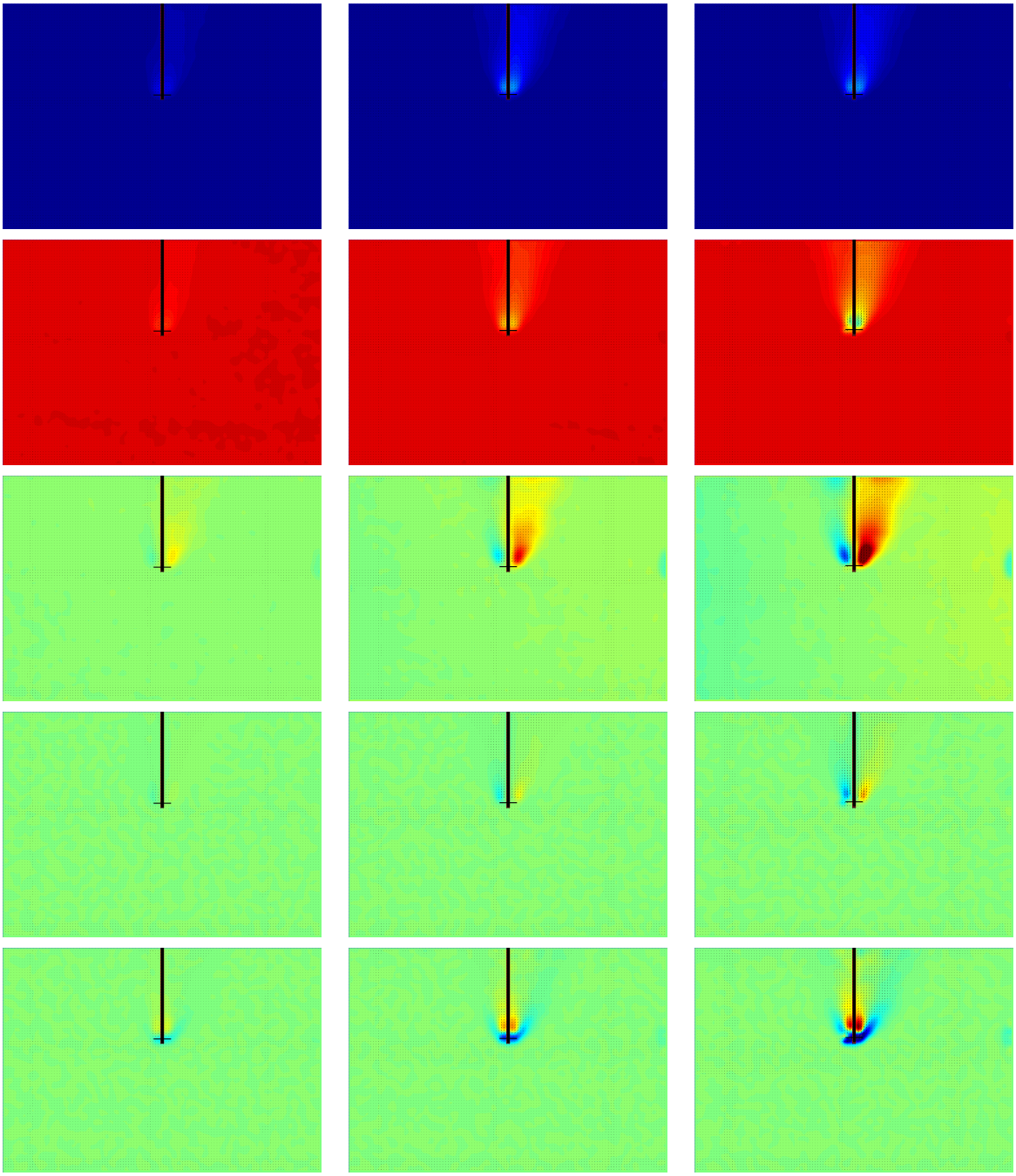


Abbildung B.24: Absolute Verformungen des Versuchs PIV D 12

B.2 PIV-Versuche im locker gelagerten Sand

B.2.1 Tabellarische Übersicht

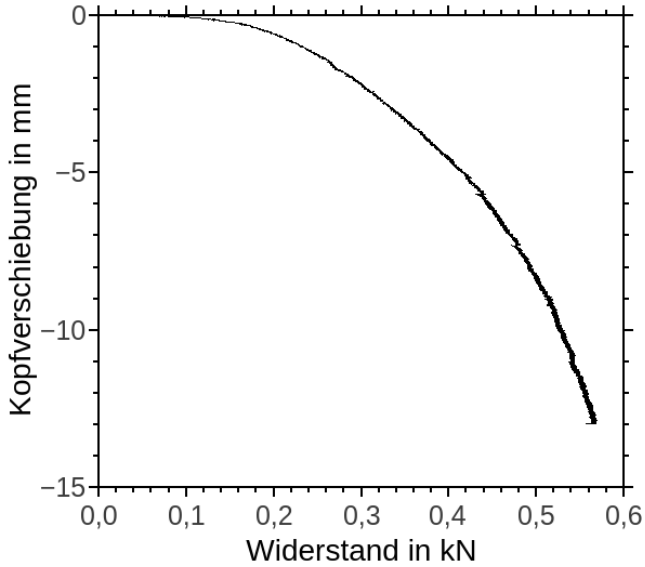
Tabelle B.4: Übersicht der PIV-Versuche im lockeren Sand

Versuchs-Nr.	Plattendurchmesser [mm]	relative Einbindetiefe L/D [-]	Belastungsrichtung
1	5 x 65	9	Zug
2	5 x 65	9	Druck
3	2 x 65	9	Druck
4	2 x 65	9	Zug
5	3 x 65	9	Zug
6	3 x 65	9	Druck
7	65	10	Zug
8	65	10	Druck
9	65	5	Druck
10	65	5	Zug
11	65	2,5	Druck
12	65	2,5	Zug
13	90	2,5	Zug
14	45	5	Zug

B.2.2 Ergebnisse der Versuche unter Druckbelastung

B.2.2.1 Versuch PIV L 02

a)



b)

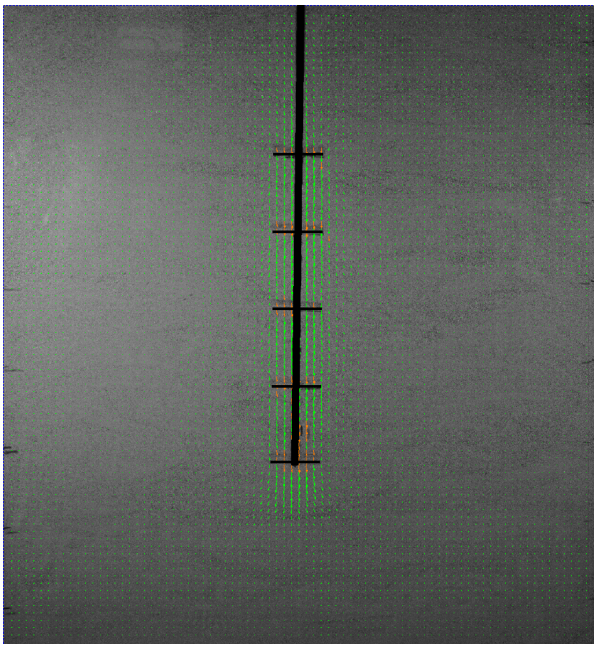


Abbildung B.25: Ergebnisse des Versuchs PIV L 02 mit 5 x $D = 65$ mm, $l = 98$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

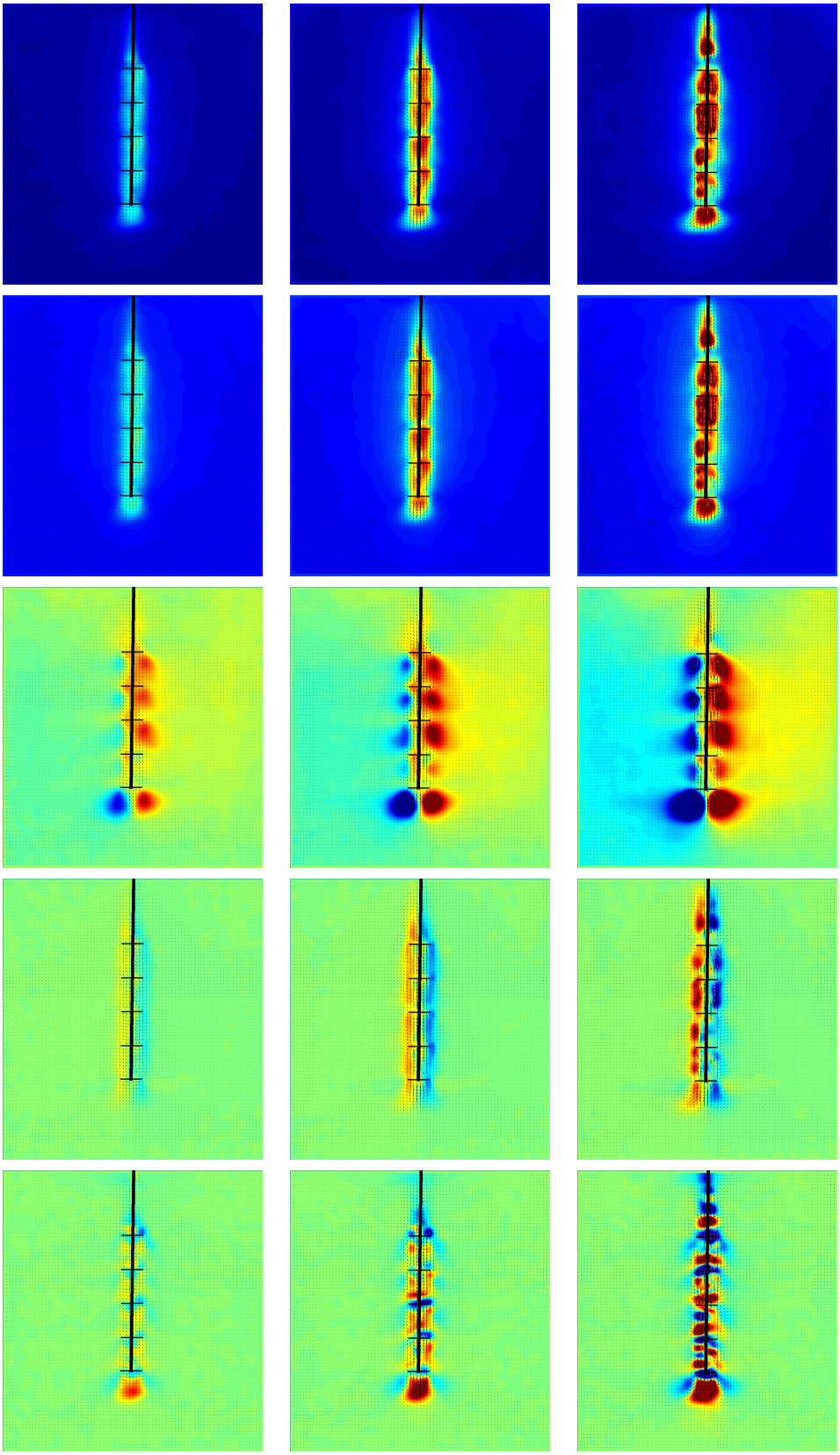
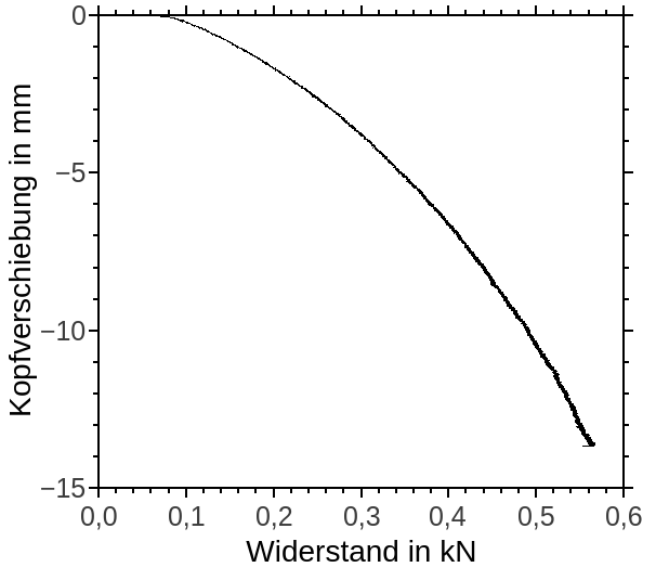


Abbildung B.26: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 02

B.2.2.2 Versuch PIV L 03

a)



b)

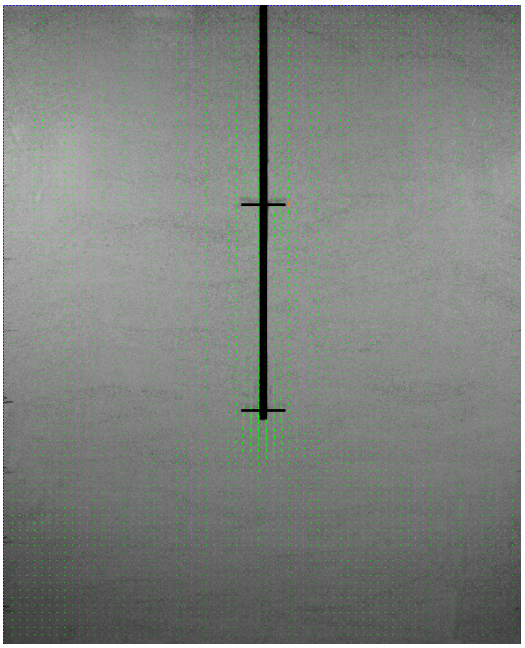


Abbildung B.27: Ergebnisse des Versuchs PIV L 03 mit 2 x $D = 65$ mm, $l = 98$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

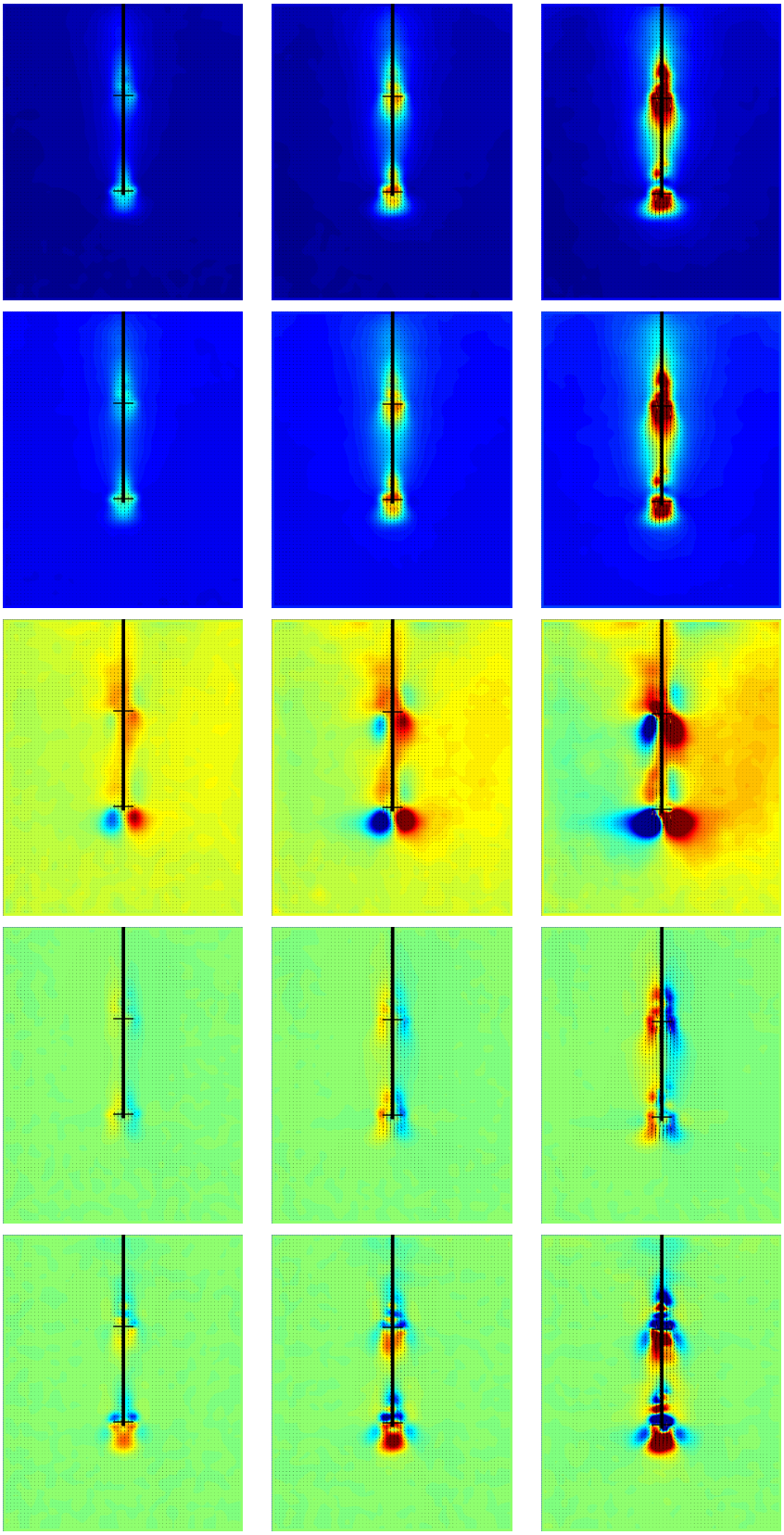
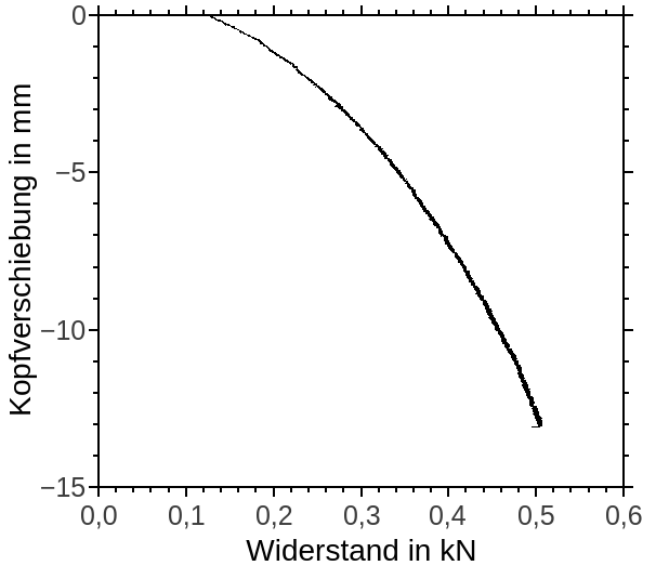


