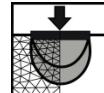


Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebungen

Jörg Bauer



Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. Oliver Reul

**Seitendruck auf Pfahlgründungen
in bindigen Böden infolge quer
zur Pfahlachse wirkender
Bodenverschiebungen**

Jörg Bauer

Heft 26

April 2016

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieur- und Umweltingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Oliver Reul

Dritter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Tag der mündlichen Prüfung: 29.10.2015

Institut für Geotechnik und Geohydraulik

Universität Kassel – Fachgebiet Geotechnik

Mönchebergstraße 7 – 34109 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

Telefax: (0561) 804 2651

Bibliographische Information der Deutschen Nationalbibliothek:

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie; detaillierte bibliographische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Zugl.: Kassel, Univ., Diss. 2015

ISBN: 978-3-7376-0124-5 (print)

ISBN: 978-3-7376-0125-2 (e-book)

URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-401252>

© 2016, kassel university press GmbH

www.upress.uni-kassel.de

Vorwort des Herausgebers

Mit diesem Heft wird die von Herrn Prof. Dr.-Ing. Heinrich Sommer im Jahr 1991 als Mitteilungen des Fachgebiets Grundbau, Boden- und Felsmechanik begonnene und vom meinem Vorgänger Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert als Schriftenreihe Geotechnik weiter geführte Herausgabe von Mitteilungen des Fachgebiets Geotechnik der Universität Kassel fortgesetzt.

Das vorliegende Heft 26 dokumentiert die wissenschaftliche Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Jörg Bauer, der sich in seiner Arbeit mit dem Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse, d. h. überwiegend horizontal wirkender Bodenverschiebungen beschäftigt. Horizontale Beanspruchungen von Pfählen lassen sich nach de Beer (1977) zum einen auf aktive und zum anderen auf passive horizontale Lasten zurückführen. Aktive horizontale Einwirkungen werden i. d. R. in Form von Kräften und Momenten am Pfahlkopf eingebracht und resultieren aus den Beanspruchungen des aufgehenden Bauwerks. Infolge von Bodenverschiebungen in weichen bindigen Böden ergeben sich passive horizontale Einwirkungen quer zur Pfahlachse, im Folgenden als Seitendruck bezeichnet. Herr Dr. Bauer hat auf der Grundlage von experimentellen, numerischen und analytischen Untersuchungen die maßgeblichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck bestimmt und neue Erkenntnisse über die Boden–Pfahl–Wechselwirkung gewonnen.

Im experimentellen Teil seiner Arbeit wurden von Herrn Dr. Bauer kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche unter Anwendung der PIV- (Particle Image Velocimetry-) Methode mit dem Tonersatzmaterial Kaolin durchgeführt. In dem darauffolgenden numerischen Teil zeigten Vergleichsberechnungen mit der Finite-Elemente-Methode gute Übereinstimmungen mit den Messwerten der 1g-Modellversuche sowie mit in der Literatur dokumentierten Versuchen. Für die anschließenden umfangreichen Parameterstudien unter Variation der maßgeblichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck wurde von Herrn Dr. Bauer ein validiertes FE-Ersatzmodell abgeleitet. Darüber hinaus erfolgte eine physikalische Zuordnung des konventionellen bodenmechanischen Lösungsansatzes für die Seitendruckberechnung zu existierenden strömungsmechanischen Ansätzen. Im letzten Bearbeitungsschritt wurde von Herrn Dr. Bauer auf Grundlage der Erkenntnisse der Modellversuche und der numerischen Parameterstudien ein Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung entwickelt und in verschiedenen Beispielberechnungen verifiziert.

Der von Herrn Dr. Bauer entwickelte Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen ermöglicht u. a. die Berücksichtigung des Einflusses der undrainierten Scherfestigkeit und der Steifigkeit des bindigen Bodens, der Pfahlgeometrie, der Pfahlrauhigkeit, der Gruppenwirkung sowie der Entfernung zwischen der seitendruckerzeugender Bodenauflast und dem Pfahl. Der Ingenieurpraxis steht damit ein Werkzeug zur Verfügung, das über die Ansätze der EA-Pfähle (2012) hinausgeht.

Oliver Reul

Vorwort des Autors

Die vorliegende Dissertationsschrift entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel in der Zeit von 10/2009 bis 04/2015 unter den Fachgebietsleitern Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert (bis 10/2010), Herrn Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz (Kommissarischer Leiter) und Herrn Prof. Dr.-Ing. Oliver Reul (ab 10/2012).

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert für das mir entgegengebrachte Vertrauen, seinem Interesse an meiner Arbeit und seiner stetigen Bereitschaft zur Diskussion meiner Ergebnisse. Auch war er für mich als Betreuer der Arbeit stets ein wichtiger Ratgeber. Herrn Prof. Dr.-Ing. Oliver Reul danke ich, dass er mich als Wissenschaftlichen Mitarbeiter am Fachgebiet übernahm und mir die notwendigen zeitlichen Freiräume zur Bearbeitung meiner Arbeit einräumte. Sein gründliches Lesen meiner Arbeit und die daraus resultierenden Diskussionen waren zudem sehr hilfreich für mich. Für die bereitwillige Übernahme seiner Gutachtertätigkeit und seine hilfreichen Anmerkungen zur Verdeutlichung meiner Ergebnisse bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann. Weiterhin sei Herrn Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz und Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Kuhl für ihre Mitwirkung in der Prüfungskommission gedankt.

Insbesondere meine Anfangszeit am Fachgebiet empfinde ich rückblickend als besondere Erfahrung in einer hilfsbereiten, familiären und aber auch arbeitsintensiven Atmosphäre, die mir den Einstieg in die Forschungstätigkeit erleichterte. Auch denke ich gern an die geselligen Stunden außerhalb der Arbeit zurück. Dafür bedanke ich mich bei meinen ehemaligen wissenschaftlichen Kollegen am Fachgebiet Dr.-Ing. Berhane Gebreselassie, Dr.-Ing. Patrick Becker, Dr.-Ing. Florian Hörtkorn, Dr.-Ing. Jan Lüking, Isabella Mrugalla sowie Dr.-Ing. Sebastian Thomas und freue mich über die daraus entstandenen Freundschaften.

In der schwierigen Zeit von 10/2010 bis 9/2012, in der ich ab 07/2011 der einzige Wissenschaftliche Mitarbeiter am Fachgebiet war, standen mir bei der Aufrechterhaltung der Lehre meine beiden damaligen Hiwis Christoph Niemann und Stefan Wagner unterstützend zur Seite, die darüber hinaus durch ihre Diskussionsbereitschaft, ihren Arbeitseinsatz, aber auch ihren freundschaftlichen Einfluss ihren Anteil an dieser Arbeit haben. Die vorliegende Dissertation hätte zudem nicht entstehen können, wenn sich nicht Herr Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz und Herr Prof. Dr.-Ing. Peter Racky gegenüber den Interessen der Universität für das Verbleiben der vorhandenen Mittel im Fachgebiet und damit dem Fortbestehen meiner Anstellung als Wissenschaftlicher Mitarbeiter eingesetzt hätten. Für unsere gemeinsame Organisation des

Fachgebietes und der sehr angenehmen Arbeitsatmosphäre besonders während der Interimsphase gilt mein Dank unserer Sekretärin, Frau Christiane Heiss, und unserem Laboringenieur Herrn Dirk Griesel.

Für seinen maßgeblichen Einsatz bei der Konstruktion des Versuchskastens und seine ausdauernde Hilfe bei der Durchführung meiner Laborversuche sei Stefan Wagner gedankt. Weiterhin stand mir Herr Dirk Griesel stets zu allen Fragen der Mess- und Computertechniker zur Seite. Bei der Durchführung meiner bodenmechanischen Laborversuche konnte mir unser damaliger Laborant Herr Thomas Thielemann mit seiner Erfahrung so manche Hilfe leisten. Für die Unterstützung bei den numerischen Berechnungen in Form von studentischen Abschlussarbeiten und darüber hinausgehenden Diskussionen möchte ich mich bei Herrn Christoph Niemann und Herrn Aljoscha Franzen bedanken. Aufgrund der wissenschaftlichen Auseinandersetzung von Herrn Andreas Kirchner mit dem Thema in den Jahren 2002 bis 2004 konnte ich bereits auf eine umfangreiche Zusammenstellung an Literatur zurückgreifen, die von Frau Isabella Mrugalla und Herrn Dr.-Ing. Berhane Gebreslassie anschließend noch ergänzt wurde.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Patrick Becker für seine stetige, bereitwillige Diskussionsbereitschaft, seine Anregungen zu meiner Arbeit und der bereitwilligen Vermittlung seiner Erfahrungen im wissenschaftlichen Arbeiten.

Mit ihrer mentalen Unterstützung hat meine langjährige Lebensgefährtin Julia Beinroth einen erheblichen Anteil an dieser Arbeit. Insbesondere in den Arbeitsphasen, in denen nichts gelingen wollte, konnte Sie mir die notwendige Zuversicht geben und mir bei der Sortierung und Zielführung meiner Gedanken helfen. Auch ließ sie mir geduldig die notwendige Zeit, die eine solche Arbeit erfordert.

Letztlich bedanke ich mich bei meiner Mutter Birgitt Bauer, die mich stets unterstützt und mir meinen Werdegang erst ermöglicht hat.

Jörg Bauer

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
2 Zum Kenntnisstand über Seitendruck auf Pfahlgründungen	6
2.1 Allgemeines.....	6
2.2 Frühe Ansätze zum Seitendruck auf Pfähle	6
2.2.1 Arbeiten von Brinch Hansen/Lundgren, Schenk/Smolczyk und Wenz.....	6
2.2.2 Bewertung der Seitendruckansätze.....	9
2.2.3 Geschwindigkeitsabhängigkeit der undrainierten Kohäsion	9
2.3 Berechnungskonzepte zur praktischen Anwendung in Deutschland	11
2.3.1 Grundzüge der ersten Erarbeitung eines Berechnungskonzeptes	11
2.3.2 Derzeit gültige Regelung zum Seitendruck	12
2.4 1g- und Zentrifugen-Modellversuche.....	14
2.4.1 Allgemeines	14
2.4.2 Erkenntnisse zum Verhalten des Bodens im Pfahlnahbereich beim Umfließen	15
2.4.3 Versuchsergebnisse zur Größe des Seitendrucks auf Einzelpfähle	16
2.4.4 Versuchsergebnisse zur Größe des Seitendrucks auf Gruppenpfähle	19
2.4.5 Einfluss der Pfahlquerschnittform und -abmessung auf den Seitendruck	22
2.4.6 Größe der Bodenverschiebung bei voller Mobilisierung des Seitendrucks...	23
2.4.7 Verteilung des Seitendrucks über die Pfahleinbindetiefe.....	24
2.4.8 Zeiteffekte bei und nach Aufbringung der seitendruckerzeugenden Auflast	26
2.4.9 Zur Ausbildung einer möglichen Bettung des Pfahls in den bindigen Bodenschichten.....	29
2.5 Numerische Analysen.....	30
2.5.1 2-D Berechnung versus 3-D Berechnung	30
2.4.2 Zusammenstellung von Ergebnissen aus der Literatur.....	30
2.6 Zusammenstellung von Berechnungsansätzen.....	32
2.7 In situ-Versuche	35
2.8 Maßnahmen zur Reduktion des Seitendrucks	38
2.9 Vergleich von Ansätzen zur Seitendruckberechnung auf Einzelpfähle	38
2.10 Zusammenfassende Bewertung der Erkenntnisse aus der Literatur.....	41
3 Modellversuche	42
3.1 Konzeption und Zielsetzung.....	42
3.2 Modelltheorie für 1g-Versuche	43
3.3 Versuchsaufbau und Messtechnik	44
3.3.1 Versuchsstand	44
3.3.2 Erweiterung des Versuchsstandes für Untersuchungen mit Pfahlgruppen....	48

3.3.3	Messtechnik	49
3.3.4	Foto-optische Versuchstechnik (PIV).....	49
3.3.5	Porenwasserdruckmessung am Pfahlschaft	50
3.4	Auswahl, Eignung und Kenngrößen des Bodens der Modellversuche	51
3.5	Versuchsvorbereitung und Bodeneinbau.....	53
3.6	Versuchsdurchführung und Bestimmung der Bodenparameter	55
3.7	Grundlagen zur Darstellung der Versuchsergebnisse	55
3.8	Versuchsprogramm und Versuchsergebnisse.....	57
3.8.1	Versuche an Einzelpfählen	57
3.8.2	Versuche an Pfahlquerreihen und Pfahllängsreihen	73
3.9	Zusammenfassende Bewertung.....	81
4	Materialverhalten normalkonsolidierter, bindiger Böden	83
4.1	Allgemeines.....	83
4.2	Grundlagen zu anisotropen und viskosen Materialeigenschaften	84
4.2.1	Anisotropes (spannungspfadabhängiges) Steifigkeits- und Festigkeitsverhalten	84
4.2.2	Undrainiertes (volumenkonstantes) Kriechen	87
4.2.3	Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit....	87
4.2.4	Drainiertes und tertiäres Kriechen	92
4.3	Benchmark Stoffmodelle und numerische Simulation.....	92
4.4	Zusammenfassende Bewertung.....	95
5	Numerische Untersuchungen der Modellversuche und an ausgewählten Projekten 96	
5.1	Auswahl der Versuche und Zielsetzung.....	96
5.2	Modellbildung und Programmsystem	97
5.3	Numerische Analyse der Modellversuche.....	100
5.3.1	Numerisches Modell	100
5.3.2	Analyse ausgewählter Modellversuche mit Einzelpfählen.....	102
5.3.3	Analyse des Pfahlgruppenverhaltens	109
5.4	Beschreibung Projekt I	111
5.4.1	Allgemeines	111
5.4.2	Baugrundverhältnisse.....	111
5.4.3	Versuchsrandsbedingungen.....	112
5.4.4	Versuchsbeschreibung und Messergebnisse.....	114
5.4.5	Numerische Analyse	115
5.5	Beschreibung Projekt II.....	124
5.5.1	Allgemeines	124
5.5.2	Baugrundverhältnisse.....	124

5.5.3	Versuchsrandbedingungen.....	125
5.5.4	Versuchsbeschreibung und Messergebnisse.....	126
5.5.5	Numerische Analyse.....	127
5.6	Vergleich des numerisch abgeleiteten Seitendrucks mit Berechnungsansätzen aus der Literatur	139
5.7	Ableitung eines vereinfachten Pfahlgruppen- und Einzelpfahlmodells	141
5.7.1	Allgemeines	141
5.7.2	Lagerrandbedingungen der Pfahlgründung	141
5.7.3	Vereinfachtes numerisches Modell und Systemabhängigkeiten	145
5.7.4	Systemrandbedingungen des vereinfachten numerischen Pfahlgruppenmodells und Einzelpfahlmodells für die folgenden Untersuchungen.....	150
5.8	Zusammenfassende Bewertung	153
6	Numerische Parameterstudien zur Seitendruckeinwirkung auf Pfahlgründungen 155	
6.1	Konzeption und Zielsetzung.....	155
6.2	Kenngrößen für die Beurteilung der Berechnungsergebnisse	155
6.3	Numerische Modelle für Untersuchungen am Einzelpfahl	157
6.3.1	Modellgeometrie und Diskretisierung	157
6.3.2	Berechnungskenngrößen des Basismodells	159
6.3.3	Berechnungsschritt	161
6.3.4	Vergleichsberechnungen mit dem Basismodell mit <i>Plaxis</i> und <i>Tochnog</i> ...	161
6.3.5	Berechnung der Grundbruchspannungen des Bodens	162
6.3.6	Ableitung der undrainierten Kohäsion c_u aus den effektiven Bodenkenngrößen	163
6.3.7	Vergleich von Berechnungsergebnissen bei Vorgabe von effektiven und undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern	163
6.3.8	Variation der Parameter des numerischen Modells	164
6.4	Berechnungsergebnisse zur Seitendruckeinwirkung auf Einzelpfähle	166
6.4.1	Entwicklung der Seitendrucks mit der Größe der Bodenauflast.....	166
6.4.2	Einfluss der untersuchten Parameter auf das Boden- und Pfahlverhalten...	168
6.4.3	Zusammenfassende Darstellung des Einflusses der untersuchten Parameter auf das Boden- und Pfahlverhalten.....	175
6.4.4	Verteilung der Seitendruckeinwirkung auf den Pfahl.....	176
6.4.5	Einfluss von Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht.....	178
6.4.6	Untersuchungen zu Zeiteffekten bei der Ausbildung des Seitendrucks	181
6.5	Einfluss des Abstandes von Pfählen zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast (Entfernungseinfluss)	184
6.5.1	Geometrie und Diskretisierung des numerischen Modells	184
6.5.2	Berechnungskenngrößen und Parametervariationen	185
6.5.3	Berechnungsergebnisse zum Entfernungseinfluss	186

6.6 Pfahlgruppenverhalten	190
6.6.1 Geometrie und Diskretisierung des numerischen Modells	190
6.6.2 Berechnungskenngrößen und Parametervariationen	191
6.6.3 Berechnungsergebnisse zum Pfahlgruppenverhalten	193
6.7 Zusammenfassende Bewertung.....	197
7 Strömungsmechanische Einordnung und Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen	199
7.1 Allgemeines.....	199
7.2 Anwendung der Strömungsmechanik auf die Fließdruckausbildung.....	201
7.2.1 Grundlagen.....	201
7.2.2 Vergleich der Parameterabhängigkeit des Seitendrucks und des Ansatzes nach der Strömungsmechanik.....	204
7.2.3 Boden als nichtnewtonsches Fluid.....	206
7.2.4 Anwendung der Strömungsmechanik auf die Modellversuche mit Einzelpfählen	208
7.2.5 Beispielhafte Berechnungen des Fließdrucks mit dem strömungs- mechanischen Ansatz und Vergleich mit konventionellen c_u -Ansätzen	211
7.2.6 Zusammenfassende Bewertung des strömungsmechanischen Ansatzes	215
7.3 Bewertung des Erddruckansatzes nach EA-Pfähle	217
7.4 Ableitung eines Näherungsansatzes zur Prognose der Einflussfaktoren auf den Seitendruck	221
7.4.1 Allgemeines und Berechnungsansatz	221
7.4.2 Einfluss von Boden- und Pfahlrandbedingungen im Anfangszustand	222
7.4.3 Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht.....	222
7.4.4 Entfernungseinfluss	224
7.4.5 Pfahlgruppenverhalten	225
7.4.6 Zeiteffekte bei der Auflastaufbringung und Langzeiteffekte	226
7.4.7 Verteilung der Seitendruckeinwirkung in der bindigen Bodenschicht.....	226
7.5 Zusammenfassende Darstellung des Näherungsansatzes.....	229
7.5.1 Allgemeines	229
7.5.2 Seitendruckeinwirkung auf Pfähle	229
7.5.3 Notwendigkeit einer Pfahlbemessung auf Seitendruck	230
7.5.4 Ermittlung der charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck	230
7.5.5 Verteilung des Seitendrucks über die einwirkende Bodenschicht.....	237
7.5.6 Ermittlung der Bemessungsgrößen der Einwirkungen bzw. der Beanspruchung der Pfähle	239
7.6 Berechnungsbeispiele.....	240
7.6.1 Allgemeines	240
7.6.2 Probebelastung neben einem Einzelpfahl im geschichteten Baugrund	241

7.6.3	Zentrifugen-Modellversuch mit einer Bodenauflast neben einer Pfahlgruppe.....	243
7.6.4	Probebelastung neben einer Pfahlgruppe im Baugrund mit Sandeinlagerung.....	246
7.6.5	Probebelastung neben einem Einzelpfahl im weitgehend homogenen Baugrund.....	250
7.6.6	In situ-Versuch mit einer Hinterfüllung eines Brückenwiderlager.....	252
7.7	Zusammenfassende Bewertung.....	256
8	Zusammenfassung	257
	Summary	260
9	Literaturverzeichnis	263

Anhänge

- Anhang A: Liste häufig verwendetes Symbole und Abkürzungen
- Anhang B: Erläuterungen zur PIV-Methode bei den Modellversuchen
- Anhang C: Boden der Modell- und Laborversuche (Kaolin)
- Anhang D: Messtechnik bei den Modellversuchen
- Anhang E: Zusammenstellung der Modellversuche
- Anhang F: Stoffmodelle und vergleichende numerische Simulationen
- Anhang G: Ermittlung der Spannungen auf die Pfahlelemente und Ergebnisdarstellungen aus den FE-Berechnungen
- Anhang H: Zusammenstellung von Ergebnissen der numerischen Parameterstudien
- Anhang I: Ergebnisse von Viskositätsuntersuchungen bindiger Böden aus der Literatur
- Anhang J: Bestimmung der Horizontalspannung im Boden infolge einer Bodenauflast/Aufschüttung
- Anhang K: Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen basierend auf der Horizontalspannung im Boden
- Anhang L: Ergänzungen zu den Berechnungsbeispielen

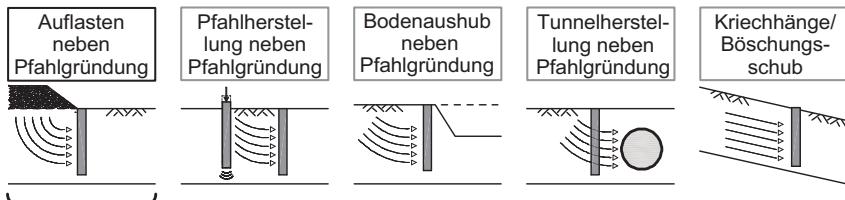
1 Einleitung

Neben dem axialen Lastabtrag der Einwirkungen aus dem aufgehenden Bauwerk in tragfähige Bodenschichten werden Pfahlgründungen oftmals auch quer (horizontal) zur Pfahlachse beansprucht. Nach *de Beer* (1977) können diese Einwirkungen unterschieden werden in:

- „aktive“ horizontale Einwirkungen und
- „passive“ horizontale Einwirkungen.

Aktive, horizontale Einwirkungen werden i. d. R. in Form von äußeren Kräften und Momenten am Pfahlkopf eingebracht und entstehen aus den ständigen und veränderlichen Beanspruchungen des aufgehenden Bauwerks. Ursachen von passiven, horizontalen Einwirkungen nennen z. B. *Fedders* (1978) und *Chen* (1994), zusammengefasst dargestellt in Bild 1.1. Die vorliegende Arbeit beschränkt sich zunächst auf den Standardfall der Lastanordnung neben einer Pfahlgründung (z. B. Aufschüttung). Sinngemäß lassen sich die gewonnenen Erkenntnisse anschließend auf die anderen in Bild 1.1 dargestellten Ursachen und Einwirkungsformen übertragen. Eine weitere, ähnliche Einwirkungsform sind Zusatzbeanspruchungen von Schrägpfählen aus Baugrundverformungen, die hier ebenfalls nicht behandelt werden.

Ursachen für passive, horizontale Einwirkungen auf Pfahlgründungen:



In dieser Arbeit untersuchte Ursachen infolge von Bodenaulasten:

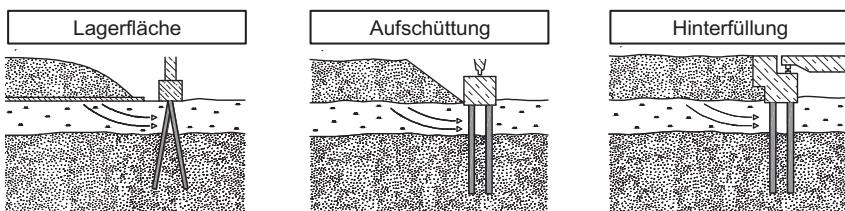


Bild 1.1: Mögliche Ursachen für passive, horizontale Einwirkungen auf Pfahlgründungen (oben) und in dieser Arbeit untersuchte Ursachen infolge von Bodenaulasten (unten) nach *Fedders* (1978) und *Chen* (1994)

In der deutschsprachigen Literatur sind für passive, horizontale Einwirkungen insbesondere die Begriffe Seitendruck und Fließdruck gebräuchlich. Diese werden i. d. R. mit der horizontalen Bewegung von bindigen Böden, z. B. infolge vertikaler Bodenauflasten, in Verbindung gebracht, die quer zur Pfahlachse belastend auf Pfahlgründungen einwirken. In DIN 1054 (2010) und EA-Pfähle (2012) wird diese Pfahleinwirkung auch als „Einwirkung aus dem Baugrund“ und in DIN EN 1997-1 (2014) als „Einwirkung durch Bodenverschiebung“ bezeichnet.

In der vorliegenden Arbeit wird eine passive, horizontale Einwirkung auf Pfahlgründungen mit dem übergeordneten Begriff „Seitendruck“ bezeichnet. Tritt diese Einwirkung in „weichen, bindigen Boden“ auf, wird der Begriff „Fließdruck“ verwendet. Dabei ist ein „weicher, bindiger Boden“ (*soft soil*) ein i. d. R. normalkonsolidierter, bindiger oder organischer Boden in weicher bis flüssiger Konsistenz.

Für eine qualitative sowie quantitative Untersuchung zum Seitendruck sind nach Franke/Schuppener (1982) insbesondere zwei Fragestellungen zu behandeln:

- Wie groß ist die zu erwartende horizontale Bodenbewegung?
- Welcher Seitendruck wird dabei auf den Pfahl ausgeübt?

Die bisher üblichen bodenmechanischen Lösungsansätze sind:

- Seitendruck auf Pfähle infolge einer Differenz des Erddrucks,
- Seitendruck infolge Fließen des Bodens um die Pfähle.

Sowohl bei Erd- wie auch Fließdruck tritt mit zunehmender Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden eine zunehmende Einwirkung auf die Pfähle auf, bis diese bei einem Grenzzustand ihren Maximalwert findet. Die bodenmechanischen Mechanismen sind jedoch nicht unmittelbar vergleichbar. Von einem Fließdruck wird im Allgemeinen ausgegangen, wenn ein Boden ansteht, der zum Fließen und Kriechen neigt. Der Fließdruck ist demnach ein viskoser Vorgang und wirkt in Form eines Staudrucks auf einen Pfahl. Steht dagegen ein wenig bis nicht fließ- und kriechfreudiger, bindiger Boden oder ein nichtbindiger Boden an, sind ggf. alternative bodenmechanische Mechanismen oder Berechnungen mittels Erddrucktheorien maßgebend.

Die EA-Pfähle (2012) vergleicht in demselben Boden einen Fließ- mit einem Erddruck jeweils im Grenzzustand, wobei die kleinere resultierende Einwirkung auf den ungünstigsten Pfahl in einer Pfahlgruppe für alle Pfähle maßgebend wird. Als ungünstiger Pfahl gilt im Allgemeinen der am nächsten zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast stehende. Bild 1.2 stellt den Ansatz nach EA-Pfähle (2012) und den in der vorliegenden Arbeit verfolgten An-

satz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen gegenüber. Neben der Betrachtung von Grenzzuständen soll auch eine Untersuchung der Vorbruchzustände bzw. Teilausnutzungsgrade erfolgen.

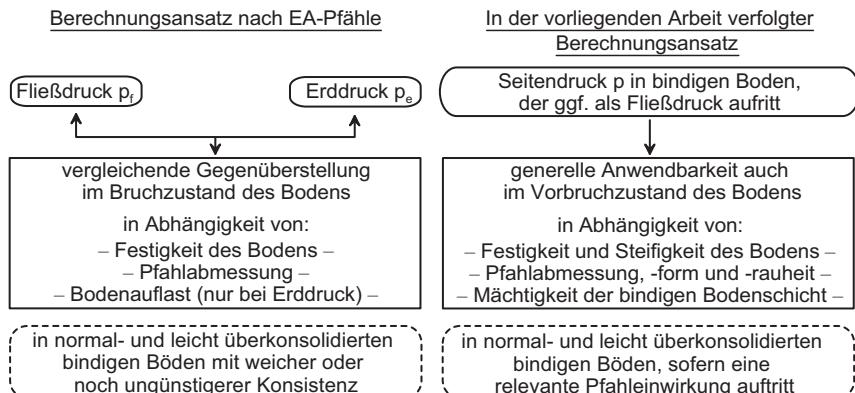


Bild 1.2: Nach EA-Pfahle (2012) und in der vorliegenden Arbeit verfolgte Konzeption eines Ansatzes zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen mit Begriffsabgrenzungen und Bezeichnungen

Die in großer Anzahl vorliegenden Forschungsarbeiten zum Thema beschäftigten sich zu meist mit der größtmöglichen Abschätzung des Seitendrucks im Bruchzustand in Abhängigkeit der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens. In der Regel werden dabei keine Bodenbeschaffenheiten oder Grenzwerte für die undrainierten Kohäsion c_u des Bodens angegeben, bei denen diese Ansätze ihre Gültigkeit verlieren. Es wird demnach davon ausgegangen, dass mit steigender undrainierter Kohäsion des Bodens auch mit einem kontinuierlich zunehmenden Seitendruck auf Pfahlgründungen zu rechnen ist.

Bild 1.3 stellt einige in der Literatur vorgeschlagene Berechnungsansätze dem in situ gemessenen Seitendruck zweier Projekte vergleichend gegenüber. Zu näheren Angaben siehe Abschnitt 2.7 und Abschnitt 2.9. Die unterschiedlichen Ergebnisse in Bild 1.3 legen bereits nahe, dass bei den derzeit vorliegenden Ansätzen von einer wissenschaftlichen Absicherung nicht ausgegangen werden kann.

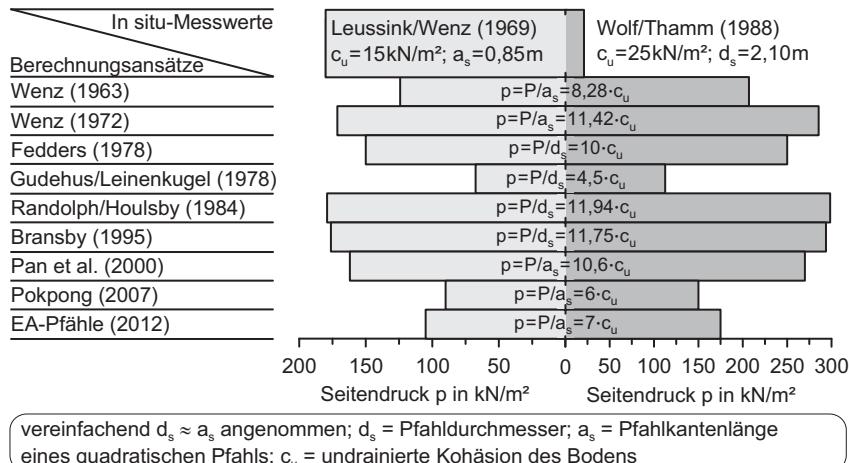


Bild 1.3: Gegenüberstellung von Berechnungsansätzen aus der Literatur zu in situ-Messwerten der Seitendruckeinwirkung auf Pfähle

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Ableitung einer Modellvorstellung der bodenmechanischen Vorgänge im Pfahlnahbereich, wenn dem Pfahl eine horizontale Einwirkung aus dem Baugrund widerfährt. Grundlage der Untersuchungen sind insbesondere normalkonsolidierte und leicht überkonsolidierte, bindige Böden. Weiterhin untersucht wurde in Abhängigkeit der Bodenbeschaffenheit die Abgrenzung eines zu erwartenden Fließdrucks gegenüber alternativen bodenmechanischen Mechanismen. Ggf. ist bei sehr hohen Scherfestigkeiten des Bodens damit zu rechnen, dass aufgrund der hohen Tragfähigkeit des Bodens keine relevante Einwirkung auf die Pfähle mehr auftreten. Zudem erfordert der vorliegende unzureichende Kenntnisstand zum Verhalten von Gruppenpfählen unter Seitendruckeinwirkung, zur Pfahleinwirkung bei großer Entfernung zwischen Pfahlgründung und seitendruckerzeugender Bodenauflast sowie zum Langzeitverhalten des Seitendrucks eine weiterführende Untersuchung.

Letztlich wird ein vereinfachter Ansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen hergeleitet, der in Abhängigkeit von Bodenparametern und geometrischen Randbedingungen eine Berechnung der Einwirkungen infolge Fließ- bzw. Seitendruck auf Pfahlgründungen möglich macht.

Bild 1.4 stellt die Gliederung sowie die Bearbeitungsschritte der vorliegenden Arbeit schematisch zusammen.

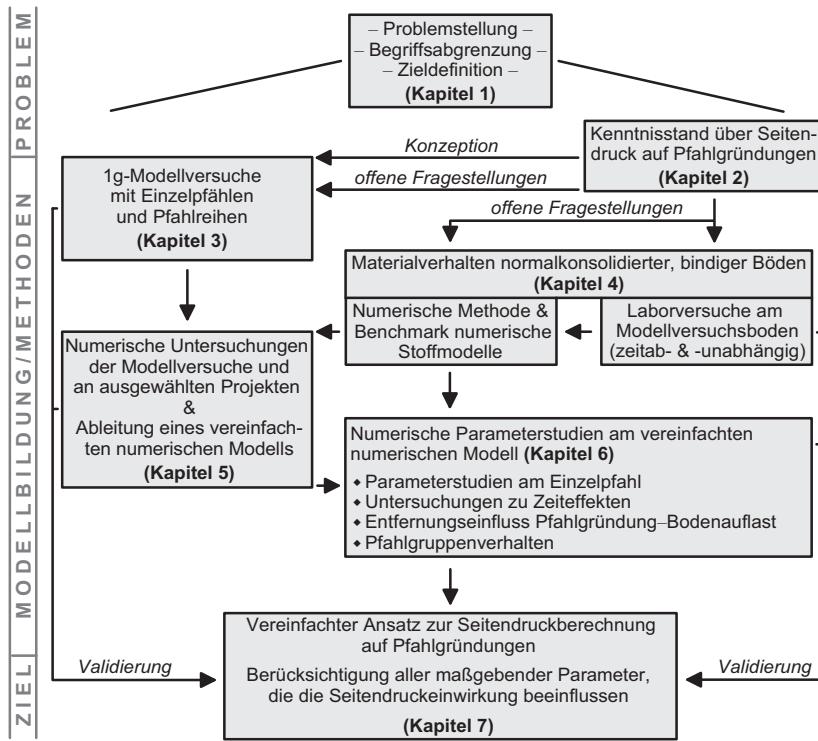


Bild 1.4: Gliederung und Bearbeitungsschritte der vorliegenden Arbeit

2 Zum Kenntnisstand über Seitendruck auf Pfahlgründungen

2.1 Allgemeines

Zum Seitendruck auf Pfahlgründungen wurde seit den 60iger Jahren des letzten Jahrhunderts vielfältige Forschung betrieben, ohne dass bisher ein allgemein anerkanntes Berechnungskonzept für die Praxis hergeleitet werden konnte. Auch unterscheiden sich die vorgeschlagenen Ansätze teils sehr stark hinsichtlich ihrer Größenmäßigen Belastungsfiguren auf die Pfähle, ihrer Belastungsverteilung über die Pfahltiefe sowie den theoretischen Berechnungsgrundlagen und konzeptionellen Berechnungsvorgehen.

Die im Folgenden ausgewerteten und zusammengestellten Veröffentlichungen zum Thema umfassen insbesondere Berechnungsansätze, Modellversuche sowie in situ-Versuche. Zudem wurden erste Erkenntnisse abgeleitet. Ergänzend zu der Begriffsabgrenzung im Kapitel 1 ist zunächst eine verfeinerte Terminologie notwendig, die dem Umstand gerecht wird, dass die in der Literatur dargestellten Ergebnisse oft nicht hinreichend genau definiert sind. Dabei sind zu unterscheiden:

- Seitendruck p_E abgeleitet nur auf der Seite des Pfahls, die vom Boden angeströmt wird. Eine mögliche Bettung des Pfahls wurde nicht berücksichtigt.
- Seitendruck p abgeleitet aus der Gesamtreaktion des Pfahls.
- Seitendruck p_x , wobei die genaue Ableitung nicht näher erläutert ist.

Zu beachten ist, dass ein Fließ- oder Seitendruck stets eine Spannung ist, doch werden in der Literatur häufig auch daraus abgeleitete Kräfte als Drücke bezeichnet. Die Terminologie dieser Arbeit folgt den physikalisch korrekten Bezeichnungen. Kräfte erhalten Großbuchstaben.

Anhang A enthält eine Zusammenstellung häufig verwendeter Abkürzungen und Formelzeichen.

2.2 Frühe Ansätze zum Seitendruck auf Einzelpfähle

2.2.1 Arbeiten von Brinch Hansen/Lundgren, Schenk/Smolczyk und Wenz

Bis in die 1960iger Jahre herrschte die Ansicht, dass auf in Böschungen stehenden Pfählen beidseitig ein nahezu identischer Erddruck wirkt, sofern die Böschung standsicher ist. Aber auch im Fall einer fließenden Böschung wurden aufgrund der relativ kleinen Pfahlbreiten keine maßgebenden Drücke erwartet (Steinfeld, 1983). Allerdings wurden diese Betrach-

tungsweisen zunehmend angezweifelt. Auch sorgten Weiterentwicklungen in der Maschinen-technik dafür, dass häufiger größere Pfahldurchmesser ausgeführt wurden. Erste theoretische Ansätze zur Seitendruckproblematik wurden entwickelt.

Von *Brinch Hansen/Lundgren (1960)* wurde ein Ansatz in Abhängigkeit der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens und des Pfahldurchmessers d_s bzw. der Pfahlkantenlänge a_s für die Ermittlung der Seitendruckkraft P auf Pfähle angegeben mit:

$$P = 7,5 \cdot c_u \cdot a_s \quad \text{für quadratische Pfähle} \quad (2.1 \text{ a})$$

$$P = 6,4 \cdot c_u \cdot d_s \quad \text{für runde Pfähle} \quad (2.1 \text{ b})$$

Diese Gleichungen sind aus der Grundbruchformel entwickelt. Der Ansatz nach *Schenk/Smoltczyk (1966)* geht davon aus, dass sich aufgrund der geringen Fließgeschwindigkeit des Bodens kein Staudruck vor den Pfählen aufbaut. Der Pfahl durchschneidet den Boden wie ein Messer und lediglich die seitlichen Reibungswiderstände erzeugen eine Seitendruckkraft auf Pfähle. Durch vektorielle Addition der in Bild 2.1 gezeigten Grenzlinien ergibt sich die Seitendruckkraft P auf Pfähle mit:

$$P = 3,4 \cdot c_u \cdot a_s \quad \text{für quadratische Pfähle} \quad (2.2 \text{ a})$$

$$P = 2,6 \cdot c_u \cdot d_s \quad \text{für runde Pfähle} \quad (2.2 \text{ b})$$

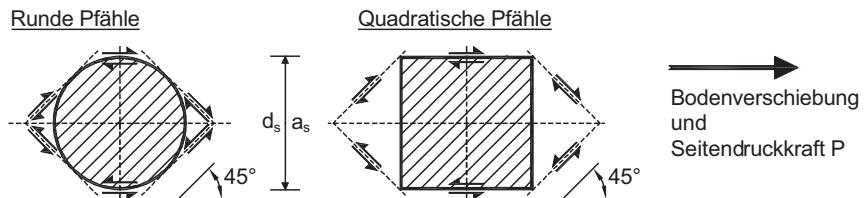


Bild 2.1: Grenzlinien der Pfahlumströmung nach *Schenk/Smoltczyk (1966)*

Wenz (1963) verfolgte die These einer sich zusammensetzenden Seitendruckkraft aus:

$$P = P_0 + P_{\text{fließ}} \quad (2.3)$$

Zunächst ergibt sich ein Anteil P_0 beim Umfließen des Pfahls. Die Auflast auf den Untergrund ist gerade so groß, dass die undrainierte Kohäsion c_u des Bodens im Pfahlnahbereich überschritten ist. Erhöht sich die Auflast, bleibt P_0 zunächst bis zum Überschreiten der Bruchlast des Untergrunds konstant. Erst dann erhöht eine merklich zunehmende Fließgeschwindigkeit des Untergrunds die Seitendruckkraft P um den Anteil $P_{\text{fließ}}$.

Auf theoretischer Grundlage berechnete *Wenz (1963)* beide Anteile, konnte aber einen vernachlässigbaren Einfluss von $P_{\text{fließ}}$ gegenüber P_0 feststellen. $P_{\text{fließ}}$ schätzte er unter der Voraussetzung eines *Bingham*-Fluides ab, d. h. die Schubspannung am Pfahl erhöht sich linear mit der Verformungsgeschwindigkeit des Bodens. P_0 ergibt sich nach *Prandtl (1920)* aus der Kraft, die zum Eindrücken eines starren Körpers in einen Halbraum gefüllt mit einem plastischen, inkompressiblen Medium notwendig ist (Bild 2.2 a), wobei die (rheologische) Nachgegebene τ_0 des Mediums (ideal-viskoses Verhalten, d. h. Bruchzustand) unterhalb des starren Körpers vollständig erreicht ist. Für $\tau_0 = c_u$ gilt:

$$P_0 = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot a_s = 5,14 \cdot c_u \cdot a_s \quad (2.4 \text{ a})$$

Übertragen auf einen Vollraum und für $\tau_0 = c_u$ ermittelte *Wenz (1963)* zwei mögliche Fälle:

- Der Pfahl ist vollständig von Boden umhüllt (Bild 2.2 b)

$$P_0 = (2 + 3 \cdot \pi) \cdot c_u \cdot a_s = 11,42 \cdot c_u \cdot a_s \quad (2.4 \text{ b})$$

- Der Boden kann in einem freien Raum hinter dem Pfahl eindringen (Bild 2.2 c)

$$P_0 = (2 + 2 \cdot \pi) \cdot c_u \cdot a_s = 8,28 \cdot c_u \cdot a_s \quad (2.4 \text{ c})$$

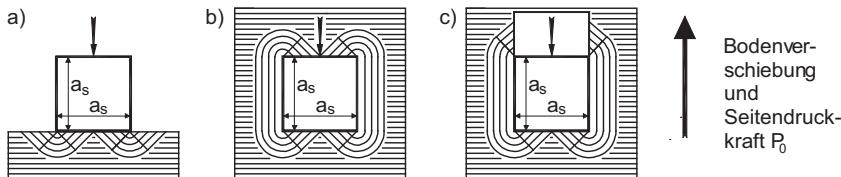
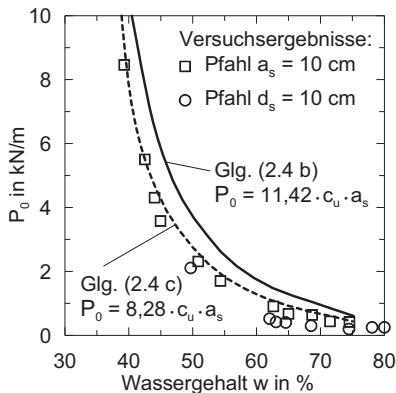


Bild 2.2: Horizontaler Schnitt durch Untergrund und starren Körper: a) auf Halbraum nach *Prandtl (1920)*; b) und c) im Vollraum nach *Wenz (1963)* mit freiem Raum in c)

Gute Übereinstimmung zwischen Messungen aus 1g-Modellversuchen und theoretischen Berechnungsergebnissen, jeweils ermittelt für varierte Wassergehalte und damit sich ändernder undrainierter Kohäsion c_u des Bodens, stellte *Wenz (1963)* für Gleichung (2.4 c) fest (Bild 2.3). *Wenz (1972)* schlug für Ermittlung des Seitendrucks auf einen Pfahl jedoch die Lösung nach Gleichung (2.4 b) vor, da er davon ausging, dass Pfähle unter baupraktischen Spannungszuständen i. d. R. vollständig von Boden umhüllt sind.

Die Ergebnisse der 1g-Modellversuche von *Wenz (1963)* sind detailliert im Abschnitt 2.4 behandelt.

**Bild 2.3:**

Gegenüberstellung der theoretisch und experimentell aus 1g-Modellversuchen ermittelten Seitendruckkraft P_0 über den Wassergehalt w des Bodens nach Wenz (1963)

2.2.2 Bewertung der Seitendruckansätze

Die dargestellten frühen Ansätze zeigen, dass sich für die Untersuchungen zur Größe des Seitendrucks i. d. R. auf ein System horizontal herausgeschnittener Scheiben beschränkt wurde. Es bildete sich die Form nach Gleichung (2.5) heraus, die die Grundlage für die meisten nachfolgenden Untersuchungen zur Seitendruckproblematik darstellte. Die Frage nach der Größe der Seitendruckkraft P auf einen Pfahl beschränkt sich in der Literatur demnach überwiegend auf die Bestimmung des Faktors χ .

$$P = \chi \cdot c_u \cdot d_s \quad \text{bzw.} \quad P = \chi \cdot c_u \cdot a_s \quad (2.5)$$

Bezüglich der Baugrundreaktion wurde sich bei der Seitendruckproblematik auf den Anfangszustand (Scherfestigkeit des undrainierten Bodens) beschränkt. Je nach Größe der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens ist entsprechend der Definition in Kapitel 1 die Seiten druckkraft P bei einem weichen, bindigen Boden als Fließdruckkraft zu interpretieren, was ggf. auch unterschiedliche Bruchmechanismen im Pfahlnahbereich voraussetzt.