Abbildung B.28: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 03

B.2.2.3 Versuch PIV L 06

a)



b)

Abbildung B.29: Ergebnisse des Versuchs PIV L 06 mit 3 x $D = 65$ mm, $l = 98$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

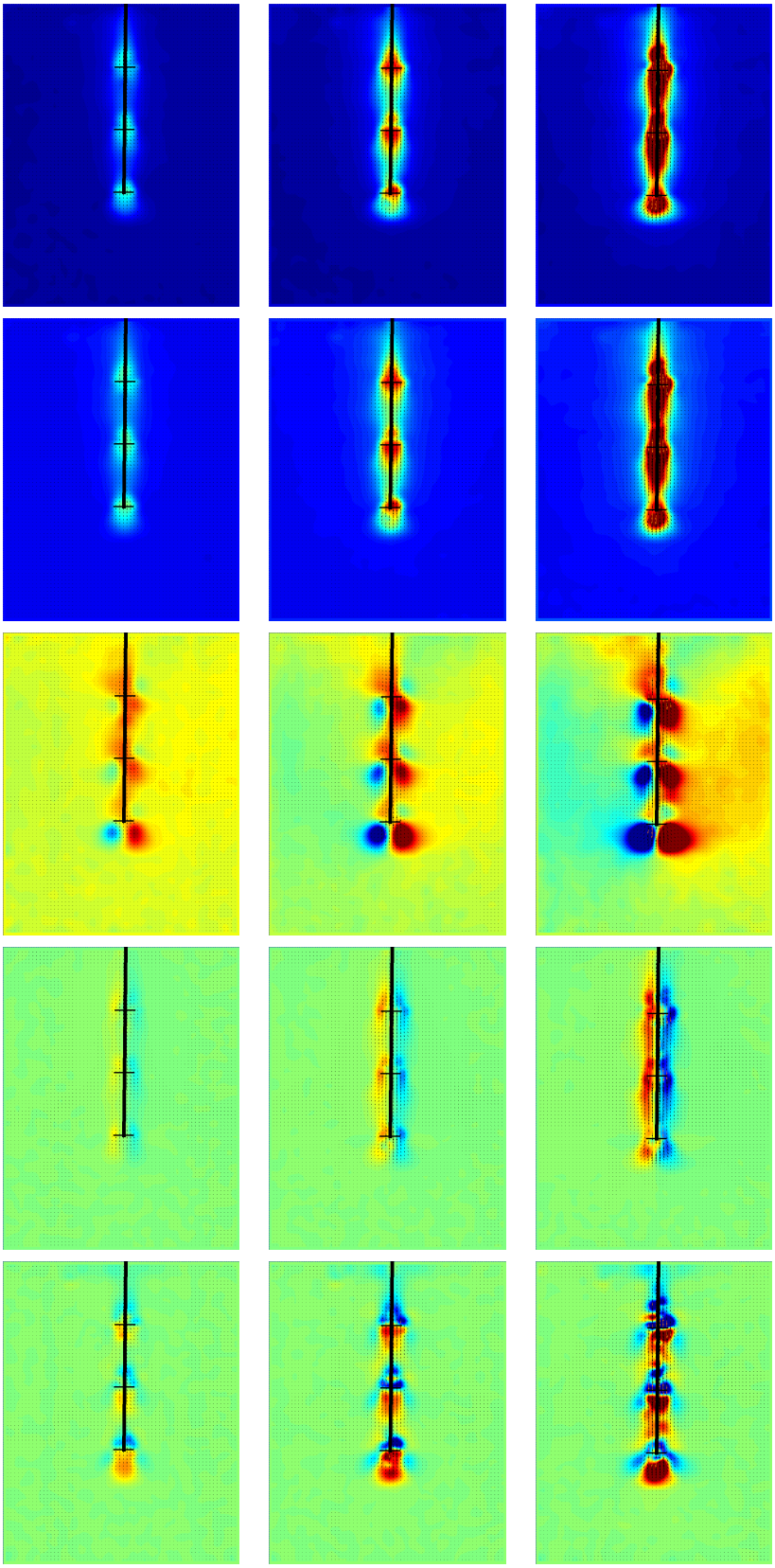
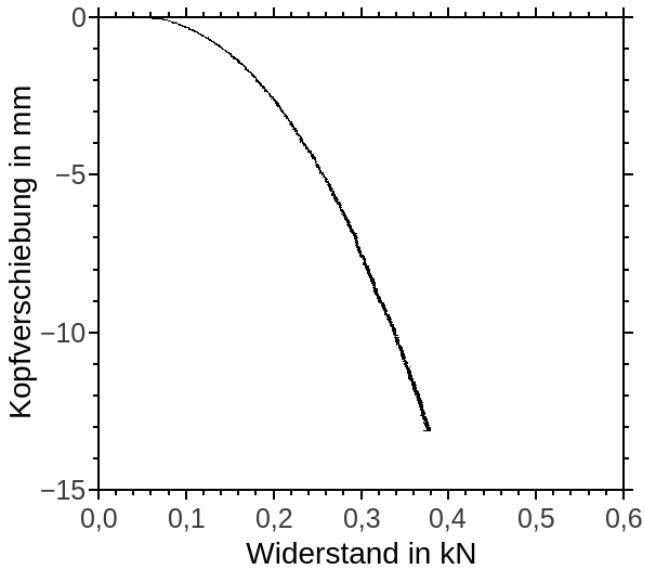


Abbildung B.30: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 06

B.2.2.4 Versuch PIV L 08

a)



b)

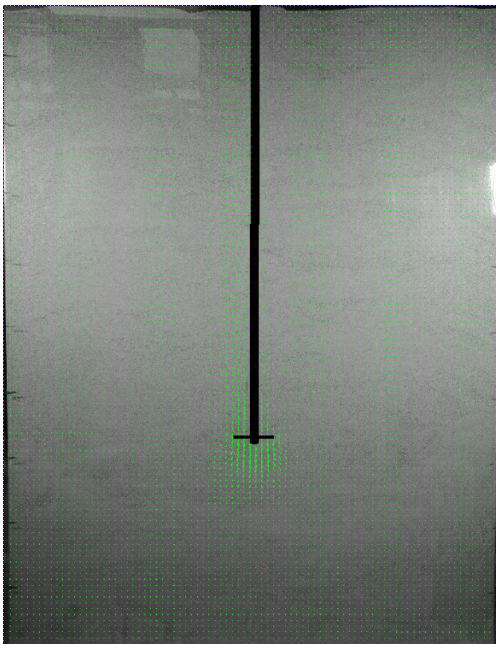


Abbildung B.31: Ergebnisse des Versuchs PIV L 08 mit $D = 65$ mm und $L = 650$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

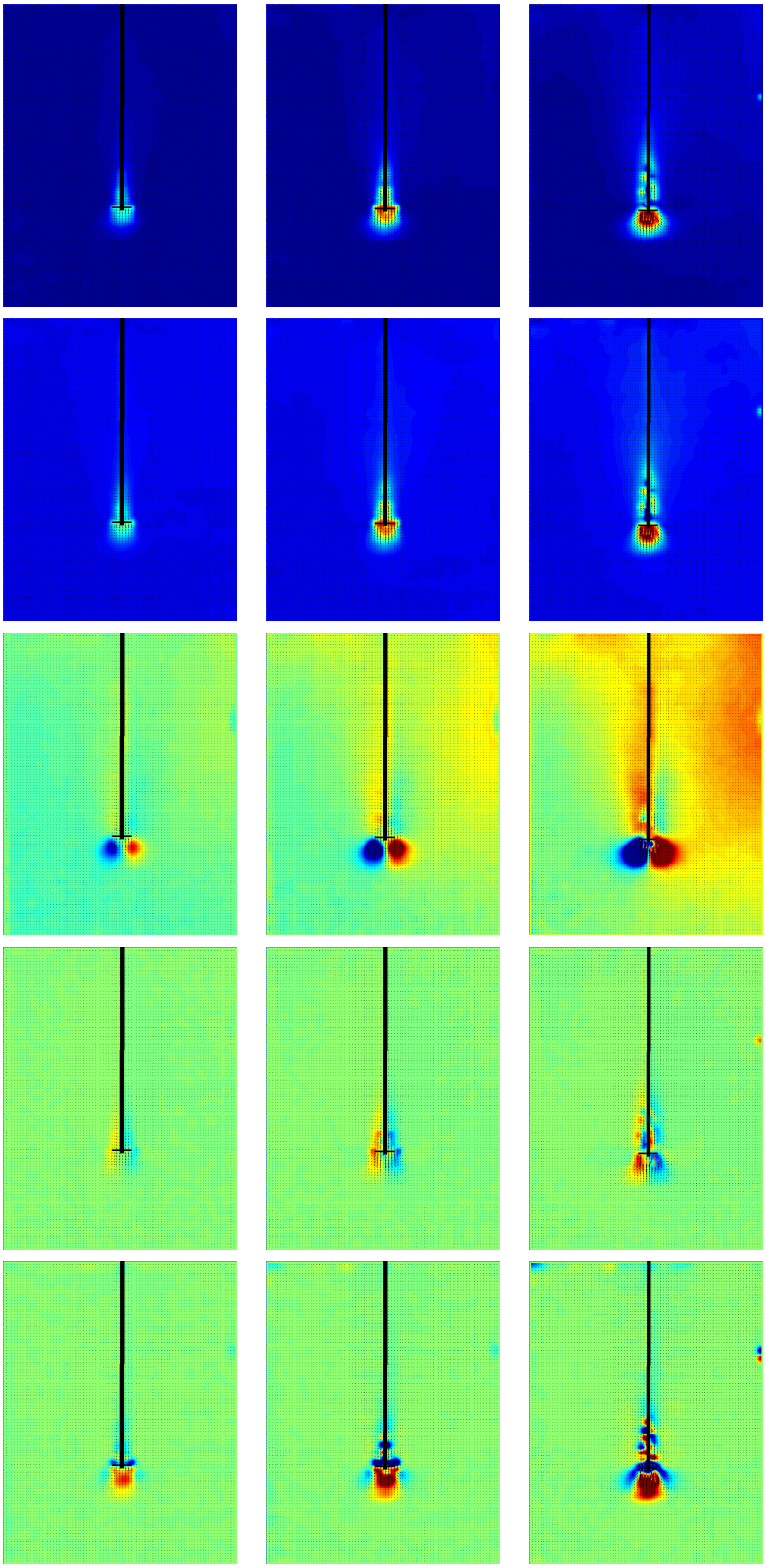
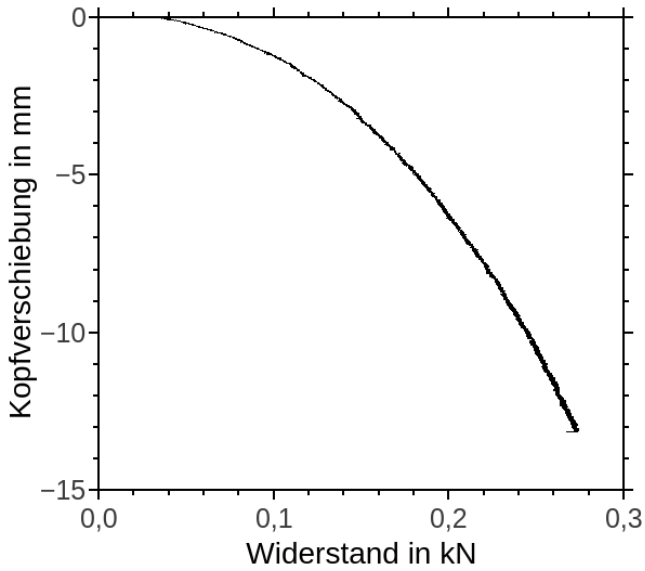


Abbildung B.32: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 08

B.2.2.5 Versuch PIV L 09

a)



b)

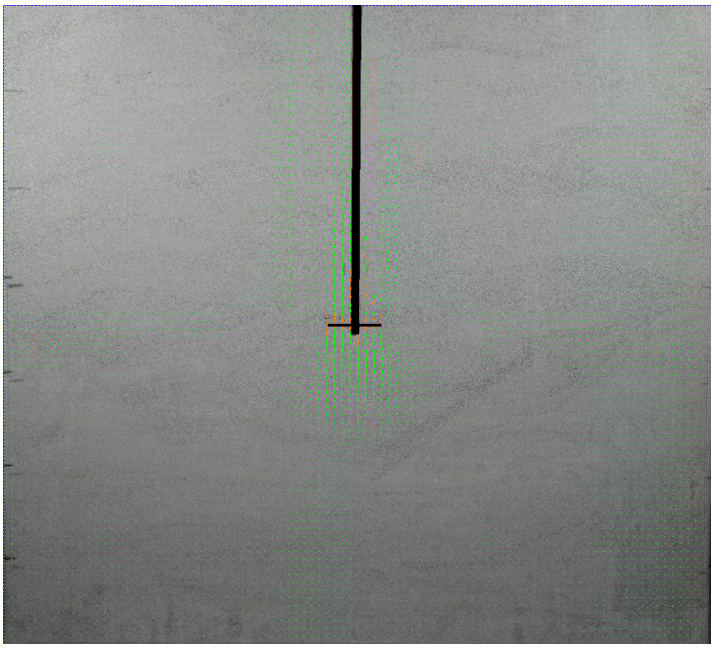


Abbildung B.33: Ergebnisse des Versuchs PIV L 09 mit $D = 65$ mm und $L = 325$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

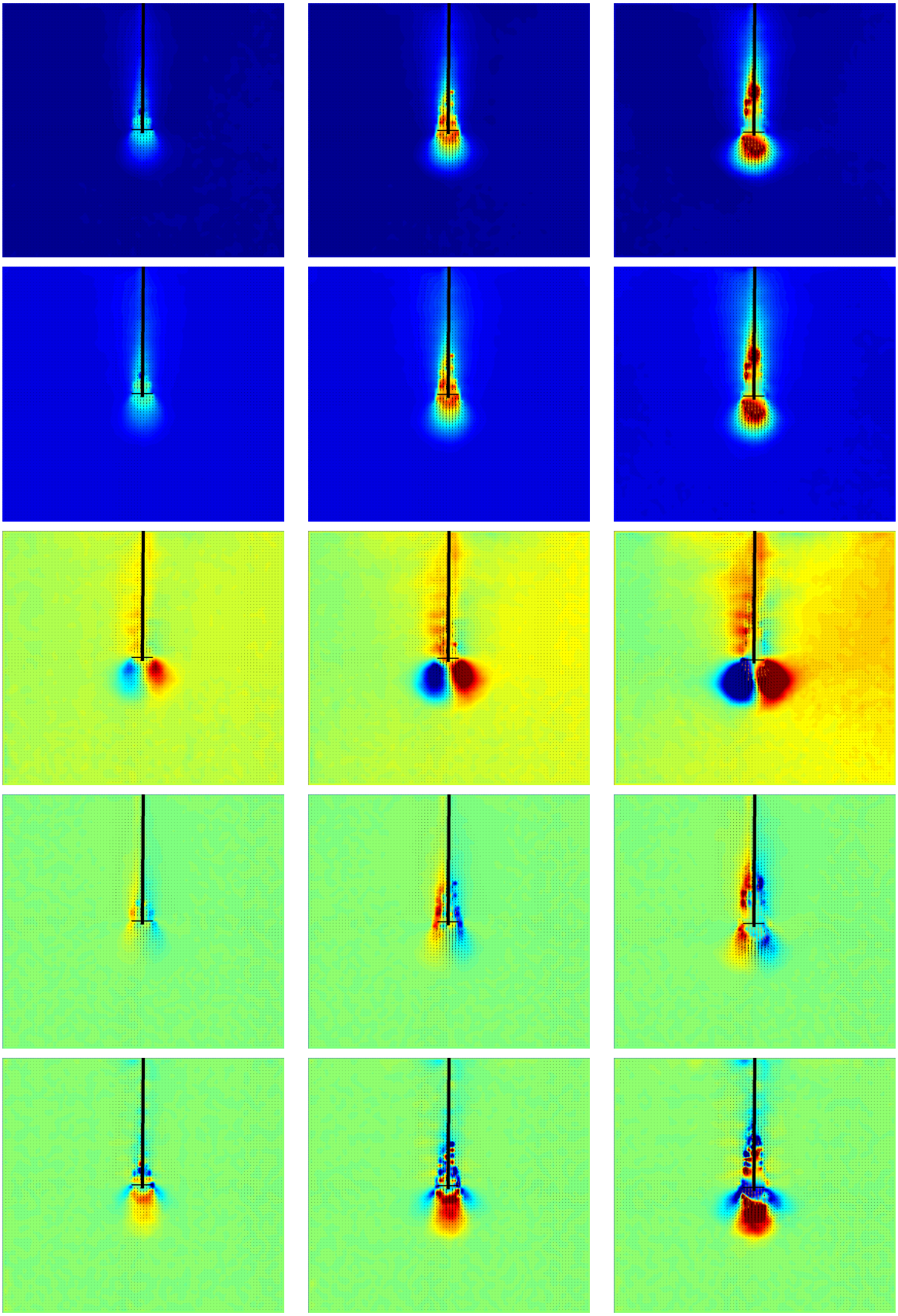
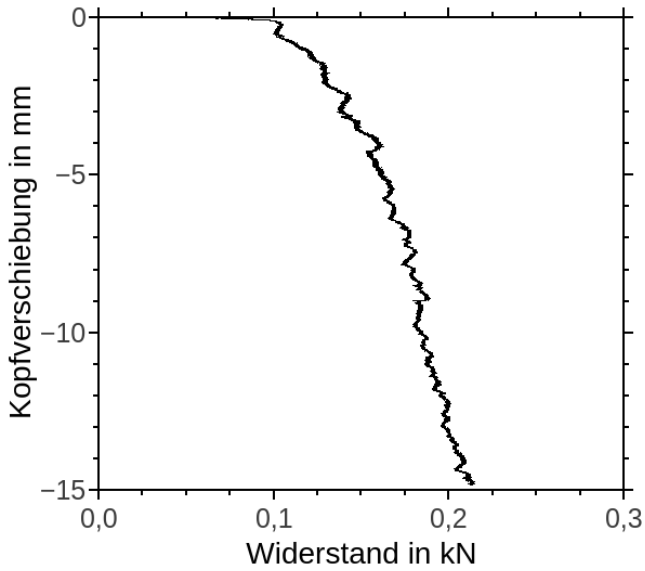


Abbildung B.34: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 09

B.2.2.6 Versuch PIV L 11

a)



b)

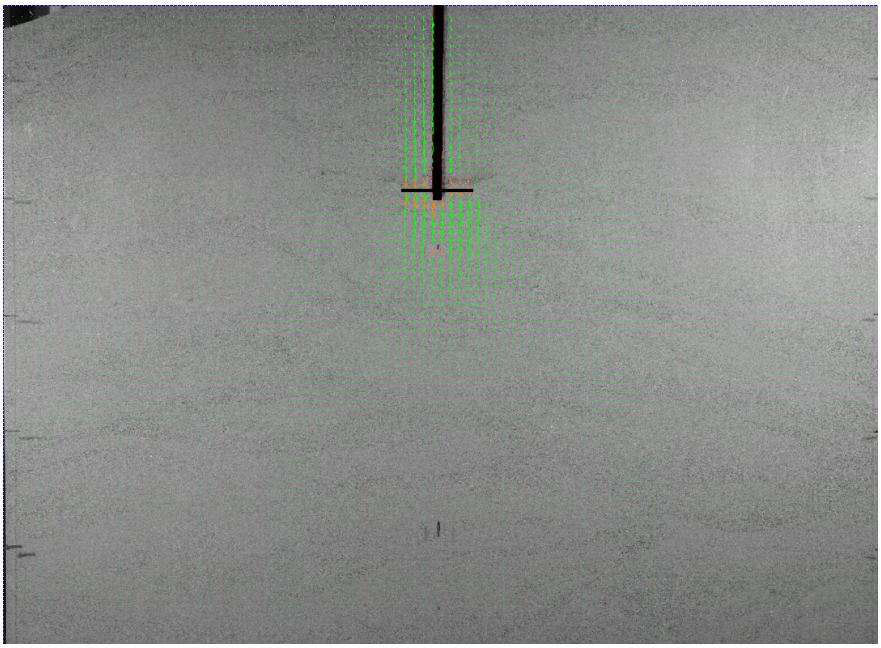


Abbildung B.35: Ergebnisse des Versuchs PIV L 11 mit $D = 65$ mm und $L = 163$ mm
a) Widerstands-Setzungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

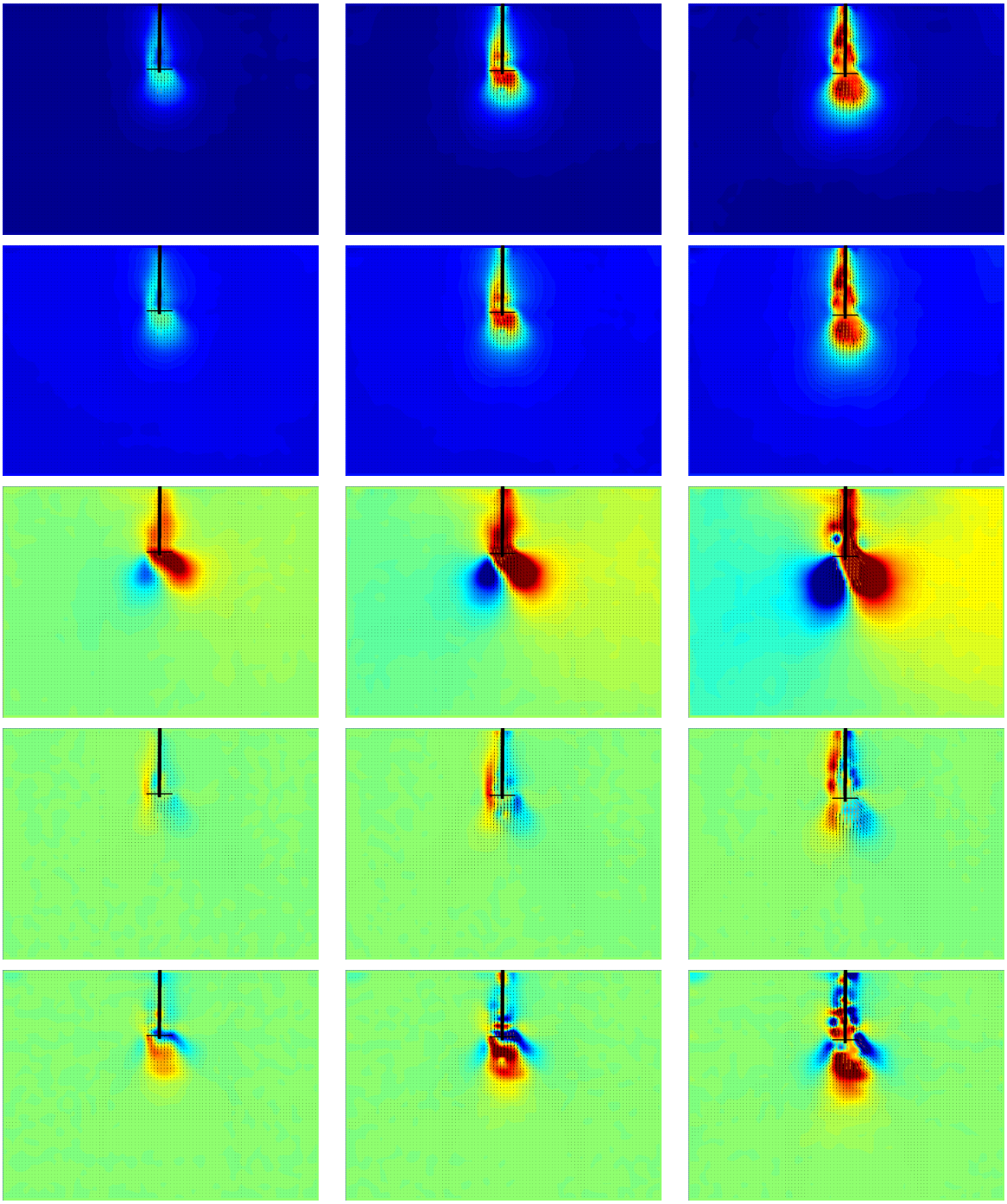
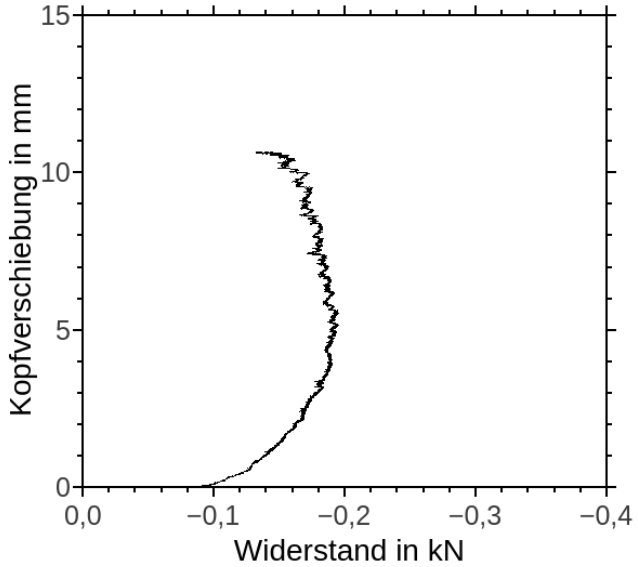


Abbildung B.36: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 11

B.2.3 Ergebnisse der Versuche unter Zugbelastung

B.2.3.1 Versuch PIV L 01

a)



b)

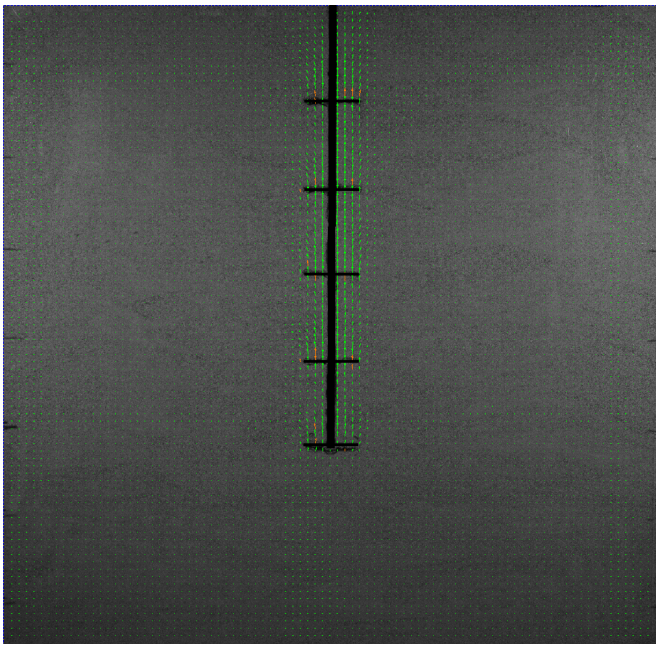


Abbildung B.37: Ergebnisse des Versuchs PIV L 01 mit 5 x $D = 65$ mm, $l = 98$ mm und $L = 585$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

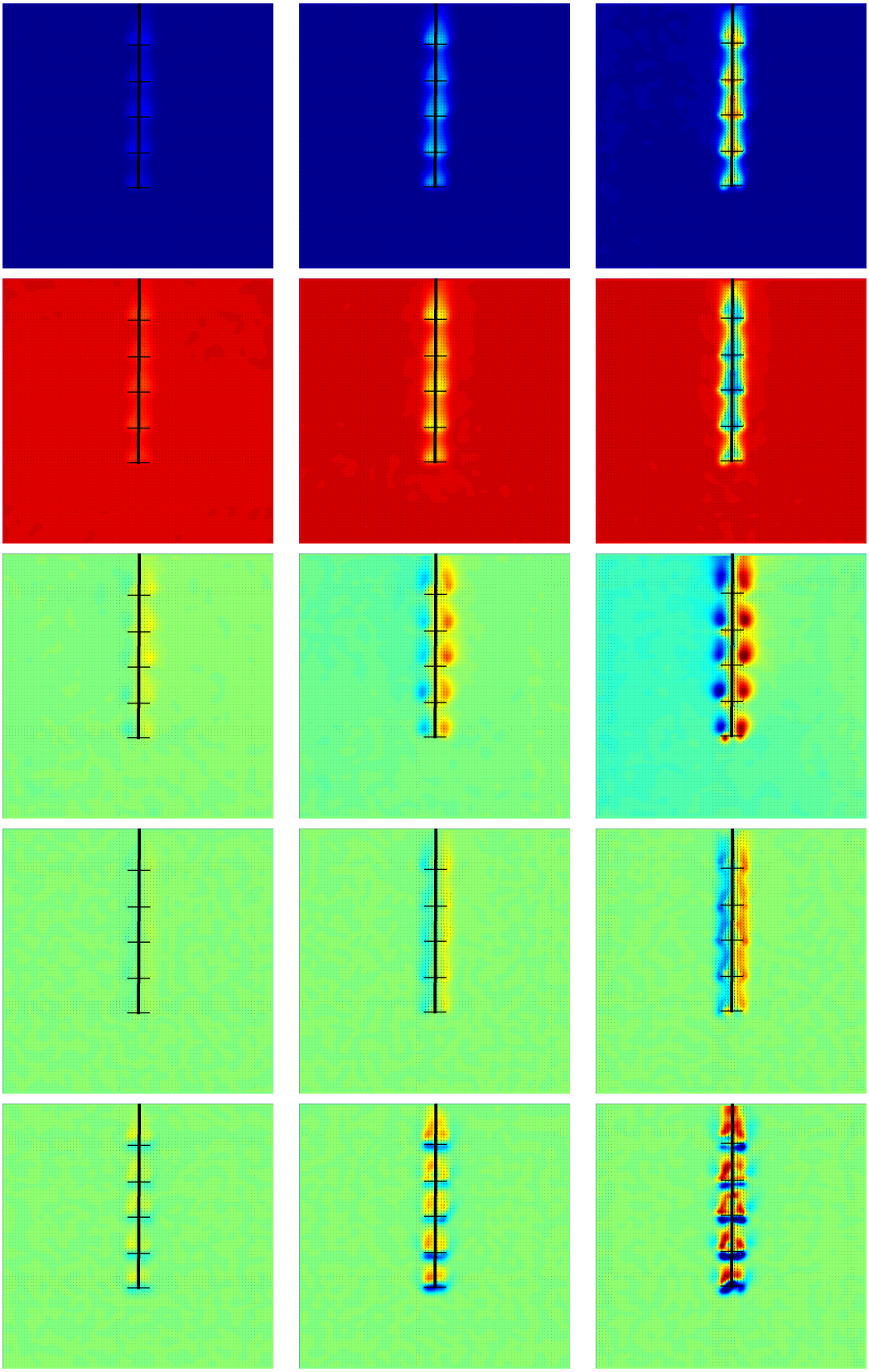
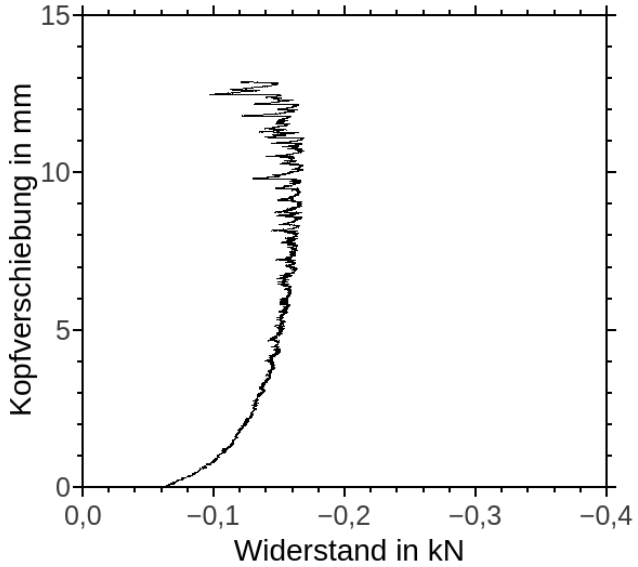


Abbildung B.38: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 01

B.2.3.2 Versuch PIV L 04

a)



b)