2.2.3 Geschwindigkeitsabhängigkeit der undrainierten Kohäsion

Aufbauend auf der Arbeit von Leinenkugel (1976) übertrugen Gudehus/Leinenkugel (1978) und Winter (1979, 1980) die Abhängigkeit der undrainierten Kohäsion c_u von der Verformungsgeschwindigkeit des Bodens auf die Seitendruckproblematik.

Gudehus/Leinenkugel (1978) vollzogen eine physikalische Analogie des *logarithmischen Zähigkeitsgesetzes* nach *Leinenkugel (1976)* zum Fließgesetz von *Prandtl/Eyring* für strukturviskose Flüssigkeiten. Zur Beschreibung dieses Fließgesetzes siehe z. B. *Werner (1963)*. Weiterführend entwickelte *Winter (1979)* unter Einführung einiger Idealisierungen numerische FE-Lösungen für ebene Fließbewegungen auf eine Pfahlreihe basierend auf einem *Newton*- sowie *Prandtl-Eyring*-Fluid (Bild 2.4). Aus den numerischen Ergebnissen der Seitendruckkraft P wurde Gleichung (2.6) abgeleitet mit dem Viskositätsindex $I_{v\alpha}$ des Bodens nach *Leinenkugel (1976)* und der Referenz-Verformungsrate des Bodens $\dot{\varepsilon}_a$ im Vergleich zur in situ-Verformungsrate $\dot{\varepsilon}$:

$$P = c_u \cdot d_s \cdot \kappa \cdot \left[1 + I_{v\alpha} \cdot \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_a}{a_Q / d_s} \right) \right] \quad (2.6)$$

mit der Formfunktion κ für das Verbauverhältnis der Pfähle für $0,1 < d_s / a_Q < 0,5$

$$\kappa = 4,83 \cdot (2,76 \cdot d_s / a_Q + 1) \quad (2.7)$$

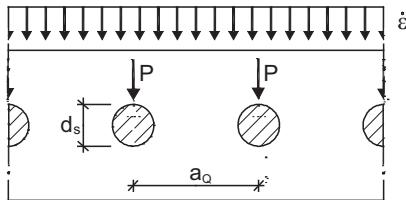


Bild 2.4:

Ebenes Modell zur numerischen Untersuchung der Seitendruckkraft P nach *Winter (1979)*

Zur praxisnahen Festlegung der Verformungsrate der Bodens $\dot{\varepsilon}$ gab *Winter (1979)* Näherungsformeln für den Standardfall „Schüttung neben Pfahlgründung“ an, die nach *Gudehus/Leinenkugel (1978)* zur Abschätzung praktischer Zwecke ausreichend sind.

Zudem stellte *Winter (1979)* bei FE-Analysen gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der 1g-Modellversuche von *Wenz (1963)* fest. Auch konnte er anhand eigener 1g-Modellversuche gute Übereinstimmungen zwischen seiner analytischen Lösung nach Gleichung (2.6) und Messergebnissen bei um den Faktor 10 variierten Verformungsraten des Bodens zeigen (*Winter, 1980*). *Gudehus/Leinenkugel (1978)* wiesen darauf hin, dass in situ-Verformungsgeschwindigkeiten um etwa 4 Zehnerpotenzen geringer sind als labortypische Werte. Dementsprechend ermittelten sie für den Fall einer Pfahlgründung in einer etwa 6 m mächtigen Kleischicht neben einer Aufschüttung bei einer geschätzten Anströmgeschwindigkeit von 1 cm/Monat eine Seitendruckkraft von:

$$P = 4,5 \cdot c_u \cdot d_s \quad (2.8)$$

2.3 Berechnungskonzepte zur praktischen Anwendung in Deutschland

2.3.1 Grundzüge der ersten Erarbeitung eines Berechnungskonzeptes

Vor dem Hintergrund des Fehlens an allgemein anerkannten Regeln zum Thema wurde vom Arbeitskreis „Pfähle“ der DGQT mit Fedders (1978) eine Empfehlung zur Berechnung von Seitendruck auf Pfahlgründungen erarbeitet. Darin sind für das Entstehen eines Seitendrucks auf Pfähle folgende Ursachen genannt:

- Volumenkonstante Schubverformungen ab dem Zeitpunkt der Lastaufbringung,
- Konsolidationsverformungen,
- Kriechverformungen nach Abschluss der Konsolidation.

Ein Seitendruck in nichtbindigen Böden ist zu erwarten, wenn der Nachweis gegen Geländebruch nicht erfüllt ist. Bei bindigen Böden sind die folgenden Globalsicherheiten η (bzw. Ausnutzungsgrade μ nach EA-Pfähle (2012) in Klammern) einzuhalten:

- $\eta = 1,5$ ($\mu = 0,80$) für alle bindigen Böden außer
- $\eta = 1,8$ ($\mu = 0,75$) für organische Böden mit einem Glühverlust von $V_{gl} > 15\%$ und einem Wassergehalt von $w \geq 75\%$.

Zudem ist grundsätzlich ein Seitendruck bei einer Konsistenzzahl von $I_C \leq 25\%$ zu erwarten. Für die rechnerische Ermittlung der Seitendruckkraft P ist in der Empfehlung die Gegenüberstellung der folgenden beiden Ansätze vorgesehen:

- charakteristische Fließdruckkraft, bezeichnet als $P_{f,k}$.
- charakteristische, resultierende Erddruckkraft, bezeichnet als $P_{e,k}$.

Die Fließdruckkraft wurde in Anlehnung an Wenz (1963, 1972) „salomonisch und ein wenig nach päpstlicher Kurienart“ (Steinfeld, 1983) mit einem Faktor $\chi = 10$ ohne Unterscheidung zwischen runden und quadratischen Pfahlquerschnitten nach Gleichung (2.5) festgelegt. Die Berücksichtigung der Pfahlgruppenwirkung erfolgt nach Wenz (1963) (Abschnitt 2.4.4). Auf vergleichbarer Grundlage wird auch die Berechnung der resultierenden Erddruckkraft $P_{e,k}$ empfohlen, die der oberen Begrenzung von $P_{f,k}$ dient (Gleichung (2.9)). Dabei liegen keine realen Deformationszustände zugrunde und der ebene Erddruck wird auf eine fiktive senkrechte Wand vor und hinter dem Pfahlsystem ohne Erddruckneigungswinkel angesetzt.

$$P_{e,k} = \Delta e_k \cdot b \quad (2.9)$$

Der resultierende Erddruck Δe_k (Gleichung (2.10)) berechnet sich auf aktiver Seite über die klassische Erddrucktheorie mit der charakteristischen Bodenauflast q_k (Gleichung (2.11 a und b)) und auf passiver Seite zur Verformungsbeschränkung mit einem Beiwert $K_{\text{pgh}} = 1,0$ (Gleichung (2.12)). Die Einflussbreite b je Pfahl nach Gleichung (2.9) wird über vier vergleichende Bedingungen nach *Fedders (1978)* bzw. *EA-Pfähle (2012)* ermittelt.

$$\Delta e_k = e_{a,k} - \text{cal } e_{p,k} \quad (2.10)$$

$$e_{a,k} = \gamma_k \cdot z + q_k - 2 \cdot c_{u,k} \quad \text{für den Anfangszustand} \quad (2.11 \text{ a})$$

$$e_{a,k} = (\gamma_k \cdot z + q_k) \cdot K_{\text{agh}} - 2 \cdot c'_{k} \cdot \sqrt{K_{\text{agh}}} \quad \text{für den Endzustand} \quad (2.11 \text{ b})$$

$$e_{p,k} = \gamma_k \cdot z \cdot K_{\text{pgh}} = \gamma_k \cdot z \quad (2.12)$$

2.3.2 Derzeit gültige Regelung zum Seitendruck

In der *EA-Pfähle (2012)* sind die derzeit gültigen Berechnungsansätze zum Seitendruck zusammengefasst, wobei im Wesentlichen auf die in Abschnitt 2.3.1 genannten *DGGT-Empfehlungen* Bezug genommen wurde. Mit eingearbeitet sind Hinweise aus *Horch (1980)* und *Schmiedel (1984)*.

In *Horch (1980)* finden sich Ergänzungen wie folgt:

- Die Fließdruckkraft sollte aufgrund der Erkenntnisse zur Geschwindigkeitsabhängigkeit der undrainierten Kohäsion c_u nach Abschnitt 2.2.3 zukünftig mit einem reduzierten Faktor $\chi = 7$ nach Gleichung (2.5) ermittelt werden.
- Berücksichtigung eines entfernungsabhängigen resultierenden Erddrucks nach Bild 2.5 mit Bezug auf *Nahrgang (1972)*.
- Berücksichtigung eines Mindestmomentes im Pfahl nach Gleichung (2.13), selbst wenn kein rechnerischer Fließ- oder resultierender Erddruck auf den Pfahl wirkt.

$$M_{\min,k} [\text{kNm}] = 200 \cdot a_s \text{ bzw. } d_s [\text{m}] \quad (2.13)$$

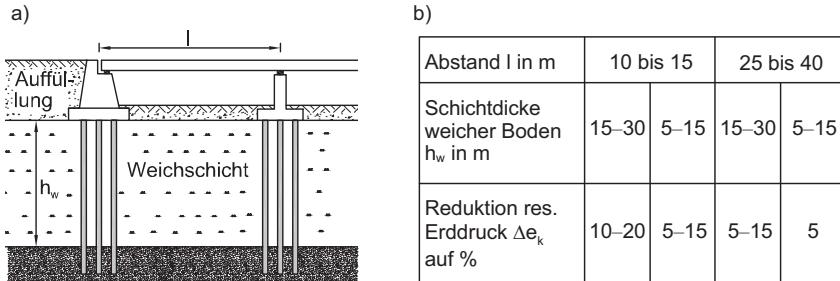


Bild 2.5: Entfernungseinfluss bei Pfahlgründungen unter Seitendruckeinwirkung nach Horch (1980): a) Systemrandbedingungen; b) größtmäßiger Ansatz des resultierenden Erddrucks Δe_k

In Schmiedel (1984) finden sich Ergänzungen wie folgt:

- Der Fließdruck wirkt senkrecht zur Pfahlachse.
- Die Festlegung, ob für einen Pfahl $P_{f,k}$ oder $P_{e,k}$ maßgebend ist, erfolgt über den Vergleich der Gesamtbelastungen auf den Pfahl mit der größten Einwirkung in einer Pfahlgruppe. Der maßgebende Seitendruck gilt dann für alle Gruppenpfähle.
- Die Ermittlung von $P_{e,k}$ wird auf aktiver Seite um den Erddruck für teilkonsolidierte Zustände ergänzt. Auf passiver Seite darf bei abfallender Geländeoberfläche eine Horizontale als Nullkote angesetzt werden. Wird die Erddruckdifferenz nach Gleichung (2.10) in Teilbereichen negativ, so darf daraus keine horizontale Stützung des Pfahls abgeleitet werden.
- Eine schematische Darstellung des Vergleichs von $P_{f,k}$ bzw. $P_{e,k}$ im Zeitverlauf zeigt Bild 2.6.

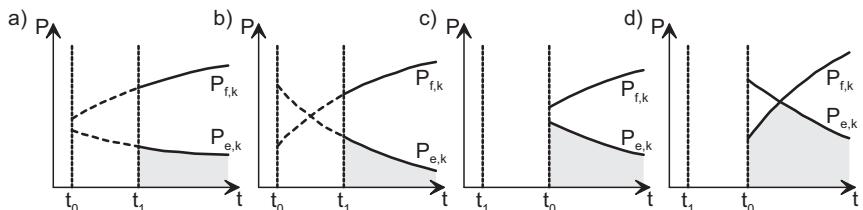


Bild 2.6: Wirkung des Seitendrucks im Zeitverlauf nach Schmiedel (1984): a, b) Aufschüttung t_0 vor Pfahlherstellung t_1 ; c, d) Aufschüttung t_0 nach Pfahlherstellung t_1

2.4 1g- und Zentrifugen-Modellversuche

2.4.1 Allgemeines

Den generellen Aufbau von Laborversuchen aus der Literatur zur Ermittlung des Seitendrucks auf Pfähle zeigt beispielhaft Bild 2.7. Neben Einzelpfählen wurden auch Pfahlgruppen unter Variation der Pfahlkopfeinspannung und Pfahlabstände untersucht. Eine Zusammenstellung von 1g- und Zentrifugen-Modellversuchen aus der Literatur findet sich in Tabelle 2.1.

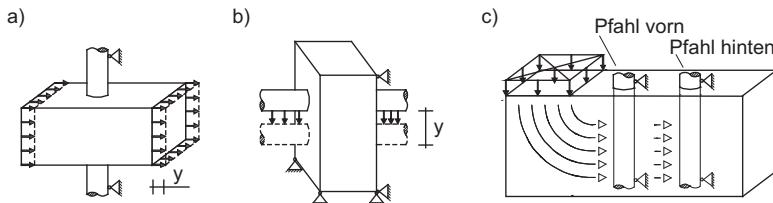


Bild 2.7: Schematische Darstellung von Laborversuchen zur Seitendruckeinwirkung auf Pfähle: a) Bodenblock umströmt Pfahl; b) Pfahl durchdringt Bodenblock; c) Bodenauflast erzeugt Seitendruck auf Pfahl mit Bezeichnung der Pfahlanordnung

Die Versuche nach Bild 2.7 können sowohl kraft- wie weggesteuert durchgeführt werden. Problematisch bei einer Kraftsteuerung, insbesondere bei einer Versuchsanordnung nach Bild 2.7 a und b, ist es jedoch, genau die Kräfte aufzubringen, die den Boden den Pfahl umströmen lassen. Je nach technischer Ausstattung der Versuche können die Pfahlbeanspruchungen und -einwirkungen nach den Regeln der Technischen Mechanik am Biegebalken gemäß Bild 2.8 ermittelt werden, was insbesondere bei einer Versuchsanordnung nach Bild 2.7 c von Interesse sein kann.

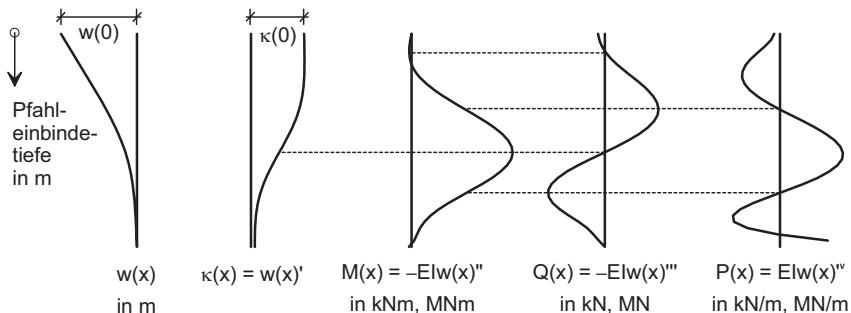


Bild 2.8: Differentialgleichung des Biegebalkens

Tabelle 2.1: Zusammenstellung von 1g- und Zentrifugen-Modellversuchen aus der Literatur

Autor	Versuchsaufbau nach Bild 2.7 und Versuchsprogramm	Versuchsboden (bei Schichtung von oben an)
1g-Modellversuche		
<i>Wenz (1963)</i>	a & b; EP, PG, K-E, F-E	toniger Schluff
<i>Winter (1980)</i>	a; PG, K-E, F-E	Ton, kein c_u -Wert angegeben
<i>Matsui et al. (1982)</i>	a; PG, K-E, F-E	getrennt in Sand und Ton
<i>Takahashi (1985)</i>	a; Schrägpfähle, K-E, F-E	Sand–Ton–Sand
<i>Chen (1994)</i>	a; EP, PG, K-E & FB, F-B	Sand
<i>Pan et al. (2000, 2002b)</i>	a; EP, PG, K-E, F-E	Kaolin
<i>Kuralowicz (2003, 2004)</i>	c; EP, PG, K-FB, F-B	Sand–Ton–Sand
<i>Moormann (2003)</i>	a; PG, K-B, F-B	Quarzsand
<i>Miao et al. (2008)</i>	a; EP, PG, K-E, F-E	Kaolin
<i>Knappett et al. (2010)</i>	a; EP, K-E, F-E	Kaolin
Zentrifugen-Modellversuche		
<i>Springman (1989)</i>	c; PG, K-E, F-B	Sand–Ton–Sand
<i>Stewart (1992)</i>	c; EP, PG, K-E, F-B	Ton–Sand
<i>Springman et al. (1994)</i>	c; PG, K-E, F-B	Ton–Sand
<i>Bransby (1995)</i>	c; PG, K-E, F-B	Sand–Ton–Sand
<i>Leung et al. (2000, 2003)</i>	wie c, Seitendruck durch Abgrabung;	Sand
<i>Ong et al. (2003a, b)</i>	EP, PG, K-FB/E, F-B	Ton–Sand
<i>Jeong et al. (2004)</i>	c; PG, K-E, F-E	Sand–Ton–Sand
<i>Seo et al. (2006)</i>	c; PG, K-E, F-E	Ton–Sand

Anmerkungen: EP = Einzelpfahl; PG = Pfahlgruppe; K = Pfahlkopf; F = Pfahlfuß; FB = Frei beweglich am Pfahlkopf oder -fuß; E = Einspannung am Pfahlkopf oder -fuß, z. B. durch Pfahlkopfplatte; B = Bettung im tragfähigen Boden

2.4.2 Erkenntnisse zum Verhalten des Bodens im Pfahlnahbereich beim Umfließen

Optische Untersuchungen zum Verhalten des Bodens im Pfahlnahbereich beim Umfließen des Pfahls liegen von *Wenz (1963)*, *Pan et al. (2000)*, *Kuralowicz (2003)* und *Knappett et al. (2010)* vor. Im Regelfall wurde die Oberfläche des bindigen Bodens durch rasterartige Einrillungen markiert. *Kuralowicz (2003)* führte zusätzlich Anströmungsversuche u. a. mit Wasser

durch. Knappett et al. (2010) untersuchten Pfähle mit den Abmessungen von $d_s = a_s = 8 \text{ mm}$ und der Pfahlhöhe von $h_w = 25 \text{ mm}$ in der Draufsicht mit der PIV-Methode (zur PIV-Methode siehe Anhang B). Es kann dabei aus den bisherigen Untersuchungen eine Modellvorstellung nach Bild 2.9 a hergeleitet werden, wobei Quantifizierungen zur Größe des beeinflussten Bereichs des Bodens in Pfahl Nähe noch nicht abgeleitet wurden.

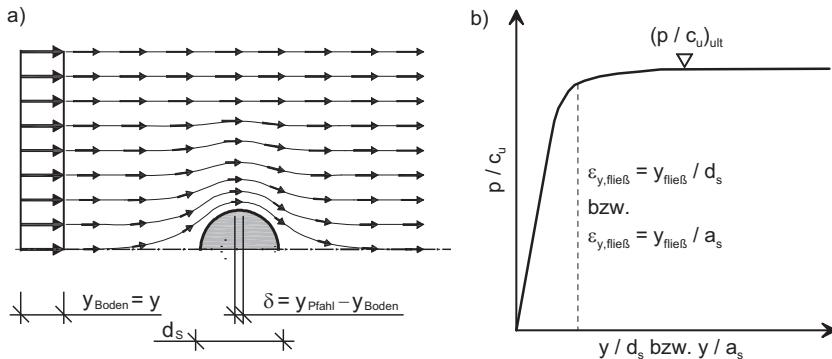


Bild 2.9: a) Modellvorstellung des den Pfahl umströmenden Bodens; b) Versuchsergebnis in Form einer normierten $p - y$ -Kurve mit Definition von $\varepsilon_{y,\text{fließ}}$

Bild 2.9 b zeigt den in der Literatur vielfach zu findenden Verlauf einer normierten $p - y$ -Kurve. Der Fließ- oder Seitendruck p wirkt auf den Pfahl, y ist die Verschiebung des Bodens. Bezogen werden die Größen auf die undrainierte Kohäsion c_u des Bodens bzw. auf die Pfahlquerschnittsabmessung d_s oder a_s .

Ist die Scherfestigkeit des Bodens im Pfahlnahbereich ausgenutzt, plastifiziert dieser und ein weiteres Ansteigen von p ist nicht zu erwarten (Bruchzustand). Entsprechend den 1g-Modellversuchen z. B. von Wenz (1963) wird allgemein angenommen, dass sich ein Maximalwert $(p / c_u)_{\text{ult}} = \chi$ unabhängig vom Wassergehalt bzw. der Scherfestigkeit des Bodens und den Pfahlquerschnittsabmessungen herausbildet (vgl. Bild 2.11 und Bild 2.15 a).

2.4.3 Versuchsergebnisse zur Größe des Seitendrucks auf Einzelpfähle

Vergleichbare 1g-Modellversuche mit Einzelpfählen in bindigen Böden liegen von Wenz (1963), Pan et al. (2000) und Miao et al. (2008) vor (Tabelle 2.1). Der Pfahl wurde dabei jeweils über seine gesamte Länge h_w von Boden umströmt mit $h_w = 20 \text{ cm}$ und $h_w = 50 \text{ cm}$ nach Wenz (1963), $h_w = 21,5 \text{ cm}$ nach Pan et al. (2000) sowie $h_w = 15 \text{ cm}$ nach Miao et

al. (2008). Wenz (1963) variierte den Wassergehalt des Bodens sowie die Pfahlabmessung d_s bzw. a_s von 6 cm bis 10 cm. Pan et al. (2000) und Miao et al. (2008) untersuchten in jeweils zwei Versuchen mit vergleichbarem Boden einen rechteckigen Pfahl mit der Abmessung $a_s/b_s = 2,0 \text{ cm}/0,6 \text{ cm}$ (mit den Kantenlängen quer zur Bodenanströmung a_s und längs zur Bodenanströmung b_s) bzw. einen runden Pfahl mit dem Durchmesser $d_s = 1,6 \text{ cm}$. Während Pan et al. (2000) nur die Einwirkungen auf den Pfahl p_E ableiteten, ermittelten Wenz (1963) und Miao et al. (2008) die Gesamtreaktion des Pfahls p .

Das Versuchsprogramm von Wenz (1963) wurde kraft- und weggesteuert durchgeführt. Daraus ergaben sich normierte $p - y$ -Kurven gemäß Bild 2.11 für die kraftgesteuerten Versuche. Die Größtwerte des normierten Seitendrucks $(p/c_u)_{\text{ult}}$ bei variiertem Verformungsgeschwindigkeit des Bodens und Wegsteuerung zeigt Bild 2.12. Da in Wenz (1963) die Versuchsergebnisse in Pfahlkräften P und Wassergehalten w angegeben sind, erfolgte eine Umrechnung zu den Spannungen p und der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens, wobei eine Regressionsbeziehung zwischen w und c_u nach Angaben von Wenz (1963) abgeleitet wurde (Bild 2.10).

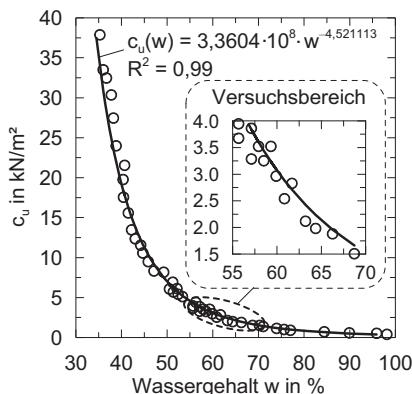


Bild 2.10: Regression zwischen w und c_u nach Messwerten für den Versuchsboden nach Wenz (1963)

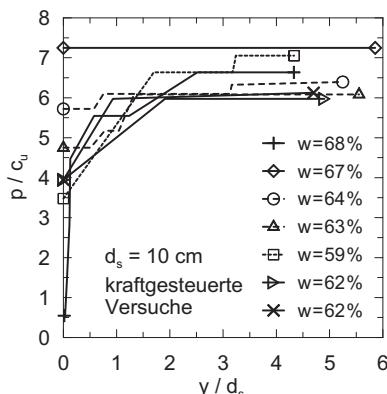
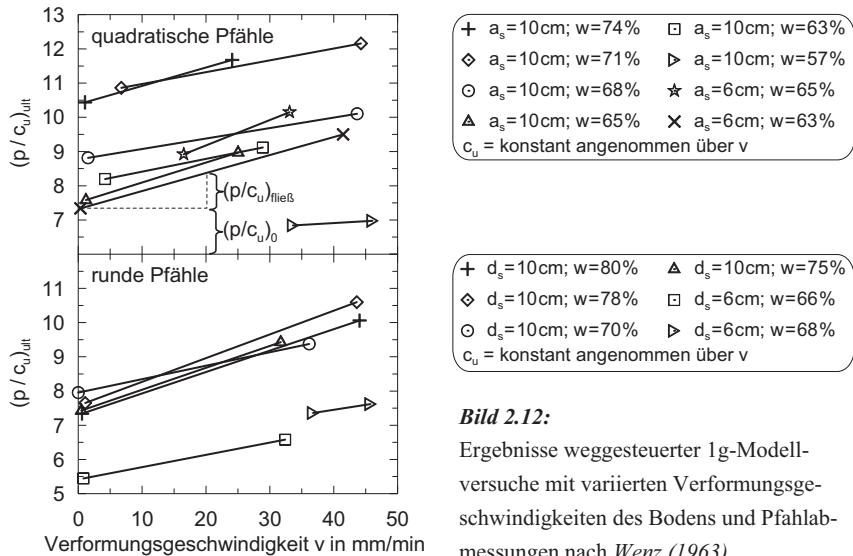


Bild 2.11: Normierte $p - y$ -Kurven ausgewertet nach kraftgesteuerten 1g-Modellversuchen von Wenz (1963)

Aus den 1g-Modellversuchen von Wenz (1963) können nach Bild 2.11 bzw. für die kleinste Verformungsgeschwindigkeit des Bodens (Bild 2.12) die folgenden Größtwerte des normierten Seitendrucks ableitet werden:

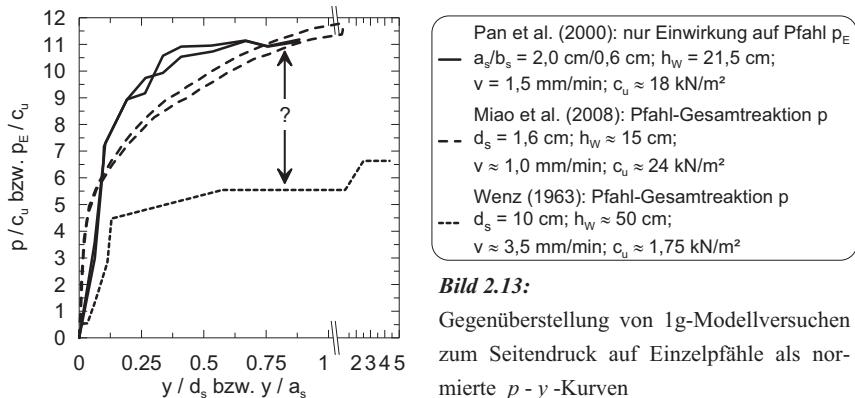
- $(p/c_u)_{\text{ult}} = \chi \approx 5,5$ bis $\chi \approx 7,5$ für kraftgesteuerte Versuche und
- $(p/c_u)_{\text{ult}} = \chi \approx 5,5$ bis $\chi \approx 10,5$ für weggesteuerte Versuche.

**Bild 2.12:**

Ergebnisse weggesteuerte 1g-Modellversuche mit varierten Verformungsgeschwindigkeiten des Bodens und Pfahlabmessungen nach Wenz (1963)

In den Versuchsergebnissen der weggesteuerten Versuche (Bild 2.12) sah Wenz (1963) seine theoretisch angenommene Vernachlässigung von $P_{fließ}$ bzw. $(p/c_u)_{fließ}$ gegenüber P_0 bzw. $(p/c_u)_0$ bestätigt (Abschnitt 2.2.1). Dabei ging er jedoch seinerzeit von einem linearen Zusammenhang zwischen der Verformungsgeschwindigkeit und der Seitendruckentwicklung aus. Dagegen wies Leinenkugel (1976) einen exponentiellen Zusammenhang zwischen der Verformungsgeschwindigkeit und der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens nach, sodass eine Vernachlässigung von $P_{fließ}$ bzw. $(p/c_u)_{fließ}$ ggf. nicht zutreffend ist.

Dem Versuch mit dem Wassergehalt von $w = 68\%$ von Wenz (1963) nach Bild 2.11 sind in Bild 2.13 die Versuchsergebnisse von Pan et al. (2000) und Miao et al. (2008) gegenübergestellt, wobei eine maximale Einwirkung auf den Pfahl von $(p_E/c_u)_{ult} = \chi \approx 10,6$ (nur vom Boden angeströmte Pfahlseite) bzw. $(p/c_u)_{ult} = \chi \approx 11$ vorliegt. Die Verformungsgeschwindigkeiten des Bodens v der Versuche sind mit 1,5 mm/min bei Pan et al. (2000) und 1,05 mm/min bei Miao et al. (2008) zu i. M. 3,5 mm/min bei Wenz (1963) näherungsweise vergleichbar. Unterschiede liegen in der Pfahlform, der Pfahlabmessung, der von Boden umströmten Pfahllänge h_w sowie der Größe der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens vor. Dabei zeigen die Versuchsergebnisse von Pan et al. (2000) und Miao et al. (2008) eine gute Vergleichbarkeit, während dessen die kraftgesteuerten Versuche von Wenz (1963) (Bild 2.11) eine sehr viel geringere Einwirkung aufwiesen. Die abweichenden Ergebnisse lassen derzeit noch unbekannte Parametereinflüsse auf die Größe des Seitendrucks erwarten.

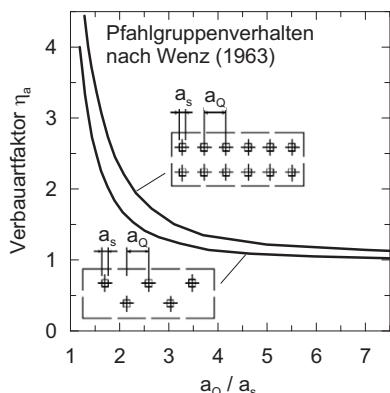
**Bild 2.13:**

Gegenüberstellung von 1g-Modellversuchen zum Seitendruck auf Einzelpfähle als normierte p - y -Kurven

2.4.4 Versuchsergebnisse zur Größe des Seitendrucks auf Gruppenpfähle

Wenz (1963) stellte mit zunehmend engeren Pfahlabständen in Querrichtung zur Bodenverschiebung a_0 eine erhöhte Seitendruckkraft P auf die Einzelpfähle fest (Bild 2.14). Dies wurde mit der gegenseitigen Beeinflussungen und Überschneidungen der gestörten Zonen im Pfahlnahrbereich begründet. Aus den Versuchsergebnissen erfolgte die Ableitung eines Verbaufaktors η_a (Gleichung (2.14)), wobei der Seitendruck auf einen Gruppenpfahl berechnet werden kann, indem der des Einzelpfahls mit η_a multipliziert wird.

$$\eta_a = \frac{\max P_{\text{Gruppenpfahl}}}{\max P_{\text{Einzelpfahl}}} \quad \text{bzw.} \quad \eta_a = \frac{\max M_{y,\text{Gruppenpfahl}}}{\max M_{y,\text{Einzelpfahl}}} \quad (2.14)$$

**Bild 2.14:**

Faktor η_a zur Anpassung des Seiten- drucks in Abhängigkeit des Verba- verhältnisses beim Vorliegen von Pfahlgruppen nach Wenz (1963)

In EA-Pfähle (2012) gilt η_a näherungsweise für alle Pfahlquerschnittsformen, Wassergehalte, baulichen Randbedingungen am Pfahlkopf sowie Pfahlanordnungen. Dem gegenüber hatte Wenz (1963) seine 1g-Modellversuche ausschließlich an eingespannten Pfählen sowie an Pfahlreihen quer zur Bodenverschiebung durchgeführt.

Weitere Untersuchungen für das Verhalten von Pfahlgruppen in bindigen Böden liegen von Matsui et al. (1982), Pan et al. (2002b) und Miao et al. (2008) vor. Erstere untersuchten nur Pfahlquerreihen, wobei aufgrund eines nicht untersuchten Einzelpfahls keine Gruppenwirkung abgeleitet werden kann (Bild 2.15 a). Jedoch zeigen die Versuchsergebnisse, dass Pfähle mit einem engeren Querabstand einen größeren maximalen, normierten Seitendruck $(p/c_u)_{\text{ult}}$ aufweisen, was die Messungen von Wenz (1963) qualitativ bestätigt. Pan et al. (2002b) und Miao et al (2008) untersuchten Pfahlquer- und Pfahllängsreihen bzw. Pfahlgruppen sowie Einzelpfähle in Kaolin unter vergleichbaren Versuchsrandbedingungen (Abschnitt 2.4.3). Dabei wurde ein zu Wenz (1963) entgegen gesetztes Pfahlgruppenverhalten festgestellt (Bild 2.15 b und Tabelle 2.2). Die Einwirkung auf einen Gruppenpfahl ist geringer als die auf einen Einzelpfahl, bei Pfahlquerreihen wird diese mit engeren Pfahlabständen sogar kleiner.

Die aus den Messergebnissen von Wenz (1963), Pan et al. (2002b) und Miao et al (2008) abgeleiteten Verbaufaktoren η_a stellt Tabelle 2.2 zusammen.

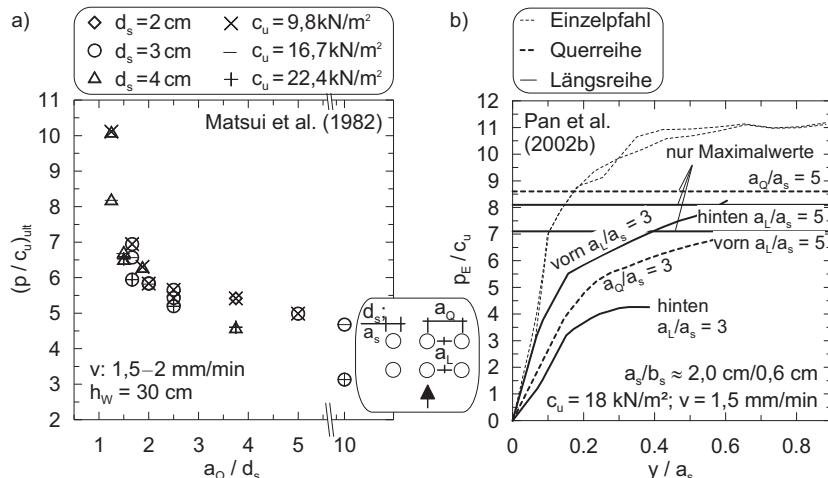


Bild 2.15: Entgegengesetzte Versuchsergebnisse zur Pfahlgruppenwirkung: a) Pfahlquerreihen nach Matsui et al. (1982); b) Pfahlgruppen nach Pan et al. (2002b), nur Einwirkungen gemessen

Tabelle 2.2: Verbaufaktoren η_a nach Wenz (1963), Pan et al. (2002b), Miao et al (2008)

	Pfähle	Pfahlquerreihe					Pfahllängsreihe ³⁾					
$a_{Q,L}/d_s$; $a_{Q,L}/a_s$		2,5 3,0 5,0 6,0 7,5					3,0	5,0	6,0			
Wenz (1963)	≥ 2 ¹⁾	1,82	1,56	1,20	—	1,11	—	—	—			
Pan et al. (2002b)	2	—	0,67	0,81	—	—	0,77/0,41	0,67/0,76	—			
Miao et al (2008)	2	—	0,79	—	0,97		0,87/0,48	—	0,91/0,76			
Miao et al (2008)	3	0,68/0,69 ²⁾					1,00/0,45/0,52					
		Pfahlgruppen ^{1) 3)} (alle mit dem Abstand $a_{Q,L}/d_s = 3$)										
Miao et al (2008)	2x2 ; 2x3	0,89/0,41 ; 0,81/0,38/0,35										
Miao et al (2008)	3x2 ; 3x3	0,84/0,4 ; 0,78/0,39/0,33										

Anmerkungen: ¹⁾ Innen- und Außenpfähle mit vergleichbaren Einwirkungen; ²⁾ Innenpfahl/Außenvfahl; ³⁾ von vorn nach hinten (Definition nach Bild 2.7 c); alle Pfähle biegesteif und an ihren Enden eingespannt

Springman (1989) untersuchte das Pfahlgruppenverhalten in bindigen Böden mit Zentrifugen-Modellversuchen (s. a. Abschnitt 2.4.7). Es ergaben sich folgende Wirkungsweisen:

- Außen stehende Pfähle von freistehenden Querreihen wiesen bei Einbettung in tragfähigen Boden einen geringfügig erhöhten Seitendruck auf (Bild 2.18). Bei Kopfeinspannung der Pfähle wurde dies auch von Bransby (1995) beobachtet.
- Die vordere Pfahlquerreihe bei Pfahlgruppen mit Kopfeinspannung erhält größtmäßig einen vergleichbaren Seitendruck wie eine freistehende Pfahlquerreihe.
- Bei Pfahlgruppen bzw. -reihen mit Kopfeinspannung erhält die hintere Pfahlreihe erhöhte Biegemomente. Der maximale Seitendruck tritt höherliegender auf. Größenmäßig ist der Seitendruck auf alle Gruppenpfähle vergleichbar (Bild 2.19).

Tabelle 2.3 stellt qualitativ Ergebnisse zum Pfahlgruppenverhalten in Sand und Ton zum Gruppenverhalten definiert nach Gleichung (2.14) zusammen. Bezugsrößen sind zum einen das Verhalten des Einzelpfahls und zum anderen das eines Bezugspfahls in der jeweiligen Pfahlquer- bzw. -längsreihe. Der Bezugspfahl wurde dabei frei in der jeweiligen Pfahlgruppe festgelegt und dient dazu, das Verhalten der Gruppenpfähle untereinander aufzuzeigen.

Ein abweichendes Verhalten bei Pfahlgruppen in Sand und Ton kann ggf. auf Gewölbebildungen in nichtbindigen Böden zurückgeführt werden, die größere Lasteinflussbereiche erzeugen.

Tabelle 2.3: Qualitatives Pfahlgruppenverhalten bei varierten Pfahlabständen und Verbauarten gegenübergestellt in Sand und Ton

Versuchsboden	Pfahl	Auf Einzelpfahl bezogenes Pfahltragverhalten				Auf Bezugspfahl (BP) je Reihe bezogenes Pfahltragverhalten			
		Sand		Ton		Sand		Ton	
		Kopfeinspannung	ja	nein	— ja —	ja	nein	ja	nein
$a_L/d_s = a_L/a_s :$		2,5	2,5	≤ 5	≤ 6	2,5	2,5	5,25	—
Referenz:		1	1	5	6	1	1	3,4,5,6	
Pfahllängsreihe → ① ② ... ⑥	1	↗	↗	↘	↘	BP	↗	BP	—
	2	↘	↘	↘	↘	O	BP	↘	—
	n	↘	↘	↘	↘	O	O	—	—
$a_Q/d_s = a_Q/a_s :$		$\leq 7,5$	$\leq 7,5$	≤ 10	≤ 6	—	$\leq 7,5$	5,25	5,25
Referenz:		1	1	2	6	—	1	4	3
Pfahlquerreihe ↓ ⑥ ① ① ① ⑥	1	↘	↘	↗	↘	—	BP	BP	BP
	n	↘	↘	↗	↘	—	↗	↗	↗

Anmerkungen: Seitendruck auf Gruppenpfahl: erhöht (↗), verringert (↘), gleichbleibend (O);
Ergebnisse nach: 1) Chen (1994), 2) Wenz (1963), 3) Springman (1989),
4) Bransby (1995), 5) Pan et al. (2002b), 6) Miao et al. (2008);
≤: Ergebnisse gelten für alle Abstände unterhalb des angegebenen Pfahlabstandes

2.4.5 Einfluss der Pfahlquerschnittform und -abmessung auf den Seitendruck

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse von Wenz (1963) (Abschnitt 2.4.3), ergeben die Mittelwerte nach Bild 2.12 bei beliebiger Verformungsgeschwindigkeit des Bodens v ein Verhältnis von rundem zu quadratischen Querschnitt von etwa:

$$(p/c_u)_{\max,as} / (p/c_u)_{\max,ds} \approx 1,20 \quad \text{für } a_s = d_s \quad (2.15)$$

Gudehus (1984) gab mit Verweis auf die numerischen Berechnungen von Winter (1979, 1980) den selben Seitendruck auf einen quadratischem und rundem Pfahl an, wenn die Abmessungen $d_s = 2 \cdot a_s / \sqrt{\pi} \approx 1,13 \cdot a_s$ betragen. Für diese Abmessungen besteht Gleichheit der Querschnittsfläche und näherungsweise des Flächenträgheitsmoments. Knappett et al. (2010)

dagegen stellten in 1g-Modellversuchen keinen Unterschied zwischen quadratischen und runden Pfählen fest, was ggf. auf die sehr kleinen Versuchsabmessungen mit $d_s = a_s = 8 \text{ mm}$ und der Pfahlhöhe von $h_w = 25 \text{ mm}$ zurückzuführen ist.

Des Weiteren untersuchte *Wenz (1963)* den Seitendruck auf quadratische und runde Pfähle mit unterschiedlichen Abmessungen von $a_s = 3 \text{ cm}$ bis 10 cm und $d_s = 4 \text{ cm}$ bis 10 cm . Dabei ermittelte er einen linearen Zusammenhang zwischen der Größe der Pfahlabmessung und der entsprechend gemessenen Seitendruckkraft, d. h. der abgeleitete Seitendruck p lag bei ansonsten vergleichbaren Versuchsrundbedingungen konstant vor.

2.4.6 Größe der Bodenverschiebung bei voller Mobilisierung des Seitendrucks

Die Verschiebung des Bodens, ab der mit einer vollen Ausbildung des Seitendrucks zu rechnen ist ($\varepsilon_{y,\text{fließ}}$ in Bild 2.9 b), wurde in der Literatur vielfach diskutiert. *Winter (1980)* wies darauf hin, dass übliche Berechnungsansätze von $\varepsilon_{y,\text{fließ}} = 10\%$ ausgehen. In 1g-Modellversuchen an Pfahlgruppen ermittelte er dagegen höhere Werte für $\varepsilon_{y,\text{fließ}}$, die sich zudem mit steigendem Wassergehalt erhöhten (Bild 2.16).

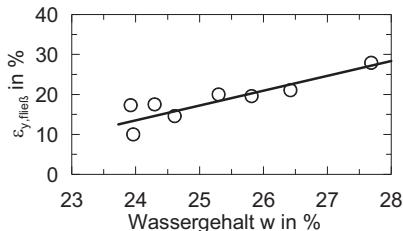


Bild 2.16:

$\varepsilon_{y,\text{fließ}}$ in Abhängigkeit vom Wassergehalt aus 1g-Modellversuchen an Pfahlgruppen nach *Winter (1980)*

Nach *Gudehus (1984)* ist $\varepsilon_{y,\text{fließ}}$ mit dem Beginn der überwiegend plastischen Dehnungen aus Triaxialversuchen vergleichbar mit etwa $\varepsilon = 2\%$ bei steifen und $\varepsilon = 20\%$ bei weichen Böden. *Pan et al. (2000, 2002b)* ermittelten bei Einzelpfählen $\varepsilon_{y,\text{fließ}} = 43\%$ und erhöhte Werte bei Gruppenpfählen (Bild 2.15 b). Qualitativ bestätigt finden sich diese Verhältnisse bei *Wenz (1963)* (Bild 2.17 b). Abnehmende Werte für $\varepsilon_{y,\text{fließ}}$ bei zunehmend engeren Pfahlabständen ermittelten hingegen *Matsui et al. (1982)* (Bild 2.17 a).

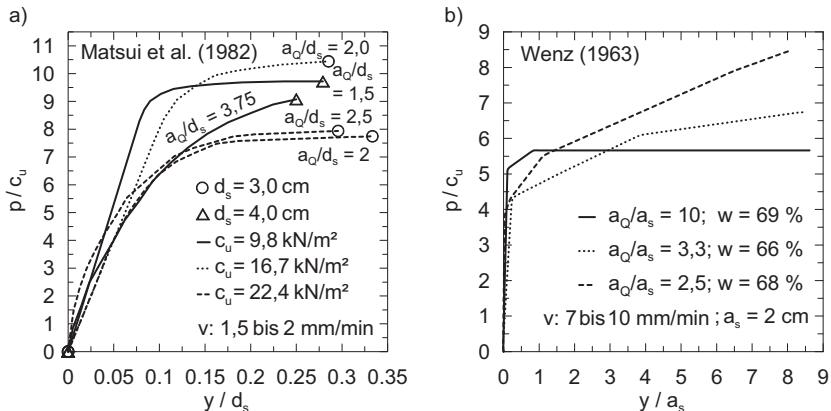


Bild 2.17: Versuchsergebnisse zur Pfahlgruppenwirkung: a) Pfahlquerreihen nach Matsui et al. (1982); b) Pfahlquerreihen ausgewertet nach Ergebnissen von Wenz (1963)

2.4.7 Verteilung des Seitendrucks über die Pfahleinbindetiefe

Nachfolgend sind Ergebnisse aus Zentrifugen-Modellversuchen von Springman (1989) in den Bildern 2.18 bis 2.20 zusammengestellt. Da diese im Gegensatz zu 1g-Modellversuchen die in situ-Verhältnisse realitätsnäher abbilden, können auch Erkenntnisse u. a. zum Einfluss der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht oder der Randbedingungen der Pfahleinspannung auf die Verteilung des Seitendrucks über die Pfahleinbindetiefe abgeleitet werden. Folgende Versuchsrandbedingungen im Maßstab des Prototyps liegen zugrunde:

- Pfahlquerreihe mit 3 Pfählen im Abstand $5,25 \cdot d_s$ ohne Kopfplatte und eingebettet in Sand (V 6) und ohne Einbettung in Sand (V 5); $d_s = 1,27$ m .
- Pfahlgruppen mit 3 Pfählen in Querrichtung, $5,25 \cdot d_s$, und 2 Pfählen in Längsrichtung, $\approx 4 \cdot d_s$, mit Kopfplatte und eingebettet in Sand bei varierter Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (V 8, 9) und ohne Einbettung in Sand (V 10); $d_s = 1,27$ m .

Über Dehnungsmessungen wurden von Springman (1989) die Biegemomente und der Seitendruck abgeleitet (Bild 2.8), die in der vorliegenden Arbeit nochmals überprüft wurden. Dazu wurde ein Polynom 8. Grades verwendet. Die undrainierte Kohäsion der bindigen Bodenschicht betrug in den Versuchen $c_u = 9,5$ kN/m² + $1,75$ kN/m²/m · z [m].

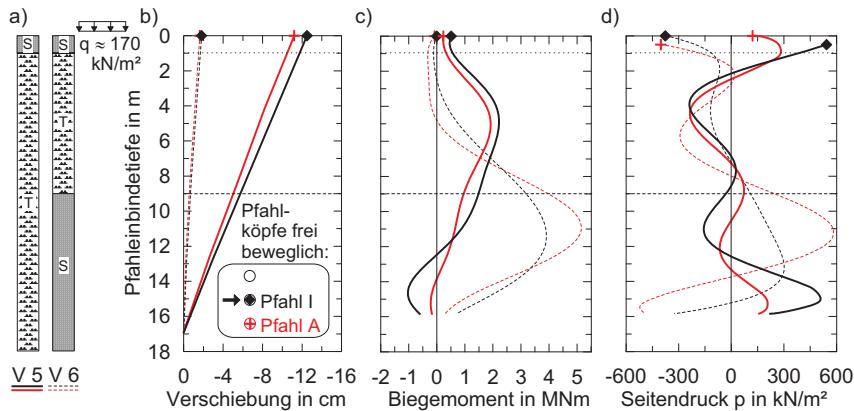


Bild 2.18: Versuchsergebnisse von V 5 und V 6 nach Springman (1989): a) Bodenprofile; b) Pfahlverschiebungen; c) Biegemomente; d) Seitendruck

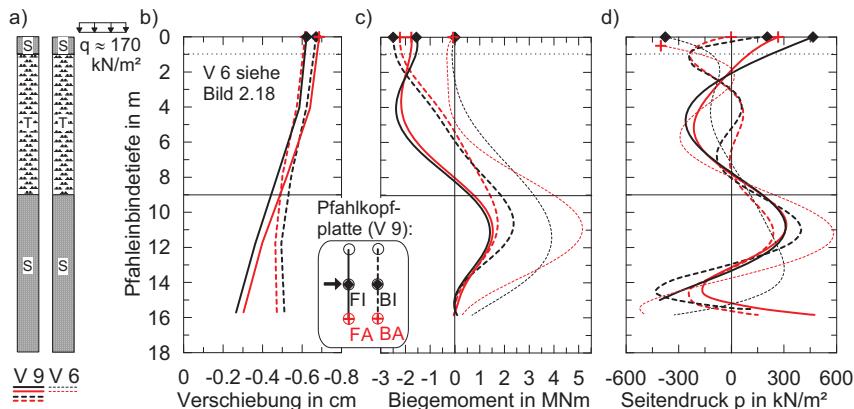


Bild 2.19: Versuchsergebnisse von V 9 vergleichend zu V 6 nach Springman (1989):
a) Bodenprofile; b) Pfahlverschiebungen; c) Biegemomente; d) Seitendruck

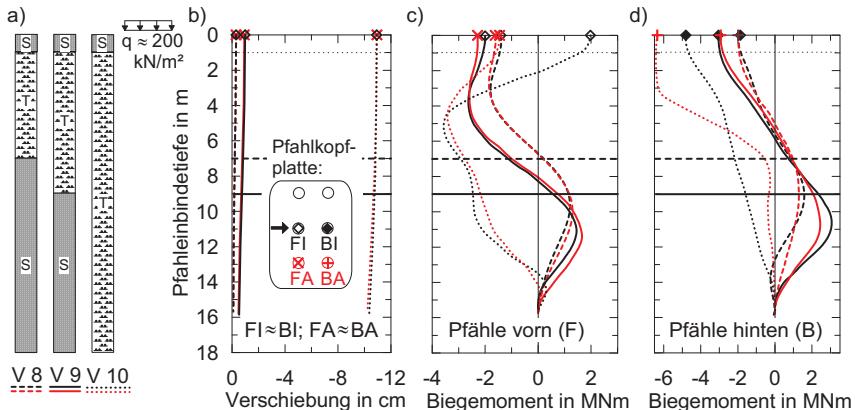


Bild 2.20: Versuchsergebnisse von V 8, V9 und V 10 nach *Springman (1989)*: a) Bodenprofile; b) Pfahlverschiebungen; c) Biegemomente Pfhäle vorn und d) Pfhäle hinten

Neben Erkenntnissen zur Gruppenwirkung von Pfählen (Abschnitt 2.4.4) lassen sich aus den Bildern 2.18 bis 2.20 sowie aus *Springman (1989)* folgende Erkenntnisse ableiten:

- Erwartungsgemäß bewirkt eine mächtigere bindige Bodenschicht bei in einer Kopfplatte eingespannten Pfählen größere Biegemomente im Pfahl verbunden mit größeren Pfahlverformungen, resultierend aus einem größeren Seitendruck (Bild 2.20). Bei Pfählen mit freien Pfahlköpfen dagegen liegt ein erhöhtes Biegemoment vor, wenn der Pfahl in einer tragfähigen Schicht eingebettet ist (Bild 2.18).
- Binden die Pfähle in eine tragfähige Schicht ein, bildet sich das maximale Biegemoment im Bereich unterhalb dieser Schichtgrenze oder in der Einspannung zur Pfahlkopfplatte aus, vgl. auch Ergebnisse von *Stewart (1992)* und *Bransby (1995)*.
- Der maximale Seitendruck bildet sich etwa in Mitte der bindigen Bodenschicht aus.
- Der qualitative Verlauf der Biegemomenten- und Seitendruckverteilung bleibt über den Zeitraum der Steigerung einer Bodenauflast nahezu gleichverteilt, vgl. auch Ergebnisse von *Stewart (1992)* und *Bransby (1995)*.

2.4.8 Zeiteffekte bei und nach Aufbringung der seitendruckerzeugenden Auflast

Vergleichbare Ergebnisse zur Geschwindigkeitsabhängigkeit der Lastaufbringung erzielten *Stewart (1992)* und *Jeong et al. (2004)* bei Zentrifugen-Modellversuchen. Letztere stellten das Systemverhalten bis 2 Jahre nach Wirkung der vollen Bodenauflast (Aufschüttung) dar (Bil-

der 2.21 bis 2.23). Die Versuche wurden an Pfahlgruppen mit 3 Pfählen in Quer- und 2 Pfählen in Längsrichtung mit steifer Pfahlkopfplatte durchgeführt ($d_s = 0,8 \text{ m}$). Der Seitendruck p_E wurde auf der Boden-Anströmseite der Pfähle, der Porenwasserüberdruck Δu außerhalb der Pfähle (Abstand vor der vorn stehenden Pfahlquerreihe etwa $10 \cdot d_s$) gemessen.

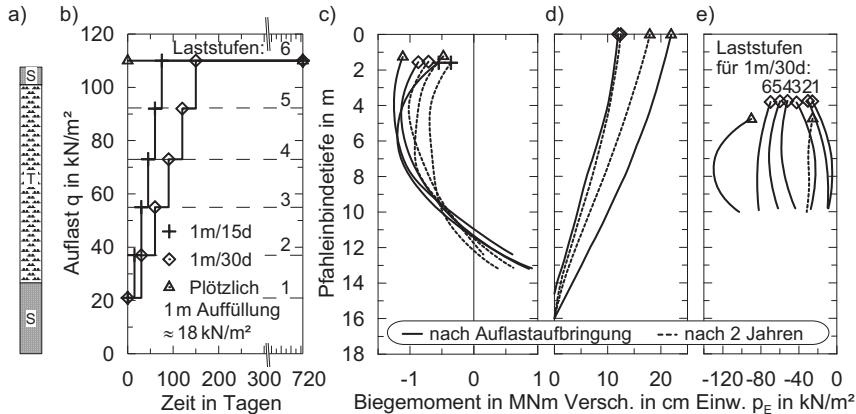


Bild 2.21: Versuchsergebnisse nach Jeong et al. (2004) zum Langzeitverhalten unter Seitendruck (nur vordere Pfahlreihe dargestellt): a) Bodenprofil; b) Laststufen im Zeitverlauf; c) Biegemomente; d) Pfahlverschiebungen; e) Einwirkung auf die Pfähle auf der Boden-Anströmseite der Pfähle (Messwerte)

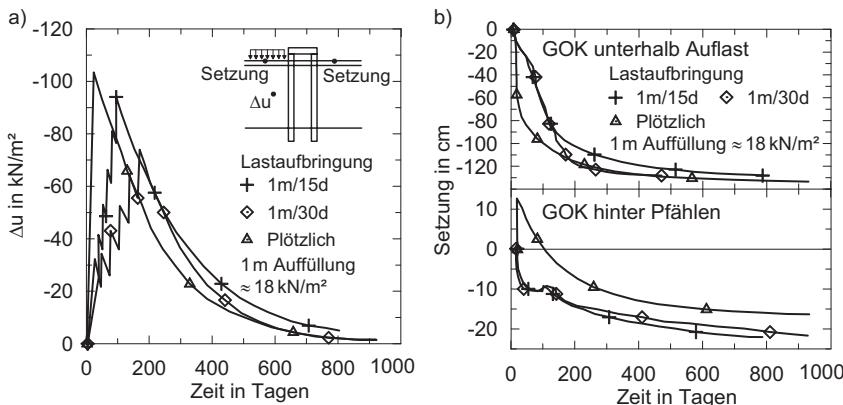


Bild 2.22: Versuchsergebnisse nach Jeong et al. (2004) zum Langzeitverhalten unter Seitendruck: a) Porenwasserüberdruck Δu ; b) Setzungen vor und hinter Pfahlgruppe

Folgende Erkenntnisse lassen sich aus den Versuchsergebnissen ableiten:

- Mit zunehmend schnellerer Lastaufbringung ist mit einem größeren Seitendruck, größeren Porenwasserüberdruck im Boden und auf den Pfahl sowie mit größeren Pfahlverformungen und Biegemomenten zu rechnen.
- Nach Abbau von etwa 95 % des Porenwasserüberdrucks Δu nach 2 Jahren (Bild 2.22 a) verringerte sich die Einwirkung auf die Pfähle p_E erheblich (Bild 2.21 e). Ebenso die maximalen Biegemomente, wobei mit einer geringen Umlagerung der Biegemomente im Pfahl zu rechnen (Bild 2.21 c).
- Während sich bei plötzlicher Lastaufbringung die Pfahlverschiebungen nach der Konsolidationsphase verringert haben, ist dies bei langsamerer Lastaufbringung nicht der Fall (Bild 2.21 d). Eine Erklärung liefern die Autoren nicht.
- Erwartungsgemäß besteht ein Zusammenhang zwischen der Größe des Porenwasserüberdrucks Δu , einwirkend auf der Boden-Anströmseite des Pfahls, und der Größe der Bodenauflast q bzw. der Größe der Einwirkung auf die Pfähle p_E (vgl. z. B. Bild 2.21 e und Bild 2.23 b).
- In den Versuchen ergab sich die Zunahme der undrainierten Kohäsion c_u des Bodens mit Abbau des Porenwasserüberdrucks Δu bei gleichzeitigem Rückgang der Einwirkung auf die Pfähle (Bild 2.21 e und Bild 2.23 c). Demnach lag am Anfang der Lastaufbringung die größte Einwirkung aus Seitendruck auf die Pfähle vor.

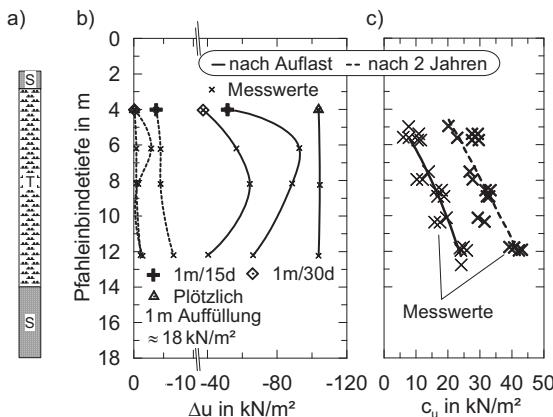


Bild 2.23:

Versuchsergebnisse nach Jeong et al. (2004): a) Bodenprofil; b) Porenwasserüberdrücke Δu im Boden; c) c_u unterhalb der Bodenauflast vor und nach dem Versuch

2.4.9 Zur Ausbildung einer möglichen Bettung der Pfähle in den bindigen Bodenschichten

Messungen bei Zentrifugen-Modellversuchen von *Jeong et al. (2004)* über Dehnmessstreifen lassen auf die Biegemomente rückschließen. Kraftmessdosen ermittelten die Einwirkung auf die Pfähle. Dieser Umstand ermöglicht über die Differentialgleichung des Biegebalkens nach Bild 2.8 die Ableitung des Seitendrucks p aus der Momentenverteilung und die Gegenüberstellung zur gemessenen Seitendruckeinwirkung p_E (Bild 2.24). Die Differenz zwischen p_E und p liefert die Bettung des Pfahls in der bindigen Bodenschicht, sofern eine Bettung vorhanden ist.

Abgeleitet wurde der Seitendruck p aus einer Polynomfunktion 5. Grades der Biegemomente. Höherwertige Polynome ließen die wenigen Messwerte nicht zu. Bild 2.24 b und c zum Zeitpunkt direkt nach Aufbringung der Bodenauflast zeigt für die gemessene Einwirkungen p_E größere Werte als für den abgeleiteten Seitendruck p . Demzufolge könnte eine Bettung des Pfahls in der bindigen Bodenschicht vermutet werden, die ggf. auf den Porenwasserüberdruck, den hydrostatischen Wasserdruk und auf den Erdruhedruck im Boden zurückgeführt werden kann.

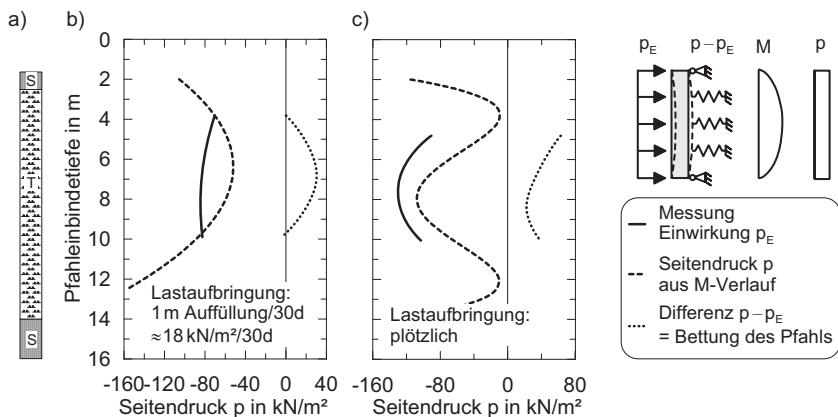


Bild 2.24: Gegenüberstellung des Seitendrucks p abgeleitet aus den Biegemomenten und aus den Messwerten der Einwirkung auf die Pfähle p_E nach *Jeong et al. (2004)*:
a) Bodenprofil; b) und c) Gegenüberstellung p , p_E und $p - p_E$

2.5 Numerische Analysen

2.5.1 2-D Berechnung versus 3-D Berechnung

Numerischen Untersuchungen liegen in der Literatur in Form von zwei- und dreidimensionalen Berechnungen vor. Erstere erfolgen für einen ebenen Spannungs- oder Verformungszustand sowie in einem vertikalen oder einem horizontalen Schnitt durch den Pfahl (Bild 2.25).

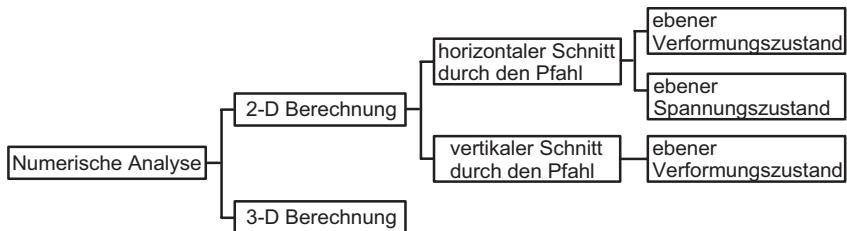


Bild 2.25: Berechnungsmethoden numerischer Analysen aus der Literatur

2-D Analysen im vertikalen Schnitt durch den Pfahl finden sich bspw. bei *Stewart (1992)*, *Watanabe et al. (2000)*, *Ellis/Springman (2001)* und *Kuralowicz (2004)*. *Springman (1989)* wies darauf hin, dass diese Berechnungen das Umfließen des Pfahls nicht abbilden können, da keine Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden auftreten. *Wakai et al. (1997)* stellten beim Vergleich von 3-D mit 2-D Analysen im vertikalen Pfahlschnitt Abweichung bei den Pfahlverschiebungen von bis zu 25 % fest.

Gute Ergebnisse hingegen sind bei Vergleichsberechnungen zwischen 2-D Analysen im horizontalen Schnitt des Pfahls mit 3-D Analysen dokumentiert (z. B. *Bransby, 1995*). Im Regelfall werden diese im ebenen Verformungszustand durchgeführt. *Chen (1994)* schlägt für Berechnungen in kleineren Tiefen einen ebenen Spannungszustand vor.

2.5.2 Zusammenstellung von Ergebnissen aus der Literatur

In Tabelle 2.4 sind ausgewählte numerische Ergebnisse aus der Literatur zur Validierung der Erkenntnisse aus Laborversuchen nach Abschnitt 2.4 zusammengefasst. Es wurden in Tabelle 2.4 i. d. R. nur Ergebnisse herangezogen, die für bindige Böden auf Grundlage von elastisch-plastischen Stoffmodellen ermittelt wurden. 2-D Berechnung im vertikalen Schnitt durch den Pfahl fanden keine Beachtung.

Tabelle 2.4: Validierung der Ergebnisse aus Laborversuchen nach Abschnitt 2.4 durch numerische Ergebnisse aus der Literatur

Laborversuch vs. Numerik	Autor Numerik	gegebenenfalls Erläuterung/Ausführung
Größter Seitendruck bildet sich etwa in der Mitte der Weichschicht aus (Abschnitt 2.4.7)		
(+)	<i>Springman (1989)</i>	
(+)	<i>Pokpong (2007)</i>	
Seitendruck auf Pfahlquerreihen in bindigen Böden (Abschnitt 2.4.4):		
a) Einwirkung auf Gruppenpfähle höher als auf einen Einzelpfahl ($\eta_a > 1$);		
b) η_a bzw. Einwirkung auf Pfahl steigt mit zunehmend engerem Pfahlabstand		
a) (-); b) (-)	<i>Jeong et al. (2003)</i>	geringere η_a bei frei beweglichen Pfahlköpfen; ab $a_Q/d_s \approx 7$ Verhalten wie bei Einzelpfahl
a) (+); b) (+)	<i>Chen (1994)</i>	ab $a_Q/a_s = 8$ Verhalten wie bei Einzelpfahl
a) (O); b) (+)	<i>Chen/Martin (2002)</i>	Feststellung einer geringen Gewölbebildung
a) (-); b) (+)	<i>Pokpong (2007)</i>	
a) (±); b) (±)	<i>Bransby (1995)</i>	kaum Veränderung bei $a_Q/d_s \approx 2$ bis $a_Q/d_s \approx 25$
a) (O); b) (-)	<i>Springman (1989)</i>	größeres Moment und p bei $a_Q/d_s \approx 5$ zu $a_Q/d_s \approx 3$
Seitendruck auf hintere Pfähle bei Pfahllängsreihen kleiner als auf vordersten (Tabelle 2.3)		
(+)	<i>Karthigeyan et al. (2003)</i>	ähnlich bei weichen und steifen Pfählen ($EI = 3,5 \cdot 10^3$ MN/m ² bzw. $EI = 2,8 \cdot 10^4$ MN/m ²)
(+)	<i>Bransby (1995)</i>	
Seitendruck auf versetzte Pfahlquerreihen kleiner (Bild 2.14):		
(-)	<i>Chen (1994)</i>	Genau entgegengesetzte Ergebnisse zu <i>Wenz (1963)</i>
Verringerung der Größe der Bodenverschiebung bei voller Mobilisierung des Seitendrucks mit zunehmend engeren Pfahlquerabständen a_Q nach <i>Matsui et al. (1982)</i> (Abschnitt 2.4.6)		
(+)	<i>Bransby (1995)</i>	
(+)	<i>Chen/Martin (2002)</i>	
(-)	<i>Pokpong (2007)</i>	

Anmerkungen: Keiner der Autoren führt aus, ob nur die Einwirkung auf die Pfähle oder die Gesamtreaktion der Pfähle betrachtet wurden.

(+): entsprechen sich; (-): widersprechen sich; (O): keine Angabe; (±) keine eindeutigen Ergebnisse

2.6 Zusammenstellung von Berechnungsansätzen

In Anlehnung an *Stewart et al. (1994)* und *Poulos (1989)* ist eine Einordnung unterschiedlicher Ansätze bzw. Methoden zur Berechnung der Seitendruckeinwirkung auf Pfähle nach Bild 2.26 ableitbar.

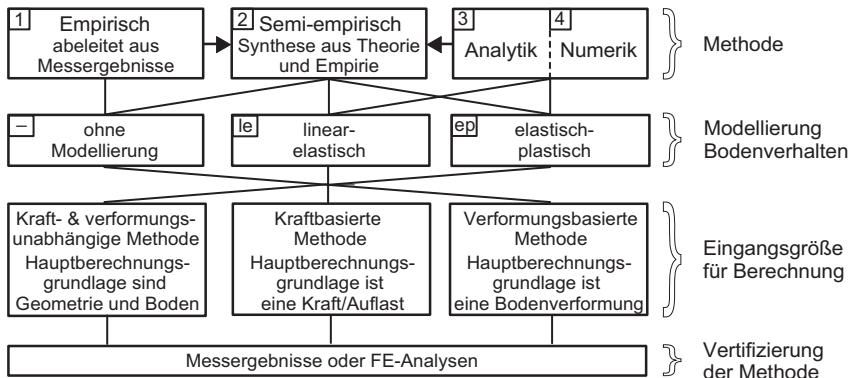


Bild 2.26: Einordnung und schematischer Aufbau unterschiedlicher Berechnungsmethoden aus der Literatur mit Definition von Kurzbezeichnungen für Tabelle 2.5

Der Fließdruckansatz nach *EA-Pfähle (2012)* ist als semi-empirische, kraft- und verformungsunabhängige Methode ohne Modellierung des Bodenverhaltens einordenbar (Abschnitt 2.3). Zusammenstellungen und Beurteilungen ausgewählter Berechnungsmethoden finden sich bspw. in *Stewart (1992)*, *Stewart et al. (1994)*, *Springman et al. (1994)* und *Kok et al. (2009)*. Eine Zusammenstellung von ausgewählten Berechnungsmethoden erfolgt in Tabelle 2.5. Sofern nicht anders vermerkt, gilt für die Verursachung des Seitendrucks die Situation Aufschüttung/Bodenauflast neben einer Pfahlgründung.

Stewart (1992) verglich ausgewählte Berechnungsmethoden hinsichtlich ihrer Ergebnisse miteinander und mit Versuchsergebnissen aus Zentrifugen-Modellversuchen und ermittelte große Streubreiten. *Chen (1994)* betonte für kraftbasierte Methoden die große Abhängigkeit von der Geometrie der in situ-Verhältnisse und die damit unflexible Anwendbarkeit. Zudem ist die Größe der einwirkenden Kraft häufig unbestimmt. Auf eine größere Flexibilität von verformungsbasierten Methoden wiesen *Stewart (1992)* und *Chen/Poulos (2001)* hin. Diese können unabhängig der Verursachung des Seitendrucks generell auf jedes Problem angewendet werden. Problematisch gestaltet sich jedoch die Ermittlung der horizontalen Bodenverschiebung im Bereich des Pfahls, was i. d. R. wiederum Finite-Elemente Berechnungen oder in situ-Messungen notwendig macht.

Tabelle 2.5: Zusammenstellung unterschiedlicher Berechnungsmethoden für die Seitendruckeinwirkung auf Pfähle aus der Literatur

Autor/en	Einordnung (Bild 2.26)	Direkte Ergebnisse	Erläuterung bzgl. Methode und Kritik
Kraft- und verformungsunabhängige (rein-empirische) Berechnungsmethoden			
Marche/Lacroix (1972)	1/-	y_{max}	Auswertung der Verschiebungen in den Weichschichten bei 15 Brückenwiderlagern. Angabe von Maximalwerten der Verschiebung für definierte Randbedingungen.
Kraftbasierte Berechnungsmethoden			
Begemann/de Leeuw (1972)	3/le	P_E , y_{max}	P_E bei Schnittpunkt der angenäherten Verschiebungen y von Boden und Pfahl unter horizontaler Spannung σ_h ; σ_h und y ermittelt aus Gleichungen von Boussinesq.
de Beer/Wallays (1972)	2/le	$P_{E,cal}$, $M_{y,max}$	P_E ist Funktion aus Auflast, Reibungswinkel Boden und Böschungswinkel. P_E konstant über Höhe Weichschicht. $M_{y,max}$ berechenbar. P_E folgt aus Konsolidation und Kriechen.
Tschebotarioff (1973)	2/le	P_E , $M_{y,max}$	Seitendruckverlauf, abgeleitet aus Labor- und Feldversuchen, ist aus Vertikalspannungen abschätzbar, $M_{y,max}$ folgt aus Gleichungen. Nur wenige Geometrien erfassbar.
Cañizo/Merino (1977)	3/le	P_E , y_{max}	Aufbauend auf Begemann/de Leeuw (1972). Ermittlung von y_{max} und P_E über Nomogramme bei variierten Belastungsformen. Grundlage sind Gleichungen von Boussinesq.
Oteo (1977)	2/le	y_{max} , $M_{y,max}$	Aufbauend auf Begemann/de Leeuw (1972), de Beer/Wallays (1972) und 19 Feldversuchen Ableitung von Nomogrammen. Eingangsdaten sind Größe der Auflast und geometrische Randbedingungen. Gilt nur für relativ biegeweiche Pfähle.
Fukuoka (1977)	2/le	y , M_y	Grundlage sind Böschungsrutschung und Bettungsmodulverfahren. Eingangswert ist die horizontale Krafteinwirkung auf den Pfahl.
Springman (1989), Randolph/Spring- man (1991)	2/le	P_E , y , M_y	Aus Bodenauflast, Pfahlgeometrie und -abständen sowie Bodenparametern Berechnung des parabelförmigen Seitendrucks, der Momente und Pfahlverschiebung. Verschiedene Randbedingungen am Pfahlkopf möglich.
Stewart (1992)	2/ep	$y_{Pfahlkopf}$, $M_{y,max}$	Modifizierung der Methode nach Springman (1989) u. a. zur Beseitigung ungültiger Lösungen bei bestimmten Randbedingungen.

Fortsetzung Tabelle 2.5

Autor/en	Einordnung (Bild 2.26)	Direkte Ergebnisse	Erläuterung bzgl. Methode und Kritik
Verformungsbasierte Berechnungsmethoden			
<i>Poulos (1973), Poulos/Davis (1980)</i>	4/le	y, M_y	Berechnungsdiagramme auf Grundlage der Finiten Differenzen Methode. Eingangsgrößen sind Form und Größe der horizontalen Bodenverschiebung ohne Pfahl, Pfahl- und Bodensteifigkeiten, Pfahlgeometrie, Pfahlkopfrandbedingungen. Nur Einzelpfähle.
<i>Goh et al. (1997)</i>	2/-	$M_{y,max}$	Dimensionslose Formel abgeleitet aus Approximation horizontaler Bodenverschiebung y zu $M_{y,max}$ aus Versuchen. y vom Pfahl unbeeinflusster Eingangswert für Berechnungen.
<i>Chen/Poulos (1997, 1999, 2001)</i>	4/le	$y_{max}, M_{y,max}$	Berechnungsdiagramme auf Grundlage der Randelementmethode. Eingangsgrößen ähnlich zu <i>Poulos (1973)</i> und <i>Poulos/Davis (1980)</i> . Einzelpfähle und erweitert für Gruppenpfähle.
Kraft- und verformungsunabhängige Berechnungsmethoden			
<i>Ito/Matsui (1975), Ito et al. (1982), Matsui et al. (1982)</i>	3/ep	p_E	Berechnung Kraft auf Pfahlquerreihe mit varierten Pfahlabständen bei plastifizierten Böden aus Bodenparametern, Pfahlgeometrie und Erddruck. Nur steife, reibungsfreie Pfähle. Lösung wird unendlich ohne Pfahlabstand.
<i>Carter (1982)</i>	4/le	y, M_y	Ableitung von Berechnungsdiagrammen aus 3-D FE-Berechnungen am Einzelpfahl mit variierter Geometrien und Steifigkeiten von Pfahl und Boden. Berechnung Gruppenpfähle indirekt.
<i>Sawaguchi (1989)</i>	3/le	M_y	Schrägpfähle bei Böschungsrutschung. Grundlage Bettungsmodulverfahren. Viele Randbedingungen variierbar. Eingangswerte sind Bodenkenngrößen und Geometrie.
<i>Guo (2003), Guo/Ghee (2004), Guo (2006)</i>	3/ep	y, M_y	Pfähle als Stabilisierung bei Böschungsrutschung. Pfahl durch unabhängige Federn gebettet. Aus Bodenparametern und Geometrie Berechnung einer zu den Effekten der Bodenverschiebung äquivalente Last am Pfahlkopf. Nur Pfähle mit freiverschiebl. Köpfen.
<i>Chaudhuri (2005)</i>	4/ep	$y_{Pfahlkopf}, M_{y,max}$	Auf Grundlage der Finiten Differenzen Methode Ableitung dimensionsloser Diagramme zur Berechnung bei varierten Bodenkenngrößen, Pfahlgeometrien und -steifigkeiten.

2.7 In situ-Versuche

Aufgrund der häufig schwierigen technischen Anforderungen und hohen Kosten wurden bisher nur wenige in situ-Versuche durchgeführt. Zusammenstellungen über die Randbedingungen von Versuchen finden sich in Tabelle 2.6. Erfasst sind nur Versuche mit Aufschüttungen oder Bodenauflasten neben Pfählen und/oder mit Messungen horizontaler Bodenbewegungen infolge Aufschüttung oder Bodenauflasten.

Tabelle 2.6: Zusammenstellung der Randbedingungen von in situ-Versuchen

Autor/en	Messrandbedingungen	Testpfahl/-pfähle	Bodenschichtung von oben nach unten
Stermac et al. (1968)	Bodenverformungen unterhalb von 7 Widerlagern entlang eines Straßenneubaus Cornwell/Quebec, Kanada über etwa 5 Jahre	–	<ul style="list-style-type: none"> • Auffüllung • 1,5 m–12 m Weichschicht • $c_u : 19 \text{ kN/m}^2$–48 kN/m^2 • tragfähiger Sand
Tavenas et al. (1979)	21 Standorte über die Herstellungsphase und der Konsolidation (5 Jahre)	–	Weiche normal- und überkonsolidierte Böden ohne nähere Angaben
Franke/Schuppener (1982)	<ul style="list-style-type: none"> • Aufschüttung in 2 Stufen • Messung an 2 Standorten • vertikale Sanddrains • Messung über 1,5 Jahre 	–	<ul style="list-style-type: none"> • 8 m–9,5 m weicher Klei und Torf • $c_u \approx 15 \text{ kN/m}^2$ • tragfähiger Sand
Heyman/Boersma (1961)	Messung von Biegelinie, p und $M_{y,\max}$ bei sich dem Pfahl in 5 m-Schritten nähernder Aufschüttung	<ul style="list-style-type: none"> • Einzelpfähle • $l = 12,5 \text{ m}$ • Doppel-U-Profil 	<ul style="list-style-type: none"> • 2,0 m Sand • 8,7 m Ton und Torf mit 2 m Sandeinlage • tragfähiger Sand
Leussink/Wenz (1969), Wenz (1972)	<ul style="list-style-type: none"> • Messung von Biegelinie und p_E • vertikale Sanddrains • Lastwechsel über 2,5 Jahre mit $q_{\max} = 300 \text{ kN/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Einzelpfahl • $l \approx 30 \text{ m}$ • $a_s = 0,85 \text{ m}$ • Betonprofil • Kopfeinspannung 	<ul style="list-style-type: none"> • 5 m Sand • 15 m organischer Ton/Torf • $c_u : 15 \text{ kN/m}^2$–20 kN/m^2 • tragfähiger Sand
Wolf/Thamm (1988)	<ul style="list-style-type: none"> • Messung von Biegelinie, p_E und Bodenverformung • vertikale Sanddrains • Vorbelastung mit Damm mit vollst. Konsolidierung • Lastwechsel über 10 Mon. mit $q_{\max} = 100 \text{ kN/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> • 4er-Gruppe • $l \approx 23,5 \text{ m}$ • $d_s = 2,10 \text{ m}$ • Betonprofil • Kopfeinspannung • $a_L/d_s \approx 3,3$ • $a_Q/d_s \approx 2,5$ 	<ul style="list-style-type: none"> • 10,5 m sehr weicher Klei mit 2,5 m eingeschichtetem Torf • $c_u : \approx 25 \text{ kN/m}^2$–$\approx 32 \text{ kN/m}^2$ • tragfähiger Sand

Fortsetzung Tabelle 2.6

Autor/en	Messrandbedingungen	Testpfahl/-pfähle	Bodenschichtung von oben nach unten
<i>Uriel et al. (1976)</i>	<ul style="list-style-type: none"> Messung von Biegelinie, Δu unter Auflast sowie Bodenverformungen Messungen über 100 Tage mit $q_{\max} \approx 90 \text{ kN/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> Einzelpfähle $l = 20,0 \text{ m}$ $a_s = 0,70 \text{ m}$ Betonprofil 	<ul style="list-style-type: none"> • 2,5 m Auffüllung • 17 m weicher Ton, $c_u : 11 \text{ kN/m}^2 - 16 \text{ kN/m}^2$ • tragfähiger Sand
<i>MacLeod et al. (1990)</i>	<ul style="list-style-type: none"> Messung von Biegelinie, und p_E an 3 Pfählen Messung bei Widerlagerherstellung und unter Verkehrslasten über 4 Jahre 	<ul style="list-style-type: none"> 34 Pfähle $l \approx 17 \text{ m}$ $a_s = 305 \text{ mm}$ H-Profil, $a_L = a_Q \approx 1,5 \text{ m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • 2,5 m Auffüllung • 17,5 m Schlick mit Kieseinlagerungen $c_u : 3 \text{ kN/m}^2 - 60 \text{ kN/m}^2$ • tragfähiger Sand
<i>Mühl et al. (2009)</i>	<ul style="list-style-type: none"> Messung von Biegelinie, Δu unter Auflast sowie Bodenverformungen vertikale Sanddrains Lastaufbringung in 5 Stufen mit je $q = 50 \text{ kN/m}^2$ alle $\approx 56 \text{ Tage}$ Messungen über 2 Jahre 	<ul style="list-style-type: none"> 4er-Gruppe 5er-Gruppe Einzelpfahl $l \approx 35 \text{ m}$ Stahlhohlprofil, $d_s/t = 813/15 \text{ mm}$ Kopfeinspannung $a_L/d_s \approx 6,5$ $a_Q/d_s \approx 3,0$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $\approx 2 \text{ m}$ Auffüllung • $\approx 12 \text{ m}$ weicher Ton mit $\approx 3 \text{ m}$ Sandeinlagerung • $c_u : 15 \text{ kN/m}^2 - 40 \text{ kN/m}^2$ • tragfähiger Sand

Zusammenhänge von zunehmender Bodenauflast und damit zunehmenden Porenwasserüberdrücken, Setzungen und horizontalen Pfahl- und Bodenverformungen finden sich in den Messwerten von *Uriel et al. (1976)* und *Mühl et al. (2009)*. Nähungsweise lineare Zusammenhänge zwischen Messgrößen sind im Folgenden dokumentiert:

- Größe der Bodenauflast und dem Seitendruck auf die Pfähle (*Wolf/Thamm, 1988*). Nach *Wenz (1972)* tritt bei einer Auflaststeigerung über einen bestimmten Wert kein zunehmender Seitendruck auf die Pfähle auf (Bruchzustand).
- $M_{y,\max}$ und p zum Abstand der Bodenauflast vom Pfahl, wobei gilt $p = \text{const.}$ für Abstand $< 10 \text{ m}$, was auf eine Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich hindeutet (*Heyman/Boersma, 1961*).
- $M_{y,\max}$ zum Porenwasserüberdruck Δu in Pfahlnähe nach *Heyman/Boersma (1961)*.
- Tavenas et al. (1979)* ermitteln für horizontale und vertikale Bodenverformungen:
 - normalkonsolidierte Böden während Aufschüttung: horizontal \approx vertikal
 - überkonsolidierte Böden während Aufschüttung: horizontal $<$ vertikal
 - beim Konsolidierungsvorgang: horizontal \ll vertikal

Analog zu Ergebnissen aus Zentrifugen-Modellversuchen nach Abschnitt 2.4.7 ermittelten Heyman/Boersma (1961) das maximale Biegemoment im Bereich der Grenze bindige Bodenschicht/tragfähiger Sand.

Mühl *et al.* (2009) und Franke/Schuppener (1982) stellten abnehmende horizontale Bodenverformungen in der bindigen Bodenschicht mit zunehmendem Abstand von der Bodenauflast fest. Zunehmende Horizontalverformungen wurden bei höheren Wassergehalten des Bodens (Franke/Schuppener, 1982) bzw. größerer Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Stermac *et al.*, 1968) gemessen.

Wenz (1972) und Uriel *et al.* (1976) ermittelten die größte Pfahlverschiebung im oberen Drittel der bindigen Bodenschicht. Bei Wolf/Thamm (1988) ist ein Seitendruckabfall in einer eingelagerten Torfschicht mit höherer Festigkeit festzustellen. Zudem lassen ihre Messungen eine dreidimensionale Darstellung der Seitendruckeinwirkung auf die Pfähle zu (Bild 2.27). Der hintere Pfahl erhält dabei etwa 30 % der Einwirkung des vorn stehenden.

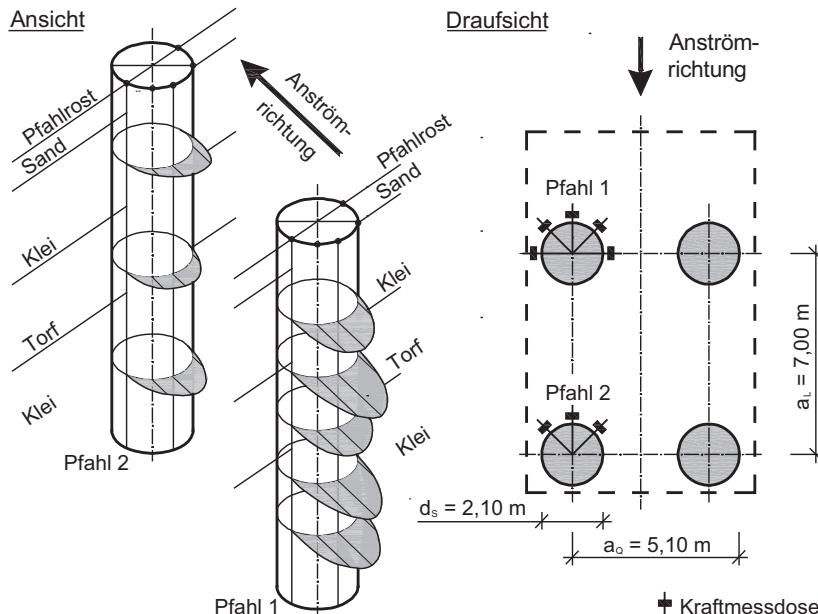


Bild 2.27: Messergebnisse des Seitendrucks auf Pfähle unter einem Brückenwiderlager neben einer Aufschüttung nach Wolf/Thamm (1988)

Langzeitversuche zeigen folgende Ergebnisse:

- Seitendruckanstieg auf die Pfahlgründungen des Widerlagers von etwa 10 % bis 30 % bis etwa 6 Monate nach Verkehrsfreigabe und etwa konstant bleibender bis gering zunehmender Seitendruck die darauffolgenden 2,5 Jahre (*MacLeod et al., 1990*).
- Tendenziell leicht zunehmender Seitendruck unter konstanter Auflast über 7 Monate (*Wolf/Thamm, 1988*).
- Setzungen und horizontale Verformungen, die zu Verkippungen der Widerlager führen, auch 900 Tage nach voller Lastaufbringung (*Stermac et al., 1968*).
- Zunehmende Horizontalverformungen des Bodens während des Konsolidationsvorgangs (*Franke/Schuppener, 1982; Uriel et al., 1976; Tavenas et al., 1979*).

2.8 Maßnahmen zur Reduktion des Seitendrucks

Bereits *Franke (1972)* wies darauf hin, dass in der Praxis häufig Maßnahmen ergriffen werden, Fließerscheinungen im Untergrund zu vermeiden oder diesbezüglich unempfindliche Konstruktionen gewählt werden. Methoden finden sich bspw. bei *Kempfert (2001, 2010)* und *Fedders (1978)*. *Bransby (1995)* und *Bransby/Springman (1997)* zeigten eine erhebliche Reduktion des Seitendrucks auf Pfähle durch den Einbau von Bentonit am Pfahlschaft in den bindigen Bodenschichten (*Butthole-Method*).

2.9 Vergleich von Ansätzen zur Seitendruckberechnung auf Einzelpfähle

Eine vergleichende Zusammenstellung von Ansätzen zur Seitendruckberechnung auf Einzelpfähle beinhaltet Tabelle 2.7 und Tabelle 2.8. Dabei wurde sich auf den Berechnungsansatz in Form der Gleichung (2.5) beschränkt. Tabelle 2.7 legt dabei den Schwerpunkt auf die Herleitung des jeweiligen Berechnungsansatzes und Tabelle 2.8 auf die Größe ausgewählter Einflussfaktoren, die der Ableitung des jeweiligen Berechnungsansatzes zugrunde liegen.

Auf die Problematik der Vergleichbarkeit der Ansätze aufgrund der häufigen Unklarheit, ob nur die Einwirkung auf den Pfahl oder die Gesamtreaktion dessen ermittelt wurde, ist bereits hingewiesen worden. Dies ist auch in Tabelle 2.7 und Tabelle 2.8 zu beachten.

Ein Vergleich einiger Ansätze mit in situ gemessenen Seitendräcken findet sich in Bild 1.3.