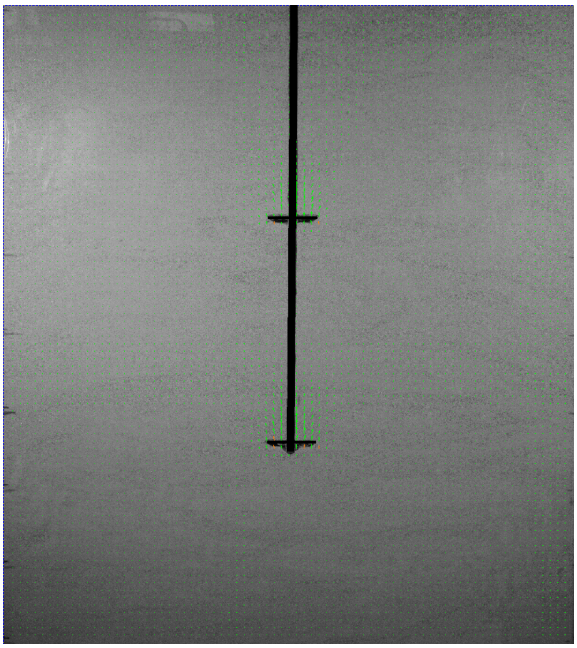


Abbildung B.39: Ergebnisse des Versuchs PIV L 04 mit 2 x $D = 65$ mm, $l = 98$ mm und $L = 293$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

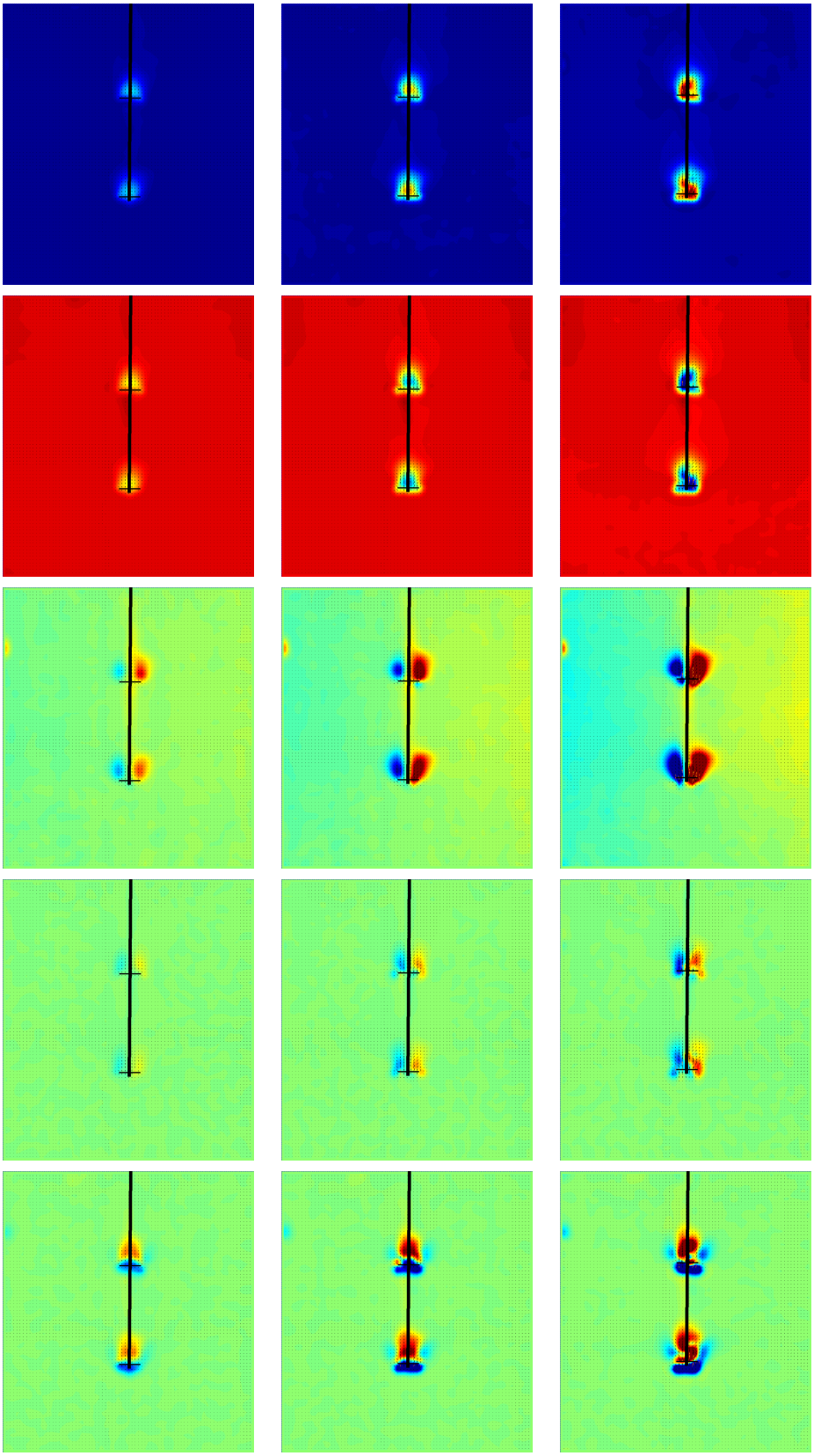
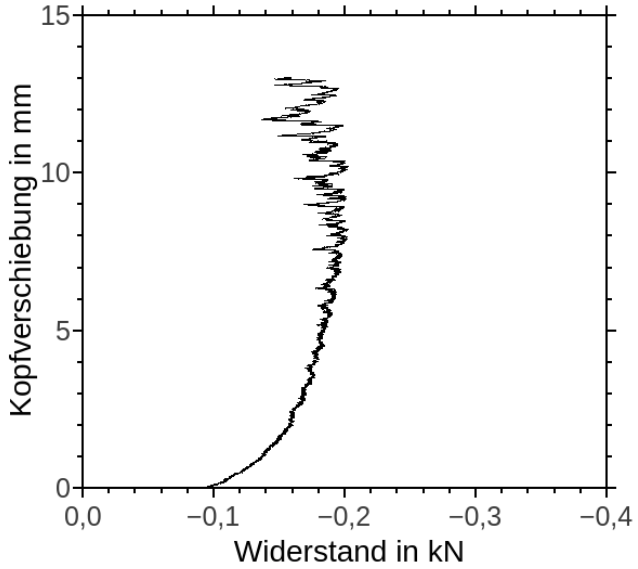


Abbildung B.40: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 04

B.2.3.3 Versuch PIV L 05

a)



b)

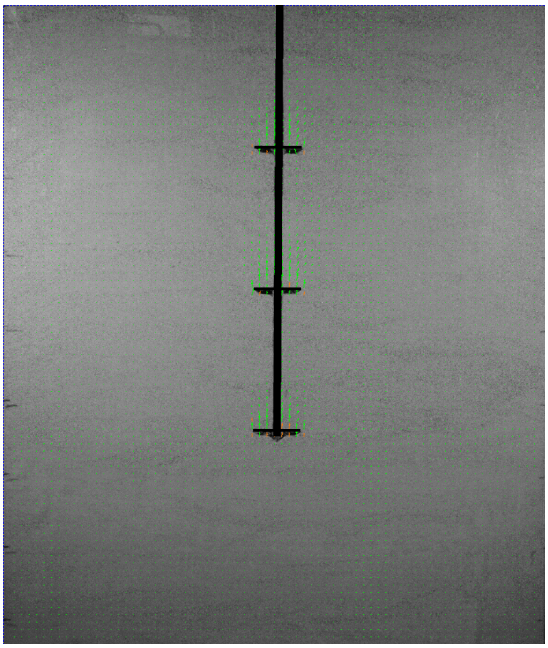


Abbildung B.41: Ergebnisse des Versuchs PIV L 05 mit 3 x $D = 65$ mm, $l = 195$ mm und $L = 293$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

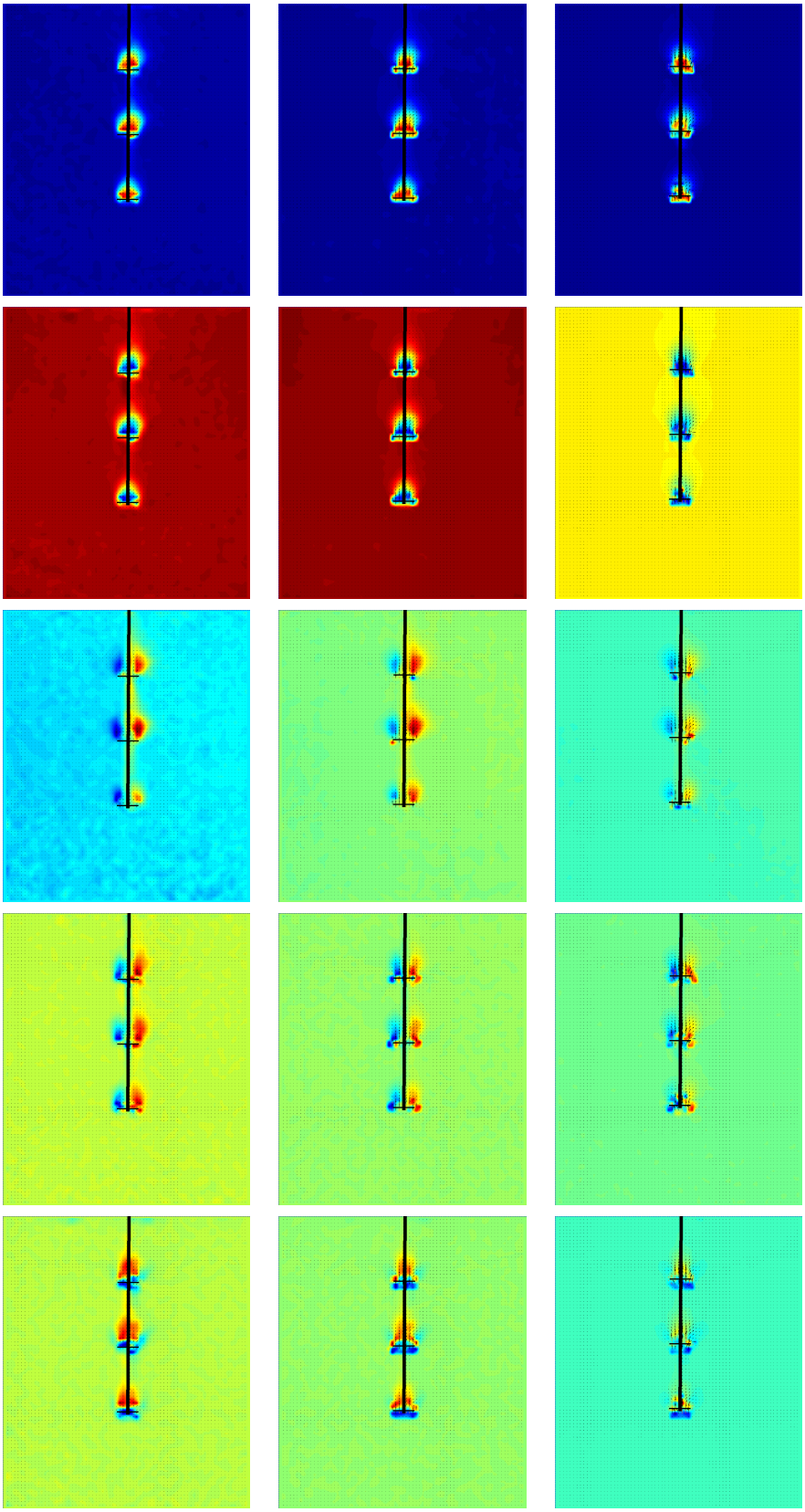
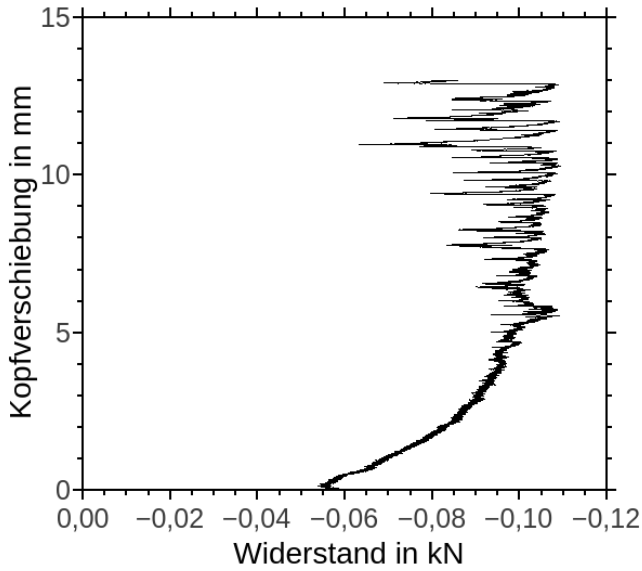


Abbildung B.42: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 05

B.2.3.4 Versuch PIV L 07

a)



b)

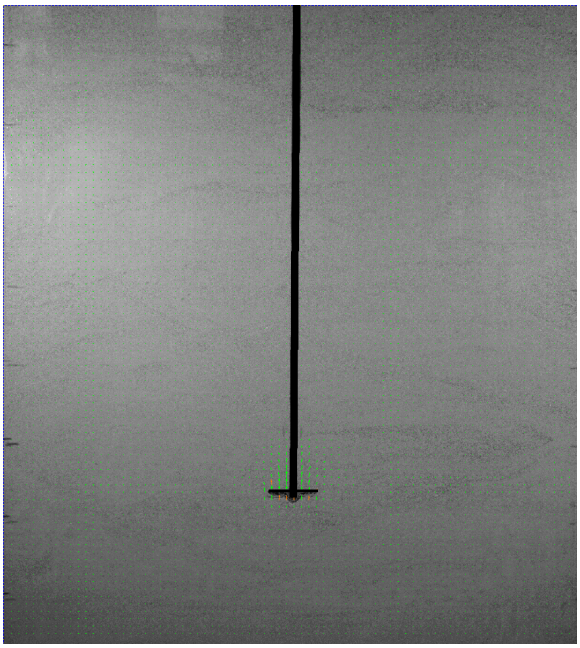


Abbildung B.43: Ergebnisse des Versuchs PIV L 07 mit $D = 65$ mm und $L = 650$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

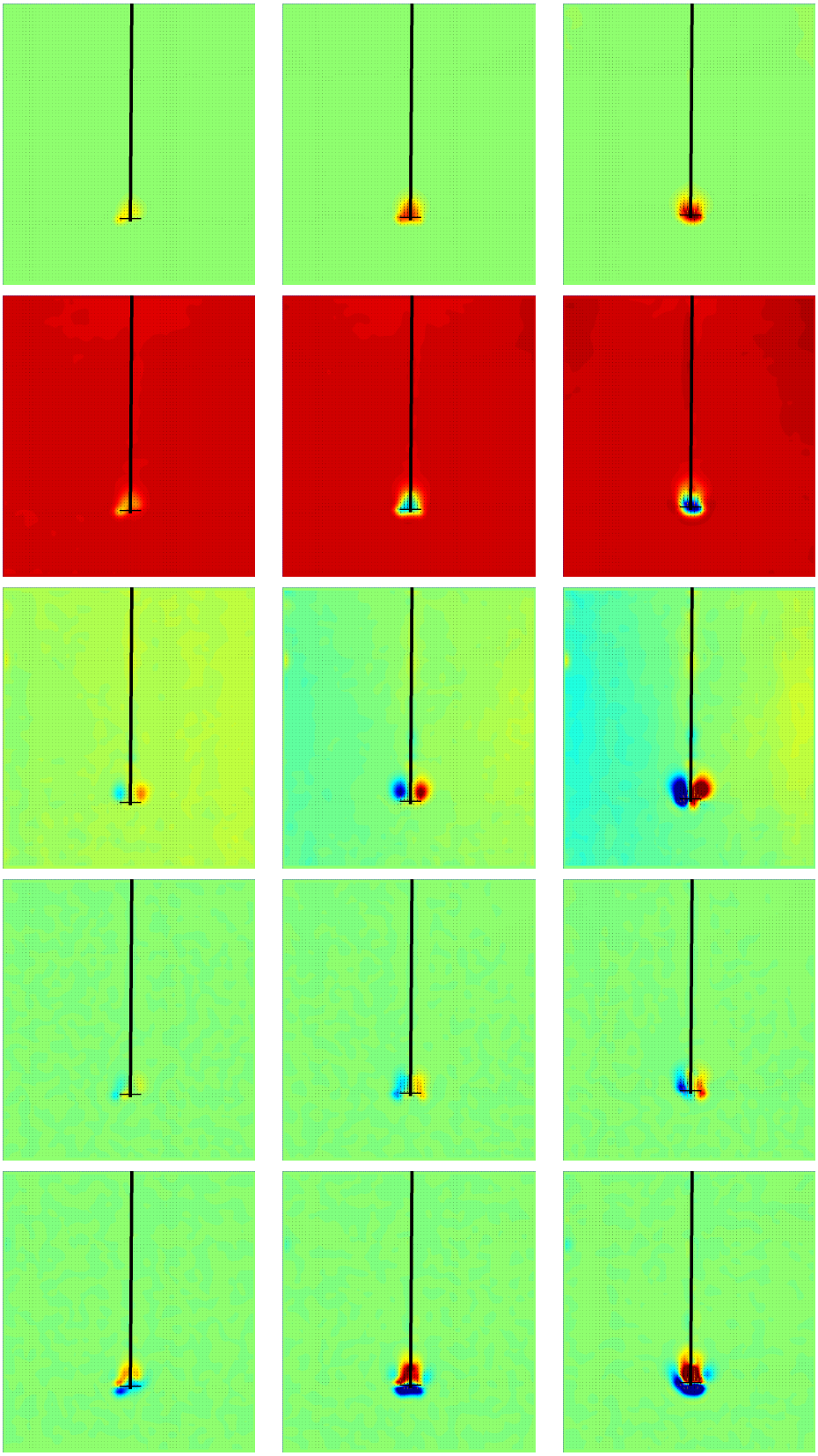
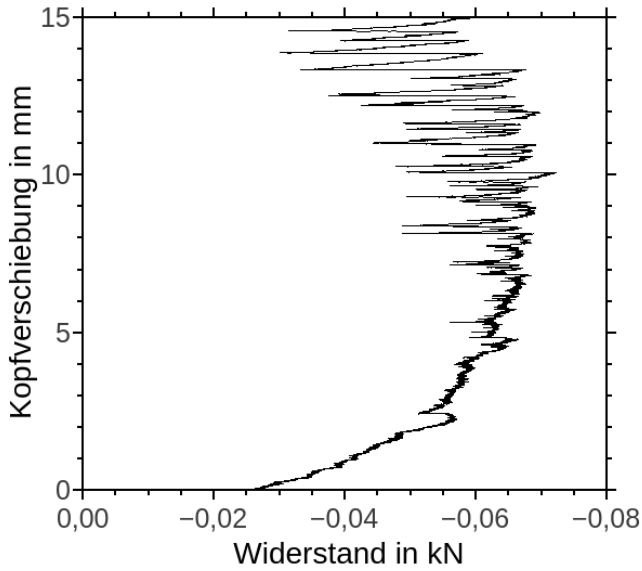