Tabelle 2.7: Vergleich von Ansätzen zur Seitendruckberechnung auf Einzelpfähle

Autor/en	Grundlegung der Herleitung des Ansatzes	Berechnungsansatz
<i>Brinch Hansen/ Lundgren (1960)</i>	Grundbruchformel	$P = 7,5 \cdot c_u \cdot a_s$ $P = 6,4 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Schenk/Smoltczyk (1966)</i>	Vektorielle Addition der Grenzlinien um- flossener Pfahlquerschnitte	$P = 3,4 \cdot c_u \cdot a_s$ $P = 2,6 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Wenz (1963)</i>	<i>Prandtl</i> -Formel für Vollraum mit Leerraum hinter Pfahl und 1g-Modellversuchen	$P = 8,28 \cdot c_u \cdot a_s$
nach <i>Wenz (1963)</i>	Eigene Auswertung der 1g-Modellversuche anhand dokumentierter Messdaten	$P \leq \approx 10,5 \cdot c_u \cdot a_s$ $P \leq \approx 8 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Wenz (1972)</i>	Vorschlag der <i>Prandtl</i> -Formel für geschlos- senen Vollraum	$P = 11,42 \cdot c_u \cdot a_s$
<i>Fedders (1978)</i>	Pragmatische Empfehlung für die Praxis auf Grundlage von <i>Wenz (1972)</i>	$P = 10 \cdot c_u \cdot a_s$ bzw. $P = 10 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Gudehus/Leinenkugel (1978), Winter (1979, 1980)</i>	Berücksichtigung der Abhängigkeit von c_u von der Fließgeschwindigkeit des Bodens. Ansatz hergeleitet an ebenem FE-Modell.	$P = f(c_u, d_s, \kappa, \dot{\epsilon})$ mit κ = Formfunktion
<i>Gudehus/Leinenkugel (1978)</i>	$P = f(c_u, d_s, \kappa, \dot{\epsilon})$ ausgewertet für typische in situ-Fließgeschwindigkeit	$P = 4,5 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Randolph/Houlsby (1984)</i>	Klassische Plastizitätstheorie für ¹⁾ ideal glatten und ²⁾ ideal rauen Pfahl	$P = 9,14 \cdot c_u \cdot d_s$ ¹⁾ $P = 11,94 \cdot c_u \cdot d_s$ ²⁾
<i>Schmiedel (1984), Thamm (1994), EA-Pfähle (2012)</i>	Empfehlung für Praxis. Weiterbearbeitung von <i>Fedders (1978)</i> mit Beachtung der Er- kenntnisse zur Fließgeschwindigkeit.	$P = 7 \cdot c_u \cdot a_s$ bzw. d_s
<i>Chen (1994)</i>	Zweidimensionale FE-Analyse	$P_X = 11,4 \cdot c_u \cdot a_s$
<i>Bransby (1995)</i>	Zweidimensionale FE-Analyse	$P_X = 11,75 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Pan et al. (2000)</i>	1g-Modellversuche	$P_E \approx 10,6 \cdot c_u \cdot a_s$
<i>Chen/Martin (2002)</i>	Zwei- und dreidimensionale FE-Analyse für ¹⁾ ideal glatten und ²⁾ ideal rauen Pfahl	$P_X = 9,11 \cdot c_u \cdot d_s$ ¹⁾ $P_X = 11,94 \cdot c_u \cdot d_s$ ²⁾
<i>Pan et al. (2002a), Karthigeyan et al. (2004)</i>	Dreidimensionale FE-Analyse für ³⁾ steifen Pfahl ($EI = 2,8 \cdot 10^4$ MN/m ²) und ⁴⁾ biege- weichen Pfahl ($EI = 3,5 \cdot 10^3$ MN/m ²)	$P_X = 10 \cdot c_u \cdot a_s$ ³⁾ $P_X = 10,8 \cdot c_u \cdot a_s$ ⁴⁾
<i>Miao et al. (2006)</i>	Dreidimensionale FE-Analyse	$P_X \approx 10,5 \cdot c_u \cdot a_s$
<i>Pokpong (2007)</i>	Dreidimensionale FE-Analyse	$P_X \approx 6 \cdot c_u \cdot a_s$
<i>Miao et al (2008)</i>	1g-Modellversuche	$P \approx 11 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Knappett et al. (2010)</i>	1g-Modellversuche	$P = 8,33 \cdot c_u \cdot a_s$ $P = 8,62 \cdot c_u \cdot d_s$
<i>Aschrafi/Moormann (2012)</i>	Dreidimensionale FE-Analyse für ¹⁾ annä- hernd ideal glatten und ²⁾ ideal rauen Pfahl	$P_X \approx 12 \cdot c_u \cdot d_s$ ¹⁾ $P_X \approx 14,5 \cdot c_u \cdot d_s$ ²⁾

Tabelle 2.8: Zusammenstellung der Einflussfaktoren der Ansätze nach Tabelle 2.7

Autor/en	p/c_u	c_u	h_w	d_s	a_s	Rauheit	v
Analytisch							
<i>Schenk/Smoltczyk (1966)</i>	2,6 3,4	generell generell	∞ ∞	generell –	– generell	generell generell	generell
<i>Gudehus/Leinenkugel (1978)</i>	4,5	$= f(v)$	∞	generell	–	glatt	1 cm/mon
<i>Wenz (1963)</i>	8,28	generell	∞	–	generell	glatt	generell
<i>Randolph/Housby (1984)</i>	9,14	generell	∞	generell	–	glatt	generell
<i>Wenz (1972)</i>	11,42	generell	∞	–	generell	glatt	generell
<i>Randolph/Housby (1984)</i>	11,94	generell	∞	generell	–	rau	generell
1g-Modellversuche							
<i>Knappett et al. (2010)</i>	8,33 8,62	9 bis 40	2,5 cm	– 0,8 cm	0,8 cm –	glatt	1,2 mm/min
Nach <i>Wenz (1963)</i>	5,5 bis 8 7 bis 11	1,5 bis 4	20 cm – 50cm	10 cm –	– 10 cm	glatt	3,5 mm/min
<i>Miao et al. (2008)</i>	10,5	24	15 cm	1,6 cm	–	glatt	1,0 mm/min
<i>Pan et al. (2000)</i>	10,6	18	21,5 cm	–	2,0 cm	glatt	1,5 mm/min
Numerik							
<i>Pokpong (2007)</i>	≈ 6	11,3	6 m	–	0,4 m	k. A.	
<i>Chen/Martin (2002)</i>	9,11	25	∞	0,76 m	–	glatt	
<i>Pan et al. (2002a)</i>	$\approx 10,4$	20	15 m	–	1,0 m	rau	keine
<i>Karthigeyan et al. (2004)</i>	$\approx 10,5$	50	15 m	–	1,0 m	k. A.	Zeiteffekte
<i>Miao et al. (2006)</i>	$\approx 10,5$	24	24 m	–	1,0 m	rau	berück- sichtigt
<i>Chen (1994)</i>	11,4	7,6	∞	–	0,5 m	rau	
<i>Bransby (1995)</i>	11,75	40	∞	2 m	–	rau	
<i>Chen/Martin (2002)</i>	11,94	25	∞	0,76 m	–	rau	

Anmerkungen: c_u = undrainierte Kohäsion; h_w = Schichtmächtigkeit; d_s und a_s : Abmessung des runden bzw. quadratischen Pfahls; v = Anströmgeschwindigkeit des Bodens

Aus dem Vergleich der Entwicklung der Einflussfaktoren mit dem Ansatz von p/c_u nach Tabelle 2.8 kann aus den vorhandenen, zusammengestellten Untersuchungen kein signifikanter Einfluss eines Faktors auf den normierten Seitendruck p/c_u abgeleitet werden. Dies ist bei den 1g-Modellversuchen und numerischen Untersuchungen zum einen auf häufig nicht ausreichend deutlich dokumentierte Versuchsrandbedingungen zurückzuführen und zum anderen auf Überlagerungen zwischen den einzelnen Einflussfaktoren, die nicht eindeutig voneinander abgegrenzt werden können.

2.10 Zusammenfassende Bewertung der Erkenntnisse aus der Literatur

- Den Regelfall des Berechnungsansatzes für seitendruckbeanspruchte Pfähle stellt die Form $P = \chi \cdot c_u \cdot a_s$ bzw. $P = \chi \cdot c_u \cdot d_s$ nach Gleichung (2.5) dar. Bei Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich ergibt sich ein Maximalwert $\chi = (p/c_u)_{ult}$, der sich in der Literatur mit etwa 2,5 bis 14 angegeben findet.
- Eine zutreffende Verteilung des Seitendrucks über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht, wie sich der Größtwert in Labor- und in situ-Versuchen häufig in Schichtmitte zeigt, kann der Ansatz nach Gleichung (2.5) nicht leisten. Entsprechend lässt sich auch keine realistische Biegemomentenverteilung im Pfahl berechnen.
- Ergebnisse von Zentrifugen-Modellversuchen zeigen die Tendenz, dass Pfähle auch in den bindigen Bodenschichten eine Bettung aufweisen.
- Eine Berücksichtigung der Abhängigkeit von c_u von der Verformungsrate $\dot{\varepsilon}$ des Bodens bei Ermittlung des Seitendrucks findet sich bei *Winter (1979)*. Für in situ-typische $\dot{\varepsilon}$ berechnet sich χ demnach sehr viel kleiner als sich bei Ableitung aus Laborversuchen oder FE-Analysen ergibt. Problematisch ist die Abschätzung der Größe von $\dot{\varepsilon}$.
- Alternative Ansätze für die Seitendruckberechnung aus der Literatur sind i. d. R. nur wenig anwendungsbezogen dargestellt und gelten oftmals nur für spezielle Anwendungsrandbedingungen.
- Umfangreiche Untersuchungen zum Verhalten von Pfahlgruppen unter Seitendruckeinwirkung liegen bisher nicht vor. Auch zeigen die wenigen Literaturangaben Widersprüche und oftmals gegensätzliche Tendenzen.
- Quadratische Pfähle lassen nach 1g-Modellversuchen von *Wenz (1963)* einen etwa 20 % bis 30 % größeren Seitendruck erwarten als runde Pfähle.
- I. d. R. kann eine Abhängigkeit zwischen Bodenauflast, Porenwasserüberdruck und Seitendruckeinwirkung aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Abnehmende Pfahleinwirkungen mit zunehmender Konsolidierung zeigen Laborversuche, während dessen in situ-Langzeitversuche häufig auch nach Jahren noch einen leicht ansteigenden Seitendruck verzeichnen.
- Die Berechnungspraxis in Deutschland wurde seit *Fedders (1978)* nur geringfügig modifiziert und lediglich um einige weitere pragmatische Ansätze ergänzt.

3 Modellversuche

3.1 Konzeption und Zielsetzung

Zielsetzung der Modellversuche war die Untersuchung der Pfahl-Boden-Interaktion bei horizontaler Anströmung des Pfahls durch bindigen Boden unter definierten Randbedingungen. Die Konzeption einer Versuchseinrichtung im kleinmaßstäblichen Modell unter 1g-Bedingungen wurde für die Zielerreichung näherungsweise als ausreichend erachtet. In erster Näherung wurde die *in situ*-Situation der Pfahlseitendruckeinwirkung abstrahiert und in ein einschichtiges Modell mit der horizontalen Anströmung des Pfahls durch bindigen Boden überführt (Bild 3.1).

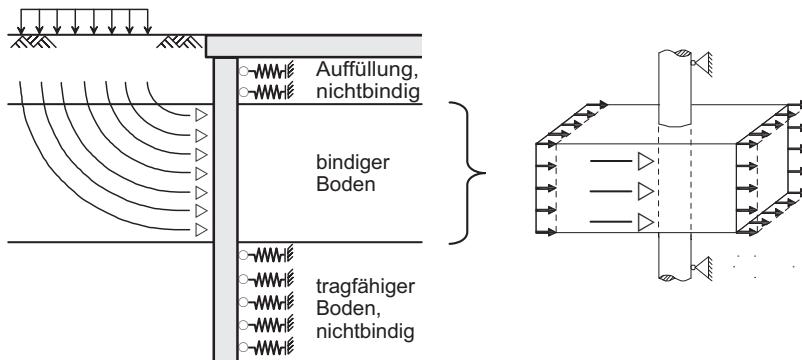


Bild 3.1: Abstraktion der *in situ*-Situation zur Abbildung im Modellversuch

Die Pfähle in den Modellversuchen wurden näherungsweise als steif, d. h. verformungsfrei, gewählt. Folgende Versuchsrandbedingungen wurden variiert:

- Pfahlabmessung und Pfahlform (rund/quadratisch),
- Rauheit der Pfahloberfläche,
- Anströmgeschwindigkeit des Pfahls durch den Boden,
- Wassergehalt bzw. Scherfestigkeit des bindigen Bodens,
- Pfahlanordnung (Einzelpfähle und Pfahlreihen),
- Pfahlabstände bei Pfahlreihen.

Um die entsprechenden Erkenntnisse ableiten zu können, war als Mindestanforderung die Erfassung folgender Messgrößen notwendig:

- Kraft/Spannung auf den Pfahl verursacht durch den anströmenden Boden.
- Verschiebung des Bodens im vom Pfahl nicht mehr beeinflussten Bereich.
- Verschiebung des Bodens im Pfahlnahbereich, die durch Einsatz der *Particle Image Velocimetry (PIV)* abgeleitet werden konnte (Abschnitt 3.3.4).

Zudem wurden in einer Versuchsreihe die Porenwasserdrücke am Pfahlschaft gemessen.

Die im folgenden dargestellten Modellversuche wurden als notwendig erachtet, da trotz der großen Anzahl an vorhandenen Versuchen (Abschnitt 2.4), verschiedene Randbedingungen, die den Seitendruck beeinflussen, nicht untersucht wurden. Häufig mussten auch Abweichungen zwischen den Ergebnissen verschiedener Autoren festgestellt werden, die nicht begründet werden konnten (bspw. Bild 2.13 und Tabelle 2.8).

3.2 Modelltheorie für 1g-Versuche

Die Ähnlichkeitstheorie in der Physik besagt, dass das Verhalten eines Prototyps durch ein Modell abgebildet werden kann, wenn die beteiligten physikalischen Größen ähnlich übertragbar sind und sich Modell und Prototyp bei ähnlichen geometrischen Randbedingungen unter Krafteinwirkung gleich entwickeln. Der Modellierung der Ähnlichkeit dienen Maßstabsfaktoren und dimensionslose physikalische Kennzahlen. Diese können mittels der Dimensionsanalyse bestimmt werden.

Bei bodenmechanischen 1g-Modellversuchen können solche Maßstabseffekte i. d. R. nicht eingehalten werden, was zum einen am geringen Spannungsniveau und zum anderen an der nicht maßstabsgetreuen Abbildung der Korngröße des Bodens liegt (Walz, 1988, 2006). Dabei sind Modellversuche mit kohäsiven Böden besonders schwierig übertragbar, da bspw. die Herstellung eines definierten Ausgangszustandes und die Skalierung der Kohäsion i. d. R. problematisch sind (Hettler, 2008). Dennoch existieren in der Literatur Modellgesetze für kleinmaßstäbliche 1g-Versuche mit bindigen Böden, die eine näherungsweise Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse zulassen, siehe Jovanović (2002) und Hettler (2008).

Bei den ausgeführten Modellversuchen handelt es sich um qualitative Modellversuche, die der Erkundung phänomenologischer physikalischer Zusammenhänge dienen sollten. Quantitative Aussagen wurden nur im Vergleich einzelner Versuche untereinander getroffen.

3.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

3.3.1 Versuchsstand

Die prinzipielle Konzeption des Modellversuchs sah ein Vorbeischieben des Bodens an dem Pfahl bzw. an mehreren Pfählen vor (Bild 2.7 a). Um Randeinflüsse bei der Versuchsdurchführung zu minimieren, wurden die geometrischen Abmessungen des Versuchsstandes anhand numerischer Simulationen des Versuchsablaufs zuvor abgeschätzt.

Als verschieblicher Versuchskasten für den Boden wurde ein Wagen mit einem Unterboden aus lackiertem Stahl konstruiert. Die Befüllfläche des Wagens l/b betrug maximal 112 cm/84 cm, wobei die Größe je nach untersuchter Pfahlanordnung und deren Einflussbereich im Boden ggf. verkleinert wurde. Die Seitenwände waren aus beschichteten Holzplatten mit einer Höhe von 20 cm hergestellt. Gelagert war der Wagen auf vier leichtläufigen Polyamidrollen mit Kugelkranz und einer jeweiligen Tragfähigkeit von 450 kg. Deren Führung fand in U-Stählen auf einem Plexiglasbelag statt, sodass eine möglichst glatte Unterlage Leichtläufigkeit gewährleistete. Die feststehende Rahmenkonstruktion des Versuchsstandes, die insbesondere der Befestigung der Messtechnik, der Pfähle sowie der Wagenführung diente, war aus verschraubten und geschweißten Standard-Stahlprofilen gefertigt. Die Abmessungen der Rahmenkonstruktion betrug $l/b/h \approx 160 \text{ cm}/100 \text{ cm}/120 \text{ cm}$. Bild 3.2 und Bild 3.3 zeigen den Aufbau des Versuchsstandes.

Als Modellpfähle wurden runde und quadratische Aluminiumprofile mit den Durchmessern d_s bzw. Kantenlängen a_s von 2 cm, 3 cm und 4 cm sowie einer Höhe von jeweils 20 cm verwendet. Bei Untersuchungen mit rauer Pfahloberfläche erfolgte die Ummantelung des Pfahlschaftes mit einem feinen Sandpapier.

Die Konzeption des Versuchsstandes sah vor, dass dem mit Boden befüllten Wagen eine Verschiebung eingeprägt wird, während dessen der Modellpfahl zu allen Zeitpunkten der Wagenverschiebung in seinen Freiheitsgraden gehalten ist. Die Bodenverschiebung y entspricht damit der Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl δ . Umgesetzt wurde dies über Abspannungen und Führung des Pfahls auf Schienen. Das Konzept der Pfahlführung sowie eine Darstellung eines Modellpfahls zeigen Bild 3.2 und Bild 3.3.

Um eine möglichst reibungsfreie vertikale Lagerung der Pfähle auf dem Wagen zu erreichen, wurden an den Pfahlfüßen Kugelrollen eingelassen. Die Unterfläche der Pfähle als Haltung in vertikaler Richtung bestand aus einer Plexiglasplatte. Die Haltung des Pfahls quer zur Wagenlaufrichtung wurde als Schienenkonstruktion aus einer 1,0 cm dicken Plexiglasplatte hergestellt. So wurde eine möglichst glatte und reibungsarme Oberfläche ermöglicht. Selbst wenn

das Kugellager aufgrund Verschmutzung ausfällt und der Pfahl auf der Schiene gleitet, ist eine minimale Kontaktzone sichergestellt und der Reibungswiderstand gering. Am Pfahlkopf fand eine Abspaltung des Pfahls quer zur Wagenlaufrichtung mittels einer 0,7 mm dicken, elastischen Polyamidschnur (Angelschnur) statt, die an der feststehenden Rahmenkonstruktion des Versuchsstandes befestigt war. Zunächst geplant, um den Pfahl gegen seitliche Auslenkung zu halten, stellte sich nach wenigen Versuchen heraus, dass auf diese seitliche Abspaltung während des Versuchsablaufs verzichtet werden konnte. Letztlich wurde der Pfahl in Position gehalten, indem im Bereich Pfahlkopf und Pfahlfuß Abspaltungen in Wagenlaufrichtung hin zu zwei Kraftmessdosen (KMD) bestanden. Dafür wurden Stahlseile mit 2 mm Durchmesser verwendet. Die KMD waren mit der feststehenden Rahmenkonstruktion des Versuchsstandes verschraubt. Die Anschlüsse Stahlseil–KMD waren zur Verhinderung von Verkantungen kugelgelagert. Zudem konnten die Stahlseile durch den KMD vorgelagerte Gewindestangen vorgespannt werden.

Der Vorschub des Wagens erfolgte mit einer 25 kN-Presse der Firma *MTS* weggesteuert. Die Konstruktion des Versuchsstandes sah eine Zugbeanspruchung der Presse vor. Die Verbindung Presse–Wagen gewährleistete ein Stahlseil mit 6 mm Durchmesser und etwa 1,70 m Länge. Die Anschlüsse des Stahlseils waren an Presse und Wagen kugelgelagert. Da die Presse im Laborraum vertikal installiert vorliegt, wurden die Kräfte über eine Umlenkrolle in die horizontale Richtung überführt (Bild 3.2). Die Anordnung der Umlenkrolle war exakt auf die Laufrichtung der Presse und des Wagens ausgerichtet, ebenso wie sich die Laufrichtung der Presse und des Wagens in einer Flucht befanden.

Um eine weitere Bewegung des Wagens bei Einstellung des Pressenvorschubs zu verhindern, war dieser durch eine Feder zurückgehalten. Die Widerstandskräfte des Wagens, u. a. bestehend aus Trägheits-, Reibungs- und Federrückhaltekräften, konnten experimentell ermittelt werden, indem der mit Boden befüllte Wagen ohne Pfahl verschoben wurde (Bild 3.8).

In der Bodenplatte des Versuchswagens waren 16 Kugelhähne eingelassen, die einen Wasserablass sowie eine Konsolidation des befüllten Bodenmaterials ermöglichen. Zur Verhinderung des Ausspülens von Bodenpartikeln wurde die Bodenplatte mit einem Drainagevlies ausgelegt.

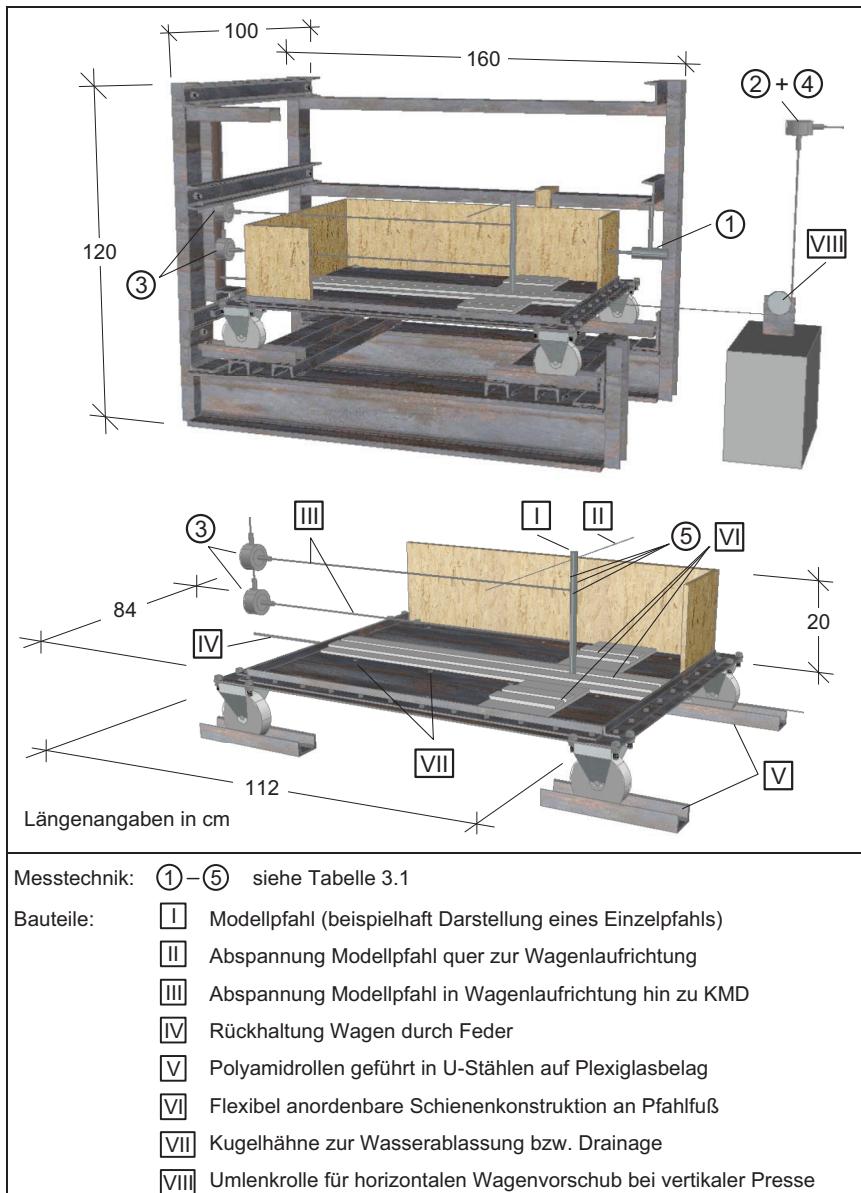


Bild 3.2: Versuchsstand für die Modellversuche mit Einzelpfählen (Prinzipskizzen)

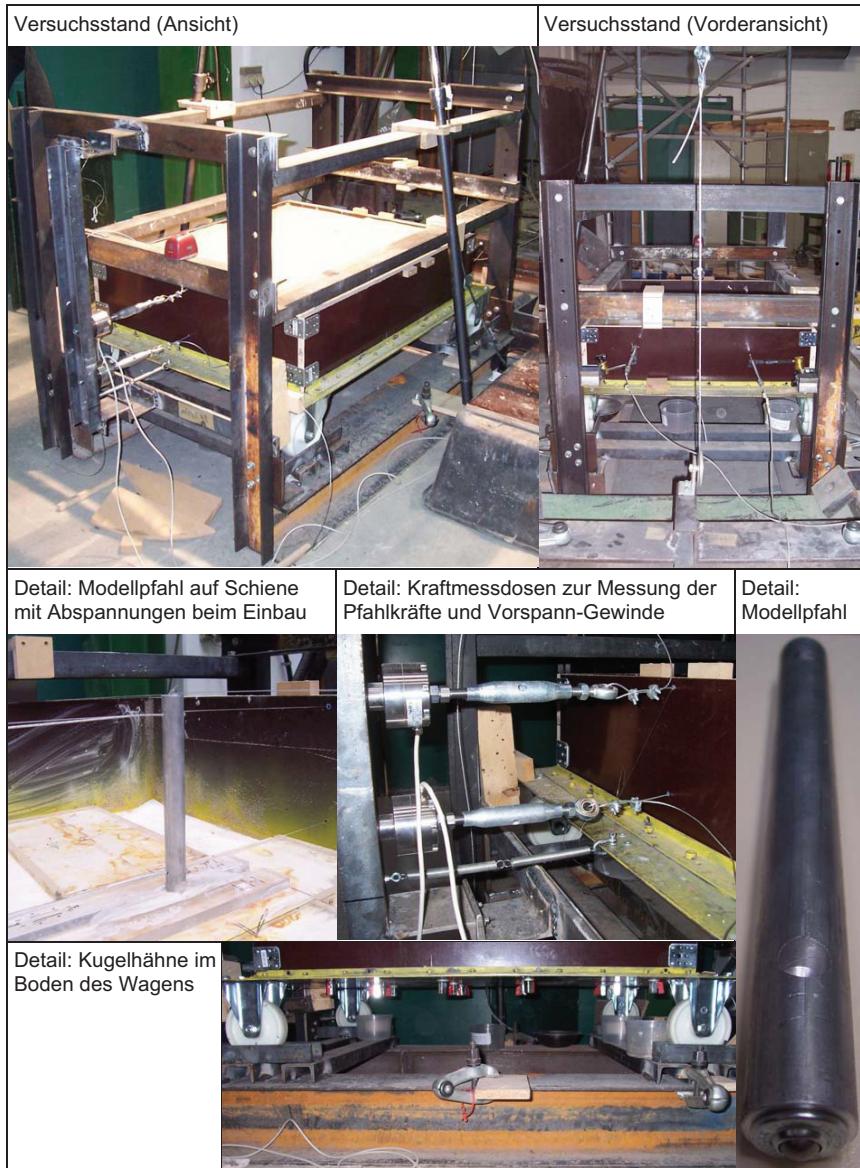


Bild 3.3: Versuchsstand für die Modellversuche mit Einzelpfählen (Fotos)

3.3.2 Erweiterung des Versuchsstandes für Untersuchungen mit Pfahlgruppen

Der Versuchsaufbau für Untersuchungen mit Pfahlgruppen entsprach im Wesentlichen dem von Einzelpfählen. Die Befüllfläche des Wagens für Bodenmaterial wurde jeweils den Einflussbereichen der Modellpfähle angepasst. Die Lagerung der Modellpfähle in Querrichtung zur Bodenanströmung entsprach dem System „Einzelpfahl“, wobei die Pfahlköpfe untereinander mit einer Polyamidschnur abgespannt wurden. Bei Untersuchungen an drei Pfählen in Querreihe erfolgte für einen der beiden außen stehenden Pfähle keine Kraftmessung (Bild 3.4 oben). Für die Lagerung der Modellpfähle in Längsrichtung zur Bodenanströmung kamen zwei Systeme zum Einsatz: Einer der Modellpfähle entsprach dem System „Einzelpfahl“, der von diesem abgeschirmte Modellpfahl erhielt eine Verbindung zu den KMD über Druckstäbe (Bild 3.4 unten). Die Reibung der Druckstäbe wurde nach jeder Versuchsdurchführung ermittelt, konnte aber letztlich vernachlässigt werden.

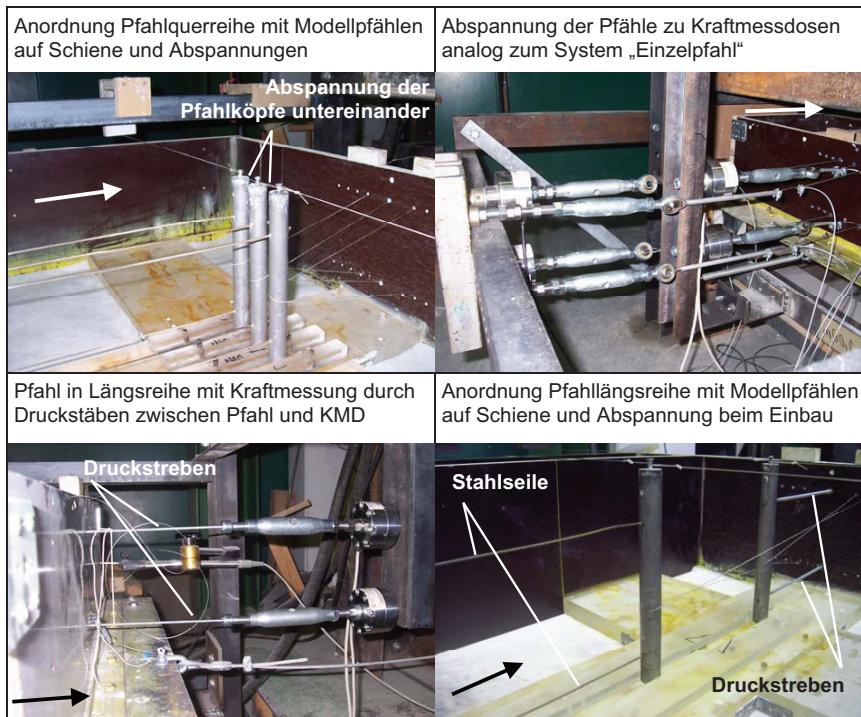


Bild 3.4: Versuchstechnik bei den Modellversuchen mit Pfahlgruppen: Pfahlquerreihen (oben) und Pfahllängsreihen (unten) (Fotos; Pfeil = Verschiebungsrichtung)

3.3.3 Messtechnik

Während der Versuchsdurchführungen wurden die in Tabelle 3.1 zusammengestellten Messsensoren verwendet. Eine Darstellung der Messorte ist in Bild 3.2 angegeben.

Tabelle 3.1: Zusammenstellung der verwendeten Messsensoren bei den Modellversuchen

Messsensor	Hersteller	Messbereich	Messgenauigkeit	Messort/Messwerte	Nr. in Bild 3.2
2 Wegaufnehmer	HBM	$\pm 25 \text{ mm}$	0,2 %	Wagenverschiebung	①
Wegaufnehmer	MTS	$\pm 93 \text{ mm}$	0,55 %	Pressenweg bei Wagenzug	②
4 Kraftmessdosen	AST	$\pm 5 \text{ kN}$	0,2 %	Pfahlkraft aus Bodenanströmung	③
Kraftmessdose	MTS	$\pm 25 \text{ kN}$	0,1 %	Pressenkraft bei Wagenzug	④
3 Porenwasserdruckgeber	Bourdon Haenni	-1 bis 0,6 bar	0,2 %	PWD im Pfahlnahrbereich	⑤

Zur Aufzeichnung der Messdaten und Kalibrierung der Messsensoren wurde das Programm *Catman 4.0* der Fa. *HBM* verwendet. Die Auswertung der Messdaten geschah mit dem Programm *Excel*, die grafischen Aufbereitungen mit dem Programm *Grapher*.

3.3.4 Foto-optische Versuchstechnik (PIV)

Die *Particle Image Velocimetry (PIV)* ist eine optische Methode zur Messung von Geschwindigkeiten in Flüssigkeiten und Gasen sowie zur Visualisierung von Verschiebungsfeldern i. d. R. in der Ebene. Ursprünglich entwickelt in der Hydromechanik wird die Methode seither auch erfolgreich im bodenmechanischen Versuchswesen angewendet, bspw. *Hauser/Walz (2004), Hauser (2005), Lüking (2010), Hörtkorn (2011), Thomas (2011)*. Eine kurze Zusammenstellung der Grundlagen der *PIV*-Methode enthält Anhang B.1. Bei der Untersuchung von viskosen Materialen ist zur Sichtbarmachung ihrer Bewegungen i. d. R. die Zugabe von Markierungs-Partikeln (*Tracer*) notwendig. Dies kann bei Versuchen mit nichtbindigen Böden entfallen. Ihre körnige Struktur liefert eine für die Software gut erkennbare Textur.

Erfahrungen von Versuchen mit bindigen Böden und der *PIV*-Methode sind in der Literatur nur vereinzelt vorhanden. *White et al. (2001a, 2001b, 2003)* analysierten anhand der horizontalen Verschiebungen von Bodenblöcken aus Ton und Sand die Anwendbarkeit der *PIV*-Methode. Dabei konnten verwertbare Ergebnisse mit Ton nur erzielt werden, wenn die Ober-

fläche des bindigen Bodens mit einem körnigen Material, bspw. Sand, versehen wurde. Über-einstimmend zu dieser Vorgehensweise untersuchten *Thusyanthan et al. (2007)* und *Costa et al. (2008)* Zugrissbildungen bzw. Trocknungsrisse im Ton. Als Oberflächentextur kamen gefärbte Sandpartikel zum Einsatz. *Hossain et al. (2005)* analysierten einen Pfahleinbringungsprozess in Ton modelliert als geschnittenes System hinter einer Plexiglasscheibe in einer Zentrifuge. Dabei wurde der Ton mit einem Tracermaterial durchsetzt.

Bei eigenen Vorversuchen konnte eine grundsätzliche Funktionsfähigkeit der *PIV*-Methode für ein aufbereitetes Kaolin ohne Oberflächenbenetzung mit einem Tracer festgestellt werden (Anhang B.3). Die Messunsicherheit bei einer Bildauflösung von 2,7 Pixel/mm betrug in ihren Maximalwerten auf zirka 1 mm Bodenverschiebung 9,9 % bei Kaolin gegenüber 3,8 % bei Sand. Dem gegenüber stehen Messunsicherheiten von *Hauser (2005)*, *Lüking (2010)* und *Thomas (2011)* auf 1 mm Bodenverschiebung mit Sand von 1 %, 4 % bzw. 3 %. Als Konsequenz der bei den Vorversuchen festgestellten erhöhten Messunsicherheit mit Kaolin wurde bei den Modellversuchen dessen Oberfläche mit einem Feinsand bestreut.

Eine Beschreibung der Vorversuche, die der Abschätzung der Messunsicherheiten der *PIV*-Methode dienten, findet sich im Anhang B.3. Anhang B.2 enthält eine Beschreibung der Ver-suchstechnik und der Vorgehensweise der *PIV*-Messungen.

3.3.5 Porenwasserdruckmessung am Pfahlshaft

Bei den Messungen der Porenwasserdrücke am Pfahlshaft fanden Polyamid-Schläuche mit den Durchmessern $d_a / d_i = 1,5 \text{ mm} / 0,5 \text{ mm}$ Anwendung. Damit das Messsystem die Pfahl-Bodeninteraktion möglichst wenig beeinflusste, wurde der Pfahldurchmesser mit 40 mm gewählt. Zudem wurden die Schläuche der Porenwasserdruckmessungen weitgehend in eine Nut im Pfahlquerschnitt eingelassen. Die Durchführung zahlreicher Vorversuche reduzierte die Ausfallrate bei den Porenwasserdruckmessungen (Anhang D.3). Zur Befüllung der Schläuche wurde ein mit Tinte gefärbtes Wasser verwendet, um Lufteinschlüsse zu erkennen und zu vermeiden. Ein Filter aus Vlies am Schlauchende im Kaolin sollte Bodenteilchen am Eindringen in die Schläuche hindern. Die Anordnung des Messsystems erfolgte, bevor das Kaolin in den Wagen eingebaut wurde, da die Vorversuche zeigten, dass ein Einstechen der Schläuche die Gefahr einer Verstopfung derselben erhöht. Die Versuchsdurchführung fand stets etwa 15 Minuten bis 30 Minuten nach dem Bodeneinbau statt. Den Aufbau des Messsystems vor Bodeneinbau zeigt Bild 3.5.

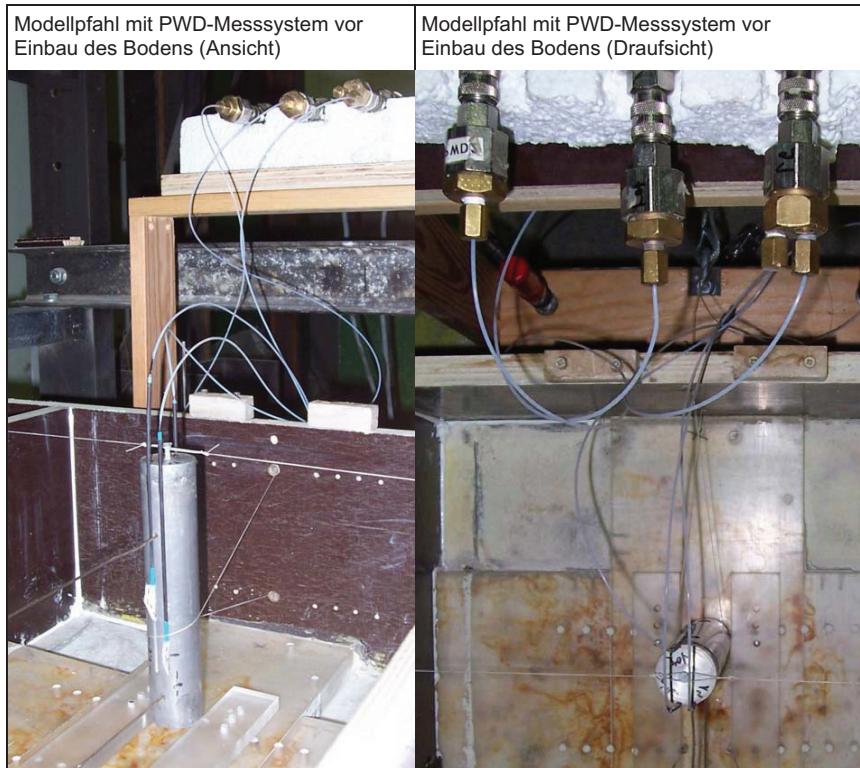


Bild 3.5: Versuchstechnik bei den Porenwasserdruckmessungen am Pfahlschaft (Fotos)

3.4 Auswahl, Eignung und Kenngrößen des Bodens der Modellversuche

Als Boden für die Modellversuche wurde ein aufbereitetes und homogenisiertes Kaolin verwendet. Die Körnungslinie zeigt Bild 3.6. Die bodenmechanischen Kenngrößen sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt, entnommen *Soumaya (2005)* und *Becker (2009)* sowie eigenen Laborversuchen an Kaolin (Anhang C).

Zwischen natürlichen Tonen und aufbereitetem Kaolin besteht eine Ähnlichkeit, weshalb es bei bodenmechanischen Laborversuchen aufgrund seiner Praktikabilität häufig zum Einsatz kommt, bspw. *Pan et al. (2000, 2002b)*, *Soumaya (2005)* und *Becker (2009)*.

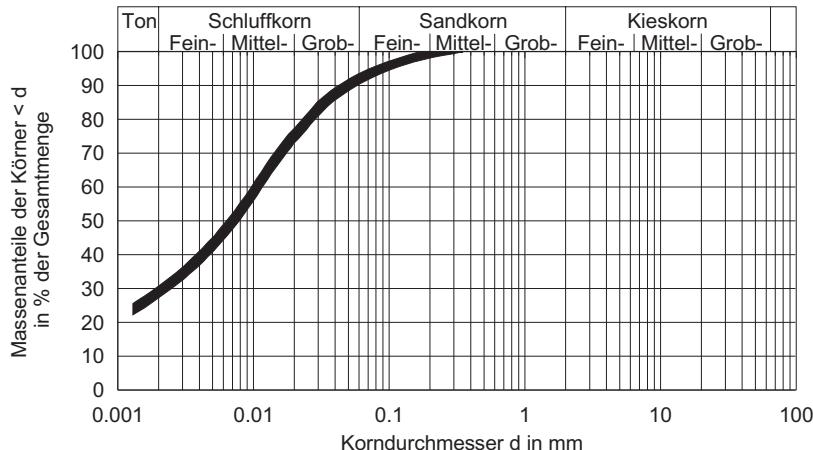


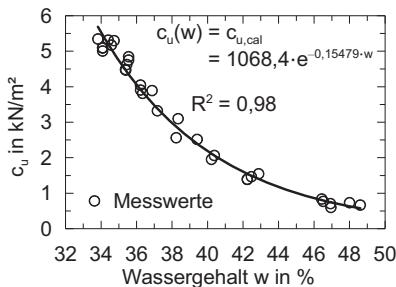
Bild 3.6: Körnungsband des Bodens der Modellversuche (Kaolin) nach Becker (2009)

Kaolin wird als Zweischicht-Tonmineral bezeichnet, bestehend aus Aluminat- und Silikatschichten. Im Vergleich zu anderen Tonmaterialien ist es verhältnismäßig grobkörnig und weist ein kleines „Durchmesser-Dicke“-Verhältnis seiner Bodenpartikel auf (Soumaya, 2005). Beim Konsolidationsvorgang bildet sich durch plättchenförmige Ablagerungen eine Struktur, die jedoch dementsprechend nur wenig ausgeprägt ist (Soumaya, 2005). Eine inhärente Anisotropie ist demnach beim hier verwendeten Kaolin kaum vorhanden. Dies ist nach Burland (1990) typisch für wiederhergestellte Böden.

Zudem ermittelten Soumaya (2005) und Becker (2009) eine Vergleichbarkeit zwischen dem hier verwendeten Kaolin und normalkonsolidierten, weichen, süddeutschen See- und Beckenton. Beide Böden weisen weitgehende Strukturlosigkeit auf. Weitere Ähnlichkeiten bestehen in der Kornverteilung, den Zustandsgrenzen und den bodenmechanischen Kenngrößen.

Die Verwendung von aufbereitetem Kaolin für Laborversuche ermöglicht eine hohe Homogenität des Materials sowie eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche. Es kann eine zuvor definierte Ausgangsporenzahl mit hoher Genauigkeit hergestellt werden. Versuchsergebnisse können bei Änderung von Versuchsrandbedingungen präziser interpretiert werden, da die Eigenschaften des Bodens definiert sind.

Die Ermittlung des Zusammenhangs zwischen der undrainierten Kohäsion c_u und dem Wassergehalt w des Kaolins erfolgte in Vorversuchen (Anhang D.2 und Bild 3.7). Dabei wurde der c_u -Wert mit einer Laborflügelsonde bestimmt.

**Bild 3.7:**

Zusammenhang zwischen der unddrainierten Kohäsion c_u und dem Wassergehalt w von Kaolin mit Korrelation zur Berechnung von $c_{u,cal}$

Tabelle 3.2: Bodenmechanische Kenngrößen von Kaolin

Bezeichnung nach DIN 4022-1 (1987)	U, t, fs ¹⁾
Korndichte ρ_s und Trockendichte ρ_d in g/cm ³	2,71 ¹⁾ bzw. 1,24
Zustandsgrößen w_L ; w_P ; I_p in % (DIN 18122-1, 1997)	36,4 ¹⁾ ; 18,6 ¹⁾ ; 17,8 ¹⁾
Effektiver Reibungswinkel ϕ' in °	18,8 bis 22,8
Effektive Kohäsion c' in kN/m ²	0 bis 0,5
Normalisierte unddrainierte Kohäsion λ_{cu}	0,26 ¹⁾
Referenz-Steifemodul $E_S^{ref} = E_{oed}^{ref}$ in kN/m ² ($p^{ref} = 100$ kN/m ²)	1.504
Steifigkeitsexponent m_{oed}	0,75
Referenz-Sekantenmodul E_{50}^{ref} in kN/m ² ($p^{ref} = 100$ kN/m ²)	1.860 (CD-Versuch) ¹⁾ 1.307 (CU-Versuch)
Steifigkeitsexponent m_{E50}	0,78 ¹⁾ (CD); 1,13 (CU)
Kompressionsbeiwert C_C und Kriechbeiwert C_α	0,2623 bzw. $2,63 \cdot 10^{-3}$
Durchlässigkeitsbeiwert k in m/s	$1,6 \cdot 10^{-9}$ bis $8 \cdot 10^{-10}$

Anmerkung: ¹⁾ nach Becker (2009)

3.5 Versuchsvorbereitung und Bodeneinbau

Vor dem Bodeneinbau in den Versuchsbehälter wurden alle Freiheitsgrade der installierten Modellpfähle mittels Abspannungen gehalten. Zudem wurde der Wagen in seine Ausgangsposition verschoben.

Der Bodeneinbau des Kaolins erfolgte lagenweise je nach Anforderung an die zu erreichende Scherfestigkeit mit Wassergehalten zwischen etwa $w = 34\%$ bis 48% . Dies entspricht einer breiigen bis flüssigen Konsistenz. Zwar konnten Lufteinschlüsse beim Einbau nicht gänzlich verhindert werden, doch wurde durch leichtes Andrücken und lagenweisem Glattstreichen des Materials eine Minimierung derselben festgestellt, vgl. Becker (2009).

Auf eine Konsolidation des Kaolins unter Bodeneigengewicht wurde zur Beschleunigung des Versuchsablaufs verzichtet. Die Herstellung des Primärzustandes erfolgte vereinfachend über die Einstellung des Einbauwassergehalts. Grundsätzlich sind die plättchenförmigen Ablagerungen beim Konsolidationsvorgang von Kaolin kaum ausgeprägt (Abschnitt 3.4). Demnach ist bei einem bestimmten Wassergehalt der Primärzustand eines aufbereiteten Kaolins dem Primärzustand eines Kaolins mit Konsolidationsgeschichte ähnlich.

Nach dem Bodeneinbau wurden alle Abspannungen der Pfähle entfernt. Lediglich die Verbindung zu den KMD bestand weiterhin. Bei den ersten Versuchen wurden die seitlichen Abspannungen, wenn auch sehr schlaff, noch beibehalten (Bild 3.2 und Bild 3.3). Jedoch bewegte sich der Pfahl bei keinem dieser Versuche aus der Mitte, sodass bei weiteren Versuchen auf die seitlichen Pfahlabspannungen verzichtet werden konnte.

Um einen Reibungswiderstand der Pfahlabspannung zu den KMD sowie zwischen der Schienenkonstruktion des Pfahlfußes und dem Pfahl zu minimieren, wurden jeweils vor dem Bodeneinbau die Pfahlabspannung sowie die Schienenkonstruktion des Pfahlfußes eingefettet. Eine Reinigung der Polyamidrollen des Versuchswagen sowie deren Plexiglasunterfläche vor jeder Versuchsdurchführung konnte einen nahezu gleichmäßigen Wagenvorschub mit konstant bleibenden Rückhaltekräften gewährleisten (Bild 3.8). Zudem ließ die Gegenüberstellung der Kräfte nach Bild 3.8 bei jedem Versuch die Kontrolle zu, ob ungeplante Reibungsverluste oder die seitliche Pfahlabspannung Einfluss auf die gemessenen Pfahlkräfte hatten. Dementsprechend hätten solche Versuche wiederholt werden müssen.

Zur Vorbereitung des Versuchsstandes für die *PIV*-Messungen siehe Anhang B.

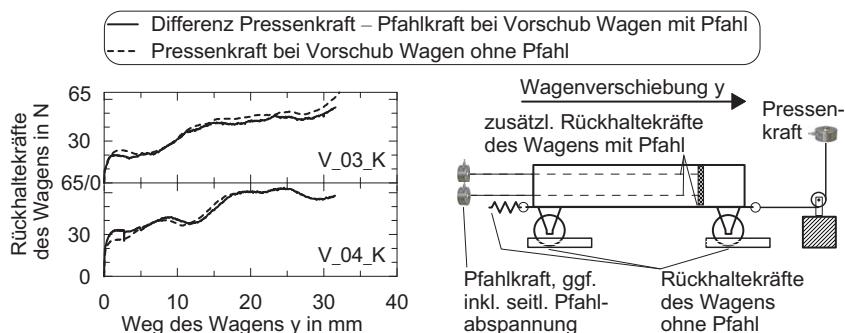


Bild 3.8: Experimentelle Ermittlung der Rückhaltekräfte des Wagens am Beispiel von Versuchsergebnissen und Kontrolle der Kräfte nach Versuchsdurchführung

3.6 Versuchsdurchführung und Bestimmung der Bodenparameter

Nach Vorbereitung des Versuches entsprechend Abschnitt 3.5 erfolgte das weggesteuerte Ziehen des Wagens mit der zuvor festgelegten Vorschubgeschwindigkeit. Bei Versuchen mit *PIV*-Messungen wurde nach etwa jedem Millimeter Wagenvorschub ein Bild aufgenommen.

Nach jedem Versuch war es mittels Drucksondierungen mit einer Laborsonde möglich, über den Spitzewiderstand q_c die Gleichmäßigkeit des Kaolineinbaus zu überprüfen. Diese wurden jeweils an 5 bis 6 Messorten des Bodens durchgeführt. Zur Konstruktion und Kalibrierung der Labordrucksonde siehe *Lüking (2010)* und Anhang D.1. Zudem wurden unmittelbar vor dem Bodeneinbau und unmittelbar nach jeder Versuchsdurchführung der mittlere Wassergehalt w_{mittel} , die mittlere Feuchte- und Trockendichte ρ_{mittel} bzw. $\rho_{d,\text{mittel}}$, die mittlere Anfangsporenzahl $e_{0,\text{mittel}}$, die mittlere Sättigungszahl $S_{r,\text{mittel}}$ und die mittlere undrainierte Kohäsion $c_{u,\text{mittel}}$, in den folgenden Ergebnisdarstellungen verkürzt als c_u bezeichnet, ermittelt.

Dazu war die Bestimmung der folgenden Größen notwendig:

- Am Einbaumaterial vor Einbau in den Versuchskasten die Wassergehalte und Feuchtedichten an jeweils 4 und die undrainierte Kohäsion an etwa 30 bis 40 Messorten.
- Am Ausbaumaterial im Versuchskasten die Wassergehalte an 5 bis 6, die Feuchtedichten an 3 und die undrainierte Kohäsion an etwa 30 bis 40 Messorten.

3.7 Grundlagen zur Darstellung der Versuchsergebnisse

Zur Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse dienten zum einen p - y -Kurven, siehe auch Kapitel 2, und zum anderen die mit der *PIV*-Methode ermittelten Einflussbereiche der Modellpfähle auf die Verschiebungen im Boden.

Grundlage zur Ableitung der Spannung p auf einen Pfahl waren die Messwerte der beiden mit dem Pfahl verbundenen KMD. Aus der Addierung dieser Messwerte ergab sich die Pfahlkraft P . Die Pfahlspannung ergab sich mittels dem Pfahldurchmesser d_s oder der Pfahlkantenlänge a_s und der im Boden stehenden Pfahlhöhe h_w gemäß Gleichung (3.1 a) und (3.1 b).

$$p = P / (d_s \cdot h_w) \quad [\text{in kN/m}^2] \quad \text{für runde Pfähle} \quad (3.1 \text{ a})$$

$$p = P / (a_s \cdot h_w) \quad [\text{in kN/m}^2] \quad \text{für quadratische Pfähle} \quad (3.1 \text{ b})$$

Die im Boden stehende Pfahlhöhe h_w , inkl. dem Bereich des Pfahls in der Führungsschiene, wurde vor jedem Versuch durch Messung des Abstands Pfahloberkante–GOK bestimmt. Bei einer Pfahlänge von 20 cm und i. d. R. nicht voller Bodenbefüllung des Wagens ergab sich jeweils $h_w = 17,5$ cm bis $h_w = 19$ cm.

Zudem wird häufig eine Normierung der Pfahlspannungen auf die undrainierte Kohäsion des Bodens c_u vorgenommen (Kapitel 2). Der sich so ergebende Wert ist dimensionslos und entspricht dem Faktor χ nach Gleichung (2.5). Bei den eigenen Modellversuchen wurde c_u i. d. R. mit $c_{u,cal}$ nach Bild 3.7 in Abhängigkeit von w_{mittel} nach Abschnitt 3.6 und in Ausnahmefällen mit $c_{u,mittel}$ nach Abschnitt 3.6 angenommen. Eine Gegenüberstellung von $c_{u,cal}$ und $c_{u,mittel}$ zeigt Bild 3.10 und Bild 3.33 bzw. Tabelle E.1 und Tabelle E.2 in Anhang E.

Die Bodenverschiebung y entspricht dem Mittelwert der beiden Wegmessungen der Wagenverschiebung (Bild 3.2). Entsprechend dem Versuchsaufbau stimmen Bodenverschiebung und Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden überein. Um unterschiedliche Pfahlquerschnitte vergleichen zu können, wurde die Bodenverschiebung y mittels dem Pfahldurchmesser d_s oder der Pfahlkantenlänge a_s normiert, sodass sich eine dimensionslose Verschiebung y/d_s bzw. y/a_s ergab.

Zur einfacheren Vergleichbarkeit der von den Pfählen beeinflussten Bodenbereiche wurden die in Bild 3.9 gezeigten Definitionen festgelegt. So kann ein Vergleich der Einflussbereiche über die betragsmäßigen Längen ihrer maximalen Einflussmaße quer und längs zur Bodenverschiebung x_E bzw. y_E erfolgen. Zwecks des Vergleichs unterschiedlicher Pfahlquerschnitte wurden x_E und y_E ggf. mit der Pfahlabmessung d_s bzw. a_s normiert (bspw. Abschnitt 3.8.1.4). Gemäß Bild 3.9 konnten zudem die folgenden Definitionen getroffen werden: Bei $y_{E,hint} \approx 0$ ist ein Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl vorhanden, bei $0 < y_{E,hint} \leq y_{E,vor}$ kann von einem Umfließen des Pfahls durch den Boden ausgegangen werden.

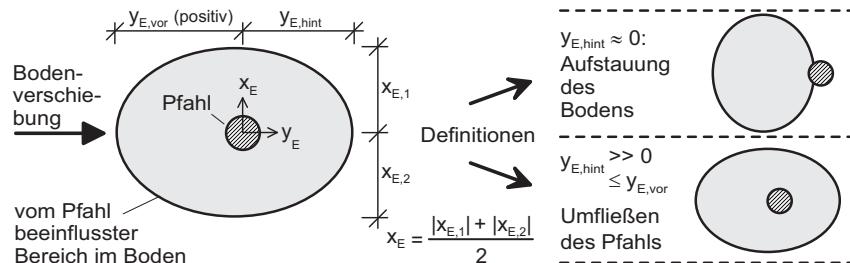


Bild 3.9: Definition der Einflussmaße des von dem Pfahl beeinflussten Bodenbereichs mit daraus abgeleiteten Begriffsdefinitionen (Draufsicht)

3.8 Versuchsprogramm und Versuchsergebnisse

3.8.1 Versuche an Einzelpfählen

3.8.1.1 Versuchsprogramm und Bodenparameter

Das Versuchsprogramm umfasste die in Tabelle 3.3 gezeigten variierten Randbedingungen. Eine Zusammenstellung aller Modellversuche mit Einzelpfählen findet sich im Anhang E.2.

Tabelle 3.3: Zusammenstellung der Modellversuche mit Einzelpfählen in Kaolin

Bezeichnung Versuch	Mittlerer Wassergehalt des Bodens w_{mittel} in %					Pfahlform	Pfahlabmes- sung in mm 20 30 40	Vorschub Wagen v in mm/min 0,01 0,1 1	
	≈ 35	≈ 45	≈ 39 bis ≈ 46 bis ≈ 40 ≈ 48	rund	quadr.				
V_01/11_K				■			■		■
V_02/10_K				■				■	■
V_03/06_K				■					■
V_04/08_K				■					
V_05/09_K				■					
V_07_K				■					■
V_12_K	■			■					■
V_13_K		■		■					■
V_14/16_K				■					■
V_15_K				■					■
V_17_K				■					
V_18_K				■					■
V_19_K				■					
V_20_K		■			■				■
V_21_K				■					■
V_22_K		■			rau				■
V_23_K		■			■				■
VPWD_1-6			■	■					■

Die Bestimmung verschiedener Bodenparameter des Kaolins je Versuch erfolgte wie im Abschnitt 3.6 beschrieben. Eine Zusammenstellung der mittleren undrainierten Kohäsion c_u über den Wassergehalt w_{mittel} beim Ein- und Ausbau des Bodens findet sich in Bild 3.10. Bild 3.11 zeigt Ergebnisse der gemittelten Spitzewiderstände $q_{c,\text{mittel}}$ der Drucksondierungen in den Tiefen 5 cm und 14 cm über den Wassergehalt w_{mittel} des Bodens beim Ausbau. Insgesamt können dabei gute Übereinstimmungen zu den Vorversuchen festgestellt werden, was eine Reproduzierbarkeit des Bodeneinbaus in den Versuchskästen belegt.

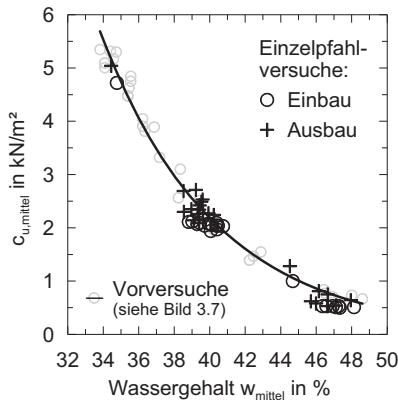


Bild 3.10: c_u über w_{mittel} beim Ein- und Ausbau des Kaolins

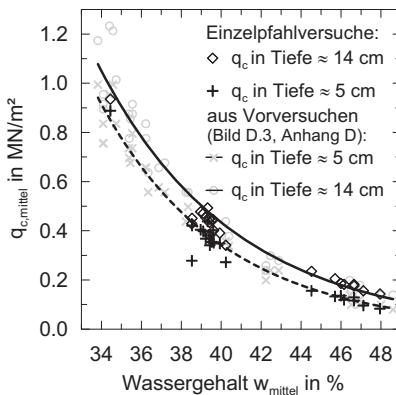


Bild 3.11: $q_{c,\text{mittel}}$ in 5 cm und 14 cm Tiefe über w_{mittel} nach Versuchende

3.8.1.2 Bodenverhalten im Pfahlnahbereich

Exemplarisch zeigt Bild 3.12 für den Versuch V_10_K ($d_s = 4 \text{ cm}$, $c_u = 2,21 \text{ kN/m}^2$) die Bodenverschiebungen im Pfahlnahbereich in vektorieller Darstellung und als Isolinien gleicher Bodenverschiebungen. Es liegen der Darstellung die großenmäßigen Bodenverschiebungen bzw. Relativverschiebungen von $y \approx 0,1 \cdot d_s$ und $y \approx 0,5 \cdot d_s$ zugrunde.

Ein Umfließen des Pfahls konnte über den gesamten aufgezeichneten Verschiebungsbereich des Bodens bis $y \approx 1,0 \cdot d_s$ bzw. $y \approx 1,0 \cdot a_s$ für alle Einzelpfahlversuche festgestellt werden. Folglich ist von einem Fließdruck als Einwirkung auf den Pfahl zu sprechen. Bei kleinen Bodenverschiebungen ist zu erkennen, wie der Boden hinter dem Pfahl wieder zusammenfließt (Bild 3.12). Bei größeren Bodenverschiebungen ist ein leichtes Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl festzustellen, weitergehend erläutert in Abschnitt 3.8.1.4. Zudem löste sich zunehmend der Boden hinter dem Pfahl. Bei Versuchen mit $c_u \geq \approx 2 \text{ kN/m}^2$ trat hinter dem Pfahl ein standfestes Loch über die im Boden befindliche Pfahlhöhe auf. Die Grundfläche des Lochs entsprach bei der Verschiebung $y \approx 1,0 \cdot d_s$ bzw. $y \approx 1,0 \cdot a_s$ etwa der Pfahlquerschnittsabmessung (Bild 3.13 a und b). Bei niedrigeren c_u -Werten trat ein solches Loch aufgrund des Nachrutschens des Bodens nur bis in geringerer Bodentiefe auf (Bild 3.13 c). Nach Rankine'scher Erddrucktheorie wäre eine freie Standhöhe des Bodens von 20 cm ab $c_u \approx 0,9 \text{ kN/m}^2$ zu erwarten gewesen. Ein kleiner Verdichtungsdruck und somit eine leichte Überkonsolidation des Bodens bei niedrigeren Wassergehalten infolge des Bodeneinbaus ist zudem wahrscheinlich.

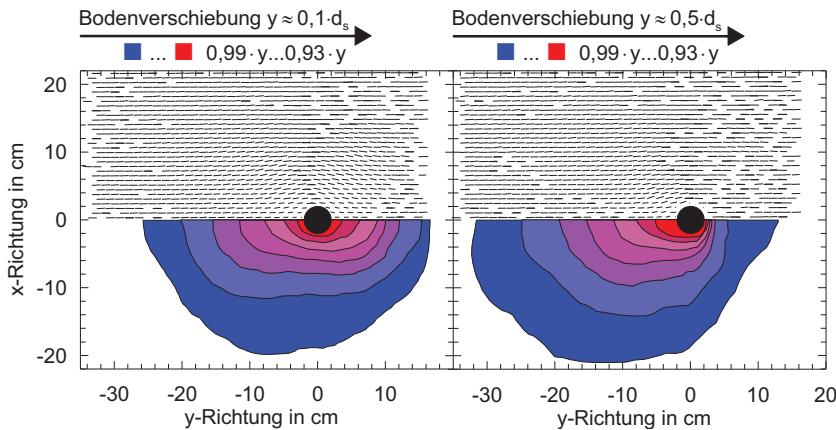


Bild 3.12: Bodenverschiebungen im Pfahlnahbereich in vektorieller Darstellung und als Isolinien gleicher Bodenverschiebungen ($V_{\text{10_K}}$) für die Bodenverschiebungen $y \approx 0,1 \cdot d_s$ (links) und $y \approx 0,5 \cdot d_s$ (rechts)

a) $V_{\text{23_K}}$ ($a_s = 40 \text{ mm}$) b) $V_{\text{02_K}}$ ($d_s = 40 \text{ mm}$) c) $V_{\text{14_K}}$ ($d_s = 40 \text{ mm}$)



Bild 3.13: Ablösung des Bodens hinter dem Pfahl bei einer Bodenverschiebung von $y/d_s \approx 1,0$ bzw. $y/a_s \approx 1,0$: a, b) $c_u \approx 2,4 \text{ kN/m}^2$; c) $c_u \approx 0,8 \text{ kN/m}^2$

Bild 3.14 zeigt die Scher- und Normaldehnungen im Pfahlnahbereich für die Versuche $V_{\text{10_K}}$, $V_{\text{14_K}}$ und $V_{\text{23_K}}$ vergleichend gegenübergestellt für eine varierte Pfahlform, einen variierten c_u -Wert des Bodens und für jeweils zwei unterschiedliche normierte Bodenverschiebungen y/d_s bzw. y/a_s von $\approx 0,1$ und $\approx 0,5$. Zu den Grundlagen der Auswertung mit *VidPIV* siehe Anhang B.1.

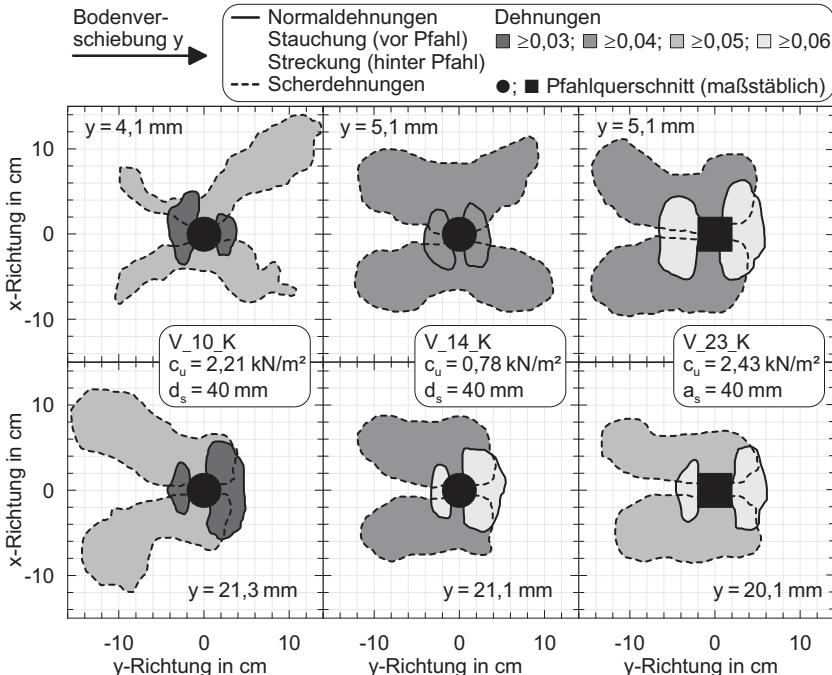


Bild 3.14: Bereiche von Scher- und Normaldehnungen im Pfahlnahbereich bei varierter Pfahlform, varierter Scherfestigkeit des Bodens und unterschiedlichen Verschiebungen $y/d_s = y/a_s \approx 0,1$ (oben) und $y/d_s = y/a_s \approx 0,5$ (unten)

Eine signifikante Änderung der Dehnungsbereiche aufgrund sich ändernder Pfahlform oder Scherfestigkeit des Bodens ist nicht festzustellen. Bei kleinen Bodenverschiebungen kann ein größerer Scherdehnungsbereich auch hinter dem Pfahl beobachtet werden. Zurückzuführen ist dies auf geringe Zugspannungen, die ein kohäsiver Boden aufnehmen kann. Der Boden hinter dem Pfahl verschiebt sich aufgrund seiner Zugverbindung zum aufgestauten Boden vor dem Pfahl im geringeren Maße als Boden, der vom Pfahl nicht beeinflusst ist. Bei großen Bodenverschiebungen reißt der Boden auf und verschiebt sich unbeeinflusst vom Pfahl mit dem Wagenvorschub.

Der Normaldehnungsbereich hinter dem Pfahl ist in den *PIV*-Ergebnissen als Streckung angegeben. Vor dem Hintergrund der Erkenntnisse nach Bild 3.13 sind diese Ergebnisse der Streckungsbereiche und der Scherdehnungsbereiche unmittelbar hinter dem Pfahl fehlerhaft, da dort bei den Versuchen über die Pfahlabmessung d_s bzw. a_s kein Boden vorhanden war. In

diesem Bereich lagen der *PIV*-Auswertung aufgrund der entstehenden Löcher nicht nur Patches in der Ebene der GOK zugrunde. Schon hinsichtlich der unterschiedlichen Perspektive auf den Bildaufnahmen waren somit Einschränkungen in der Auswertung zu erwarten.

Auf Grundlage der abgeleiteten Normal- und Scherdehnungen am Pfahlschaft nach Bild 3.14 können näherungsweise die Bereiche am Pfahlschaft angegeben werden, in denen eine qualitative Änderung der Normal- und Schubspannungen ausgehend vom Primärspannungszustand auftritt (Bild 3.15). Den angegebenen qualitativen Spannungseinwirkungsbereichen am Pfahlquerschnitt in Abhängigkeit der Pfahlabmessung in Bild 3.15 liegen die Mittelwerte der eigentlich symmetrischen Dehnungsbereiche am Pfahlschaft nach Bild 3.14 zugrunde.

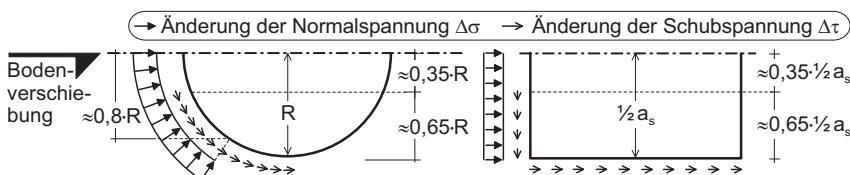
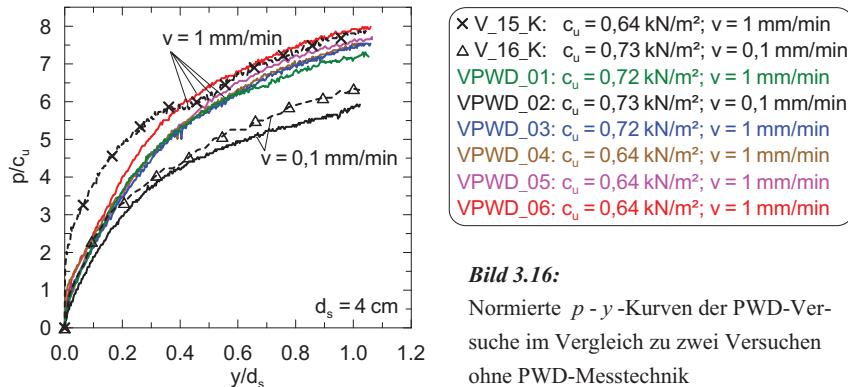


Bild 3.15: Spannungseinwirkungsbereiche am Pfahlquerschnitt in Abhängigkeit der Pfahlabmessung infolge Bodenanströmung (qualitativ) für runde Pfähle (links) und quadratische Pfähle (rechts), abgeleitet aus den Dehnungen nach Bild 3.14

3.8.1.3 Porenwasserdrücke am Pfahlschaft

Bild 3.16 sind die normierten $p - y$ -Kurven der PWD-Versuche zwei Versuchen gegenübergestellt, die ohne PWD-Messungen und mit identischer Anströmgeschwindigkeit und vergleichbaren c_u -Werten des Bodens durchgeführt wurden. Dabei ist nur bei kleinen Verschiebungen und der Anströmgeschwindigkeit von $v = 1 \text{ mm/min}$ eine signifikante Abweichungen zwischen den $p - y$ -Kurven festzustellen, die auf das vergleichsweise steife Verhalten bei kleinen Verschiebungen des Versuchs V_15_K zurückzuführen ist (vgl. Bild 3.20 d). Demnach lag keine signifikante Beeinflussung der Pfahl–Bodeninteraktion durch die zusätzliche PWD-Messtechnik vor. Zum Versuchsaufbau und der Messtechnik siehe Abschnitt 3.3.5.

Die Anordnung der Messschläuche im Pfahlquerschnitt zeigt Bild 3.17. Gemessen wurde die Änderung der Porenwasserdrücke während der Bodenanströmung des Pfahls ausgehend vom Primärspannungszustand (Bild 3.18 und Anhang E.4). Porenwasserüberdrücke sind negativ definiert. Bei allen Versuchen lag eine undrainierte Kohäsion des Bodens von $c_u \approx 0,6 \text{ kN/m}^2$ bis $c_u \approx 0,7 \text{ kN/m}^2$ vor.



Wie bei den Vorversuchen lag eine hohe Ausfallquote bei den PWD-Messungen vor. Eine Undichtigkeit lag im Messsystem wahrscheinlich vor, wenn die Messwerte schnell sehr hohe Werte erreichen (VPWD_02 im Anhang E.4). Wurden kaum Veränderungen der Porenwasserdrücke gemessen, lag wahrscheinlich eine Verstopfung der Messschläuche vor (VPWD_03/04/05 im Anhang E.4). Sofern dies nicht eintrat, können aus den PWD-Messergebnissen nach Bild 3.18 folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Vor dem Pfahl wurden stets Porenwasserüberdrücke, hinter dem Pfahl Porenwasserunterdrücke gemessen.
- Bei VPWD_01 und VPWD_06, näherungsweise auch VPWD_05, lagen vor dem Pfahl in der Tiefe 14 cm höhere Porenwasserüberdrücke vor als in der Tiefe 10,5 cm. Dies entspricht der Spannungsverteilung über die Pfahlhöhe (bspw. Bild 5.6 b).
- Der Porenwasserunterdruck hinter dem Pfahl kann einerseits mit dem Bodenströmen und damit einhergehenden Saugspannungen begründet werden. Andererseits entstand hinter dem Pfahl stets ein Bereich ohne Boden bis in die Tiefe von etwa 8 cm bis 10 cm (Bild 3.13 c). Dies stellt eine Entlastung des Bodens dar und geht i. d. R. mit abnehmenden Porenwasserdrücken einher. Möglicherweise fand eine Überlagerung beider Effekte statt.
- Aufgrund der großen Schwankungen der Messwerte wurde auf ein Versuchsprogramm mit varierter Anströmgeschwindigkeit des Bodens auf den Pfahl verzichtet. So sind auch die geringeren Porenwasserüberdrücke vor dem Pfahl bei VPWD_02 mit der geringeren Anströmgeschwindigkeit des Bodens bei diesem Versuch nur eingeschränkt in Verbindung zu bringen.

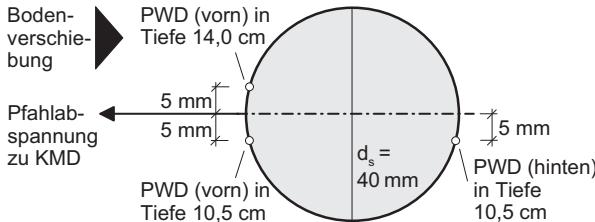


Bild 3.17:
Anordnung der
PWD-Messungen im
Pfahlquerschnitt

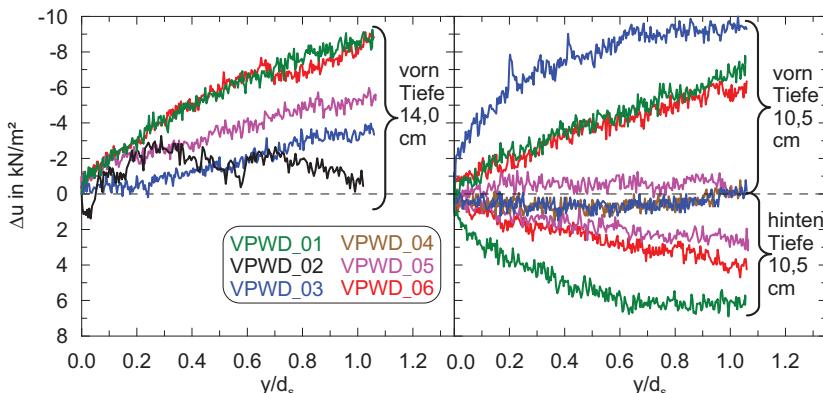
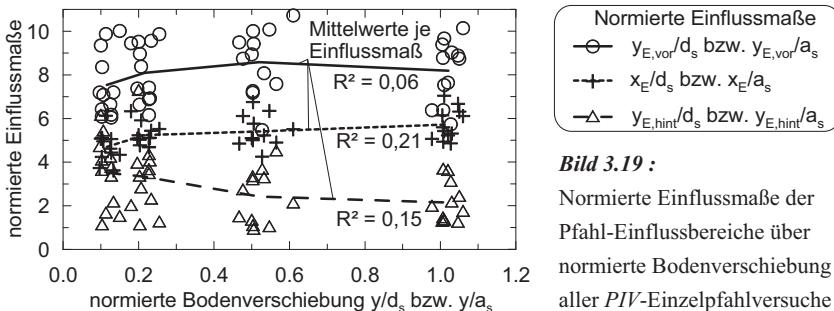


Bild 3.18: Messwerte der Porenwasserdruckentwicklung Δu am Pfahlschaft (negatives Vorzeichen entspricht einem Porenwasserüberdruck)

3.8.1.4 Einfluss der Verschiebungsgröße des Bodens auf den Pfahleinflussbereich

Die Einflussbereiche der Pfähle wurden für die normierten Bodenverschiebungen y / d_s bzw. y / a_s von $\approx 0,1; \approx 0,2; \approx 0,5$ und $\approx 1,0$ ausgewertet, zusammengestellt im Anhang E.2. Bild 3.19 zeigt den Zusammenhang zwischen diesen Verschiebungsgrößen und den auf d_s bzw. a_s normierten Einflussmaßen der Pfahl-Einflussbereiche gemäß den Definitionen nach Bild 3.9. Es liegen dieser Darstellung alle PIV-Ergebnisse mit Einzelpfählen zugrunde.

Unter Beachtung der Größe der Bestimmtheitsmaße R^2 kann vor und neben dem Pfahl eine Vergrößerung und hinter dem Pfahl eine Verkleinerung des Einflussbereichs mit zunehmender Bodenverschiebung erkannt werden (vgl. Bild 3.12), wobei die stärksten Veränderungen bei kleinen Bodenverschiebungen stattfinden. Dies korrespondiert mit den $p - y$ -Kurven, die ab den normierten Bodenverschiebungen y / d_s bzw. y / a_s von 0,1 bis 0,2 aufgrund zunehmender Plastifizierung des Bodens weniger stark ansteigen.



3.8.1.5 Einfluss des Wassergehalts bzw. der Scherfestigkeit des Bodens

Bild 3.20 zeigt von ausgewählten Versuchen getrennt nach den Pfahlabmessungen runder Pfähle die normierten $p - y$ -Kurven. Dabei kann unter den Randbedingungen der runden Pfahlform, einer glatten Pfahloberfläche und einer Anströmgeschwindigkeit des Bodens von $v = 0,1 \text{ mm/min}$ ein maximaler Faktor von $p/c_u \approx 5$ bis $p/c_u \approx 7$ festgestellt werden (Bild 3.20 a bis c). Jedoch ist von einer weiteren Erhöhung dieser Werte mit zunehmender Bodenverschiebung bis zum Bruchzustand des Bodens auszugehen, der bei den Modellversuchen i. d. R. nicht erreicht wurde. Signifikant erhöhte Werte von p/c_u liegen stets bei sehr hohen Wassergehalten es Bodens vor, was ggf. auf eine sich ändernde Einwirkungssituation des Bodens auf die Pfähle zurückgeführt werden kann, s. u.

In Bild 3.21 sind die normierten Einflussmaße der Pfahl-Einflussbereiche für ausgewählte Versuche mit variierenden c_u -Werten dargestellt. Dabei wurden die Einflussmaße näherungsweise über die ausgewerteten normierten Bodenverschiebungen y/d_s von $\approx 0,1; \approx 0,2; \approx 0,5$ und $\approx 1,0$ gemittelt. In Analogie zu dem o. g. Einfluss des c_u -Wertes auf die Größe des normierten Seitendrucks p/c_u zeigt Bild 3.21 mit zunehmenden Wassergehalten bzw. abnehmenden c_u -Werten eine Verkleinerung des Einflussbereichs vor und neben dem Pfahl und eine Vergrößerung des Einflussbereichs hinter dem Pfahl. Dies lässt mit den Definitionen nach Bild 3.9 die Hypothese zu, dass bei einer hohen Scherfestigkeit im Boden die Ausbildung eines passiven räumlichen Erddrucks vor dem Pfahl erwartet werden könnte. Tendenziell zeigt dies auch die Gegenüberstellung der Isolinien gleicher Bodenverschiebungen normiert auf den Pfahldurchmesser der Versuche V_10_K ($c_u = 2,21 \text{ kN/m}^2$, $d_s = 4 \text{ cm}$) und V_12_K ($c_u = 5,16 \text{ kN/m}^2$, $d_s = 3 \text{ cm}$) in Bild 3.22 mit einem Umfließen des Pfahls bei V_10_K und eher ein Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl bei V_12_K.

Erhöhte Faktoren p/c_u sind auch bei der erhöhten Anströmgeschwindigkeit des Bodens von $v = 1 \text{ mm/min}$ festzustellen (Bild 3.20 d und weiterführend Abschnitt 3.8.1.9).

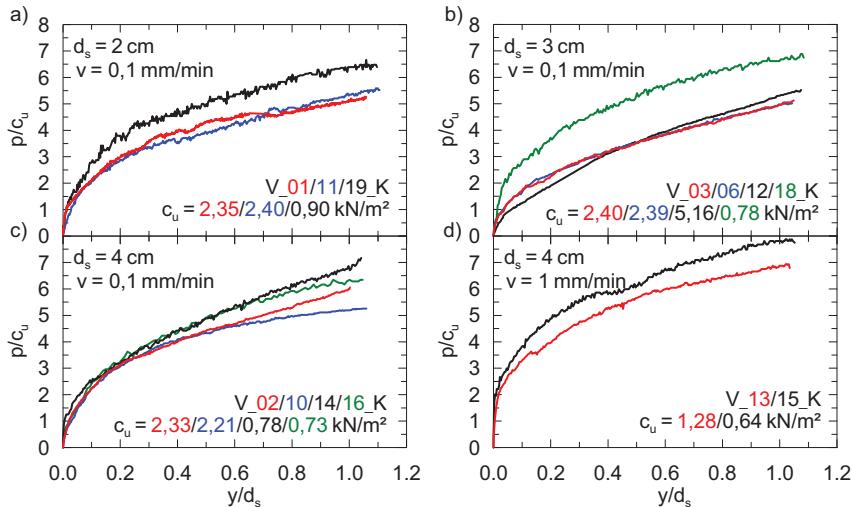


Bild 3.20: Normierte p - y -Kurven bei variierter undrainierter Kohäsion c_u des Bodens, variiertem Pfahl durchmesser d_s und variierter Anströmgeschwindigkeiten des Bodens v : a) $d_s = 2 \text{ cm}$; b) $d_s = 3 \text{ cm}$; c, d) $d_s = 4 \text{ cm}$ wobei a) bis c) $v = 0,1 \text{ mm/min}$ und d) $v = 1 \text{ mm/min}$

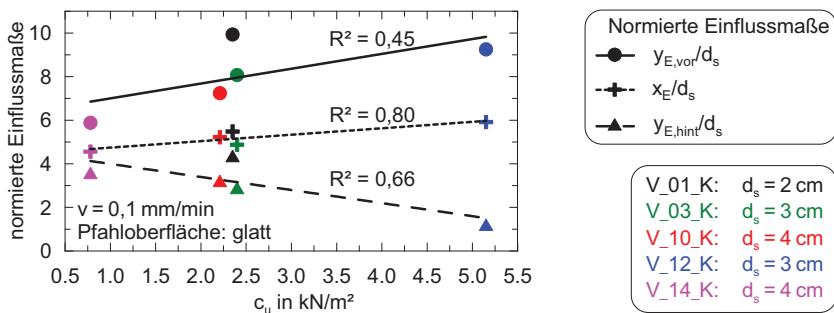
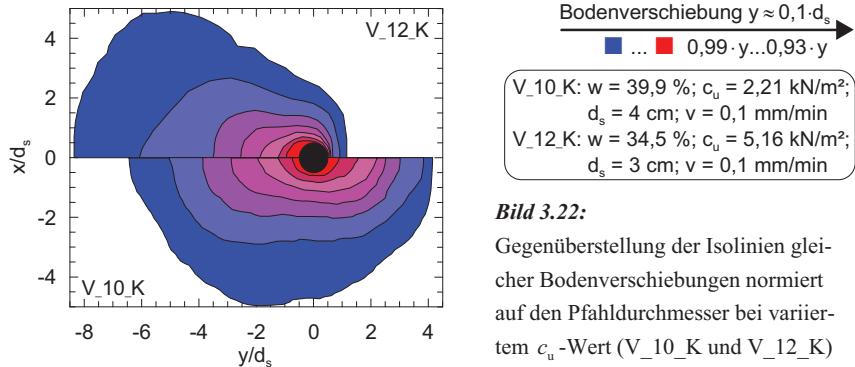


Bild 3.21: Normierte Einflussmaße der Pfahl-Einflussbereiche ausgewählter PIV-Versuche über die Scherfestigkeit des Bodens c_u



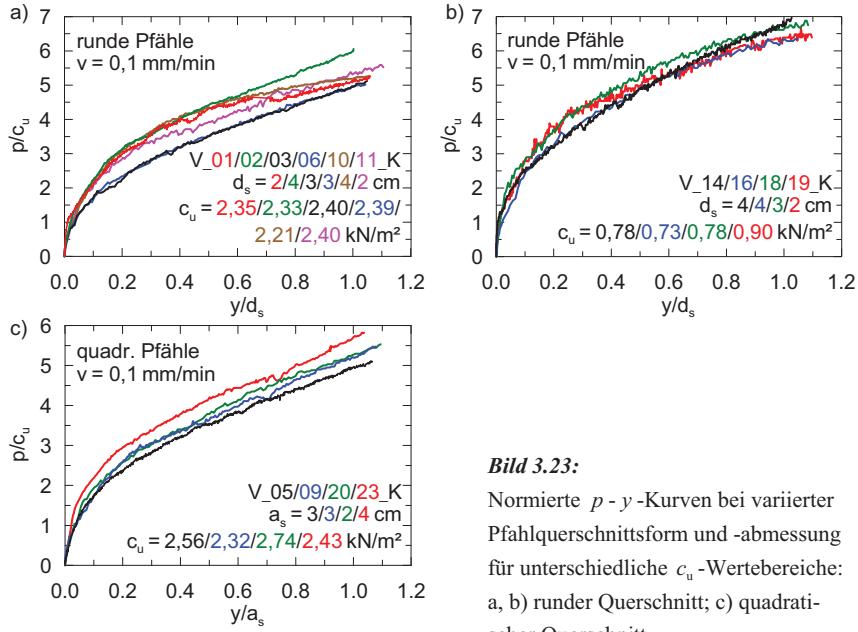
In Konsequenz der Ergebnisse dieses Abschnitts konnten Vergleiche zwischen den Versuchsergebnissen hinsichtlich ausgewählter Versuchsrandbedingungen im Folgenden nur unter der Berücksichtigung des Wassergehaltes bzw. der Größe des c_u -Wertes erfolgen.

3.8.1.6 Einfluss der Pfahlabmessungen

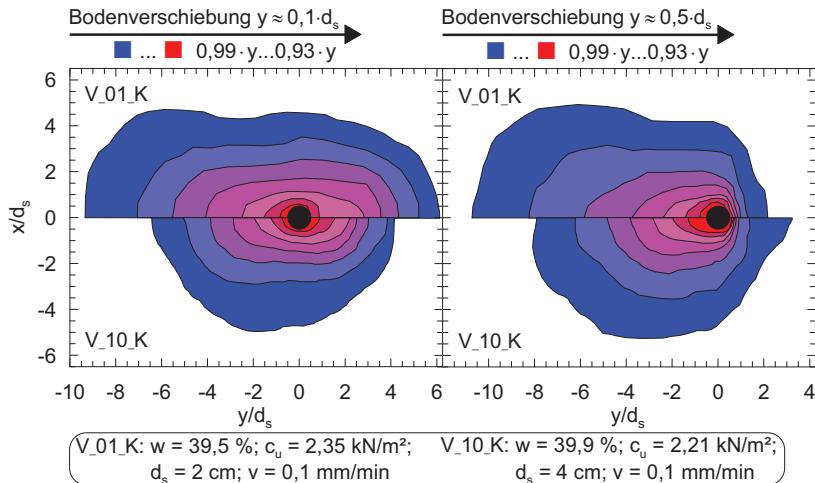
Bild 3.23 zeigt die normierten p - y -Kurven bei variiertem Pfahldurchmesser d_s und varierter Pfahlkantenlänge a_s , getrennt dargestellt nach Wertebereichen von c_u -Werten des Bodens. Unter Beachtung von Streuungen der Messergebnisse ist zunächst von einem linearen Zusammenhang zwischen der Pfahlabmessung der Größe des Fließdrucks p auszugehen.

Dem widersprechen jedoch die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen normiert auf den Pfahldurchmesser in Bild 3.24 bei vergleichbarem c_u -Wert des Bodens. So ist bei $d_s = 4$ cm (V_10_K) gegenüber $d_s = 2$ cm (V_01_K) ein signifikant kleinerer normierter Einflussbereich im Boden bei größerem Pfahldurchmesser festzustellen, was mit niedrigeren Fließdrücken p einhergehen müsste. Die normierten Einflussbereiche für quadratische Pfähle in Bild 3.25 für $a_s = 4$ cm (V_23_K) und $a_s = 3$ cm (V_05_K) dagegen lassen keinen signifikanten Unterschied in Abhängigkeit der Pfahlabmessung erkennen. Jedoch zeigt sich ein etwas stärkeres Aufstauen des Bodens direkt vor dem Pfahl bei $a_s = 4$ cm (V_23_K) mit der Bodenverschiebung $0,92 \cdot y$ und $0,91 \cdot y$ gegenüber $0,95 \cdot y$ bzw. $0,93 \cdot y$ bei $a_s = 3$ cm (V_05_K), was auch mit einem etwas erhöhten normierten Seitendruck von V_23_K gegenüber V_05_K einhergeht (Bild 3.23 c).

Folglich lässt sich hinsichtlich des Einflusses der Pfahlabmessung auf die Größe des Fließdrucks aus den Modellversuchen keine signifikante Tendenz ableiten.

**Bild 3.23:**

Normierte p - y -Kurven bei variiertem Pfahlquerschnittsform und -abmessung für unterschiedliche c_u -Wertebereiche:
a, b) runder Querschnitt; c) quadratischer Querschnitt

**Bild 3.24:** Gegenüberstellung der Isolinien gleicher Bodenverschiebungen normiert auf den Pfahldurchmesser bei variiertem Pfahldurchmesser (V_01_K und V_10_K)

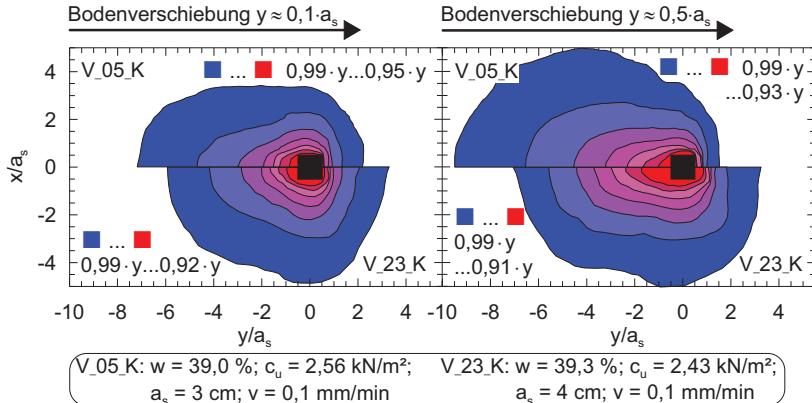


Bild 3.25: Gegenüberstellung der Isolinien gleicher Bodenverschiebungen normiert auf die Pfahlkantenlänge bei variierter Pfahlkantenlänge (V_05_K und V_23_K)

3.8.1.7 Einfluss der Pfahlquerschnittsform

Bild 3.26 stellt beispielhaft für die Versuche V_03_K und V_05_K mit runder bzw. quadratischer Pfahlabmessung $d_s = a_s = 3 \text{ cm}$ und vergleichbarer undrainierter Kohäsion des Bodens die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen gegenüber. Während bei sehr kleinen Bodenverschiebungen ein etwas ausgeprägteres Umfließen des runden Pfahls festgestellt werden kann, ist bei größeren Bodenverschiebungen kein Unterschied zwischen beiden Pfahlformen festzustellen.