Abbildung B.44: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 07

B.2.3.5 Versuch PIV L 10

a)



b)

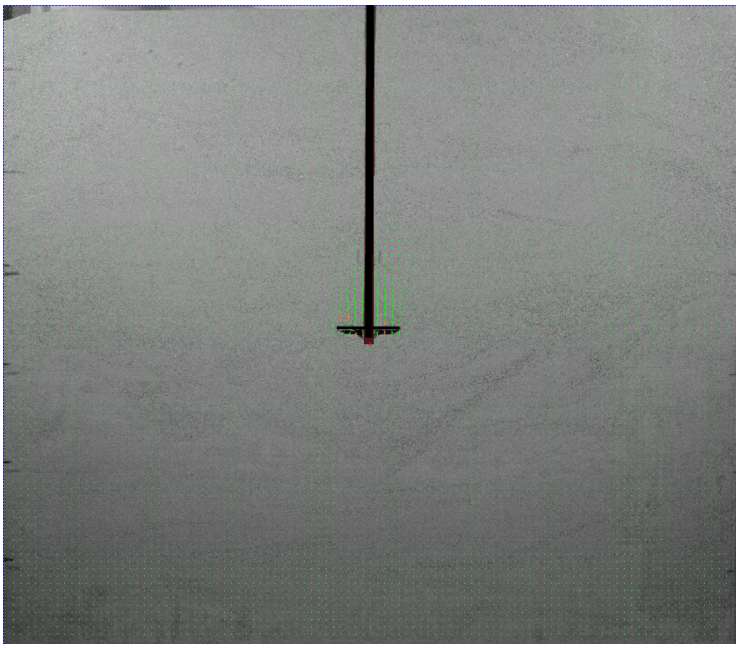


Abbildung B.45: Ergebnisse des Versuchs PIV L 10 mit $D = 65$ mm und $L = 325$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

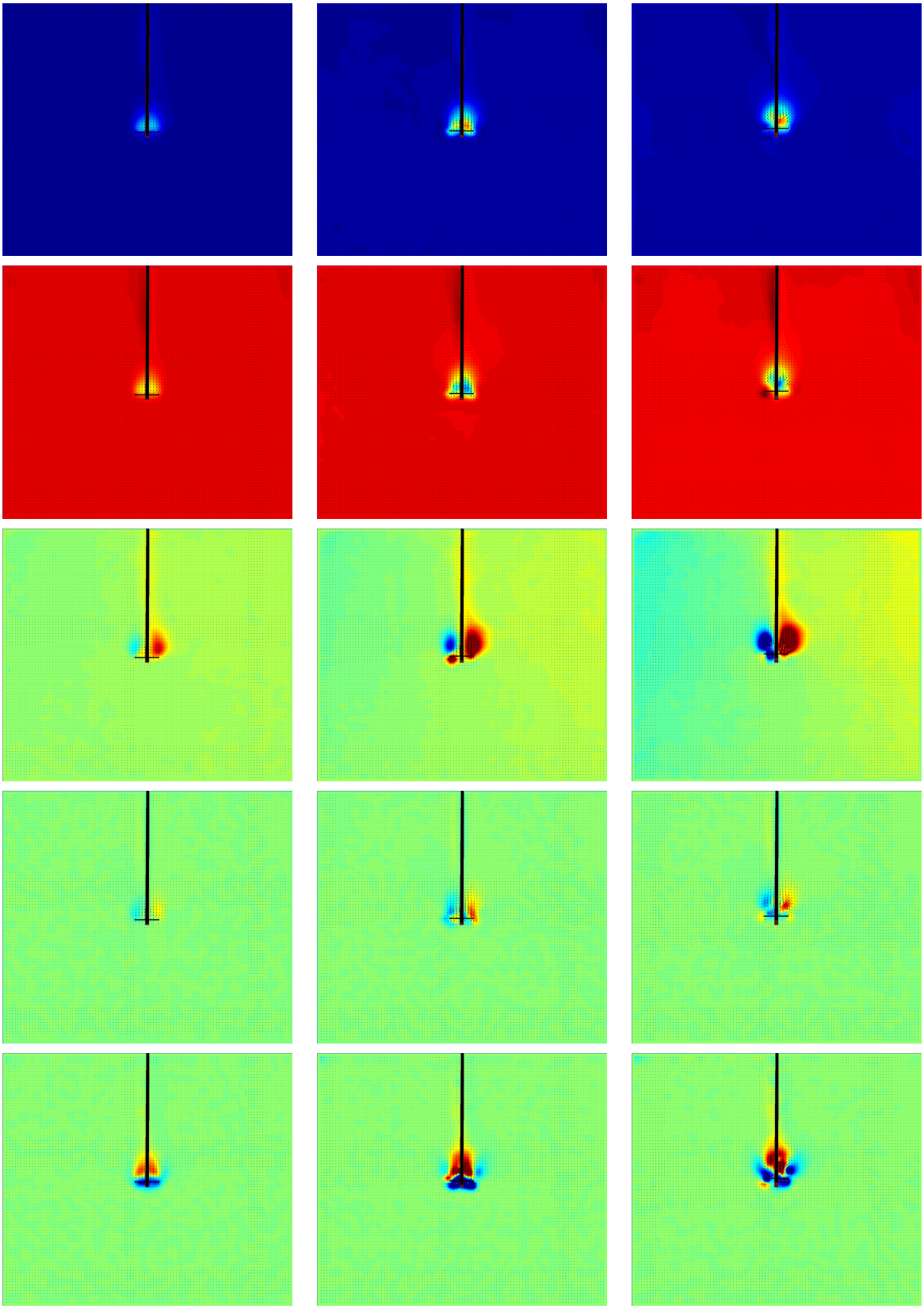
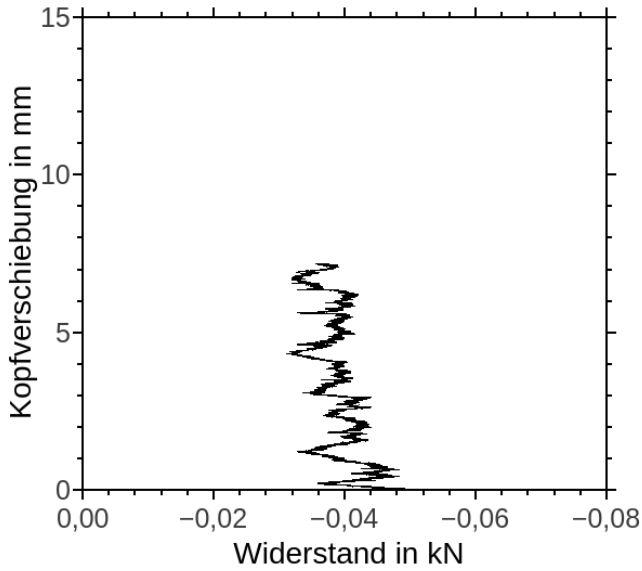


Abbildung B.46: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 10

B.2.3.6 Versuch PIV L 12

a)



b)

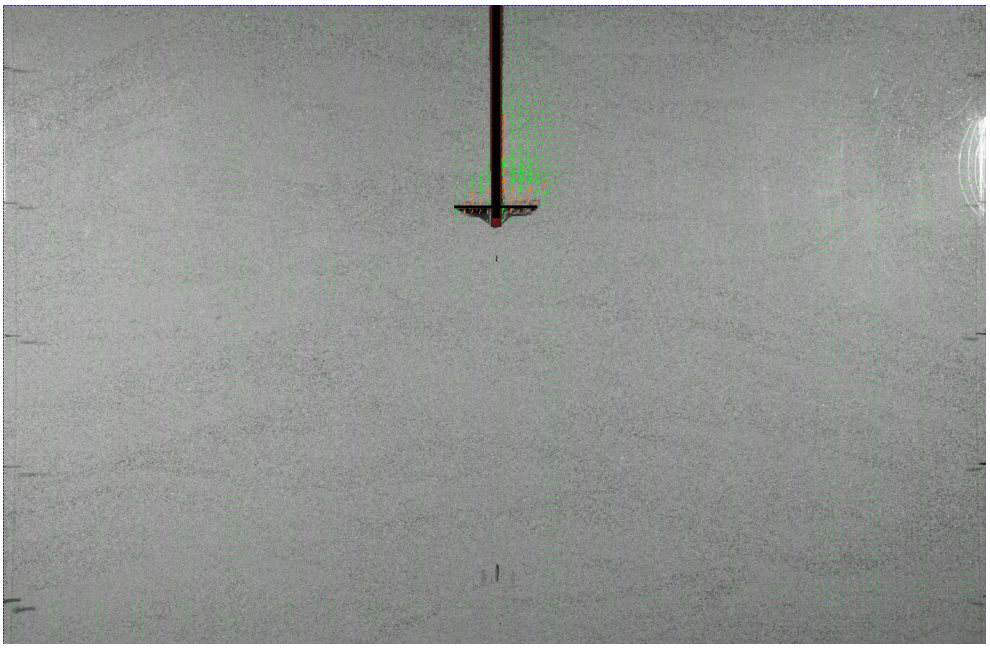


Abbildung B.47: Ergebnisse des Versuchs PIV L 12 mit $D = 65$ mm und $L = 163$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 6,5 mm

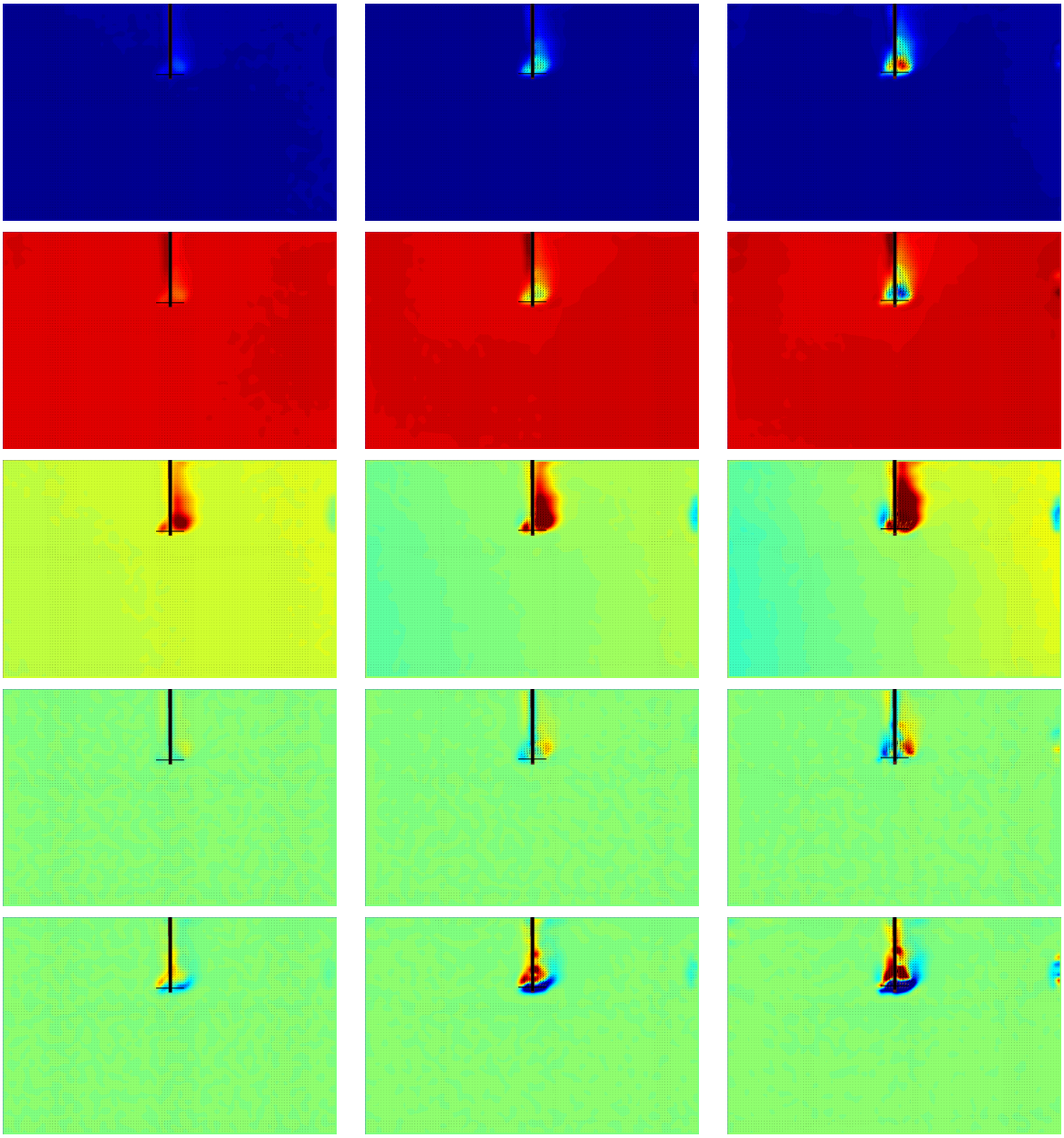
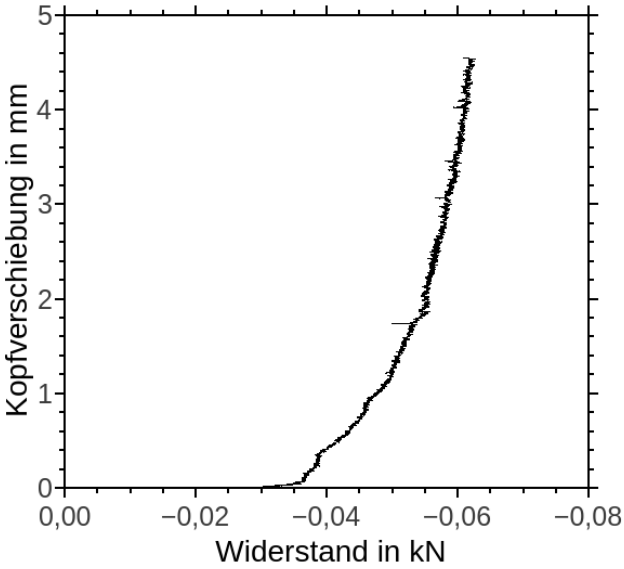


Abbildung B.48: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 12

B.2.3.7 Versuch PIV L 13

a)



b)

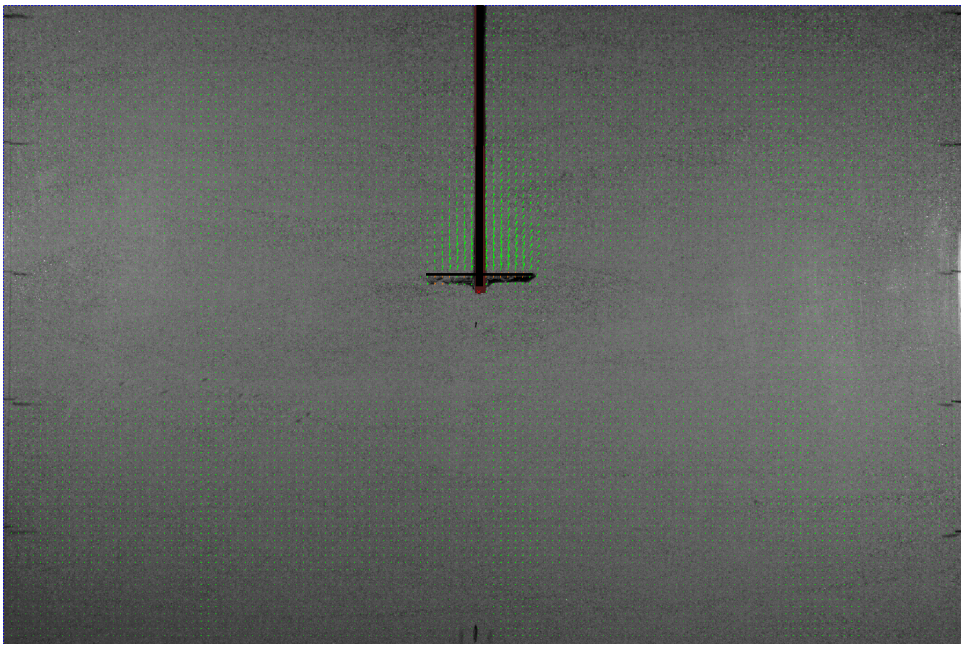


Abbildung B.49: Ergebnisse des Versuchs PIV L 13 mit $D = 90$ mm und $L = 225$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 4,5 mm

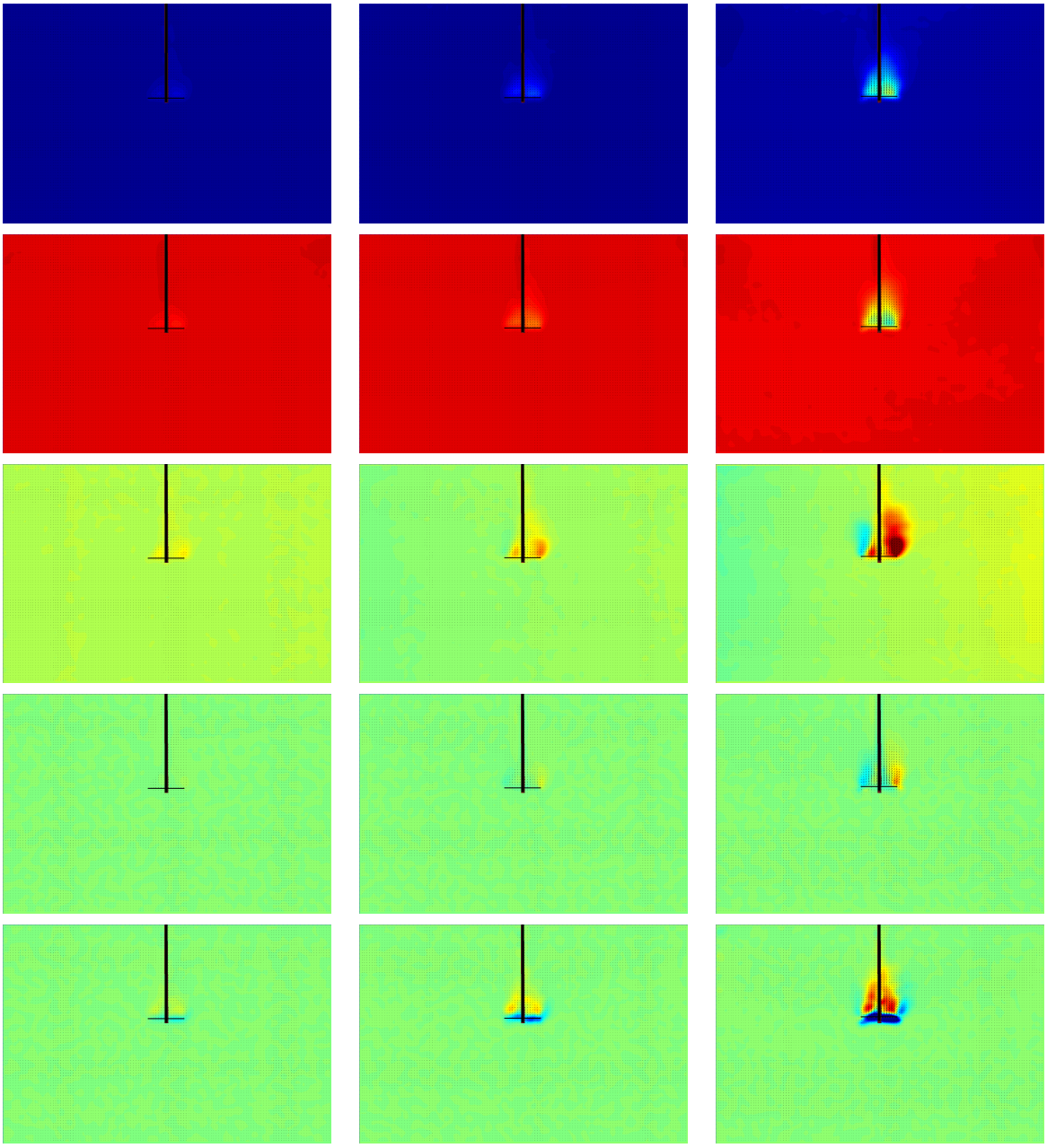
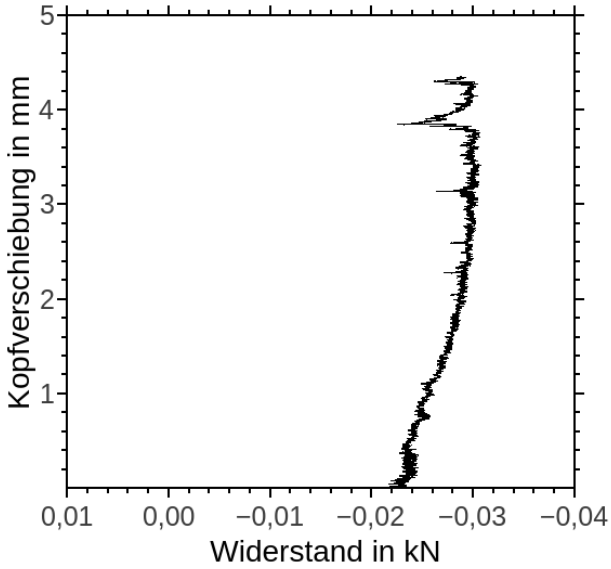


Abbildung B.50: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 13

B.2.3.8 Versuch PIV L 14

a)



b)

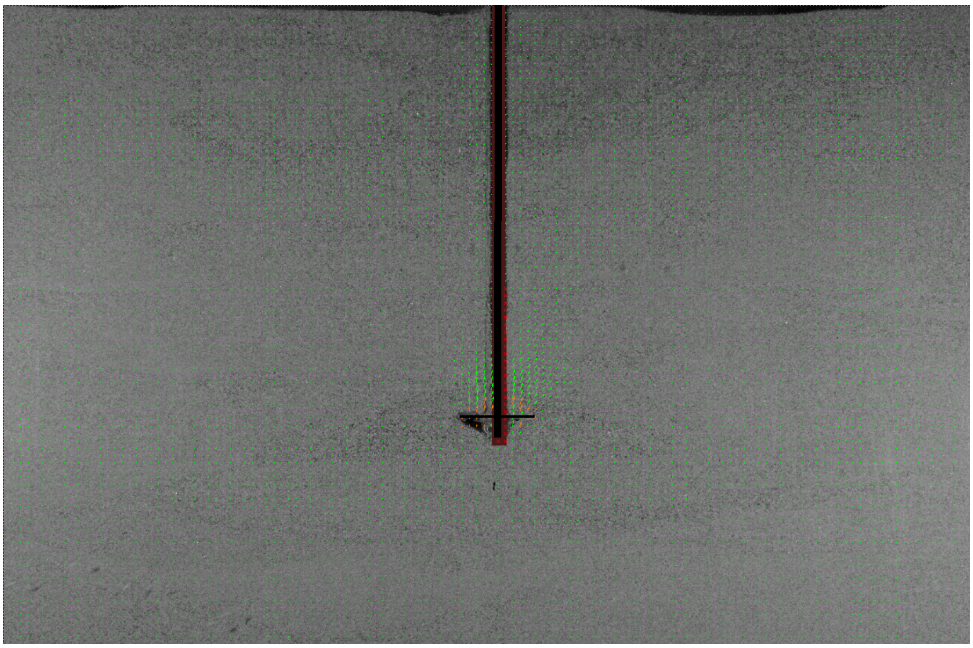


Abbildung B.51: Ergebnisse des Versuchs PIV L 14 mit $D = 45$ mm und $L = 225$ mm
a) Widerstands-Hebungs-Linie
b) Ermittelte Vectoren bei einer Kopfverschiebung von 4,5 mm

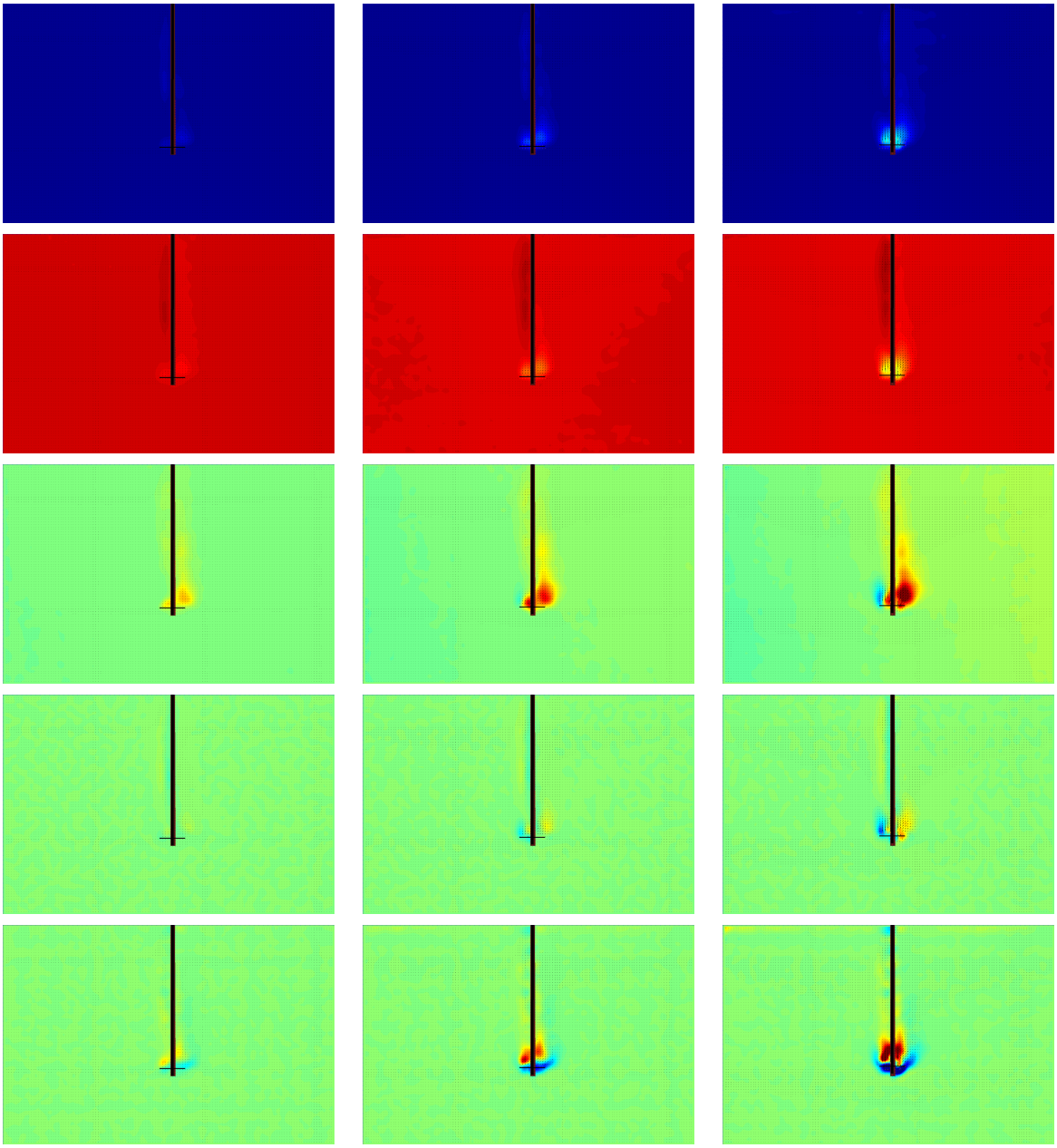


Abbildung B.52: Absolute Verformungen des Versuchs PIV L 14

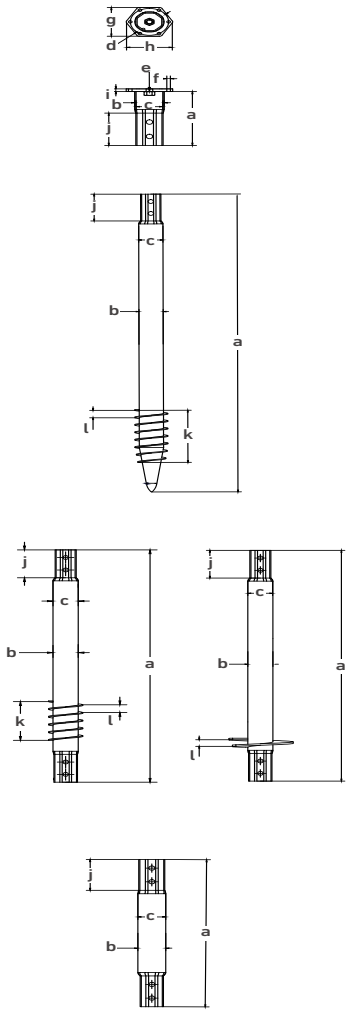
C Angaben zu den durchgeführten Feldversuchen

C.1 Angaben zur Geometrie

KRINNER
Das Schraubfundament

Technische Daten

	KSF V 114x5x2000-PT	KSF V 114x5x1500-ET	KSF V 114x5x1500-EH	KSF V 114x5x860-E	KSF V 114x5xM24
a	Nennlänge PT (mm)				
	2000	1500	1500	860	300
b	Außendurchmesser (mm)				
	114	114	114	114	114
c	Innendurchmesser (mm)				
	104	104	104	104	104
d	Lochkreisdurchmesser (mm)				
	–	–	–	–	150
e	Innengewinde				
	–	–	–	–	M24
f	Bohrung Lochkreis (mm)				
	–	–	–	–	6 x Ø 14
g	Schlüsselweite Flansch (mm)				
	–	–	–	–	160
h	Flanschaußendurchmesser (mm)				
	–	–	–	–	182
i	Flanschstärke (mm)				
	–	–	–	–	15
j	Achtkant Höhe (mm)				
	180	180	180	180	180
	80	80	80	80	80
k	Gewindelänge (mm)				
	350	250	–	–	–
l	Gewindesteigung (mm)				
	50	50	50	–	–



Technische Änderungen vorbehalten! Schematische Darstellung!
Krinner Schraubfundamente GmbH | Passauer Straße 55 | D-94342 Straßkirchen
Phone: +49 9424 9401-80 | E-Mail: service@krinner.com | www.krinner.com

C.2 Angaben zu den Baugrundeigenschaften

C.2.1 Straßkirchen, Firmengelände der Krinner Schraubfundamente GmbH

Der Baugrund am Standort Straßkirchen wurde im Rahmen einer versuchsbegleitenden Baugrunderkundung mit einer Kleinbohrung und drei Rammsondierungen (DPL-5) erkundet. Weiterhin wurden zwei Bodenproben gewonnen, die im Labor des Instituts untersucht wurden. Der Aufschluss ergab, dass unter der 0,20 m dicken Oberbodenschicht eine etwa 4 m mächtige Auenlehmschicht folgt. Im oberen Bereich, bis 50 cm unter Geländeoberkante war der Boden aufgrund der Witterungsverhältnisse stark ausgetrocknet. Die in 0,70 m und 2,00 m Tiefe entnommenen Proben ergaben, dass es sich um einen mittelplastischen Ton mit halbfester bis steifer Konsistenz handelt. In 4,20 m Tiefe wurden der Beginn einer Kiesschicht und das Grundwasser erkundet. Die Rammsondierungen spiegelten das erkundete Bodenprofil wieder. In der oberen ausgetrockneten Schicht stieg die Schlagzahl teilweise über 30 an. Darunter wurden Schlagzahlen zwischen 12 und 2 erreicht. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Schlagzahl ab. In etwa 4,00 bis 4,50 m Tiefe nahm die Schlagzahl im Kies dann deutlich zu.

C.2.2 Furth bei Landshut, Kieswerk Eichstetter GmbH

Im Kieswerk Furth wird „Bergkies“ abgebaut, dabei handelt es sich um tertiäre Kiese. Dieser wurde während des Tertiärs als Abtragungsschutt aus den Alpen von einem weitverzweigten Flusssystem abgelagert. Zur Untersuchung des Baugrunds am Standort Fuhrt wurden Rammsondierungen durchgeführt und Proben zur Bestimmung der Kornverteilung entnommen. Auf Kleinbohrungen wurde verzichtet, da der Schichtverlauf an den umliegenden Abbruchkanten nachvollzogen werden konnte. Der Oberboden wurde bereits von der Fläche abgetragen. Entsprechend der Kornverteilung handelte es sich um einen sandigen Kies, schwach schluffig. Der Feinkornanteil beträgt 9 %, Als Bodengruppe ergibt sich ein gemischtkörniger Boden GU. Die Rammsondierungen deuten auf eine mitteldichte Lagerung hin.