In Bild 3.27 sind die normierten $p - y$ -Kurven der Versuche mit runder und quadratischer Pfahlquerschnittsform gegenübergestellt. Zudem wurde a_s in einen Ersatzdurchmesser $d_{s,E} = 2 \cdot a_s / \sqrt{\pi}$ umgerechnet, was eine Flächengleichheit des Querschnitts für einen runden und quadratischen Pfahl bedeutet (vgl. Abschnitt 2.4.5). Ein erhöhter Fließdruck auf die Pfähle mit quadratischem Querschnitt gegenüber den Pfählen mit rundem Querschnitt konnten nicht festgestellt werden, wenngleich die zu erwarten gewesen wäre (vgl. Abschnitt 2.4.5). Zurückzuführen ist dies möglicherweise auf die sehr kleinen Pfahlabmessungen bei den Modellversuchen.

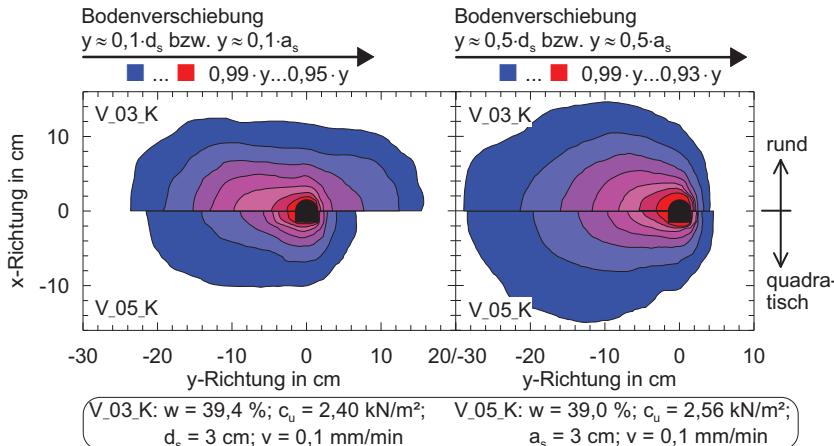


Bild 3.26: Gegenüberstellung der Isolinien gleicher Bodenverschiebungen bei einem runden Pfahlquerschnitt (V_{03_K}) und quadratischen Pfahlquerschnitt (V_{05_K})

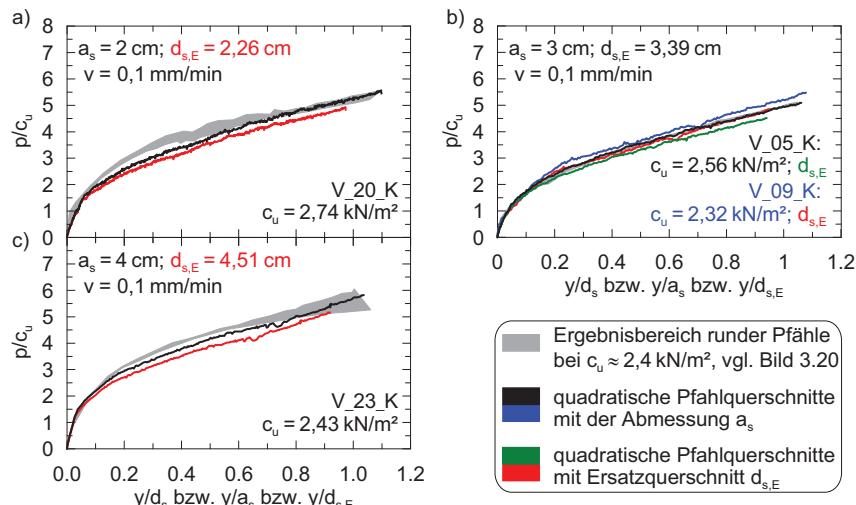


Bild 3.27: Normierte p - y -Kurven bei rundem und quadratischem Pfahlquerschnitt und quadratischem Pfahlquerschnitt mit Ersatzdurchmesser: a) $a_s = d_s = 2 \text{ cm}$; b) $a_s = d_s = 3 \text{ cm}$; c) $a_s = d_s = 4 \text{ cm}$

3.8.1.8 Einfluss der Rauheit der Pfahloberfläche

Der Einfluss der Rauheit der Pfahloberfläche auf den Fließdruck p wurde für zwei unterschiedliche Scherfestigkeiten des Bodens untersucht (Bild 3.28). Unabhängig vom c_u -Wert des Bodens ist erwartungsgemäß eine Erhöhung des Fließdrucks p und ein etwas steiferes Verhalten der p - y -Kurve bei erhöhter Rauheit der Pfahloberfläche festzustellen. Zudem lassen die Versuchsergebnisse die Hypothese zu, dass sich die Pfahlrauheit bei größerer Scherfestigkeit des Bodens verstärkt auswirkt. Korrespondierend dazu zeigen die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen für V_03_K (glatt) gegenüber V_22_K (rau) in Bild 3.29 eine geringe Vergrößerung des Einflussbereichs und ein stärkeres Aufstauen des Bodens direkt vor dem Pfahl bei der rauen Pfahloberfläche.

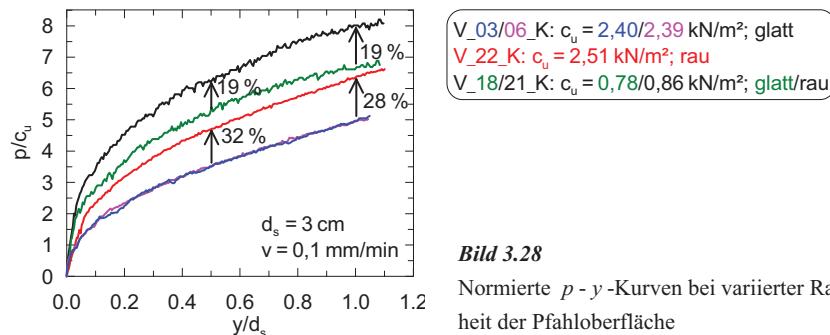


Bild 3.28

Normierte p - y -Kurven bei variiertter Rauheit der Pfahloberfläche

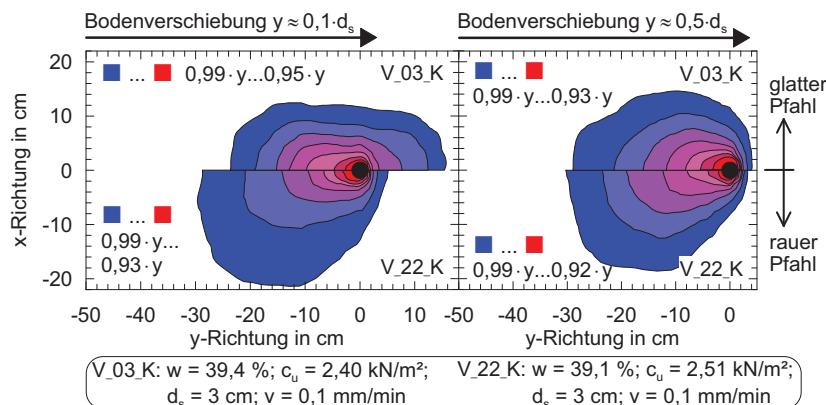


Bild 3.29: Gegenüberstellung der Isolinien gleicher Bodenverschiebungen bei einer glatten Pfahloberfläche (V_03_K) und einer rauen Pfahloberfläche (V_22_K)

3.8.1.9 Einfluss der Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl

Für die Untersuchung des Einflusses der Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl auf den Fließdruck p wurde diese maximal um den Faktor 100 erhöht. Auswertungen mit der PIV-Methode liegen für den Faktor 10 vor. Bild 3.30 zeigt normierte p - y -Kurven für variierte Anströmgeschwindigkeiten des Bodens. Dabei lässt sich eine eindeutige Abhängigkeit feststellen, die z. B. nach *Gudehus/Leinenkugel (1978)* auf eine Änderung der Größe des c_u -Wertes zurückgeführt werden kann (Abschnitt 2.2.3).

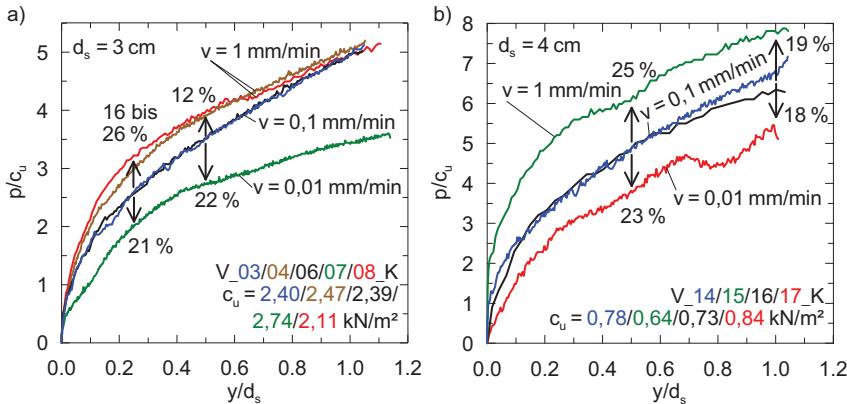


Bild 3.30: Normierte p - y -Kurven bei varierter Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl v für 0,01 mm/min, 0,1 mm/min und 1 mm/min: a) $d_s = 3 \text{ cm}$, $c_u \approx 2,1$ bis $c_u \approx 2,7 \text{ kN/m}^2$; b) $d_s = 4 \text{ cm}$, $c_u \approx 0,6$ bis $c_u \approx 0,7 \text{ kN/m}^2$

Nach den Ergebnissen in Bild 3.30 beträgt der Einfluss einer zehnfachen Änderung der Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl auf den Fließdruck p im Mittel etwa 20 %. Nach *Leinenkugel (1976)* wäre bei einer entsprechenden geschwindigkeitsabhängigen Änderung des c_u -Wertes ein veränderter Fließdruck von etwa 4,5 % zu erwarten gewesen, ausgehend jeweils von den Versuchen mit $v = 0,1 \text{ mm/min}$. Grundlage dieser Berechnung ist $I_{v\alpha} = 1,9 \%$, ermittelt mit einem eigenen CU-„Sprung“-Triaxialversuch. Eine Korrelation zwischen $w_L = 36,4 \%$ des hier verwendeten Kaolins und $I_{v\alpha}$ nach *Gudehus/Leinenkugel (1978)* liefert $I_{v\alpha} = 2,1 \%$ und damit eine zu erwartende Änderung des Fließdrucks p von etwa 5 %. Zur Geschwindigkeitsabhängigkeit von c_u siehe auch Abschnitt 4.2.3.

Auf Grundlage der Messungen des Porenwasserdrucks am Pfahlschaft nach Abschnitt 3.8.1.3 könnte erwartet werden, dass eine erhöhte Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl und damit ein erhöhter Fließdruck mit einer Erhöhung des Porenwasserüberdrucks vor

dem Pfahl und möglicherweise des Porenwasserunterdrucks hinter dem Pfahl einhergeht. Dies ist vor dem Hintergrund der Untersuchungen mit Kaolin in Triaxialzellen bei varierten Abschergeschwindigkeiten in Abschnitt 4.2.3 jedoch nicht wahrscheinlich. Dabei konnte bei varierten Abschergeschwindigkeiten keine signifikante Änderung bei der Ausbildung des Porenwasserüberdrucks festgestellt werden. Demzufolge wäre das Phänomen des Einflusses der Anströmgeschwindigkeit auf die Größe des Fließdrucks auf die viskosen Eigenschaften des bindigen Bodens zurückzuführen (weiterführend siehe Abschnitt 7.2).

Jedoch zeigen die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen in Bild 3.31 ein etwas stärkeres Aufstauen des Bodens direkt vor dem Pfahl bei $v = 1 \text{ mm/min}$ (V_08_K) mit der Bodenverschiebung $0,91 \cdot y$ und $0,90 \cdot y$ gegenüber $0,95 \cdot y$ bzw. $0,93 \cdot y$ bei $v = 0,1 \text{ mm/min}$ (V_03_K), einhergehend mit dem erhöhten normierten Seitendruck bei schnellerer Anströmgeschwindigkeit (Bild 3.23 c). Ein signifikanter Unterschied in der Größe der normierten Einflussbereiche in Abhängigkeit der Anströmgeschwindigkeit lässt sich jedoch nicht feststellen.

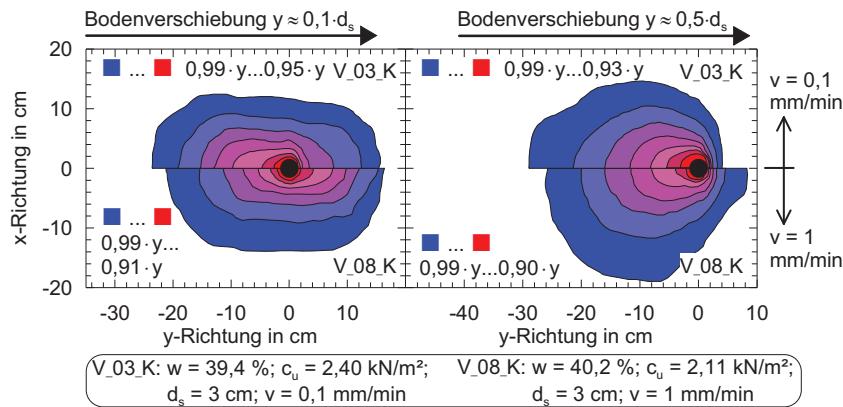


Bild 3.31: Gegenüberstellung der Isolinien gleicher Bodenverschiebungen bei der Anströmgeschwindigkeit $v = 0,1 \text{ mm/min}$ (V_03_K) und $v = 1 \text{ mm/min}$ (V_08_K)

3.8.2 Versuche an Pfahlquerreihen und Pfahllängsreihen

3.8.2.1 Versuchsprogramm und Bodenparameter

Auf Grundlage der Randbedingungen der Einzelpfahlversuche V_01_K und V_11_K, die als Referenzversuche dienten, wurden die Pfahlabstände zwischen zwei und drei in Reihe stehenden Pfählen variiert. Das Versuchsprogramm zeigt Bild 3.32. Die weiteren Versuchsrandbedingungen waren:

- Modellpfähle mit glatter Pfahloberfläche und Pfahldurchmesser $d_s = 2 \text{ cm}$,
- Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl $v = 0,1 \text{ mm/min}$,
- Wassergehalt des Bodens $w \approx 40 \text{ \%}$ und undrainierte Kohäsion $c_u \approx 2,5 \text{ kN/m}^2$.

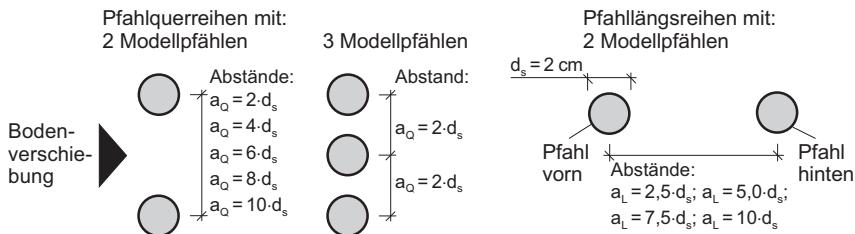


Bild 3.32: Versuchsprogramm mit Pfahlquerreihen und Pfahllängsreihen in Kaolin

Eine Übersicht der Bodenparameter bei den Modellversuchen an Pfahlgruppen zeigen Bild 3.33 und Bild 3.34 (vgl. Abschnitt 3.8.1.1). Eine Zusammenstellung aller Modellversuche mit Pfahlgruppen findet sich im Anhang E.3.

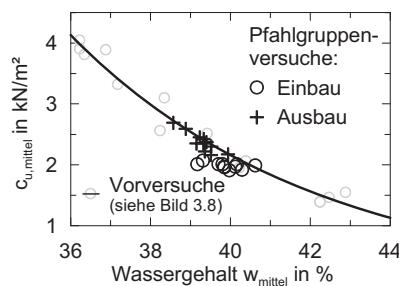


Bild 3.33: $c_{u,\text{mittel}}$ über w_{mittel} beim Ein- und Ausbau des Kaolins bei Versuchen an Pfahlgruppen

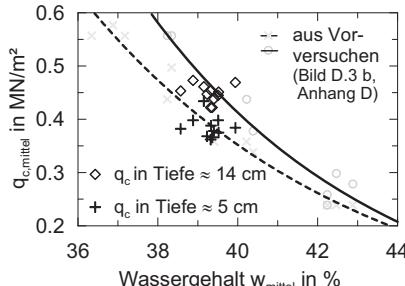


Bild 3.34: $q_{c,\text{mittel}}$ in 5 cm und 14 cm Tiefe über w_{mittel} nach Versuchende bei Versuchen an Pfahlgruppen

3.8.2.2 Ergebnisse der Versuche mit Pfahlquerreihen

Bild 3.35 a zeigt die normierten p - y -Kurven der Versuche mit Pfahlquerreihen und zwei Pfählen im Vergleich zu den Einzelpfählen. Dargestellt ist jeweils die normierte p - y -Kurve eines Pfahls der symmetrischen Pfahlanordnung (Bild 3.4). Messtechnisch wurde der Fließdruck p aus den gemittelten Kraftaufzeichnungen beider Pfähle abgeleitet. Es ist festzustellen, dass sich mit zunehmend engerem Pfahlabstand die p - y -Kurven eines Gruppenpfahls zunehmend unterhalb der eines Einzelpfahls befindet. Zudem liegt ein zunehmend weniger steifer Verlauf der p - y -Kurve vor. Ab einem Pfahlquerabstand $a_Q = 10 \cdot d_s$ liegen die normierten p - y -Kurven des Gruppenpfahls und des Einzelpfahls nahezu übereinander, d. h. ab diesem Abstand verhält sich der Gruppenpfahl nahezu wie ein Einzelpfahl.

In Bild 3.35 b sind zwei Versuche unter vergleichbaren Randbedingungen mit drei Pfählen in Querreihe und einem Abstand von $a_Q = 2 \cdot d_s$ dargestellt. Versuch 1 regierte etwas steifer als Versuch 2, jedoch zeigten beide Versuche ähnliche Verhaltensweisen. Bei sehr kleinen Bodenverschiebungen erhielten alle Pfähle in der Querreihe eine nahezu vergleichbare Einwirkung. Bei größeren Bodenverschiebungen $y \geq \approx 0,15 \cdot d_s$ erhielt der innen stehende Pfahl eine größere Einwirkung als der außen stehende. Dabei liegt der normierte Fließdruck aller Gruppenpfähle unterhalb dessen des Einzelpfahls. Der außen stehende Pfahl zeigt ein Verhalten, welches dem einer Pfahlquerreihe mit zwei Pfählen und demselben Pfahlabstand gleicht.

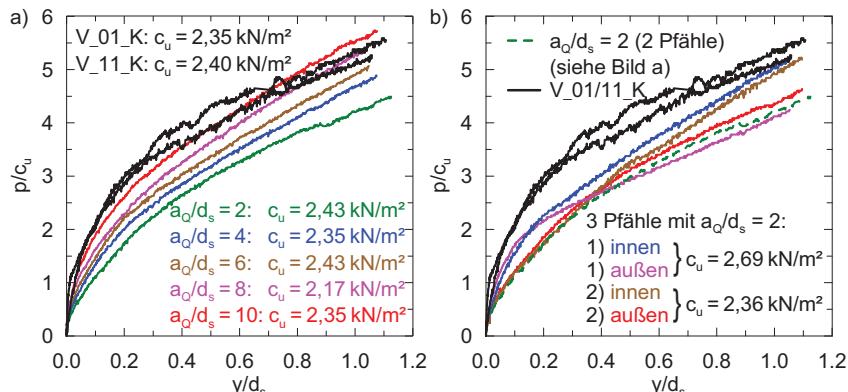


Bild 3.35: Normierte p - y -Kurven der Versuche mit Pfahlquerreihen: a) Pfahlquerreihen mit zwei Pfählen; b) Pfahlquerreihen mit drei Pfählen

Aus dem Verhältnis der gemittelten, normierten $p - y$ -Kurven der Einzelpfähle zu denen der Gruppenpfähle konnte ein Gruppenfaktor η_Q abgeleitet werden (Bild 3.36). Dazu wurde das Verhältnis zu den diskreten normierten Bodenverschiebungen in 10 %-Schritten nach Gleichung (3.2) bestimmt.

$$\eta_Q = \frac{(p/c_u)_{\text{Gruppenpfahl}}}{(p/c_u)_{\text{Einzelpfahl}}} \quad (3.2)$$

Nach Bild 3.36 ist ein nahezu lineares Verhalten zwischen dem Pfahlabstand und dem Gruppenfaktor η_Q für zwei Pfähle in Querreihe festzustellen. Zudem liegt eine gute Übereinstimmung zu den Gruppenfaktoren von Pan et al. (2002b) und Miao et al. (2008) vor.

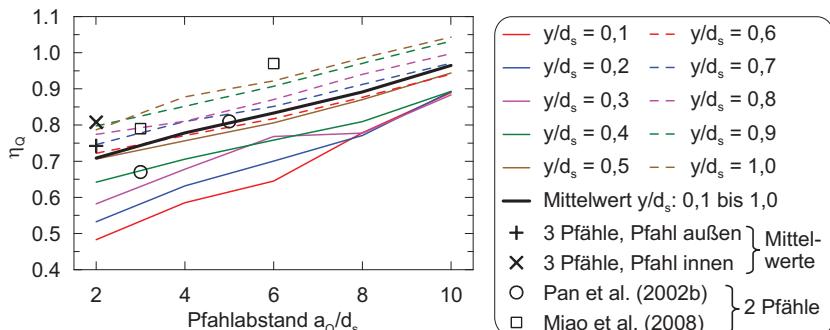


Bild 3.36: Gruppenfaktor der Versuche mit Pfahlquerreihen in Kaolin

Bild 3.37 zeigt die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen im Pfahlnahmbereich für Pfahlquerreihen mit varierten Abständen und vergleichend für den Einzelpfahl bei einer Bodenverschiebung von $y \approx 0,2 \cdot d_s$. Dabei ist hinter den Pfählen mit zunehmend weiteren Pfahlabstand eine Abnahme des Einflussbereiches feststellbar. Dies lässt darauf schließen, dass eng stehende Pfähle mit dem dazwischen liegenden Boden wie ein Einzelpfahl zusammenwirken und vom Boden als Gesamtsystem umflossen werden. Ein vergleichbares Verhalten zeigt auch der Versuch mit drei eng stehenden Pfählen. Bei weit stehenden Gruppenpfählen dagegen kommt es zu einer Aufstauung des Bodens vor der Pfahlquerreihe, sodass weder der einzelne Gruppenpfahl, noch das Gesamtsystem vom Boden umflossen wird. Deutlich zeigt sich die Verspannung des Bodens bei eng stehenden Gruppenpfählen. Ab einem Pfahlabstand von $a_Q = 6 \cdot d_s$ lässt sich eine Gewölbebildung zwischen den Pfählen erkennen, die jedoch bei $a_Q = 10 \cdot d_s$ kaum noch ausgeprägt ist. Als Folge des aufgestauten Bodens vor den Pfahlquerreihen erhöht sich der Einflussbereich neben dem jeweils außen stehenden Pfahl der Querreihe und vor den Pfählen im Vergleich zum Einzelpfahl um etwa 150 %.

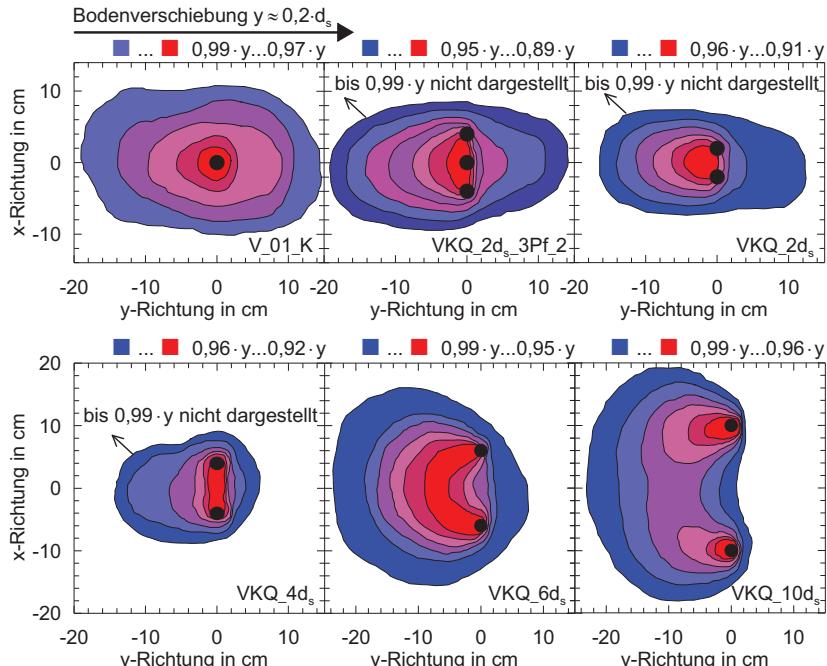


Bild 3.37: Isolinien gleicher Bodenverschiebungen im Pfahlnahbereich für Pfahlquerreihen mit varierten Abständen und für den Einzelpfahl

Während der Versuche wurde mit zunehmend engerem Pfahlabstand eine ansteigende Horizontalkraft zwischen den Pfählen anhand der Spannung des Seils, welches die Pfahlköpfe während des Versuchablaufs verband (Abschnitt 3.3.2), beobachtet. Wären die Pfahlköpfe im Versuch nicht durch eine Zugverbindung untereinander gehalten gewesen (Bild 3.4), wären die Pfähle seitlich auseinandergedrückt worden. Dies zeigt sich auch an der Größe der maximalen Aufstauung des Bodens direkt vor bzw. zwischen den Pfählen, so beim Einzelpfahl mit $0,97 \cdot y$ und im Vergleich bei $a_0 = 2 \cdot d_s$ mit $0,91 \cdot y$ (Bild 3.37). Es kann daraus geschlossen werden, und die PIV-Auswertung der Scher- und Normaldehnungen in Bild 3.38 bestätigen dies, dass bei zunehmend engerem Pfahlabstand der anströmende Boden im zunehmenden Maße auch eine Bodenverspannung zwischen den Pfählen verursacht. Demnach ergeben sich für den Gruppenpfahl in Querrichtung zur Bodenanströmung auch qualitative Spannungseinwirkungsbereiche am Pfahlquerschnitt, die sich vom Einzelpfahl nach Bild 3.15 etwas unterscheiden (Bild 3.39). Zur Ableitung der qualitativen Spannungseinwirkungsbereiche auf den Pfahl aus den PIV-Ergebnissen der Dehnungen im Pfahlnahbereich siehe Abschnitt 3.8.1.2.

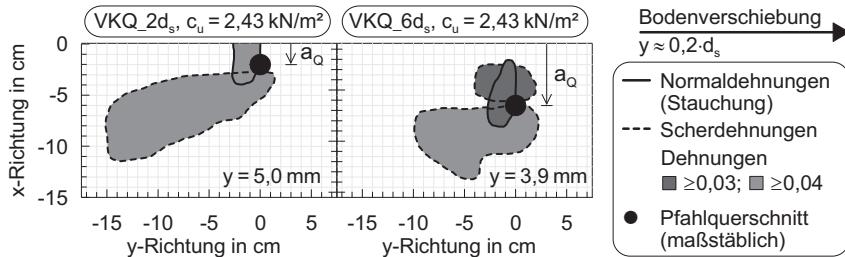


Bild 3.38: Bereiche von Scher- und Normaldehnungen im Pfahlnahbereich bei variiertem Pfahlquerabstand von zwei Pfählen: $a_Q = 2 \cdot d_s$ (links) und $a_Q = 6 \cdot d_s$ (rechts)

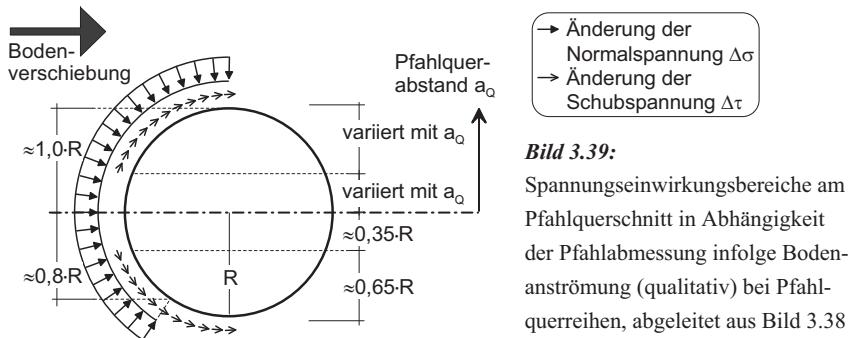


Bild 3.39:

Spannungseinwirkungsbereiche am Pfahlquerschnitt in Abhängigkeit der Pfahlabmessung infolge Boden-anströmung (qualitativ) bei Pfahl-querreihen, abgeleitet aus Bild 3.38

Eine Erklärung des Gruppenverhaltens von Pfahlquerreihen allein über die Größe des Einflussbereiches ist nicht möglich. So beträgt der über alle Bodenverschiebungen gemittelte Einflussbereich vor der Pfahlquerreihe mit $a_Q = 2 \cdot d_s$ etwa 220 % und mit $a_Q = 6 \cdot d_s$ etwa 280 % im Vergleich zum Einzelpfahl. Der zunehmend vergrößerte Einflussbereich bei zunehmend weiterem Pfahlabstand ergibt sich dabei aufgrund der Gewölbebildung oder Bodenverspannung zwischen den Pfählen, was auch den erhöhten Fließdruck auf weit stehende Gruppenpfähle gegenüber eng stehende Gruppenpfähle erklären kann. Warum jedoch auf den einzelnen Gruppenpfahl bei $a_Q < 10 \cdot d_s$ ein geringerer Fließdruck einwirkt als auf den Einzelpfahl unter vergleichbaren Randbedingungen kann auch mit den PIV-Ergebnissen nicht abschließend geklärt werden. Randeinflüsse des Versuchskastens auf die Versuchsergebnisse konnten anhand der PIV-Ergebnisse, wie auch bei den Untersuchungen mit Einzelpfählen, nicht beobachtet werden.

3.8.2.3 Ergebnisse der Versuche mit Pfahllängsreihen

Bild 3.40 zeigt die normierten p - y -Kurven der Versuche mit Pfahllängsreihen im Vergleich zu den Einzelpfählen und Bild 3.41 die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen im Pfahlnahbereich der Pfahllängsreihen für die Pfahlabstände $a_L = 5 \cdot d_s$ und $a_L = 10 \cdot d_s$ bei einer Bodenverschiebung von $y \approx 0.2 \cdot d_s$.

Mit zunehmend enger hintereinander stehenden Pfählen ist eine Verringerung des Fließdrucks und ein zunehmend weniger steifer Verlauf der p - y -Kurven festzustellen (Bild 3.40). Dabei widerfährt zum einen dem hinten stehenden Pfahl eine zunehmende Abschirmwirkung durch den vorn stehenden Pfahl. Zum anderen kann sich der anströmende Boden auch auf den Einflussbereich des hinten stehenden Pfahls abstützen (Bild 3.41), was bei zunehmend enger hintereinander stehenden Pfählen eine Verringerung des Fließdrucks auf den vorn stehenden Pfahl zur Folge hat. Bei den Pfahlabständen $a_L = 2,5 \cdot d_s$ und $a_L = 5 \cdot d_s$ erhält der vorn stehende Pfahl einen vergleichbaren Fließdruck, was möglicherweise darauf schließen lässt, dass dessen Einwirkung bei zunehmenden sehr kleinen Pfahlabständen nicht mehr abnimmt. Ab einem Pfahlabstand von $a_L = 10 \cdot d_s$ ist hinsichtlich des normierten Fließdrucks keine Gruppenwirkung mehr festzustellen (Bild 3.40). Der Gruppenpfahl verhält sich demzufolge wie ein Einzelpfahl, wenngleich eine geringe Gruppenwirkung in der Darstellung der Einflussbereiche noch vorliegt (Bild 3.41).

Die Isolinien gleicher Bodenverschiebungen in Bild 3.41 lassen auf ein Umfließen des Gesamtsystems bei eng stehenden Pfählen schließen. Mit zunehmend weiterem Pfahlabstand bildet sich ein überlagerter Einflussbereich heraus, der zunehmend eine Ähnlichkeit zum Einflussbereich zweier Einzelpfähle aufweist.

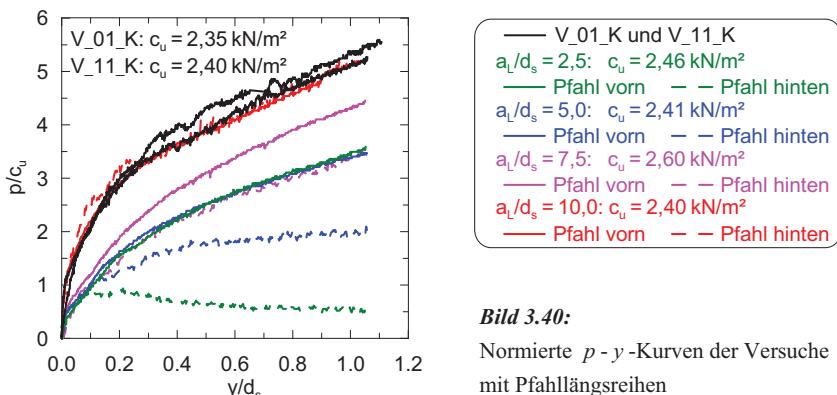


Bild 3.40:

Normierte p - y -Kurven der Versuche mit Pfahllängsreihen

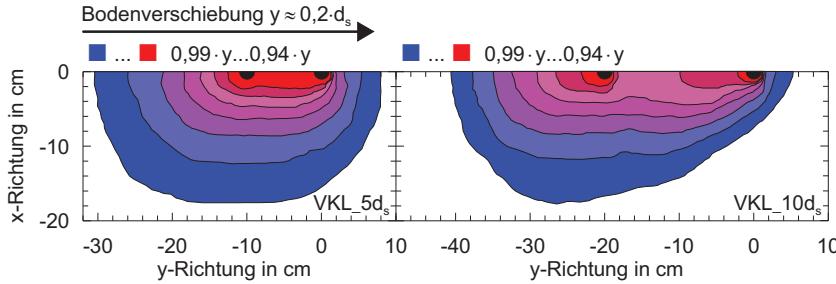


Bild 3.41: Isolinien gleicher Bodenverschiebungen im Pfahlnahbereich für Pfahllängsreihen mit den Abständen $a_L = 5 \cdot d_s$ (links); $a_L = 10 \cdot d_s$ (rechts)

Bild 3.42 zeigt den Gruppenfaktor η_L nach Gleichung (3.3) in Abhängigkeit des Pfahllängsabstandes. Zur Ableitung des Gruppenfaktors η_L in Analogie zum Gruppenfaktor η_Q nach Gleichung (3.2) siehe Abschnitt 3.8.2.2.

$$\eta_L = \frac{(p/c_u)_{\text{Gruppenpfahl}}}{(p/c_u)_{\text{Einzelpfahl}}} \quad (3.3)$$

Wie bei den Pfahlquerreihen lässt sich näherungsweise ein lineares Verhalten zwischen dem Pfahllängsabstand und dem Gruppenfaktor feststellen. Zudem liegt wiederum eine gute Übereinstimmung zu den Gruppenfaktoren von Pan et al. (2002b) und Miao et al. (2008) vor.

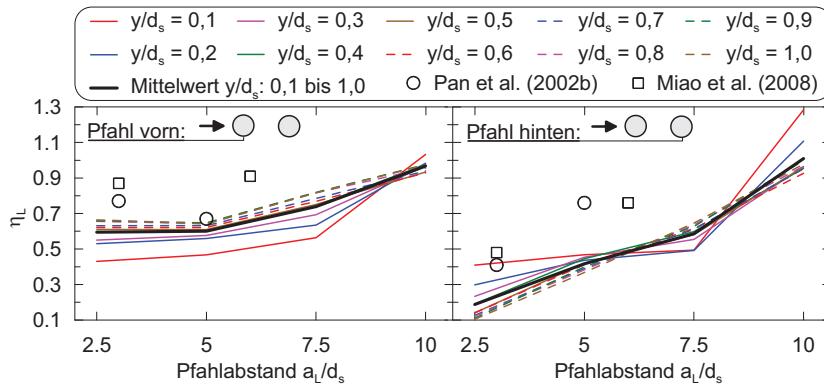


Bild 3.42: Gruppenfaktor der Versuche mit Pfahllängsreihen in Kaolin

Eine Darstellung der Scher- und Normaldehnungsbereiche im Pfahlnahbereich für die Pfahlängsabstände $a_L = 5 \cdot d_s$ und $a_L = 10 \cdot d_s$ findet sich im Bild 3.43. Hinsichtlich der Dehnungsbereiche am Pfahlschaft kann bei den Gruppenpfählen der Pfahlängsreihe kein signifikanter Unterschied zum Einzelpfahl festgestellt werden (vgl. Bild 3.14). Dementsprechend liegen aus den PIV-Ergebnissen der Dehnungsbereiche abgeleitete qualitative Spannungseinwirkungsbereiche am Pfahlquerschnitt auf den Gruppenpfahl vor, die dem des Einzelpfahls nach Bild 3.15 entsprechen.

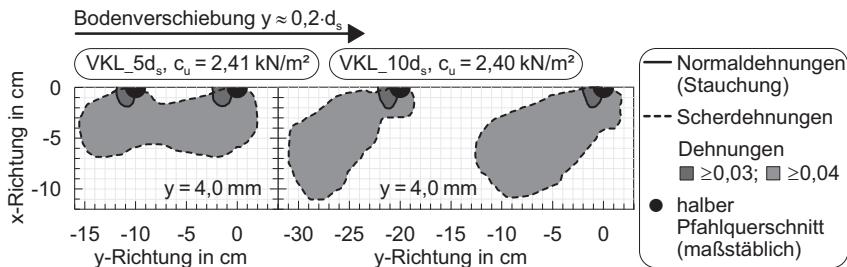


Bild 3.43: Bereiche von Scher- und Normaldehnungen im Pfahlnahbereich bei variiertem Pfahlängsabstand von zwei Pfählen: $a_L = 5 \cdot d_s$ (links) und $a_L = 10 \cdot d_s$ (rechts)

3.8.2.4 Einflussfaktoren auf das Pfahlgruppenverhalten

Die Pfahlgruppenfaktoren für Pfahlquer- und Pfahlängsreihen nach Bild 3.36 bzw. Bild 3.42 wurden lediglich für weitgehend gleichbleibende Versuchsrandbedingungen abgeleitet (Abschnitt 3.8.2.1). Die Ergebnisse des durchgeföhrten Versuchsprograms an Einzelpfählen legen jedoch nahe, dass verschiedene untersuchte Randbedingungen von Pfahl und Boden auch die Wechselwirkung zwischen den Gruppenpfählen beeinflussen. Damit ist immer dann zu rechnen, wenn eine Randbedingung die Größe des Einflussbereichs des Einzelpfahls verändert. Die experimentell bestimmten und zu beachtenden Randbedingungen sind:

- die Größe der Scherfestigkeit des Bodens,
- die Rauheit der Pfahloberfläche und
- ggf. die Pfahlabmessung und Pfahlform.

Bei der untersuchten Randbedingung der Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl wird zunächst von keiner Beeinflussung des Pfahlgruppenfaktors ausgegangen.

3.9 Zusammenfassende Bewertung

Aus umfangreichen 1g-Modellversuchen mit Einzel- und Gruppenpfählen in Kaolin konnten die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Mit zunehmender Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden trat ein zunehmendes plastisches Verhalten der Spannungen auf den Pfahl (Fließdruck) auf. Ein Bruchzustand wurde bei Relativverschiebungen bis zur Größe der Pfahlquerschnittsabmessung i. d. R. nicht erreicht.
- Bei kleineren c_u -Werten wurde ein dazu relativ höherer Fließdruck p festgestellt, d. h. die Größe $(p/c_u)_{ult}$ liegt bei kleineren c_u -Werten erhöht vor. Dies ist auf einen Übergang der Pfahleinwirkung aus Fließdruck bei kleinen c_u -Werten (Umfließen des Pfahls) hin zu einem passiven Erddruck auf den Pfahl (Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl) bei größeren c_u -Werten zurückzuführen.
- Ein Pfahl mit rauer Pfahloberfläche weist gegenüber einem glatten Pfahl einen erhöhten Fließdruck auf.
- Ein Einfluss der Pfahlform (rund und quadratisch) und der Pfahlabmessung auf den Fließdruck wurde bei den Modellversuchen nicht signifikant festgestellt, was ggf. auf die kleinen Versuchsabmessungen zurückgeführt werden kann.
- Mit zunehmender Anströmgeschwindigkeit des Pfahls durch Boden wurde ein höherer Fließdruck gemessen. Zurückzuführen ist der Effekt insbesondere auf viskose Eigenschaften des bindigen Bodens.
- Untersuchungen an Pfahlquerreihen ergaben bis zu einem Pfahlabstand von etwa $10 \cdot d_s$ einen stets geringeren Fließdruck als auf Einzelpfähle bei vergleichbaren Versuchsrandbedingungen. Mit zunehmend engerem Pfahlabstand nimmt dabei der Fließdruck je Pfahl ab.
- Bei drei Pfählen in Querreihe wurde für den innen liegenden Pfahl gegenüber den außen stehenden Pfählen ein leicht erhöhter Fließdruck gemessen.
- Untersuchungen an Pfahllängsreihen konnten eine Abschirmwirkung des vorn stehenden Pfahls auf den hinten stehenden feststellen, wobei auch der vorn stehende Pfahl bei kleinen Pfahlabständen einen etwas niedrigeren Fließdruck im Vergleich zum Einzelpfahl bei vergleichbaren Versuchsrandbedingungen erhält. Ab einem Pfahlabstand von etwa $10 \cdot d_s$ verhielten sich die Gruppenpfähle wie Einzelpfähle.

- Bei Porenwasserdruckmessungen am Pfahlquerschnitt konnte die Ausbildung eines Porenwasserüberdrucks auf der Seite der Bodenanströmung und eines Porenwasserunterdrucks auf der abgewandten Seite der Bodenanströmung gemessen werden.
- Mit Hilfe der *PIV*-Methode konnte die Scher- und Normaldehnungen des Bodens im Pfahlnahbereich ermittelt werden, was die Ableitung der qualitativen Spannungseinwirkungsbereiche am Pfahlquerschnitt ermöglichte.

4 Materialverhalten normalkonsolidierter, bindiger Böden

4.1 Allgemeines

Die Ausbildung eines Seitendrucks auf Pfähle, bspw. infolge von Bodenauflasten, steht in einer kausalen Abhängigkeit vom Bodenverhalten in den i. d. R. normal- und ggf. leicht überkonsolidierten bindigen Schichten (Kapitel 2). Im Hinblick auf die Fragestellung dieser Arbeit werden in diesem Kapitel die folgenden ausgewählten Materialeigenschaften und Randwertprobleme kurz behandelt:

- Steifigkeits- und Festigkeitsverhalten infolge inhärenter und induzierter Anisotropie,
- Zeitabhängiges (viskoses) Materialverhalten,
- Konsistenz von effektiver und undrainierter Scherfestigkeit im Anfangszustand.

Über bereichsweise Verdrehungen der Hauptspannungsrichtung im Untergrund bei Bodenauflasten berichtete bspw. *Bjerrum (1973)*, was in Abhängigkeit der Stellung von Pfahlgründung und Bodenauflast zu verändertem Steifigkeits- und Festigkeitsverhalten des Bodens im Bereich der Pfahlgründung führen kann (Abschnitt 4.2.1). Weiterführend zum zeit- und spannungspfadabhängigen Verformungsverhalten weicher Böden siehe *Becker (2009)*. Viskoses Materialverhalten umfasst u. a. undrainiertes (volumenkonstantes) Kriechen, die geschwindigkeitsabhängige Ausbildung der Scherfestigkeit des Bodens sowie Langzeitverformungen im Boden aufgrund von drainiertem und tertiärem Kriechen. Mögliche Auswirkungen auf Pfahlgründungen unter Seitendruckeinwirkung wurden bereits im Abschnitt 2 diskutiert und sind in Abschnitt 4.2.2 bis Abschnitt 4.2.4 vertieft behandelt, wobei auch auf Versuchsergebnisse eigener Triaxial- und Rahmenscherversuche zurückgegriffen wurde. Die Erfassung des Anfangszustandes mit der undrainierten Scherfestigkeit eines Bodens ist in der Baupraxis der Regelfall, stellt bei numerischen Berechnungen jedoch einen Ausnahmefall dar. Vorzugsweise sind effektive Spannungsanalysen anzuwenden. Berechnungsansätze zur Ermittlung der Seitendruckeinwirkung gehen i. d. R. von einer undrainierten Scherfestigkeit aus (Kapitel 2), sodass die numerische Abbildung des Anfangszustandes sowohl mit undrainierten wie auch mit effektiven Steifigkeits- und Festigkeitsparametern angestrebt wurde (Abschnitt 4.3).

Schwerpunkt dieses Kapitels sind Untersuchungen zur numerischen Simulation insbesondere der o. g. Aspekte von normalkonsolidierten, bindigen Böden, was je nach Problemstellung eine Frage der Auswahl eines passenden Stoffmodells ist.