C.2.3 Mainburg, Ziegelwerk Leipfinger Bader

In Puttenhausen bei Mainburg wurden Probebelastungen in der Abbaufläche des dortigen Ziegelwerks ausgeführt. Auf dem Gelände konnten mehrere Bodenarten untersucht werden. Im südwestlichen Teil befand sich eine Fläche mit einer etwa 4 m mächtigen Sandschicht. Die Mächtigkeit der Schicht konnte aufgrund des geneigten Geländeanschnittes nachvollzogen werden. Es handelte sich um einen Feinsand, die Rammsondierung ergab eine mitteldichte bis dichte Lagerung. Im unteren Bereich der Abbaufläche befand sich der, zur Ziegelherstellung, verwendete schwach sandige Ton. Dieser stand in halbfester Konsistenz an und wurde durch eine Kleinbohrung bis

in 3,00 m Tiefe erkundet. Im nordöstlichen Teil wurde das Abbaufeld bereits wieder verfüllt. In diesem Bereich standen gemischtkörnige, inhomogene, locker bis mitteldicht gelagerte Auffüllungen an. Die Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde DPL-5 ergab im oberen Bereich Schlagzahlen zwischen 2 und 5. Mit zunehmender Tiefe nahm auch die Schlagzahl zu.

C.3 Angaben zu den durchgeführten Versuchen

C.3.1 Straßkirchen, Firmengelände der Krinner Schraubfundamente GmbH

Auf dem Testfeld in Straßkirchen sind insgesamt 11 Probebelastungen ausgeführt worden. Da zu Beginn keine Erwartungswerte vorlagen, welche Prüflasten aufgebracht werden können, wurden als erstes Schnelltests zur groben Abschätzung der Tragfähigkeit durchgeführt. Die Prüflast wurde dabei in Schritten von 5 kN gesteigert und anschließend 2 Minuten konstant gehalten. Danach folgte die nächste Steigerung der Belastung. Zwei Ansatzpunkte, einer für Druckbelastung und einer für Zugbelastung, wurden untersucht. In den Versuchen S-S1 und S-S2 wurde das Grundfundament KSF V 114 x 2000 getestet. Anschließend wurden auf die Grundfundamente die Verlängerungen vom Typ KSF V 114x1500 EH aufgesetzt und niedergebracht. Die Versuche S-S3 und S-S4 wurden dann analog durchgeführt. Im Anschluss wurden mit den ermittelten, zu erwartenden Prüflasten Abnahmeprüfungen und Eignungsprüfungen an den Schraubfundamenten durchgeführt.

C.3.2 Furth bei Landshut, Kieswerk Eichstetter GmbH

Auf der Versuchsfläche wurden insgesamt 9 Probebelastungen durchgeführt. Zum eindrehen der Schraubfundamente wurde ein Gerät vom Typ KRD 60 - PV verwendet, bei dem das Eindrehmoment auf 6000 Nm beschränkt war. In dem anstehenden Kies war es mit diesem Gerät nicht möglich die Schraubfundamente vollständig in den Boden einzudrehen. Bei einem Drehmoment von 6000 Nm wurden Einbindetiefen von ca. 1,50 m erreicht, was zu einem Überstand von etwa 60 cm an der GOK führte. Bei den Versuchen F-A1 und F-A2 wurden die Fundamente soweit eingedreht, bis ein Drehmoment von etwa 3000 Nm erreicht war. Ziel war es den Einfluss des Drehmomentes sowie der Einbindetiefe auf das Tragverhalten zu untersuchen.

Tabelle C.1: Ausgeführte Versuche am Standort Straßkirchen

Versuchs-nummer	Versuchsart	Belastungsrichtung	geprüfte Pfahlelemente	Einbindetiefe in m
S-S1	Schnelltest	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
S-S2	Schnelltest	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
S-S3	Schnelltest	Druck	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40
S-S4	Schnelltest	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40
S-A1	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
S-A2	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
S-A3	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40
S-E1	Eignungsprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40
S-E2	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40
S-E3	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
S-H1	Abnahmeprüfung	Horizontal	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40

C.3.3 Mainburg, Ziegelwerk Leipfinger Bader

In der Abbaufläche des Ziegelwerks wurden in den unterschiedlichen Bodenarten insgesamt 20 Probebelastungen ausgeführt. Im Tonboden war aufgrund der halbfesten Konsistenz nur das Eindrehen des Grundfundaments möglich. Es wurden Eignungsprüfungen mit entsprechend langen Lasthaltezeiten zur Bestimmung des Kriechverhaltens durchgeführt. Zur Absicherung der Ergebnisse folgten zusätzliche Abnahmeprüfungen. Im Sand wurden Eignungsprüfungen in Zug- und Druckrichtung ausgeführt. In dem aufgefüllten Bereich wurden verschiedene Versuche mit dem Verlängerungssystem durchgeführt. Dabei wurde als erstes das Grundfundament eingedreht und belastet. Anschließend wurde die Verlängerung aufgesetzt und ein weiterer Versuch durchgeführt. Dadurch ließ sich der Einfluss der Verlängerung auf das Tragverhalten untersuchen.

Tabelle C.2: Ausgeführte Versuche am Standort Furth

Versuchs-nummer	Versuchsart	Belastungsrichtung	geprüfte Pfahlelemente	Einbindetiefe in m
F-S1	Schnelltest	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,40
F-S2	Schnelltest	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,20
F-A1	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	0,80
F-A2	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	0,80
F-A3	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,65
F-A4	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,75
F-E1	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,50
F-E2	Eignungsprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,40
F-H1	Abnahmeprüfung	Horizontal	KSF V 114 x 2000 PT	1,40

Tabelle C.3: Ausgeführte Versuche am Standort Mainburg im Ton

Versuchs-nummer	Versuchsart	Belastungsrichtung	geprüfte Pfahlelemente	Einbindetiefe in m
MT-A1	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,80
MT-A2	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,95
MT-E1	Eignungsprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,50
MT-E2	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,50
MT-H1	Abnahmeprüfung	Horizontal	KSF V 114 x 2000 PT	1,80

Tabelle C.4: Ausgeführte Versuche am Standort Mainburg im Sand

Versuchs-nummer	Versuchsart	Belastungsrichtung	geprüfte Pfahlelemente	Einbindetiefe in m
MS-E1	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,55
MS-E2	Eignungsprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,25
MS-E3	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,05
MT-H1	Abnahmeprüfung	Horizontal	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,05

Tabelle C.5: Ausgeführte Versuche am Standort Mainburg im aufgefüllten Boden

Versuchs-nummer	Versuchsart	Belastungsrichtung	geprüfte Pfahlelemente	Einbindetiefe in m
MA-A1	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,70
MA-A2	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT	1,70
MA-A3	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
MA-A4	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT	1,90
MA-A5	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,20
MA-A6	Abnahmeprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 ET	3,20
MA-A7	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,40
MA-A8	Abnahmeprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 ET	3,40
MA-E1	Eignungsprüfung	Druck	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,50
MA-E2	Eignungsprüfung	Zug	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1000 EH	3,50
MA-H1	Abnahmeprüfung	Horizontal	KSF V 114 x 2000 PT + KSF V 114 x 1500 EH	3,50

D Empfehlungen für ein Probebelastungsverfahren für Fertigschraubpfähle

D.1 Vorrichtungen und Prüfgeräte

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

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

Die Verschiebungen sind von einem Fixpunkt aus zu registrieren. Dieser kann durch Einschlagen von Pflöcken in den Boden und einer Traverse hergestellt werden. Dabei sind die oben genannten Mindestabstände ebenfalls zu berücksichtigen. Die Messuhr bzw. der Wegaufnehmer muss über einen ausreichend großen Messbereich verfügen, sodass die Messuhr während der Versuchsdurchführung nicht umgesetzt werden muss. Ein nutzbarer Messbereich von $0,15 \cdot D_W > 50$ mm ist dazu ausreichend.

D.2 Messgrößen, Messgenauigkeit

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

- Die Messunsicherheit der Verschiebungsmessung darf höchstens 0,5 mm betragen,
- während der Prüfzeiten zur Bestimmung des Kriechmaßes ist eine Messunsicherheit kleiner 0,05 mm erforderlich,

- die Geräte zur Verschiebungsmessung müssen eine Ablesegenauigkeit (Auflösung) von 0,01 mm aufweisen,
- die Messunsicherheit der Geräte zur Kraftmessung darf 3 % der maximalen Prüfkraft nicht übersteigen.

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

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

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

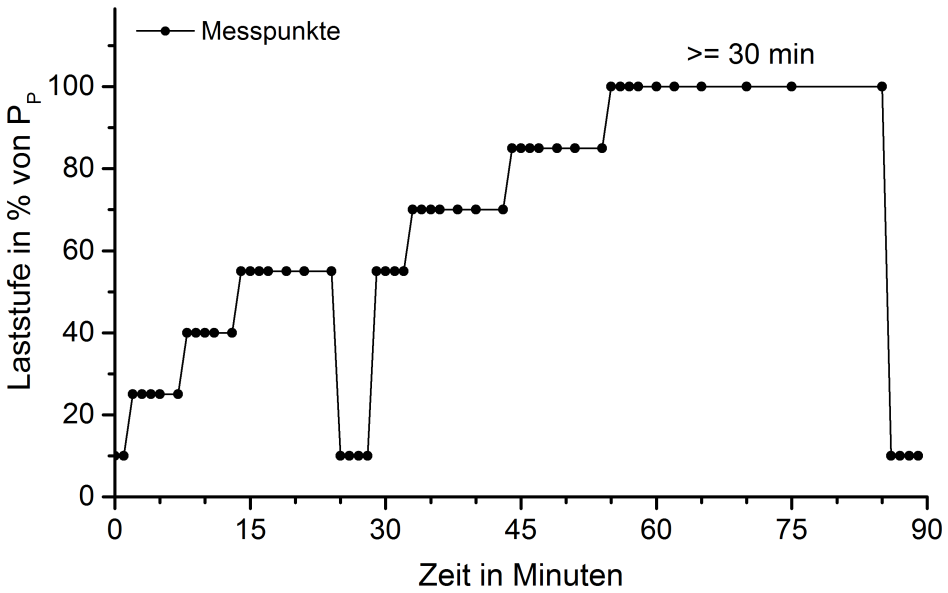
D.3 Versuchsdurchführung

D.3.1 Eignungsprüfungen

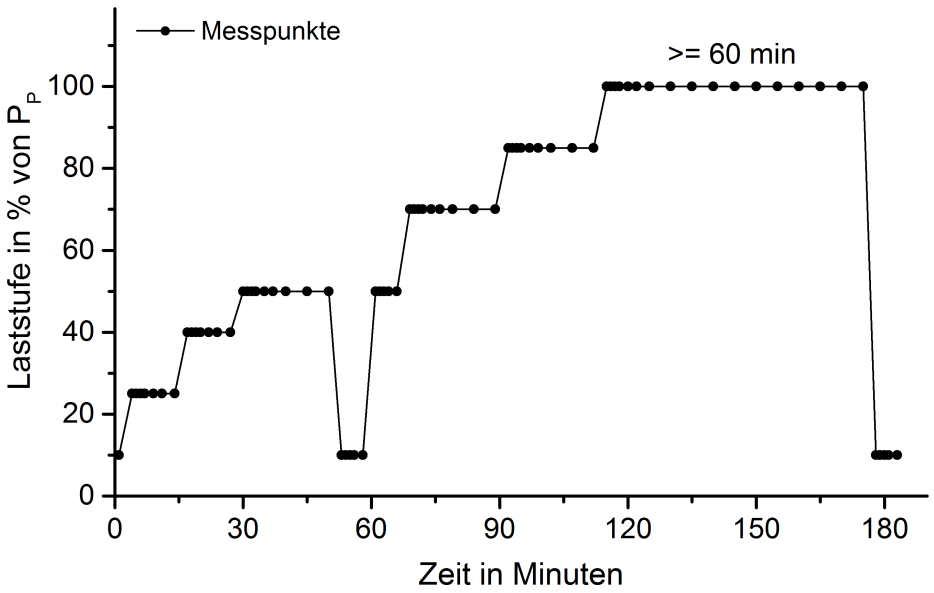
Eignungsprüfungen werden üblicherweise vor Baubeginn ausgeführt, wenn für den anstehenden Baugrund keine ausreichende Erfahrung vorhanden ist. Die Prüflast wird ausgehend von einer Vorlast in 2 Belastungszyklen und in 6 Laststufen aufgebracht. Die Haltedauer der einzelnen Belastungsstufen richtet sich nach der Bodenart und kann der folgenden Tabelle D.1 entnommen werden. Die Einordnung der Baugrunds in die Kategorien bindig/nichtbindig richtet sich nach DIN 1054:2010 Abschnitt A 3.1.

Tabelle D.1: Laststufen und Beobachtungszeiten bei Eignungsprüfungen

Laststufe in % der Prüflast P_P	Haltedauer in min	
	nichtbindig	bindig
Vorlast (10 %)	-	-
25	5	10
40	5	10
55	10	20
10	3	5
55	3	5
70	10	20
85	10	20
100	30	60
10	3	5



(a) nichtbindiger Boden



(b) bindiger Boden

Abbildung D.1: Belastungsverlauf für Eignungsprüfungen

D.3.2 Abnahmeprüfungen

Abnahmeprüfungen werden in der Regel zur Qualitätskontrolle von hergestellten Fertigschraubpfählen verwendet. Sie können auch ausgeführt werden, um eine Bemessung auf Grundlage von Berechnungen oder Korrelationen abzusichern. Die Abnahmeprüfung wird in zwei Lastzyklus und 5 Laststufen durchgeführt. Die Haltedauer der einzelnen Belastungsstufen richtet sich nach der Bodenart und kann der folgenden Tabelle D.2 entnommen werden.

Tabelle D.2: Laststufen und Beobachtungszeiten bei Abnahmeprüfungen

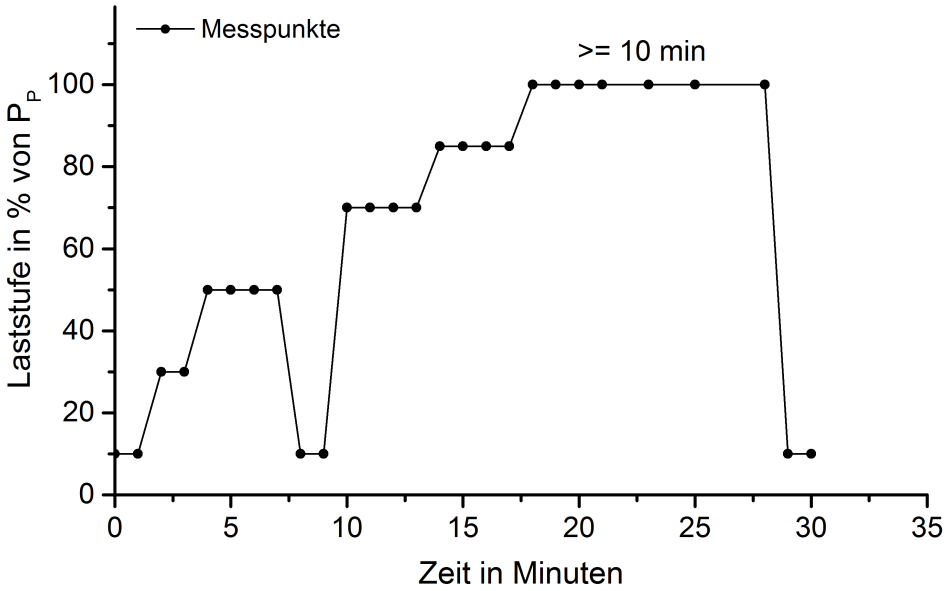
Laststufe in % der Prüflast P_P	Haltedauer in min	
	nichtbindig	bindig
Vorlast (10 %)	-	-
30	1	2
50	3	7
10	1	1
70	3	7
85	3	7
100	10	20
10	1	1

D.4 Abnahmekriterien und Verlängerung der Beobachtungszeit

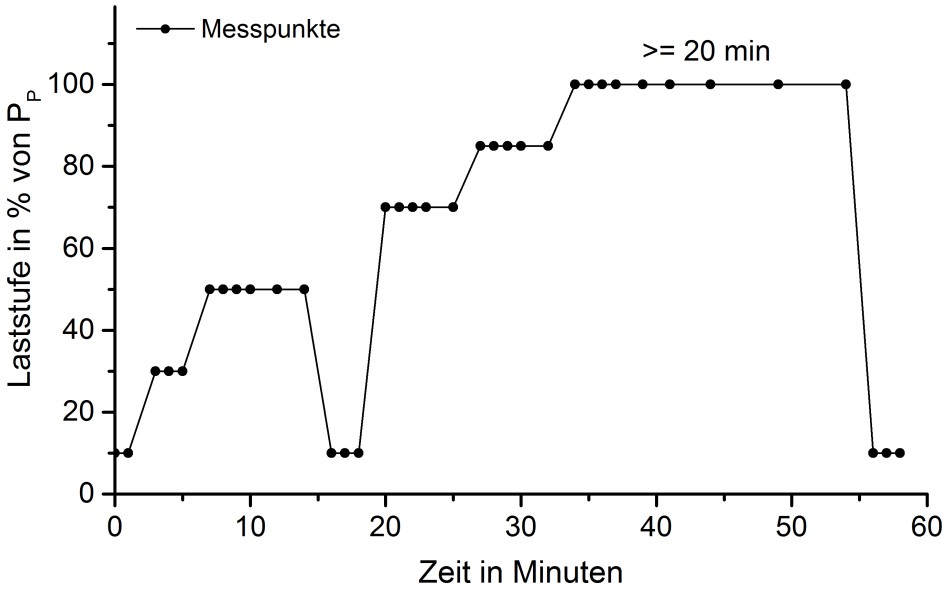
D.4.1 Eignungsprüfungen

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

Die Eignungsprüfung gilt als bestanden, wenn das in Tabelle D.3 gegebene Kriechmaß eingehalten wird und die gemessene Kopfverschiebung kleiner $0,1 \cdot D_W$ ist.