Als Grundlage der Untersuchung dienten insbesondere eigene durchgeführte Laborversuche im Triaxial-, Ödometer- und Rahmenschergerät mit dem Tonersatzmaterial Kaolin, zusammengestellt im Anhang C. Weiterhin wurden Unterschiede der Stoffmodelle an einem fiktiven

ven, idealisieren Baugrundmodell mit bereichsweiser Bodenauflast untersucht, sodass für die numerischen Simulationen in dem folgenden Kapitel 5 und Kapitel 6 eine Festlegung auf einige wenige Stoffmodelle erfolgen konnte.

4.2 Grundlagen zu anisotropen und viskosen Materialeigenschaften

4.2.1 Anisotropes (spannungspfadabhängiges) Steifigkeits- und Festigkeitsverhalten

Die Anisotropie von Böden lässt sich in eine induzierte und eine inhärente Anisotropie unterscheiden. Erstere resultiert aus dem induzierten, äußeren Spannungszustand, bspw. einer Bodenauflast, und letztere aus der Struktur und der Anordnung der Bodenpartikel. Die Kombination beider Effekte wird als Initialanisotropie bezeichnet. Sowohl die inhärente wie auch die induzierte Anisotropie kann bei Tonen das bodenmechanische Verhalten wie die Porenwasserdruckentwicklung, Scherfestigkeit und Steifigkeit beeinflussen (*Ladd et al., 1977*). Anschaulich lassen sich (induzierte) Änderungen von Spannungszuständen von Bodenelementen ausgehend von einem isotropen oder anisotropen Primärspannungszustand diskret in Form von Spannungspfaden darstellen (bspw. *Stroh (1974)*, *Soos/Engel (2008)* und Bild 4.1 a). Ebenso treten bei geotechnischen Randwertproblemen wie z. B. einer Bodenauflast bereichsweise unterschiedliche Spannungspfade auf (Bild 4.1 b), sodass bereichsweise ggf. ein verändertes bodenmechanisches Verhalten zu erwarten ist.

Ergebnisse unterschiedlicher Autoren zur undrainierten Kohäsion c_u von Böden, beeinflusst durch Anisotropieeffekte, sind in *Gebreselassie (2003)* und *Kempfert/Gebreselassie (2006)* zusammengestellt, wobei die Beeinflussung bis zu einem Faktor von 4 durch die Spannungsrichtung und Kompressions-/Extensions-Folge festzustellen ist. Einflüsse der Anisotropie auf die effektive Gesamtscherfestigkeit von Tonen konnte *Becker (2009)* nur in nahezu vernachlässigbarer Größe feststellen. *Prashant/Penumadu (2005)* und *Lin/Penumadu (2005)* stellten dagegen Abweichungen beim effektiven Reibungswinkel von bis zu 10° bei einer Hauptspannungsrehung um 90° fest. Erhöhte effektive Reibungswinkel bei triaxialer Extension gegenüber triaxialer Kompression ermittelten auch *Parry/Nadarajah (1974)*, *Siddique/Clayton (1999)* und *Abdulhadi (2009)*.

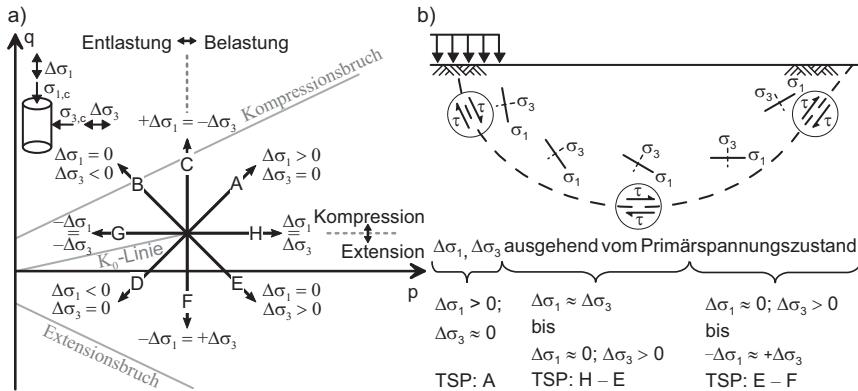


Bild 4.1: a) Totale Spannungspfade (TSP) bei triaxialen Randbedingungen; b) Bereichsabhängige Einordnung des Bodenverhaltens nach Spannungspfaden bei Bodenauflasten im Bruch- und Vorbruchzustand in Anlehnung an Bjerrum (1973)

Graham et al. (1983) stellten in Triaxialversuchen mit einem Ton die Abhängigkeit der Nachgegrenze eines Bodens τ_{yield} (*yield point* – Beginn der plastischen Dehnungen bei einer bestimmten Spannungsgröße) von dessen anisotrop erzeugten Primärspannungszustand (K_0 -Linie) fest. Dies wird als plastische Anisotropie bezeichnet. Wie auch andere Untersuchungen zeigten, zusammengestellt in Soumaya (2005) und McGinty (2006), nimmt τ_{yield} für unterschiedliche Spannungspfade die Form einer Ellipse ein, deren Mittelachse sich jeweils auf der erzeugten K_0 -Linie des Bodens befindet.

Davon unterschieden wird die elastische Anisotropie, die die Abhängigkeit der Steifigkeit eines Bodens von dem jeweiligen Spannungszustand bezeichnet (Graham/Houlsby, 1983). Versuchsergebnisse und Angaben unterschiedlicher Autoren zur Beeinflussung der Steifigkeit durch Anisotropieeffekte sind in Tabelle 4.1 getrennt nach Versuchsart und in Abhängigkeit der Spannungsrichtung (E_h zu E_v) und der Kompressions-/Extensions-Belastung (E_c zu E_t) für normalkonsolidierte Tone zusammengestellt. Anfangstangentenmodule fanden in der Zusammenstellung keine Berücksichtigung. Zwar ist zu jedem Versuchsergebnis der totale Spannungspfad (TSP) angegeben, doch ist eine vergleichende Interpretation dennoch schwierig, da häufig die Versuchsdurchführung und der Tonanteil als wichtige Interpretationsgrößen nicht ausreichend dokumentiert sind. Zudem zeigten Siddique/Clayton (1999) und Teachavorasinskun (2007) mit zunehmender Axialdehnung eine abnehmende Abweichung zwischen E_h zu E_v bzw. E_c zu E_t . Auf verringerte Anisotropieeffekte bei isotroper gegenüber anisotroper triaxialer Konsolidation wiesen bspw. Parry/Nadarjah (1974) hin. Zusammenfassend ist aus den Ergebnissen nach Tabelle 4.1 festzustellen, dass unabhängig der Versuchsart i. d.

R. eine zum Teil erheblich höhere Steifigkeit in horizontaler anstatt in vertikaler Richtung und bei vom Standardfall TSP A abweichenden Spannungspfaden vorliegt.

Tabelle 4.1: Auswirkungen der Anisotropie auf die Steifigkeit bei normalkonsolidierten bin-digen Böden getrennt nach Versuchsarten

Versuchsergebnis	Referenz	Bodenmaterial	TSP
Oedometerversuch (Probe um 90° verdreht)			
$E_{s,h} / E_{s,v} : 1 \text{ bis } 2,8$	Tekinsoy et al. (2009)	Ton (ausgeprägt plastisch)	A
$E_{s,h} / E_{s,v} = 0,8$	Becker (2009)	Konstanzer Seeton (mittelplastisch)	A
Isotrop konsolidierte Triaxialversuche (Probe um 90° verdreht)			
$E_h / E_v = 0,5$	Parry/Wroth (1981)	Kaolin (leicht überkonsolidiert)	A
$E_{50,h} / E_{50,v} = 1,05$	Parry/Nadarajah (1974)	Ton (mittel bis ausgeprägt plastisch)	A
$E_{50,h} / E_{50,v} \approx 2$	Loh/Holt (1974)	Winnipeg Clay (ausgepr. plastisch)	A
$E_{50,h} / E_{50,v} : 1,1 \text{ bis } 2$	Gebreselassie (2003)	Konstanzer Seeton (mittelplastisch)	A
$E_{50,h} / E_{50,v} = 10,8$	Becker (2009)	Konstanzer Seeton (mittelplastisch)	A
Isotrop konsolidierter Triaxialversuch (spannungspfadgesteuert)			
$E_h < E_v$	Lin/Penumadu (2005)	Kaolin (ausgeprägt plastisch)	E zu A
Isotrop kons. echter Triaxialversuch (spannungspfadgest. und Probe 90° verdreht)			
$E_{50,v,t} / E_{50,v,c} \approx 2$	Anantanasakul	Kaolin (mittelplastisch)	E zu A
$E_{50,h,t} / E_{50,h,c} : \approx 1,4 \text{ bis } \approx 2$	(2010)		
Anisotrop konsolidierte Triaxialversuche (spannungspfadgesteuert)			
$E_h / E_v = 1,8$	Graham/Houlsby (1983)	Ton (mittel bis ausgeprägt plastisch)	B zu A
$E_t / E_c : \approx 2 \text{ bis } \approx 4$	Siddique/Clayton (1999)	London Clay (ausgeprägt plastisch)	D zu A
$E_{50,t} / E_{50,c} : \approx 3 \text{ bis } \approx 4$	Abdulhadi (2009)	Boston Blue Clay (leicht plastisch)	D zu A
$E_h / E_v = 1,2$	Tekinsoy et al. (2009)	Ton (ausgeprägt plastisch)	B zu A
$E_{50} / E_{50,TSP-A} : \approx 3 \text{ bis } \approx 9$	Becker (2009)	Kaolin und Konstanzer Seeton (mittelplastisch)	B,D,E,F zu A

Anmerkungen: h: horizontal zur größten Hauptspannung der in situ-Spannungseinwirkung; v: in Richtung der größten Hauptspannung der in situ-Spannungseinwirkung; c: Kompression; t: Extension; Die angegebenen totalen Spannungspfade (TSP) sind auf den Spannungspfad A (Standardspannungspfad, Bild 4.1 a) beim Triaxialversuch bezogen.

4.2.2 Undrainiertes (volumenkonstantes) Kriechen

Das Bodenfließen, welches zur Seitendruckeinwirkung auf Pfähle führt, kann auch als undrainiertes, volumenkonstantes Kriechen bezeichnet werden (Abschnitt 2.3.1). Laboruntersuchungen erfolgen i. d. R. in undrainiert durchgeführten Langzeit-Triaxialversuchen unter konstanter Spannungseinwirkung (bspw. *Leinenkugel (1976)* und *Vaid/Campanella (1977)*). Die Kriechrate $\dot{\epsilon}$ wird dabei insbesondere von der Größe des Spannungsverhältnisses von Deviatorspannung zur mittleren effektiven Hauptspannung q/p' beeinflusst (Bild 4.2):

- für kleine Spannungsverhältnisse q/p' liegen sehr geringe und mit der Zeit noch abnehmende axiale Kriechraten $\dot{\epsilon}$ vor,
- für große q/p' sind zunächst abnehmende und dann schlagartig zunehmende axiale Kriechraten $\dot{\epsilon}$ bis zum Eintreten des sog. Kriechbruchs zu beobachten.

Dementsprechend geht ein höherer Ausnutzungsgrad des Bodens mit einer erhöhten Anströmgeschwindigkeit des Pfahls durch Boden einher und entsprechend wäre mit einem erhöhten Pfahlseitendruck zu rechnen. Zur Erklärung der genannten Mechanismen über das *logarithmische Zähigkeitsgesetz* (Abschnitt 4.2.3) siehe *Gudehus (1981)*.

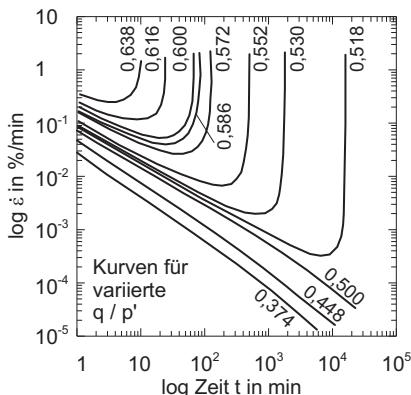


Bild 4.2:

Veränderung der Kriechrate $\dot{\epsilon}$ mit der Zeit t und dem Spannungsverhältnis q/p' bei undrainierten Kriechversuchen nach *Vaid/Campanella (1977)*

4.2.3 Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit

Über die Geschwindigkeitsabhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von Tonen berichteten bereits *Bjerrum/Simons (1960)*, *Bjerrum (1967, 1973)* und *Leinenkugel (1976)*, währenddessen im Sand keinerlei solcher Effekte beobachtet werden konnten (*Liingaard et al., 2002*).

Eine Zunahme der undrainierten Scherfestigkeit mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit, verstkt auftretend bei zunehmender Plastizitätszahl bzw. zunehmendem Anteil an Tonmineralen, ist allgemein anerkannt und wurde von *Leinenkugel (1976)* mit dem *logarithmische Zigkeitsgesetz* ber den sog. Zigkeits- bzw. Viskositätsindex I_{va} prognostizierbar gemacht. Entsprechend fand dieser Effekt Eingang in das Berechnungskonzept für Pfahlgründungen unter Seitendruckeinwirkung (Abschnitt 2.2.3 und Abschnitt 2.3). Versuchstechnisch lässt sich I_{va} mittels eines CU-Triaxialversuches mit der sog. „Sprungversuchstechnik“ bestimmen in Abhängigkeit einer undranierten Referenz-Kohäsion c_{ua} und einer Referenz-Abscherrate $\dot{\varepsilon}_a$. *Krieg (2000)* entwickelt den Viskositätsindex zur Bodenkonstante I_v und zeigt eine Konsistenz zum Ansatz nach *Mesri/Choi (1979)* mit $I_v = C_a / C_c$. Weiterhin geben *Gudehus/Leinenkugel (1978)* eine Korrelation mit der Fließgrenze des Bodens w_L an.

Hinsichtlich einer Geschwindigkeitsabhängigkeit der effektiven Scherparameter von Tonen herrschen in der Literatur unterschiedliche Meinungen:

- *Leinenkugel (1976)* stellte eine Geschwindigkeitsabhängigkeit sowohl der undranierten Scherparameter wie auch des effektiven Gesamtscherwinkels φ'_s fest.
- *Gudehus (1981)* stellt die Hypothese von *Leinenkugel (1976)* in Frage. Zwar beeinflusst die Verformungsgeschwindigkeit die Porenwasserberdruckentwicklung, doch liefern die effektiven Spannungspfade letztlich dieselben Scherfestigkeiten.
- *Krieg (2000)* und *Becker (2009)* konnten bei undranierten Triaxialversuchen keine signifikante Beeinflussung von φ'_s durch die Verformungsgeschwindigkeit feststellen. Jedoch geht *Krieg (2000)* bei drainierten Bedingungen von einer merklichen Abhängigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit aus. Grundlage ist ein Gedankenmodell, keine experimentelle Absicherung.
- *Bnsch (2005)* konnte anhand direkter Scherversuche an bindigen Böden ebenfalls keine Geschwindigkeitsabhängigkeit der effektiven Scherparameter ableiten.

In einem eigenen Versuchsprogramm wurde mit aufbereitetem Kaolin die Geschwindigkeitsabhängigkeit der undranierten und effektiven Scherfestigkeit mit CU-Triaxialversuchen und im Rahmenschergerät untersucht. Zum verwendeten Material, der Probenvorbereitung und zur Zusammenstellung der Versuchsergebnisse siehe Anhang C.

In Rahmenscherversuchen wurde in Abhängigkeit der Abschergeschwindigkeit v_f im Bereich von 0,0005 mm/min bis 0,02 mm/min für zwei Auflastspannungen $\sigma' = 3,5 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma' = 43,5 \text{ kN/m}^2$ der effektive Gesamtscherwinkel φ'_s abgeleitet. Da in den Versuchen nur eine vernachlässigbare effektive Kohäsion festgestellt wurde (Bild C.12 im Anhang C), entspricht

der effektive Gesamtscherwinkel φ'_s dem effektiven Reibungswinkel φ' . Die angewendeten Abschergeschwindigkeiten lagen unterhalb der ermittelten Abscherwindigkeiten v_f aus der Primärkonsolidation nach DIN 18137-3 (2002), versuchsweise gegenübergestellt in Bild C.11 im Anhang C. Bei den Versuchen wurde eine nicht unerhebliche Beeinflussung der Versuchsergebnisse resultierend aus den unterschiedlichen Trägheitskräften der einzelnen Versuchsstände festgestellt, s. a. Stoewahse/Blümel (2001). Entsprechend wurde jede Kombination aus v_f und σ' mit jedem der 3 Versuchsstände einmal untersucht, sodass die Mittelwerte der Versuchsergebnisse aus den 3 Versuchständen je Kombination von v_f und σ' die versuchsstandspezifischen Einflüsse gleichermaßen enthalten. Bild 4.3 zeigt die Versuchsergebnisse, wobei erwartungsgemäß eine stärkere Streuung der Ergebnisse bei der niedrigeren Auflastspannungen auftrat. Für beide untersuchten Auflastspannungen kann eine geringe Zunahme der effektiven Reibungswinkel φ' mit zunehmender Abschergeschwindigkeit erkannt werden (Bild 4.3 a). Gleichzeitig geht dies mit einer deutlichen Abnahme des Scherweges bis zum Auftreten der Scherfestigkeit τ'_f einher, was als steiferes Verhalten des Bodens mit zunehmender Abschergeschwindigkeit interpretiert werden kann (Bild 4.3 b).

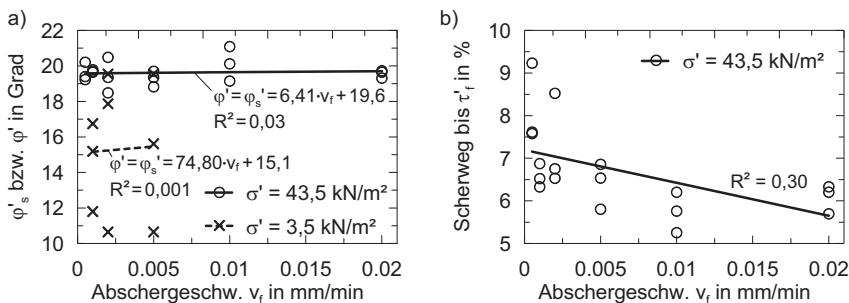


Bild 4.3: Versuchsergebnisse zur Untersuchung der Geschwindigkeitsabhängigkeit von Kaolin im Rahmenschergerät: a) Einfluss auf die Reibungswinkel φ'_s bzw. φ' ; b) Einfluss auf den Scherweg bis zum Auftreten der maximalen Scherfestigkeit τ'_f

Die Untersuchungen in Triaxialgeräten fanden mit den Probenabmessungen von etwa 10 cm Durchmesser und Höhe, den Abschergeschwindigkeiten von $v_f = 0,1 \text{ mm/min}$ und $v_f = 0,01 \text{ mm/min}$ sowie jeweils mit den Konsolidationsspannungen von etwa $\sigma_{3,c} = 100 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_{3,c} = 200 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma_{3,c} = 300 \text{ kN/m}^2$ statt. Zu jedem Versuch wurde ein Wiederholungsversuch durchgeführt. Die Versuchsergebnisse in Form der Gegenüberstellung in einem Balkendiagramm zeigt Bild 4.4, wobei jeweils der Mittelwert aus einer Versuchsreihe, bestehend aus allen 6 Versuchen je Abschergeschwindigkeit, gebildet wurde.

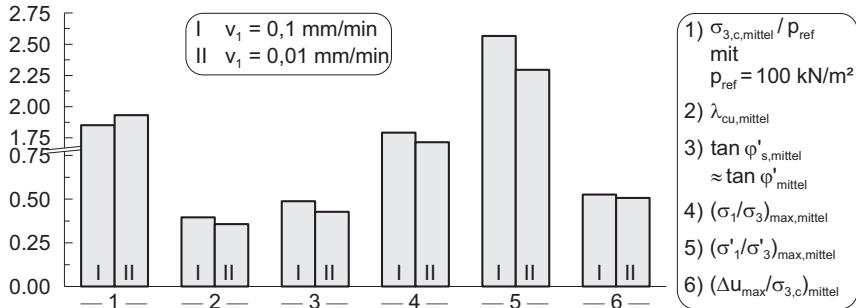


Bild 4.4: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse zur Untersuchung der Geschwindigkeitsabhängigkeit von Kaolin im Triaxialgerät

Eine Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse ist aufgrund der guten Übereinstimmung bei der mittleren Konsolidationsspannung $\sigma_{3,c}$ der beiden Versuchsreihen gewährleistet. Die Gegenüberstellung der Mittelwerte der Scherfestigkeiten in Form der normierten undrainierten Kohäsion $\lambda_{cu} = [(\sigma_1 - \sigma_3)/2]/\sigma_{3,c}$ und des effektiven Gesamtscherwinkels φ'_s lässt eine deutliche Zunahme mit zunehmender Abschergeschwindigkeit erkennen. Zudem sind mit zunehmender Abschergeschwindigkeit im Mittel ein ansteigendes totales und effektives Spannungsverhältnis sowie ein leicht erhöhter Porenwasserüberdruck feststellbar. Ein zunehmend steiferes Bodenverhalten, definiert über den Sekantenmodul E_{50} , mit zunehmender Abschergeschwindigkeit konnte erst ab einer Konsolidationsspannung von $\sigma_{3,c} \geq 200 \text{ kN/m}^2$ beobachtet werden (Bild 4.5), wohingegen nach Vaid/Campanella (1977) und Becker (2009) generell ein steiferes Verhalten festgestellt wurde.

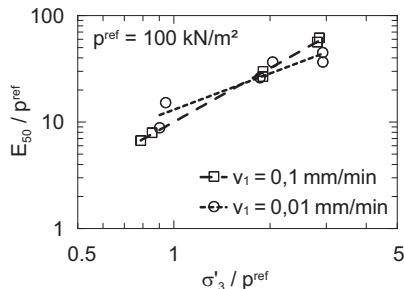


Bild 4.5:
Vergleich der Sekantensteifigkeit E_{50} der Triaxialversuche bei unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten

Bild 4.6 a stellt die Verdrehung der effektiven Spannungspfade gegenüber, indem der Porenwasserüberdruck Δu über die normierten Deviatorspannungen λ_{cu} aufgetragen ist. Dabei lässt sich trotz im Mittel etwas höheren Porenwasserüberdrücken bei höheren Abschergeschwindigkeiten (Bild 4.4), eine zunehmende Verdrehung der Spannungspfade bei niedrige-

ren Abschergeschwindigkeiten feststellen. Dies widerspricht den Beobachtungen von *Bekker (2009)*, bestätigt jedoch im Wesentlichen die makroskopisch-rheologische Hypothese zur Beschreibung der Geschwindigkeitsabhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit nach *Neher (2008)*, s. a. *Niemunis (2003)*. Demnach werden mit abnehmender Abschergeschwindigkeit die volumenkonstanten Kriechdehnungen vermehrt, was mit einer verbesserten Lastumlagerung einhergeht und die Probe weniger steif reagieren lässt. Die aufnehmbaren Spannungen der Probe reduzieren sich. Würde dagegen eine Probe unendlich schnell abgescherzt werden, würde keine Kriechdehnung auftreten und der effektive Spannungspfad wäre eine Senkrechte auf p'_0 (Bild 4.6 b). Da die Hypothese nach *Neher (2008)* jedoch von einer konstant bleibenden effektiven Gesamtscherfestigkeit φ'_s ausgeht, erfolgt eine Erweiterung um die in dieser Arbeit festgestellten Effekte, sodass eine Änderung von φ'_s in Abhängigkeit der Abschergeschwindigkeit berücksichtigt wird (Bild 4.6 b).

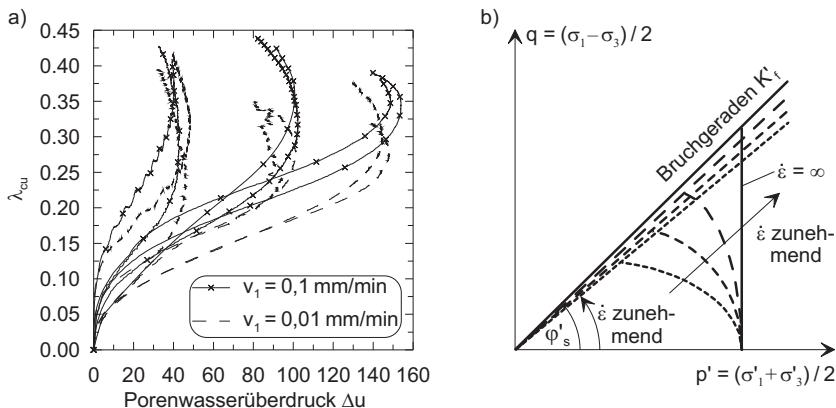


Bild 4.6: a) Verdrehung der Spannungspfade bei den Triaxialversuchen bei unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten; b) Verhalten der Spannungspfade unter varierter Verformungsrate des Bodens, erweitert nach *Neher (2008)* um die veränderliche Gesamtscherfestigkeit φ'_s mit der Verformungsrate

Zusammenfassend kann aus den eigenen durchgeführten Versuchen abgeleitet werden, dass sowohl die undrainierte und effektive Scherfestigkeit wie auch das Steifigkeitsverhalten eines Tons mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit des Bodens zunehmen. Dafür kann nicht allein die Porenwasserdruckentwicklung verantwortlich gemacht werden, sondern rheologische Erklärungsansätze, zusammengestellt bspw. in *Leinenkugel (1976)* und *Neher (2008)*, müssen herangezogen werden.

4.2.4 Drainiertes und tertiäres Kriechen

Nach eingetretenen Sofortsetzungen wird unterschieden in Primärsetzungen, die während des Konsolidierungsvorganges ablaufen, und Sekundärsetzungen, die auch als Kriechen bezeichnet werden. Sowohl Primär- als auch Sekundärsetzungen bedingen i. d. R. zunehmende horizontale Bodenverschiebungen, sodass ggf. mit einer zunehmenden Seitendruckeinwirkung auf Pfähle zu rechnen ist (Abschnitt 2.3.1). Insbesondere die Kriechsetzungen erhöhen die Seitendruckeinwirkung ggf. langfristig (Abschnitt 2.7). Das Maß des Kriechens kann z. B. über den Kriechbeiwert C_α abgeschätzt werden, dessen Größe von verschiedenen Randbedingungen bestimmt wird. Zu experimentell abgeleiteten Erkenntnissen zur Beeinflussung von C_α infolge der Belastungshöhe, Temperatur, Anfangsporenzahl, dem Ausnutzungsgrad des Bodens und dem organischen Anteil siehe Blümel (1974), Quast (1977), Krieg (2000), Cevikbilen/Saglamer (2003) und Möller (2010).

Weiterhin wurde in seltenen Fällen ein tertiäres Kriechen von Böden beobachtet, dessen Charakteristiken große Deformationen sowie die Ausbildung einer Anisotropie sind (Schad, 1992). Über Auswirkungen auf Pfahlgründungen gibt es keine Erfahrungswerte. Zu erwarten ist tertiäres Kriechverhalten nach Edil et al. (1994) und Möller (2010) insbesondere bei Böden mit sehr hohen organischen Anteilen.

4.3 Benchmark Stoffmodelle und numerische Simulation

Im Folgenden sind numerische Simulationen mit unterschiedlichen Stoffmodellen vergleichend gegenübergestellt, wobei die Grundlage der Untersuchungen zum einen die Versuchsergebnisse aus Triaxial- und Ödometerversuchen nach Anhang C und zum anderen ein idealisiertes Baugrundmodell mit bereichsweiser Bodenauflast bildeten. Angaben zu den numerischen Modellierungen und Berechnungsergebnisse sind im Anhang F.3 bzw. Anhang F.4 zusammengestellt. Die Materialkenngrößen der Stoffmodelle wurden insbesondere aus den Laborversuchen nach Anhang C abgeleitet (Anhang F.2). Ziel der Untersuchungen war die Feststellung der Eignung von Stoffmodellen für die Problemstellungen in der vorliegenden Arbeit.

Die numerischen Berechnungen wurden mit den FE-Programmen *Plaxis 2D*, Version 2010 bis 2012 (*P2D*) (zweidimensionale Berechnungen) sowie *Plaxis 3D Foundation*, Version 2.2 (*P3D*) und *Tochnog*, Version 14 (*TN*) (dreidimensionale Berechnungen) durchgeführt.

Eine Zusammenstellung der untersuchten Stoffmodelle findet sich in Tabelle 4.2, wobei diese ihrer jeweiligen grundsätzlichen Stoffmodell-Klasse zugeordnet sind (z. B. Schanz, 2006). Zu Erläuterungen der wesentlichen Charakteristiken der einzelnen Stoffmodelle sowie deren maßgebenden Kenngrößen siehe Anhang F.1. Ebenfalls in Tabelle 4.2 angegeben sind die für die folgenden Untersuchungen wesentlichen Eigenschaften dieser Stoffmodelle, wie das Bruchkriterien, die Möglichkeit der Implementierung der Stoffmodelle in die in dieser Arbeit verwendeten FE-Programme sowie deren jeweilige Eignung für die folgenden Problemstellungen:

- 1) Berücksichtigung von plastischer Anisotropie,
- 2) Spannungsabhängige Materialsteifigkeiten bei Erstbelastung,
- 3) Volumenänderungen (Dilatanz/Kontraktanz) und isotrope Verfestigung,
- 4) Erhöhte Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen,
- 5) Zeitabhängiges (viskoses) Materialverhalten,
- 6) Totale Spannungsanalyse mit undrainierten Scherparametern.

Tabelle 4.2: Zusammenstellung der ausgewählten Stoffmodelle mit Angabe der Eignung derselben für Problemstellungen und der Möglichkeit der Implementierung in die verwendeten FE-Programme

Stoffmodellklasse und ausgewählte Stoffmodelle	Eignung für Problemstellungen						Implementierung		Bruchkriterium	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	P2D	P3D	TN	
Elastisch-idealplastisch										
<i>Mohr-Coulomb (MC)</i>	–	–	–	–	–	x	x	x	x	MC
Elastoplastisch										
<i>Hardening Soil (HS)</i>	–	x	x ¹⁾	–	–	x	x	x	x ¹⁾	MC
<i>Hardening Soil Small (HSS)</i>	–	x	x	x	–	x	x	x	–	MC
<i>Soft Soil Creep (SSC)</i>	–	x	x	–	x	–	x	x	–	MC
<i>S-CLAY1 (SCI)</i>	x	x	x	–	–	–	x	x	–	DP
Hypoplastizität										
nach <i>Mašin (HPM)</i>	–	x	x	x	–	–	x	–	x	MN
nach <i>Niemunis (VHP)</i>	–	x	x	x	x	–	–	–	x	MN

Anmerkungen: x: trifft zu; -: trifft nicht zu; ¹⁾ in Tochnog ohne Kappe implementiert;

Bruchkriterien nach MC: Mohr-Coulomb; DP: Drucker-Prager; MN: Matsuoka/Nakai

Aus den durchgeführten numerischen Simulationen der Laborversuche nach Anhang C in Anhang F.3 und am idealisierten Baugrundmodell in Anhang F.4 konnten die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Bei einer numerischen Analyse des Anfangszustandes mit undrainierten Scherparametern ist das *Mohr Coulomb*-Modell für einfache Probleme praktikabel, sofern der c_u -Wert bekannt ist. Bei vergleichenden numerischen Analysen mit effektiven und undrainierten Scherparametern ist aufgrund des realistischeren Spannungspfades bei effektiven Spannungsanalysen auf das *Hardening Soil*-Modell zurückzugreifen.
- Alle untersuchten Stoffmodelle wiesen hinsichtlich der Horizontalverformungen und der sich ausbildenden Spannungspfade im Boden infolge einer bereichsweisen Bodenauflast im Anfangszustand weitgehend vergleichbare Ergebnisse auf.
- Der Endzustand ist numerisch vorzugsweise über eine Konsolidationsanalyse im Anschluss der Berechnung des Anfangszustandes mit effektiven Scherparametern zu berechnen. Dabei treten gegenüber dem Anfangszustand kaum erhöhte Horizontalverschiebungen im Boden auf, sofern ein Stoffmodell verwendet wird, das ein Bodenkriechen nicht berücksichtigen kann.
- Ein (drainiertes) Bodenkriechen, welches mit dem Zeitverlauf zu kontinuierlich höheren Horizontalverformungen im Boden führt, kann mit den untersuchten viskosen Stoffmodellen in Abhängigkeit des Kriechbeiwertes C_a hinreichend genau abgebildet werden.
- Im Vergleich zu den realen Verhältnissen bei den Fragestellungen dieser Arbeit sind bei numerischen Untersuchungen insbesondere die folgende Einschränkungen hinzunehmen:
 - Die schwer abzuschätzende elastische Anisotropie bindiger Böden führt ggf. zu kleineren Horizontalverschiebungen im Boden als mit isotropen Stoffmodellen berechnet wird.
 - Viskose Effekte im Boden wie Bruchzustände bei volumenkonstantem und tertiärem Kriechen sind schwer abschätzbar und können mit den derzeit verfügbaren Stoffmodellen nur sehr eingeschränkt abgebildet werden.
 - Eine ratenabhängige Entwicklung des c_u -Wertes kann mit viskosen Stoffmodellen berücksichtigt werden, doch bleibt das Bruchkriterium der Stoffmodelle, welches i. d. R. über effektive Scherparameter definiert ist, davon unberührt.

- Für die Auswahl geeigneter Stoffmodelle bei den numerischen Untersuchungen im Kapitel 5 und Kapitel 6 ist Folgendes zu beachten:
 - Dem *Hardening Soil*- und *S-CLAY1*-Modell liegen einfach bestimmbarer Bodenkenngrößen zugrunde und sie weisen ein sehr stabiles Verhalten auf. Zudem ist das *Hardening Soil*-Modell für Parameterstudien sehr gut geeignet. Das *S-CLAY1*-Modell liefert trotz der Berücksichtigung der plastischen Anisotropie kaum verbesserte Ergebnisse, ist für Vergleichsberechnungen jedoch gut geeignet.
 - Da bei den Problemstellungen in dieser Arbeit i. d. R. große Bodenverformungen auftreten, ist eine erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, wie vom *Hardening Soil Small*-Modell und den *hypoplastischen* Modellen berücksichtigt, von untergeordneter Bedeutung.
 - *Hypoplastische* Stoffmodelle liefern gegenüber *elastoplastischen* Stoffmodellen einige Vorteile, doch sind sie für Parameterstudien nur eingeschränkt verwendbar, da diese einen hohen Kalibrierungsaufwand erfordern. Zudem sind erheblich längere Rechenzeiten erforderlich.
 - Zur Abbildung viskoser Effekte im Boden ist das *Hypoplastische* Modell nach *Niemunis* dem *Soft Soil Creep*-Modell vorzuziehen, da letzteres oft nicht nachvollziehbare Bruchzustände im Boden berechnet.

4.4 Zusammenfassende Bewertung

- Bei gegenüber dem Primärspannungszustand verdrehten Hauptspannungsrichtungen in bindigen Böden, wie sie nach der Aufbringung von Bodenauflasten auftreten, ist mit bereichsweise veränderten Kenngrößen des Bodens zu rechnen. Dies kann je nach Position von Bodenauflast und Pfahlgründung die Seitendruckeinwirkungen auf die Pfähle beeinflussen.
- Neben der allgemein anerkannten Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von bindigen Böden von der Verformungsgeschwindigkeit kann dieses nach experimentellen Ergebnissen im Rahmenscher- und Triaxialgerät auch für den effektiven Reibungswinkel φ' vermutet werden. Zurückzuführen ist dies auf viskose Effekte im Boden, weniger auf eine veränderte Ausbildung des Porenwasserüberdrucks.
- Für die numerischen Untersuchungen in den folgenden Kapiteln wurden zunächst das *Hardening Soil*- sowie *S-CLAY1*-Modell sowie bei Kriechproblemen das *visko-hypoplastische* Modell nach *Niemunis* als zweckmäßig erachtet.

5 Numerische Untersuchungen der Modellversuche und an ausgewählten Projekten

5.1 Auswahl der Versuche und Zielsetzung

Im Folgenden wurden die Modellversuche nach Kapitel 3 und zwei ausgewählte Projekte unter praxisrelevanten Spannungsbedingungen auf der Grundlage von vorliegenden Messungen im Hinblick auf die Fragestellung der Arbeit weitergehend numerisch untersucht. Es liegt bei den ausgewählten Projekten die Randbedingung einer Aufschüttung/Bodenauflast neben einer Pfahlgründung in bindigen Böden vor. Die ausgewählten Projekte sind:

- Projekt I: Großversuch in Spanien mit Probobelastungen neben Einzelpfählen,
- Projekt II: Zentrifugen-Modellversuch, durchgeführt an der Universität Cambridge, mit Probobelastungen neben einer Pfahlgruppe.

Als weiteres Projekt wurde die numerische Untersuchung eines Großversuchs in Brasilien mit Probobelastungen neben Pfahlgruppen und Einzelpfählen vorgenommen, siehe *Reul et al. (2013, 2014)*.

Die Zielsetzung der folgenden numerischen Untersuchungen waren im Einzelnen:

- Nachweis der Möglichkeit mit den verwendeten numerischen Programmsystemen sowie den verwendeten Stoffmodellen die Seitendruckproblematik hinreichend genau abbilden zu können.
- In Ergänzung zu den Untersuchungen in Kapitel 4 die Bewertung der Leistungsfähigkeit der verwendeten Stoffmodelle im Vergleich zu in situ-Messdaten für die weiterführenden numerischen Untersuchungen in Kapitel 6.
- Analyse des Zusammenwirkens von Belastung und Bettung der Pfahlsysteme anhand der ausgewählten singulären Problemstellungen.
- Bewertung des Bodenverhaltens im Pfahlnahbereich unter in situ-Spannungsverhältnissen im Vergleich zu den Ergebnissen der Modellversuche.
- Prognosen zur Langzeitentwicklung des Seitendrucks unter Berücksichtigung von Konsolidation und Bodenkriechen.
- Ableitung eines validierten, vereinfachten numerischen Seitendruckmodells in Abschnitt 5.7 für die Parameterstudien in Kapitel 6.

5.2 Modellbildung und Programmsystem

Das Umfließen von Pfählen durch Boden setzt ggf. sehr große Bodenverformungen voraus, die mit der klassischen Finite-Elemente-Methode nicht abgebildet werden können. Diese basiert auf der Lagrange Formulierung mit dem sich der Materialverformungen anpassenden Berechnungsnetz, was bei großen Verformungen zu Konvergenzproblemen und Berechnungsabbrüchen führen kann (Bild 5.3 a). Eine Vielzahl von Forschungsprojekten untersucht derzeit die Anwendung von alternativen numerischen Simulationsmethoden auf geotechnische Problemstellungen mit großen Bodenverformungen wie den Einbringprozess von Verdrängungspfählen (z. B. *Grabe/Pucker, 2012*) oder das Umfließen von Pfählen durch Boden (*Moormann/Aschrafi, 2014*). Einen Überblick zu derartigen Simulationsmethoden geben bspw. *Al-Kafaji (2013)*, *Aubram (2013, 2014)* und *Moormann/Aschrafi (2014)* (Bild 5.1).

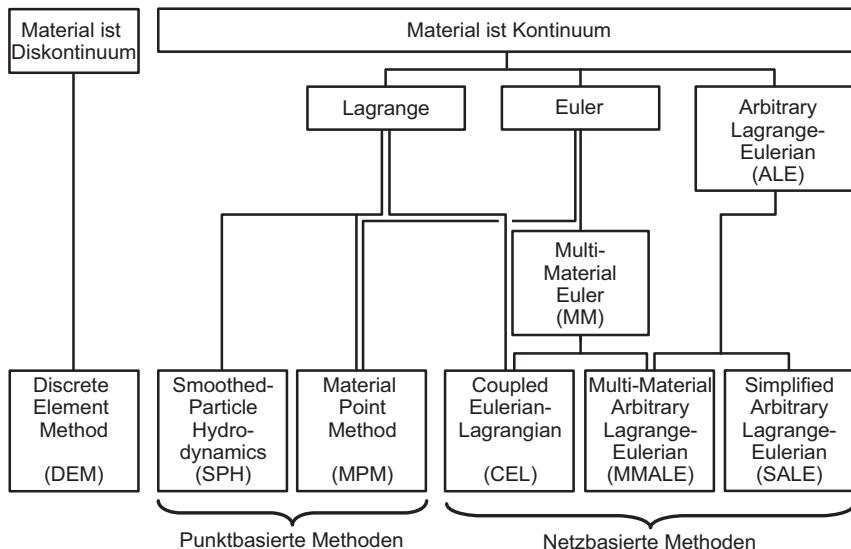


Bild 5.1: Klassifikation ausgewählten Simulationsmethoden nach *Aubram (2014)*

Die *Discrete Element Method (DEM)* ist eine netzfreie Simulationsmethode, bei der einzelne Bodenkörper oder Gruppen von Bodenkörnern als Partikel abgebildet werden, deren Interaktionen durch die Newton'schen Bewegungsgleichungen beschrieben werden. *Obermayr/Vrettos (2013)* zeigten u. a. die Simulation von Triaxialversuchen mit der *DEM*. Berechnungen von komplexen geotechnischen Randwertproblemen sind derzeit jedoch noch Gegenstand der Grundlagenforschung. Ebenfalls netzfrei, aber auf Lagrange'scher Formulie-

rung basierend, ist die selten in der Geotechnik angewendete *Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)*. Dagegen wurden die *Material Point Method (MPM)*, die *Coupled Eulerian Lagrangian Method (CEL)* und die auf der Verfahrensweise von *Arbitrary Langrange-Eulerian (ALE)* beruhende Methoden *Multi-Material-ALE (MMALE)* und *Simplified ALE (SALE)* bereits häufig für umfassendere Problemstellungen eingesetzt.

Die *MPM* beruht auf Lagrange'schen Partikeln bzw. Materialpunkten, die alle Informationen des repräsentierten Bodenmaterials inkl. der äußeren Lasten enthalten und sich bei der numerischen Berechnung durch das Euler-Netz bewegen. Während eines Berechnungsschrittes folgt das Netz inkrementellen Dehnungen und Verschiebungen der Materialpunkte, bis es am Ende des Berechnungsschrittes wieder in seinen ursprünglichen, unverformten Zustand versetzt wird (Bild 5.2). Dabei werden Informationen von den Materialpunkten hin zum Netz transferiert und anschließend vor Zurücksetzung des Netzes wieder aktualisiert zu den Materialpunkten. Ggf. sind nun Materialpunkte in bisher leeren Netzbereichen vorhanden, was der Generierung neuer Oberflächen entspricht.

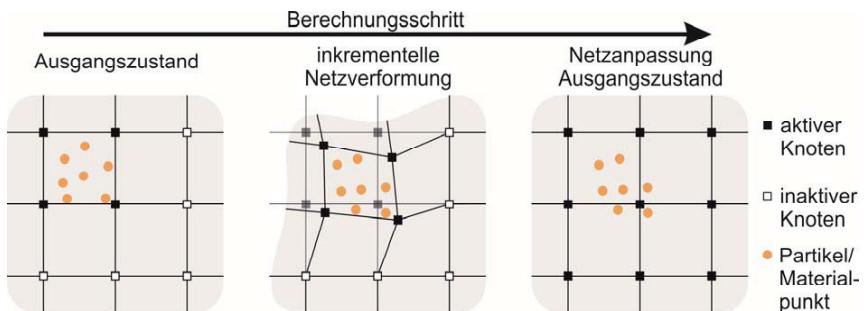


Bild 5.2: Konzeption der *Material Point Method (MPM)* nach Al-Kafaji (2013)

Der *CEL*-Methode liegt wie der *MPM* ein fixiertes Euler-Netz zugrunde, dem ggf. bereichsweise ein (Euler-)Material zugeordnet ist. Zudem können sich mit Materialeigenschaften versehene Lagrange-Elemente (bspw. Bauteile) frei durch das Euler-Netz bewegen bis diese auf einen Euler-Materialbereich treffen. In dem Fall wird eine Kontaktformulierung maßgebend. Ein Euler-Element kann dabei mehrere Materialien enthalten – den raumgleichen Lagrange-Euler-Bereich ohne Material im Euler-Bereich und den davon außerhalb liegenden Euler-Bereich ggf. mit Material (*Multi-Material*) (Bild 5.3 b). Während eines Berechnungsschrittes können sich zunächst das Euler- und Lagrange-Netz gleichermaßen verformen, anschließend wird unter Einbeziehung der Änderung der Materialanordnung das Euler-Netz ggf. wieder zu seiner Ausgangsform zurückgesetzt.

Im Unterschied zur *CEL*-Methode ist bei der *ALE*-Methode eine Verformung des Lagrange- und Euler-Netzes unabhängig voneinander und deren Materialzuweisungen möglich. Ein Berechnungsschritt gliedert sich wie folgt: Nach einer Lagrange-Phase ohne Materialkonvektion (analog zur klassischen FEM), findet eine anpassende Netzaktualisierung zur Verhinderung starker Verzerrungen und Verformungen statt, bis letztlich in einer Euler-Phase die neu berechneten Zustandsgrößen auf das aktualisierte Netz transformiert werden. Grundsätzliche Unterschiede werden können *ALE*-Methoden mit der Gleichsetzung von Material- und Elementrändern (*SALE* in Bild 5.3 d) von Multimateriellen Methoden (*MMALE* in Bild 5.3 c) mit freien Materialrändern und ggf. Euler-Bereichen mit mehreren Materialzuweisungen.