(a) nichtbindiger Boden



(b) bindiger Boden

Abbildung D.2: Belastungsverlauf für Abnahmeprüfungen

Tabelle D.3: Beobachtungszeiten und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei der Prüfkraft P_P von Eignungsprüfungen

Bodenart		nichtbindig	bindig
Beobachtungszeitpunkte	t_a in min	10	20
	t_b in min	30	60
Verschiebung	$s_b - s_a$ in mm	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$
verlängerte Beobachtungszeit			
	t_b in min	> 60	> 120
zul. Kriechmaß	k_S in mm	$\leq 2,00$	$\leq 2,00$

D.4.2 Abnahmeprüfungen

Die in Tabelle D.2 angegebenen Beobachtungszeiten sind zu verlängern, wenn die in Tabelle D.4 Zeile 1 genannten Verformungsdifferenzen nicht eingehalten werden können. Bei einer Verlängerung der Beobachtungszeit ist das Kriechmaß aus der halblogarithmischen Darstellung aus dem linearen Abschnitt zu ermitteln. Die Beobachtungszeit ist solang zu verlängern, bis das Kriechmaß sicher bestimmt werden kann mindestens jedoch auf die in Zeile zwei genannten Zeiten.
Die Abnahmeprüfung gilt als bestanden, wenn das in Tabelle D.4 gegebene Kriechmaß eingehalten wird und die gemessene Kopfverschiebung kleiner $0,1 \cdot D_W$ ist.

Tabelle D.4: Beobachtungszeiten und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei der Prüfkraft P_P von Abnahmeprüfungen

Bodenart		nichtbindig	bindig
Beobachtungszeitpunkte	t_a in min	3	5
	t_b in min	10	20
Verschiebung	$s_b - s_a$ in mm	$\leq 0,40$	≤ 0.75
verlängerte Beobachtungszeit			
	t_b in min	> 30	> 60
zul. Kriechmaß	k_S in mm	$\leq 2,00$	$\leq 2,00$

E Numerische Berechnungen

E.1 Numerische Nachrechnung der Modellversuche

E.1.1 Parameter für die Stoffgesetze

E.1.1.1 Parameter der Nachrechnung mit dem Hardening-Soil-Stoffgesetz

Parameter	dicht gelagerter Sand	locker gelagerter Sand
γ_{unsat} in N/cm³	0,015	0,013
γ_{sat} in N/cm³	0,015	0,013
E_{50}^{ref} in N/cm²	4400	2250
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ in N/cm²	3800	2500
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ in N/cm²	11400	17500
m [-]	0,50	0,85
c_{ref} in N/cm²	0,00001	0,00001
φ in °	42,5	37,5
ψ in °	10,0	0,0
ν_{ur} [-]	0,20	0,20
p_{ref} in N/cm²	10,0	10,0
K_0^{nc} [-]	0,3244	0,3912
R_f [-]	0,90	0,85
Tension cut-off	yes	yes
Tension strenght	0,00	0,00
R_{inter} [-]	0,66	0,33
$K_{0,x} = K_{0,z}$ [-]	0,3244	0,3912
OCR [-]	1,0	1,0

E.1.1.2 Parameter der Nachrechnung mit dem Mohr-Coulomb-Stoffgesetz

Parameter	dicht gelagerter Sand	locker gelagerter Sand
γ_{unsat} in N/cm³	0,015	0,013
γ_{sat} in N/cm³	0,015	0,013
E in N/cm²	4400	2250
ν [-]	0,32	0,37
c_{ref} in N/cm²	0,00001	0,00001
φ in °	42,5	37,5
ψ in °	10,0	0,0
Tension cut-off	yes	yes
Tension strenght	0,00	0,00
R_{inter} [-]	0,66	0,33
$K_{0,x} = K_{0,z}$ [-]	0,3244	0,3912

E.1.2 Ergebnisse für druckbelastete Fertigschraubpfähle

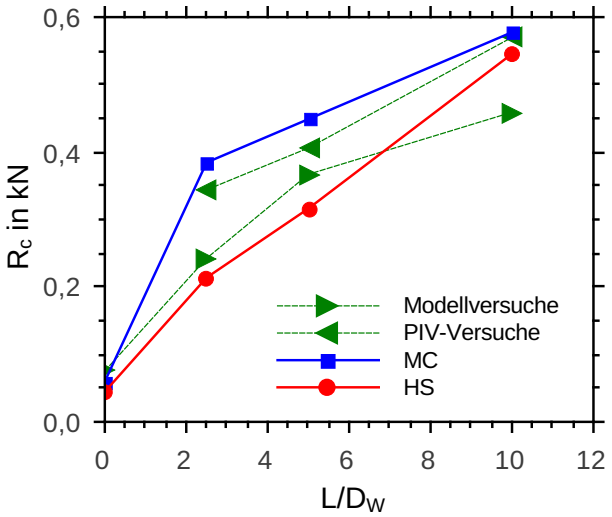
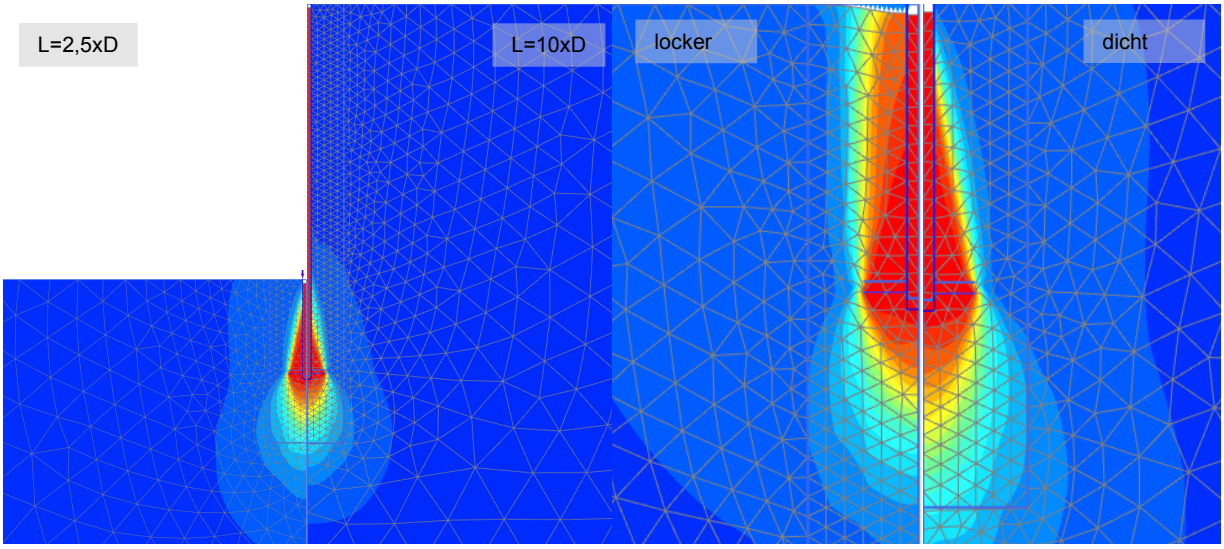
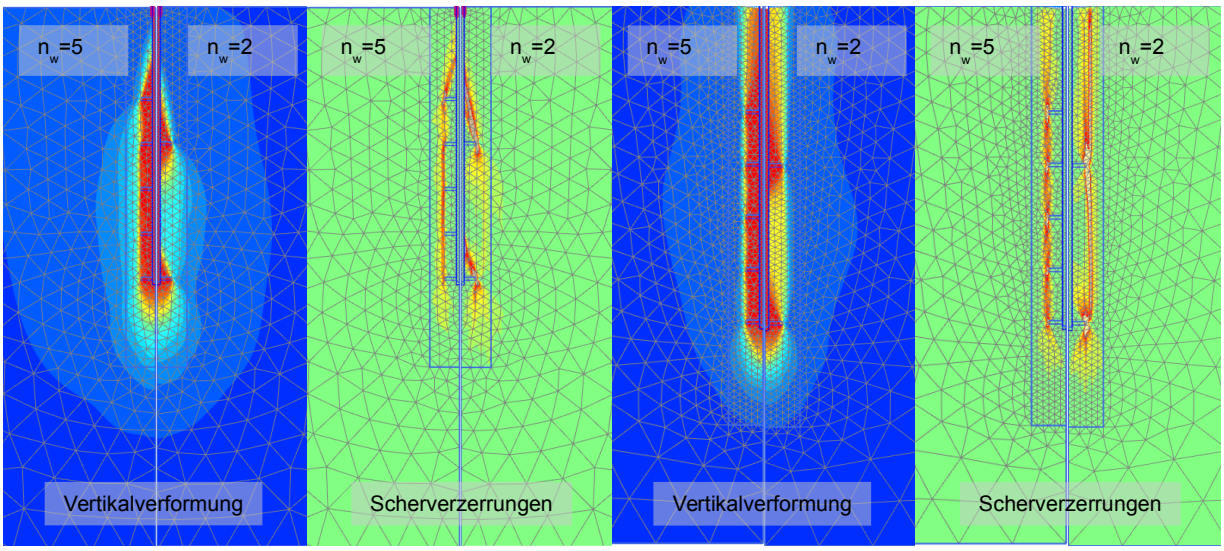


Abbildung E.1: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen für den Widerstand unter Druckbelastung im locker gelagerten Sand



(a) Einbindelänge im dichten Sand **(b)** Lagerungsdichte



(c) Wendelabstand im dichten Sand **(d)** Wendelabstand im lockeren Sand

Abbildung E.2: Vergleich der unterschiedlichen Einflussgrößen in den numerischen Berechnungen unter Druckbelastung

E.1.3 Ergebnisse für zugbelastete Fertigschraubpfähle

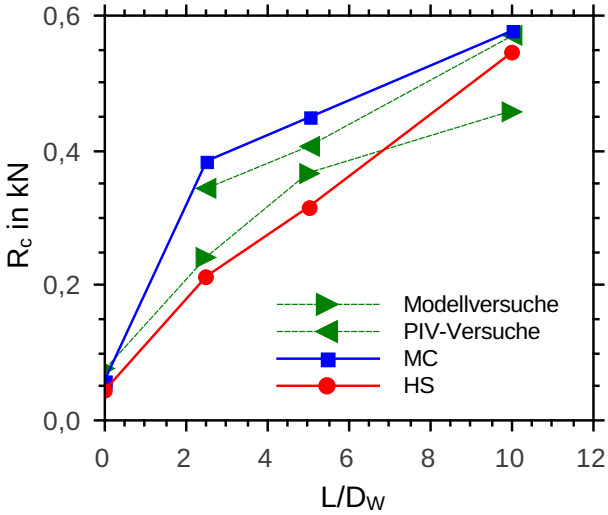
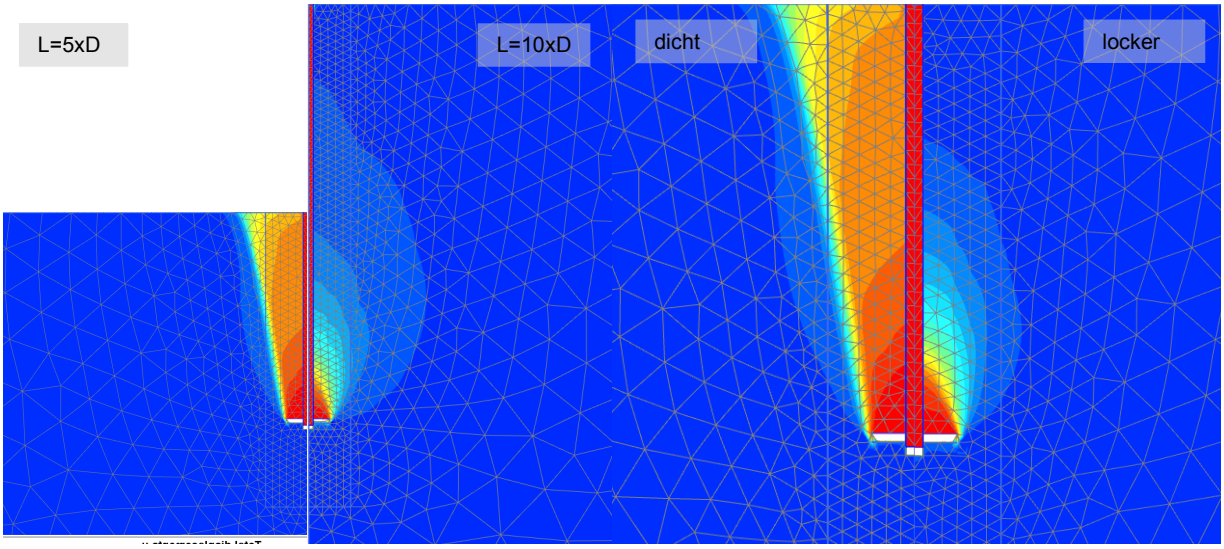
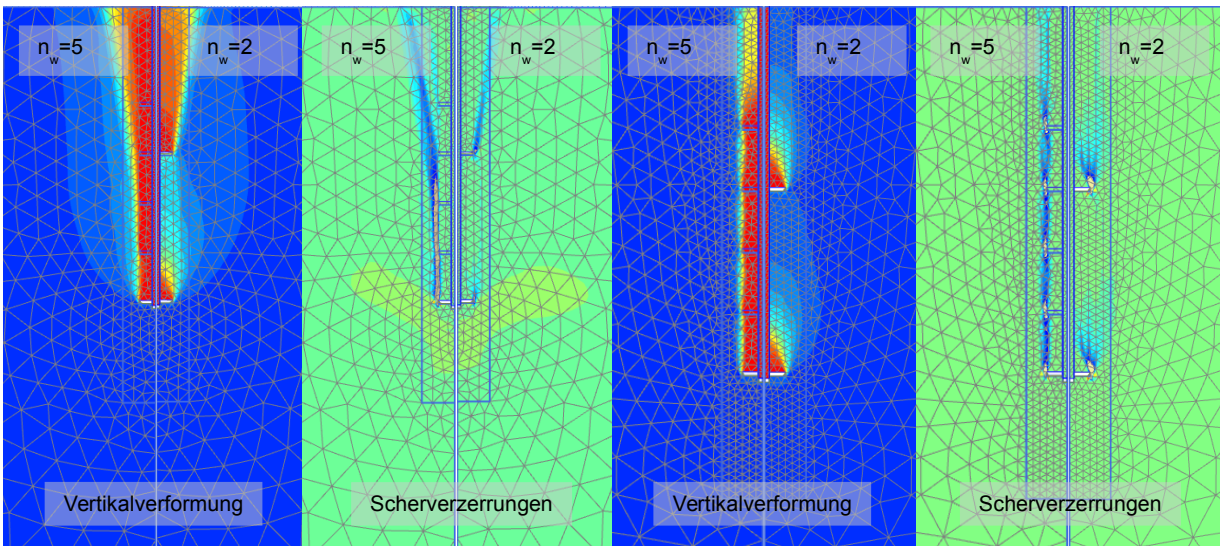


Abbildung E.3: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen für den Widerstand unter Zugbelastung im locker gelagerten Sand



(a) Einbindelänge im dichten Sand **(b)** Lagerungsdichte



(c) Wendelabstand im dichten Sand **(d)** Wendelabstand im lockeren Sand

Abbildung E.4: Vergleich der unterschiedlichen Einflussgrößen in den numerischen Berechnungen unter Zugbelastung

E.2 Parameter für das Hardening-Soil-Stoffgesetz der numerischen Parameterstudie

φ in °	12,5	15,0	18,5	23,0	28,5	32,5	35,0	37,5	43,5
γ_{unsat} in kN/m³	16,4	16,8	17,4	18,1	18,9	19,6	19,9	20,3	21,3
γ_{sat} in kN/m³	16,8	17,3	18,0	18,8	19,9	20,9	21,1	21,5	22,7
E_{50}^{ref} in kN/m²	344,1	545,1	1038	2376	6536	13,64E3	21,61E3	34,23E3	103,3E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ in kN/m²	344,1	545,1	1038	2376	6535	13,64E3	21,61E3	34,23E3	103,3E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ in kN/m²	2097	4664	8236	16,95E3	40,27E3	74,37E3	108,2E3	156,3E3	361,4E3
m [-]	0,95	0,95	0,95	0,89	0,79	0,71	0,66	0,61	0,50
c_{ref} in kN/m²	14,0	8,5	4,8	2,6	1,4	1,0	0,8	0,7	0,4
ψ in °	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	5,0	7,5	13,5
$K_0^{nc} = K_{0,x} = K_{0,z}$ [-]	0,7836	0,7412	0,6827	0,6093	0,5228	0,4627	0,4264	0,3912	0,3116
ν_{ur} [-]	0,20								
p_{ref} in kN/m²	100								
R_f [-]	0,90								
Tension cut-off	yes								
Tension strenght	0,00								
R_{inter} [-]	0,50								
OCR [-]	1,00								