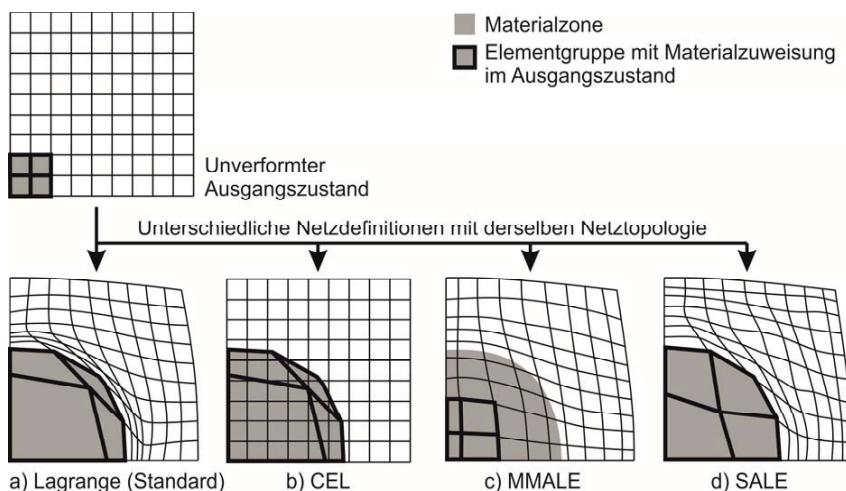


Bild 5.3: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Netzdefinitionen von *Lagrange*, *CEL*, *MMALE* und *SALE* nach Aubram (2014)

Bisher beschränkten sich Untersuchungen großer Bodenverformungen bei geotechnischen Randwertproblemen mit den genannten Simulationsmethoden insbesondere auf granulare Bodenmaterialien und vergleichsweise einfachen Stoffmodellen. Berechnungen mit kohäsiven Böden unter Berücksichtigung komplexer Materialeigenschaften liegen nur vereinzelt vor. *Nazem et al. (2008)* und *Qui/Grabe (2011)* konnten Konsolidationseffekte im Untergrund bzw. die Ratenabhängigkeit des Drucksondierwiderstandes mit der *ALE*-Methode (*Modified Cam-Clay-Stoffmodell*) bzw. der *CEL*-Methode (*Viskohypoplastisches Stoffmodell* nach *Niemunis*) analysieren. Die Gegenüberstellung der *MPM*-, *CEL*- und *ALE*-Methode bei Untersuchung eines vom Boden umströmten Pfahls im horizontalen Schnitt durch den Pfahl (ebener Verformungszustand) zeigten *Moormann/Aschrafi (2014)* und *Aschrafi (2014)*, wobei der Boden

mit undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern (Bruchkriterium nach *Tresca*) bzw. als nichtnewtonsches Fluid über dessen Viskosität beschrieben wurde.

In Hinblick auf die Problemstellung der vorliegenden Arbeit wurde die Verwendung der klassischen FE-Methode als geeignet und zielführend erachtet. Zwar lässt sich die Umströmung eines Pfahls mit Bodenverschiebungen, die die Pfahlabmessung vielfach überschreiten, kaum abbilden, doch ist für Ingenieraufgaben lediglich die Pfahlspannung bis zum Bruch des Bodens im Pfahlnahbereich oder des Untergrundes in seiner Gesamtheit relevant. Die dabei zu erwarteten Bodenverschiebungen liegen im Anwendungsbereich der klassischen FE-Methode, was jedoch im Einzelnen bei den folgenden numerischen Untersuchungen nachzuweisen ist.

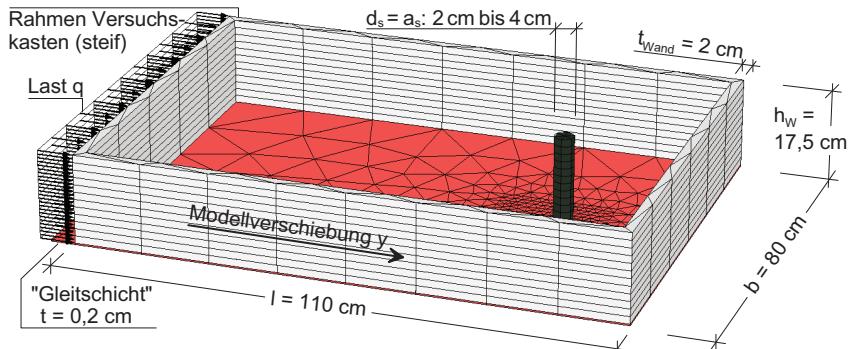
Für die zweidimensionalen numerischen Berechnungen in diesem Kapitel wurde das Programm *Plaxis 2D*, Version 2010 bis 2013 verwendet, für die 3D-Berechnungen die Programme *Plaxis 3D Foundation* (*Plaxis 3DF*), Version 2.2 und *Tochnog*, Version 14.

5.3 Numerische Analyse der Modellversuche

5.3.1 Numerisches Modell

Im Folgenden wurden die durchgeführten Modellversuche nach Kapitel 3 mit dem FE-Programm *Plaxis 3D Foundation* zur Verifizierung der erzielten Messergebnisse numerisch analysiert. Den Aufbau und die Abmessungen des Modells zeigt Bild 5.4. Dabei erwies sich ein zum Modellversuchsstand vergleichbarer Aufbau mit einer Bodenbefüllung innerhalb einer steifen Rahmenkonstruktion als zweckmäßig. Numerische Randeinflüsse auf das Pfahlverhalten konnten nicht festgestellt werden. Da Berechnungen mit dem verwendeten Programm nur kraftgesteuert möglich sind, war es nicht möglich, eine Verschiebungsrandbedingung zu modellieren. Jedoch erwies sich die Anordnung einer dünnen „Gleitschicht“ am unteren Rand des Modells als zweckmäßig, auf der sich die Rahmenkonstruktion sowie der darin befindliche Boden verschieben konnten. Diese „Gleitschicht“ wurde mit dem *Mohr-Coulomb*-Modell modelliert und erhielt sehr geringe Steifigkeits- und Festigkeitsparameter, sodass diese schon bei geringen Verschiebungen ein ideal-plastisches Materialverhalten aufwies. Die Verschiebung des Modells gegen den Pfahl erfolgte kraftgesteuert mit langsamer Krafterhöhung bis zu einer definierten Verschiebung oder bis zum Versagen des numerischen Modells.

Ansicht des numerischen Modells ohne Bodenbefüllung im Modellmaßstab:



Prinzipskizze numerisches Modell:

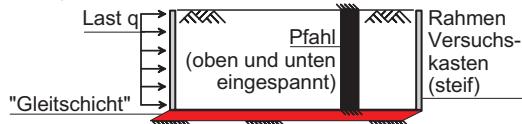


Bild 5.4: Numerisches Modell zur Analyse der Modellversuche (*Plaxis 3D Foundation*)

Der Pfahl wurde mit der mittleren, in den Modellversuchen gemessenen Standhöhe im Boden von $h_w = 17,5$ cm und *linear elastisch* ($E = 200.000 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0,30$) modelliert mit Anordnung von Interfaces am Pfahlmantel (Anhang G), sowie mit fester Einspannung am oberen und unteren Pfahlende. Dies ermöglichte eine dreifache Kontrolle der Kräftebilanz des Modells (Bild 5.5). Die $p - y$ -Kurven wurden i. d. R. über die Auflagerkräfte des Pfahls $P = P_{\text{oben}} + P_{\text{unten}}$ in Analogie zur Auswertung der Modellversuche abgeleitet (Abschnitt 3.7).

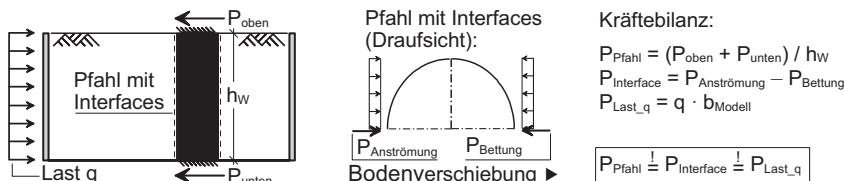


Bild 5.5: Dreifache Kontrolle der Kräftebilanz des numerischen Modells

Die Ableitung der Kenngrößen des Kaolins, modelliert mit dem *Mohr-Coulomb*-Modell, erfolgte aus Laborversuchen (Anhang C). Die Versuche wurden insbesondere mit einer Spannungsanalyse mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern berechnet ($\nu_u \approx 0,5$). Vergleichsberechnungen fanden mit einer effektiven Spannungsanalyse statt. Zur Beschreibung der unterschiedlichen numerischen Spannungsanalysen und zur Eignung des *Mohr-*

Coulomb-Modells siehe Abschnitt 4.3. Die undrainierte Kohäsion c_u des Kaolins wurde jeweils wie in den Modellversuchen gemessen angesetzt. Die Ableitung des Steifemoduls des Kaolins erfolgte anhand der Überlagerungsspannung bei den Modellversuchen nach Bild C.7 (Anhang C), wobei dieses ggf. zu der undrainierten Steifigkeit E_u umgerechnet werden musste. Bei niedrigen Wassergehalten $w \leq 40\%$ bei den Modellversuchen wurden bis zu 50 % höhere Steifigkeiten notwendig. Dies ist auf einen geringen Verdichtungsdruck infolge des Bodeneinbaus zurückzuführen (vgl. Abschnitt 3.8.1.2). Aus denselben Grund wurde bei den effektiven Spannungsanalysen mit $\varphi' = 20^\circ$ (Bild C.3 e und Bild C.12 in Anhang C) eine geringe effektive Ersatzkohäsion c' von etwa 1 kN/m² bei dem Wassergehalt $w \approx 40\%$ angesetzt (vgl. Abschnitt 5.3.2).

Die Zusammenstellung der Modellversuche in Anhang E beinhaltet eine numerische Analyse fast aller Modellversuche mit Angabe der angesetzten Bodenkenngrößen. Dabei konnte insgesamt eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Die weiterführenden Untersuchungen in diesem Abschnitt fanden nur an ausgewählten Modellversuchen statt.

5.3.2 Analyse ausgewählter Modellversuche mit Einzelpfählen

5.3.2.1 Spannungsanteile des Seitendrucks

Bild 5.6 zeigt die numerische Analyse der Modellversuche V_02_K, V_10_K, V_14_K und V_16_K ($d_s = 4$ cm und $v = 0,1$ mm/min) sowohl mit undrainierten wie mit effektiven Steifigkeits- und Festigkeitsparametern (Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1: Bodenkenngrößen für das *Mohr-Coulomb*-Modell

	γ / γ_r	E_s	E_u	$\nu'; \nu_u$	$\varphi'; \varphi_u$	c'	c_u	ψ	R_{inter}	$K_{0,nc}$
	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	–	°	kN/m ²	kN/m ²	°	–	–
V_02/10_K	18/18	180	125 ¹⁾	–	0,35; 0,495	20,0; 0	1,0	2,33; 2,21	0	0,3
V_14/16_K	17/17	115	80 ¹⁾	–	–	–	0,2	0,75	–	0,658 ²⁾

Anmerkungen: ¹⁾ $E_u = \frac{3}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot E$ und $E = \frac{(1 - 2 \cdot \nu)(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \cdot E_s$ (Elastizitätstheorie)

²⁾ $K_{0,nc} = 1 - \sin \varphi'$ näherungsweise nach Jaky (1944) und näherungsweise auch für Spannungsanalysen mit undrainierten Parametern angewendet.

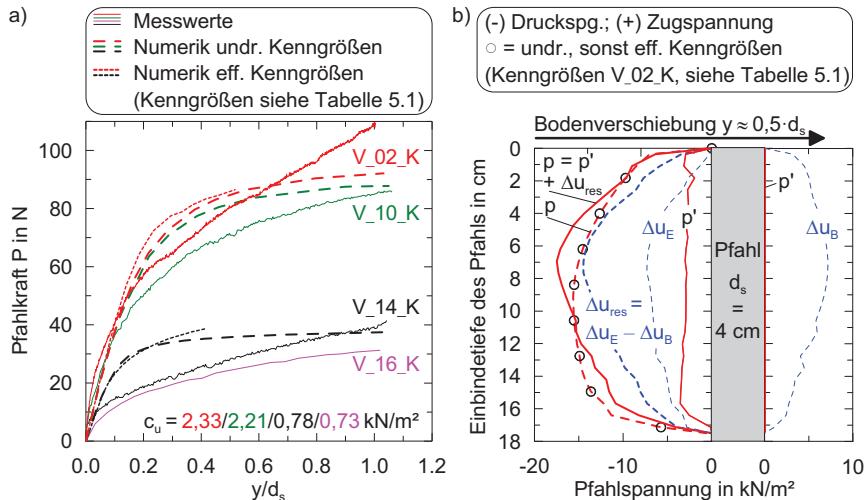


Bild 5.6: Numerische Analyse ausgewählter Modellversuche vergleichend mit undrainierten und effektiven Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: a) Pfahlkräfte P über normierte Bodenverschiebung y/d_s ; b) Spannungsanteile über die Pfahleinbindetiefe bei der Bodenverschiebung $y \approx 0,5 \cdot d_s$ (Bodenkenngroßen V_02_K)

Sowohl mit effektiven wie undrainierten Kenngrößen ist die Nachrechnung der Versuchsergebnisse in guter Übereinstimmung möglich (Bild 5.6 a). Die Analyse der totalen Spannung p auf den Pfahl (Seitendruck) über die Pfahleinbindetiefe in Bild 5.6 b, berechnet mit den Kenngrößen des Modellversuchs V_02_K, zeigt erwartungsgemäß einen vergleichbaren Verlauf zwischen beiden Berechnungsansätzen. Die totale Spannung p weist dabei einen überwiegenden Spannungsanteil aus dem resultierenden Porenwasserüberdruck Δu_{res} auf, der die näherungsweise parabelförmige Einwirkungsverteilung auf den Pfahl verursacht. Während dessen liegt der Spannungsanteil aus effektiver Spannung p' mit einer nahezu konstanten Verteilung über die Pfahleinbindetiefe vor.

Bild 5.7 zeigt die Gegenüberstellung der Porenwasserdruckmessungen der Modellversuche VPWD_01 ($c_u = 0,72 \text{ kN/m}^2$) und VPWD_06 ($c_u = 0,64 \text{ kN/m}^2$) (Bild 3.18) zu den numerischen Analysen mit effektiven Kenngrößen der Modellversuche V_02_K ($c_u = 2,33 \text{ kN/m}^2$) und V_14/16_K ($c_u = 0,75 \text{ kN/m}^2$) (Tabelle 5.1). Neben einer sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse ist mit größeren Scherfestigkeiten ein höherer Porenwasserüberdruck sowie -unterdruck festzustellen. Weiterhin liegt im Gegensatz zu den Messwerten der numerisch abgeleitete Porenwasserüberdruck in der Tiefe 14 cm etwas niedriger als in der Tiefe 10,5 cm

vor. Dies lässt auf eine geringfügige Abweichung zwischen der numerisch ermittelten und der bei den Modellversuchen vorliegenden Seitendruckverteilung über die Pfahleinbindetiefe schließen.

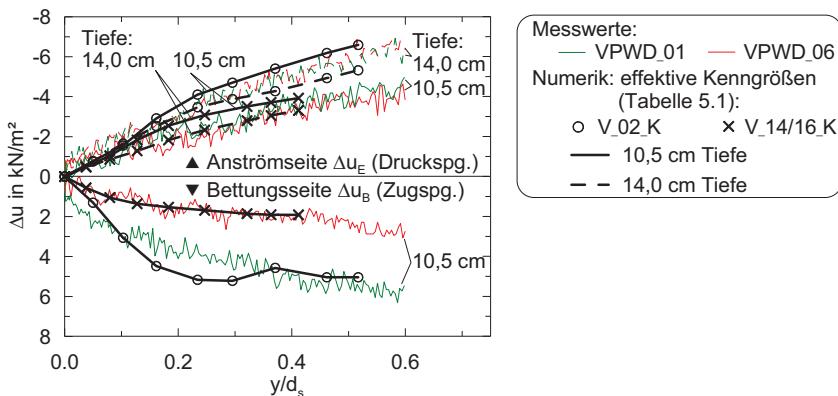


Bild 5.7: Numerische Analyse der Modellversuche V_02_K und V_14/16_K mit effektiven Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: Gegenüberstellung der Porenwasserüberdrücke über y/d_s zu den Messwerten der Versuche VPWD_01 und VPWD_06

Bild 5.8 zeigt die Spannungsanteile p , p' und Δu_{res} über die normierte Bodenverschiebung y/d_s , abgeleitet aus der numerischen Analyse der Modellversuche V_02_K und V_14/16_K mit effektiven Kenngrößen.

Entsprechend dem Verlauf des Porenwasserüber- und -unterdrucks über die Bodenverschiebung in Bild 5.7 steigt der resultierende Porenwasserüberdruck $\Delta u_{\text{res}} = \Delta u_E - \Delta u_B$ bis zum Erreichen des Bruchzustandes des Bodens stetig an und bestimmt damit maßgeblich den Verlauf der totalen Pfahlspannung (Seitendruck) p über die Bodenverschiebung. Der sehr viel kleinere Spannungsanteil der effektiven Spannung p' dagegen findet schon bei sehr kleinen Bodenverschiebungen seinen Maximalwert.

Weiterhin zeigt Bild 5.8 eine Gegenüberstellung der totalen Pfahlspannung p abgeleitet aus den Interfaces und aus den Auflagerkräften des Pfahls (vgl. Bild 5.5). Die nahezu identischen Kurvenverläufe bestätigen die korrekte Auswertung der Interfaces nach Anhang G.

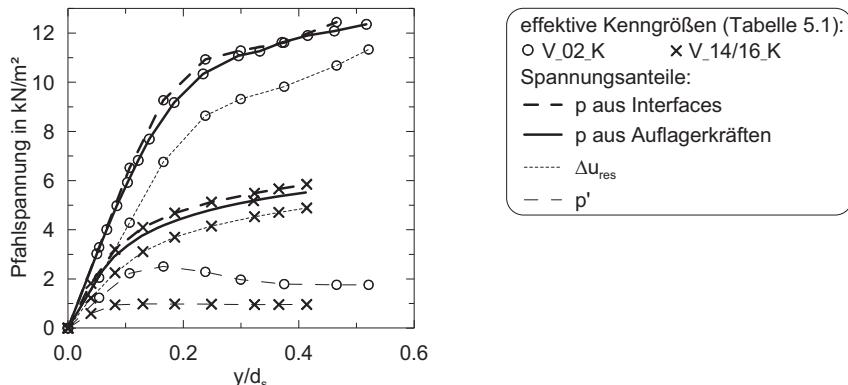


Bild 5.8: Numerische Analyse der Modellversuche V_02_K und V_14/16_K mit effektiven Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: Spannungsanteile über normierte Bodenverschiebung y/d_s und Gegenüberstellung der totalen Pfahlspannung p abgeleitet aus Interfaces und Auflagerkräften (Bild 5.5)

5.3.2.2 Einflussfaktoren auf den Seitendruck

Im Folgenden sind Versuchsergebnisse und numerische Berechnungsergebnisse unter dem Aspekt der aus den Modellversuchen abgeleiteten Einflussfaktoren auf den Seitendruck gegenübergestellt und weitergehend analysiert. Die Anströmgeschwindigkeit des Bodens betrug bei allen analysierten Modellversuchen $v = 0,1$ mm/min. Bis auf die versuchsspezifischen c_u -Werte liegen den folgenden numerischen Analysen i. d. R. die Kenngrößen der Modellversuche V_02_K bzw. V_10_K nach Tabelle 5.1 zugrunde. Die Berechnungen wurden mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern durchgeführt. Eine Zusammenstellung der numerischen Kenngrößen für jeden Modellversuch findet sich zudem in Anhang E.2.

Bild 5.9 zeigt die gemessenen und numerisch abgeleiteten Pfahlkräfte über die normierte Bodenverschiebung y/d_s der Modellversuche V_02_K und V_10_K (runder Pfahl mit $d_s = 4$ cm) und V_23_K (quadratischer Pfahl mit $a_s = 4$ cm). Zudem wurde ein quadratischer Pfahl mit der Ersatz-Kantenlänge $a_s = 3,14$ cm, d. h. mit identischer Mantelfläche zu einem runden Pfahl mit $d_s = 4$ cm ($a_{s,Ers} = (\pi \cdot d_s)/4$) untersucht. Im Gegensatz zu den Messergebnissen der Modellversuche ist festzustellen, dass ein quadratischer Pfahl mit $a_s = d_s$ gegenüber dem runden Pfahl eine etwa um 15 % bis 20 % erhöhte Pfahlkraft aufweist, was zwar plausibel ist, aber in den Modellversuchen, möglicherweise aufgrund der kleinen Pfahlabmessungen, nicht gemessen werden konnte (Abschnitt 3.8.1.7). Mit dem quadratischen Ersatz-

querschnitt $a_s = 3,14 \text{ cm}$ liegt ein nahezu identischer Kurvenverlauf im Vergleich zum runden Pfahl vor, wobei zu beachten ist, dass dies für einen biegesteifen Pfahl gilt ($EI \approx 0,02 \text{ MNm}^2$) und das Flächenträgheitsmoment entsprechend nur eine untergeordnete Rolle spielt.

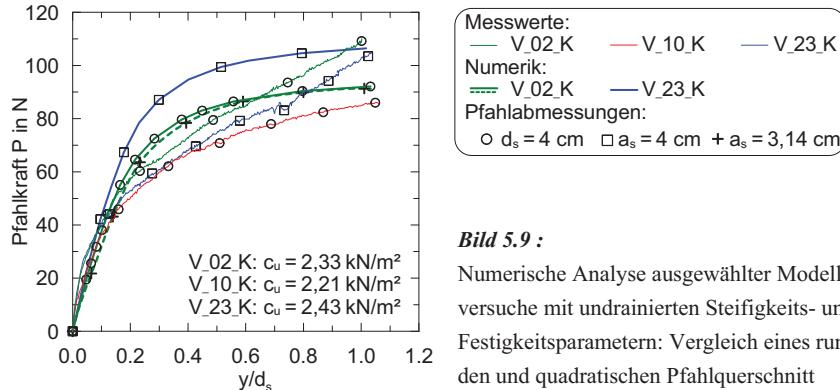


Bild 5.9 :

Numerische Analyse ausgewählter Modellversuche mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: Vergleich eines runden und quadratischen Pfahlquerschnitt

Bild 5.10 stellt die gemessenen und numerisch abgeleiteten Pfahlkräfte über die normierte Bodenverschiebung y/d_s eines rauen und eines glatten Pfahls mit $d_s = 3 \text{ cm}$ gegenüber. Zugrunde liegen die Modellversuche V_03_K und V_06_K (glatter Pfahl) und V_22_K (rauer Pfahl). Numerisch wurde die Rauheit der Pfähle mittels dem Faktor für die Interface-Scherfestigkeit R_{inter} von 0,3 (glatt) bzw. 1,0 (rau) erfasst (vgl. Anhang G). Grundsätzlich liegt zwischen dem Modellversuch und dem numerischen Ergebnis ein vergleichbares Verhalten vor, wobei die Pfahlrauheit des glatten Pfahls mit $R_{\text{inter}} = 0,3$ etwas überschätzt wurde.

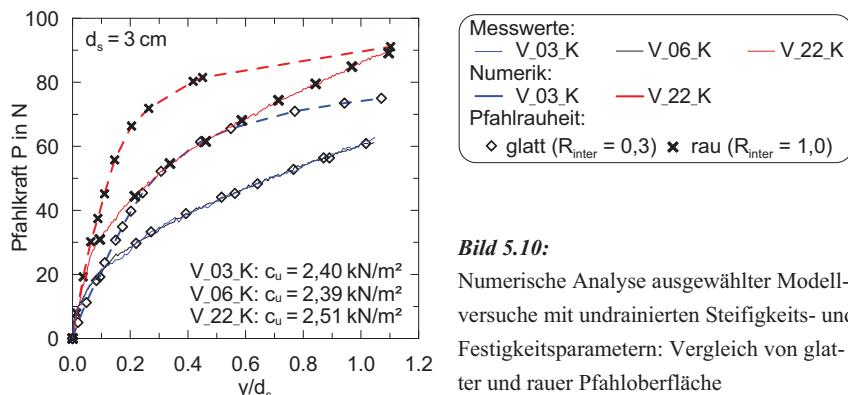


Bild 5.10:

Numerische Analyse ausgewählter Modellversuche mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: Vergleich von glatter und rauer Pfahloberfläche

In Bild 5.11 ist der Einfluss des Pfahldurchmessers d_s auf den Seitendruck p untersucht. Dazu wurden die Modellversuche V_11_K ($d_s = 2$ cm), V_03_K ($d_s = 3$ cm) und V_02_K ($d_s = 4$ cm) numerisch analysiert und den Messergebnissen in p - y/d_s -Kurven gegenübergestellt.

Während bei den Modellversuchen keine eindeutige Abhängigkeit festgestellt werden konnte (Abschnitt 3.8.1.6), zeigen die numerischen Ergebnisse bei zunehmend kleineren Pfahldurchmessern zum einen ein weniger steifes Anfangsverhalten und zum anderen einen erhöhten Seitendruck bei größeren Bodenverschiebungen ($y/d_s \geq \approx 0,4$) sowie im Bruchzustand. Damit liegt ein nichtlineares Verhalten zwischen Pfahldurchmesser und Seitendruck vor. Dies ist plausibel und konnte bei den Modellversuchen möglicherweise wiederum aufgrund der kleinen Pfahlabmessungen nicht direkt gemessen, jedoch basierend auf den PIV-Messungen (Bild 3.24) in Betracht gezogen werden.

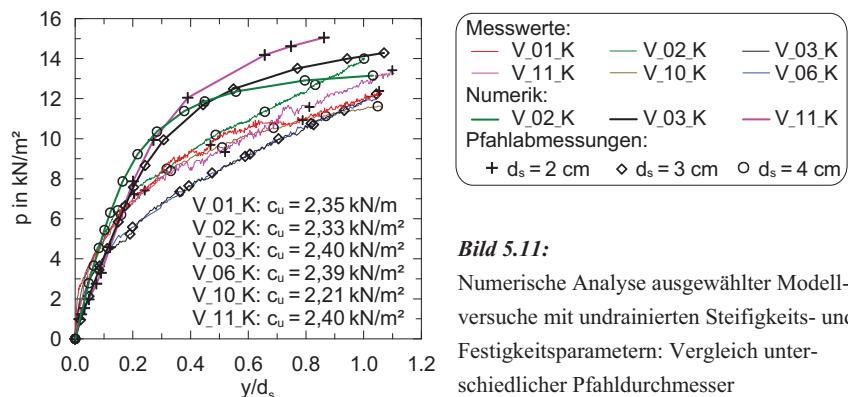
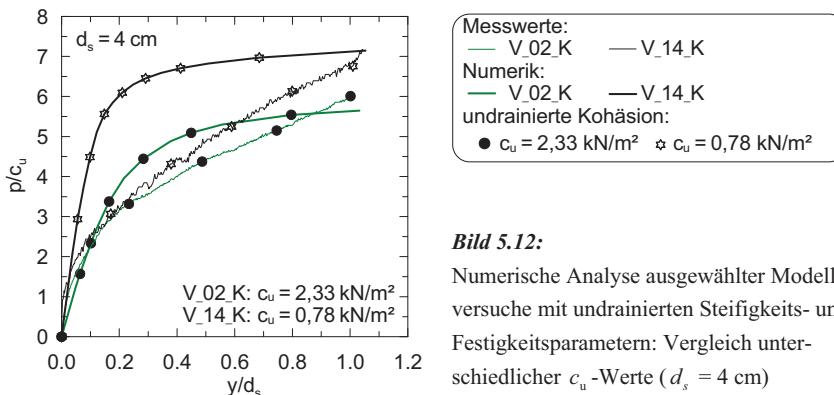
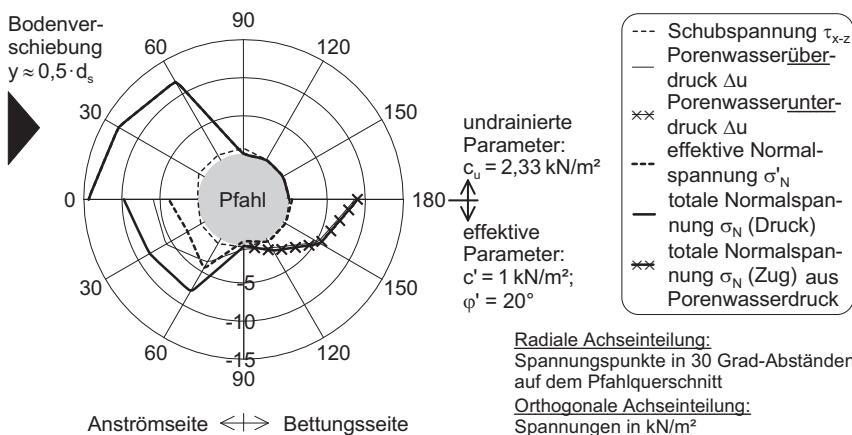


Bild 5.12 zeigt die normierten p - y -Kurven in Abhängigkeit der Größe des c_u -Wertes für die Messergebnisse und numerischen Ergebnisse der Modellversuche V_02_K und V_14_K. Zu den numerischen Kenngrößen der Versuche siehe Tabelle 5.1. Es lagen den Versuchen außer variierten c_u -Werten vergleichbare Versuchsrandbedingungen (Modellversuche) bzw. identische Versuchsrandbedingungen (Numerik) zugrunde. Wie bei den Modellversuchen (Abschnitt 3.8.1.5) kann auch numerisch ein steiferes Anfangsverhalten der normierten p - y -Kurve und ein höherer normierter Seitendruck bei niedrigerem c_u -Wert festgestellt werden, wobei bei kleinen Verschiebungen eine große Abweichung zwischen Messergebnis und Numerik vorliegt, die auf das Materialverhalten des Mohr-Coulomb-Modells zurückgeführt werden kann. Gemäß Bild 5.12 stehen demnach der Seitendruck und die Scherfestigkeit des Bodens im nichtlinearen Zusammenhang.

**Bild 5.12:**

Numerische Analyse ausgewählter Modellversuche mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: Vergleich unterschiedlicher c_u -Werte ($d_s = 4 \text{ cm}$)

In Bild 5.13 und Bild 5.14 sind die Verteilungen der Spannung am Pfahlmantel für unterschiedliche Versuchsrandsbedingungen in halber Pfahlhöhe (Tiefe 8,75 cm) für die Bodenverschiebung $y \approx 0,5 \cdot d_s$ bzw. $y \approx 0,5 \cdot a_s$ dargestellt. Dabei zeigt sich in Bild 5.13 unabhängig von der Berechnungsmethode (effektive bzw. undrainierte Kenngrößen), wie auch über die Pfahlänge in Bild 5.6 b, eine quantitativ und qualitativ vergleichbare Spannungsverteilung über den Pfahlquerschnitt, wenngleich bei Bilanzierung der Anström- und Bettungsseite eine etwas stärkere Konzentration der totalen Normalspannungen unmittelbar vor bzw. hinter dem Pfahl (radiale Achsen bei 0° und 180°) bei der effektiven Berechnung vorliegt. Die gemittelten Spannungen sind jedoch nahezu identisch (Bild 5.6 a, b).

**Bild 5.13:** Spannungen auf die Pfahlquerschnitte in der Draufsicht in der Tiefe -8,75 cm bei Variation der Berechnungsmethode (V_02_K mit $d_s = 4 \text{ cm}$)

In Bild 5.14 a sind die totalen Pfahlspannungen über einen runden und quadratischen Pfahlquerschnitt gegenübergestellt mit einer erwartungsgemäß im Mittel erhöhten Spannungskonzentration vor dem Pfahl und einer Spannungsspitze an der Pfahlkante bei dem quadratischen Querschnitt. Bei einer erhöhten Pfahlrauheit und sonst gleichbleibenden Versuchsrandbedingungen in Bild 5.14 b ist neben einer erhöhten Schubspannung eine im Maximalwert etwas erhöhte und insgesamt etwas anders verteilte Normalspannung festzustellen.

Insgesamt sind die in Bild 5.13 und Bild 5.14 numerisch abgeleiteten Spannungseinwirkungsbereiche am Pfahlquerschnitt zu denen aus den PIV-Untersuchungen abgeleiteten in Abschnitt 3.8.1.2 vergleichbar. Die größte Normalspannung befindet sich erwartungsgemäß unmittelbar vor dem Pfahl (Anströmseite) und die größten Schubspannungen erwartungsgemäß seitlich des Pfahls. Die Schubspannung ist gegenüber der Normalspannung stets nahezu vernachlässigbar, sofern die Pfahlrauheit klein ist (Bild 5.14 b)

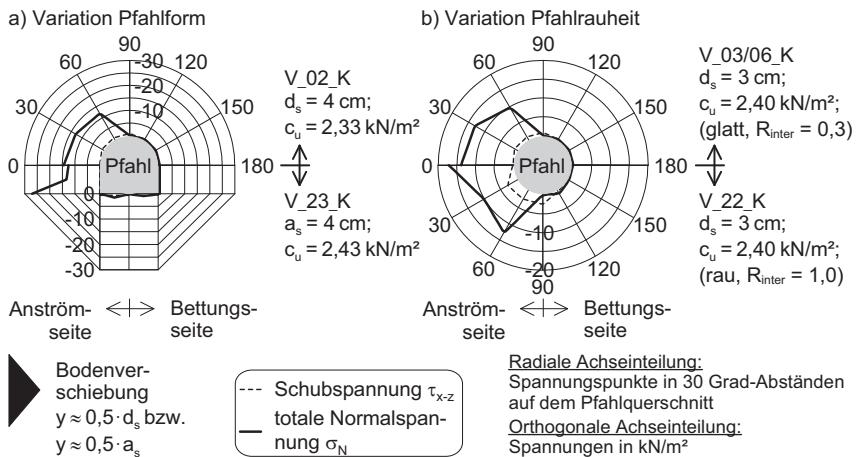


Bild 5.14: Spannungen auf die Pfahlquerschnitte in der Draufsicht in der Tiefe -8,75 cm bei Variation a) der Pfahlform und b) der Rauheit des Pfahls (Analyse mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern)

5.3.3 Analyse des Pfahlgruppenverhaltens

Das Gruppenverhalten von Pfählen in Quer- und Längsrichtung zur Bodenanströmung wurde entsprechend den Modellversuchen numerisch untersucht mit dem Pfahldurchmesser $d_s = 2 \text{ cm}$, der undrainierten Kohäsion $c_u = 2,4 \text{ kN/m}^2$ und allen weiteren numerischen

Kenngrößen der Modellversuche V_02_K und V_10_K nach Tabelle 5.1. Grundsätzlich konnte zwischen den Messwerten und den numerischen Ergebnissen eine gute Übereinstimmungen festgestellt werden (Anhang E.3). Eine Gegenüberstellung der Gruppenfaktoren in Abhängigkeit des Pfahlabstandes aus den Modellversuchen nach Bild 3.36 und Bild 3.42 zu den numerischen Ergebnissen zeigt Bild 5.15. Dabei erfolgte die Ableitung der Gruppenfaktoren aus den numerischen Ergebnissen analog zu den Modellversuchen (Abschnitt 3.8.2.2). Insgesamt zeigt sich numerisch stets ein zum Teil deutlich geringerer ausgeprägtes Gruppenverhalten als in den Modellversuchen festgestellt, wenngleich die Tendenzen identisch sind.

Die Gruppenpfähle weisen mit zunehmend engerem Pfahlabstand einen zunehmend geringeren Seitendruck als ein vergleichbarer Einzelpfahl auf. Ab einem Querabstand von etwa $8 \cdot d_s$ und einem Längsabstand von etwa $10 \cdot d_s$ lässt sich unter den gewählten Randbedingungen numerisch kein Gruppenverhalten mehr feststellen, was im Wesentlichen den Ergebnissen der Modellversuche entspricht.

Bei 3 Pfählen in Querreihen zeigen numerisch alle Pfähle einen nahezu identischen Seitendruck, während dessen bei den Modellversuchen der innen stehende Pfahl gegenüber dem außen stehenden Pfahl eine leicht erhöhte Einwirkung erhielt. Bei Pfählen in Längsreihe tritt wie bei den Modellversuchen beim hinteren Pfahl aufgrund der Abschirmwirkung durch den vorn stehenden Pfahl ein verringrigerer Seitendruck auf, wie auch auf den vorn stehende Pfahl gegenüber dem Einzelpfahl ein reduzierter Seitendruck vorliegt.

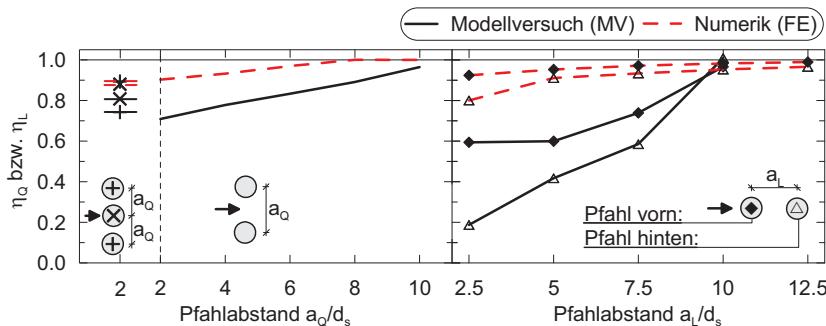


Bild 5.15: Gegenüberstellung der Gruppenfaktoren der Modellversuche nach Bild 3.36 und Bild 3.42 zu den numerischen Ergebnissen: Querreihen mit 2 und 3 Pfählen (links); Längsreihen mit 2 Pfählen (rechts)

5.4 Beschreibung Projekt I

5.4.1 Allgemeines

Am Rande der Stadt Matagorda in der Region Cadiz, Spanien, wurde in den 1970iger Jahren im Rahmen eines Neubaus einer Werft auch ein Lagerplatz für Stahlplatten geschaffen. Diese Platten sollten direkt auf den Boden gelagert werden. Da sich unmittelbar neben der Lagerfläche Pfahlgründungen benachbarter Gebäude vorfanden, musste aufgrund der ungünstigen Bodenverhältnisse mit einem Seitendruck auf die Pfähle gerechnet werden.

Da verschiedene Berechnungsverfahren zu sehr unterschiedlichen Pfahldimensionierungen führten, wurde ein Großversuch mit Messungen im Baugrund und an Einzelpfählen neben der Lagerfläche durchgeführt. Die Ergebnisse finden sich in *Uriel et al. (1976)*.

5.4.2 Baugrundverhältnisse

Das Liegende bildet in etwa 19,5 m Tiefe ein pleistozäner Sand. Überlagert wird dieser von einer etwa 17 m mächtigen, überwiegend leicht plastischen Tonschicht mit gelegentlich schluffigen Nebenanteilen und vereinzelt vorliegenden dünnen Feinsandlagen. Die Konsistenz ist flüssig bis breiig. Überschüttet wurde die Tonschicht mit einer 2,5 m mächtigen, dicht gelagerten Sandschicht. Das Grundwasser steht etwa in Höhe des gewachsenen Bodens an. In Bild 5.16 und Tabelle 5.2 sind das Baugrundprofil und die bodenmechanischen Versuchsergebnisse zusammengestellt.

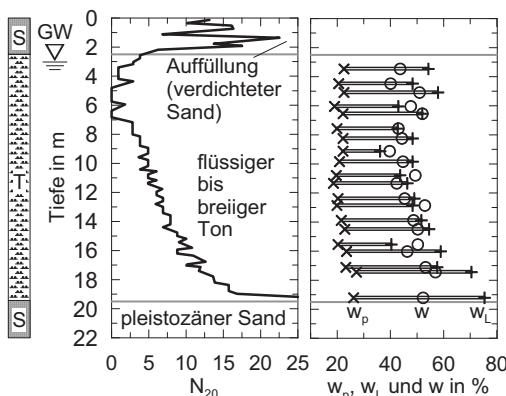


Bild 5.16:
Bodenverhältnisse des Projekts I
aus Versuchsergebnissen aus
Uriel et al. (1976)

Tabelle 5.2: Bodenkenngroßen des Projekts I aus *Uriel et al. (1976)*

Tiefe m	C_c	C_v m^2/s	E_s MN/m^2	φ' $^\circ$	c' kN/m^2	c_u kN/m^2
3,0	0,133	$7,23 \cdot 10^{-8}$	8.100	21,0	k. A.	10
5,0	0,239	$3,89 \cdot 10^{-8}$	3.700	20,0	5	13
6,0 bis 6,5	0,475	$0,72 \cdot 10^{-8}$	900	27,5	7	11
8,0	0,335	$2,87 \cdot 10^{-8}$	2.200	31,5	8	k. A.
9,0 bis 9,5	0,535	$1,35 \cdot 10^{-8}$	1.300	23,0	8	16
10,5	0,530	$2,39 \cdot 10^{-8}$	1.500	k. A.	k. A.	k. A.
12,5	0,440	$4,05 \cdot 10^{-8}$	1.200	k. A.	k. A.	k. A.
15,0	0,590	$1,32 \cdot 10^{-8}$	3.100	k. A.	k. A.	k. A.
16,5	0,500	$1,91 \cdot 10^{-8}$	1.700	k. A.	k. A.	

5.4.3 Versuchsrandbedingungen

Auf einer Fläche von zirka 230 m² wurden rechteckige Lastplatten zur Probobelastung in zwei Korridoren angeordnet. Die maximalen Bodenauflasten während dem Versuch betrugen etwa 90 kN/m². Neben den Lastplatten wurden Betonfertigteilpfähle vom Typ Herkules (Querschnittsfläche = 1300 cm², Querschnittsform: Sechseck, $d_{ers} \approx 0,41$ m) bis in einer Tiefe von etwa 20 m gerammt, die mit Vertikalinklinometern versehen waren. Aufgrund einer maximalen Länge der Fertigprofile von 12 m mussten die Pfähle mit einer zweiten Profillänge von 8 m gekoppelt werden (Bild 5.17). Des Weiteren erfolgte die Anordnung von Vertikalinklinometern neben den Pfählen zur Messung der horizontalen Bodenverformungen. Unterhalb und im Zentrum der Lastplatten wurden Piezometer zur Messung von Porenwasserdrücken installiert. Über das Messfeld verteilte Setzungsmesser zeichneten die Vertikalverformungen auf dem Testfeld auf.

Das Bild 5.17 zeigt die Konstruktion des Versuchsfeldes sowie die Anordnung der Messtechnik in einem Grundriss und einem Schnitt.

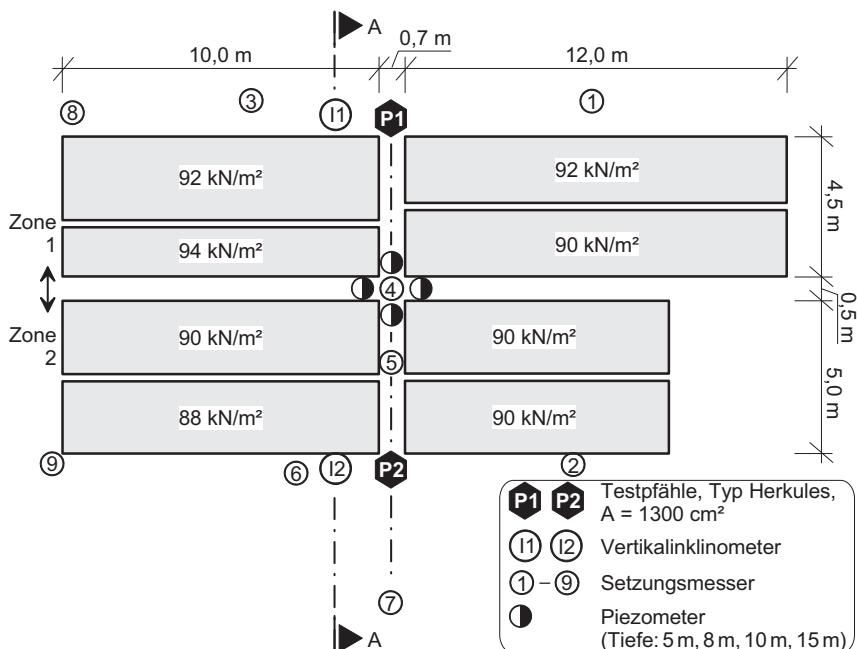


Bild 5.17: Projekt I: Grundriss des Versuchsfeldes (oben) und Schnitt A–A (unten) mit dem Baugrundprofil, nach Uriel et al. (1976)

5.4.4 Versuchsbeschreibung und Messergebnisse

Die Lastaufbringung erfolgte in einem Zeitraum von 47 Tagen schrittweise bis zur maximalen Bodenauflast. Anschließend wurde die Maximallast 42 Tage gehalten und das Boden- und Bauteilverhalten beobachtet. Eine gleichmäßige Laststeigerung aller 8 Lastplatten konnte nur näherungsweise eingehalten werden. In Bild 5.18 sind die Lastaufbringung sowie die gemessenen Setzungen und Porenwasserdrücke zusammengestellt.

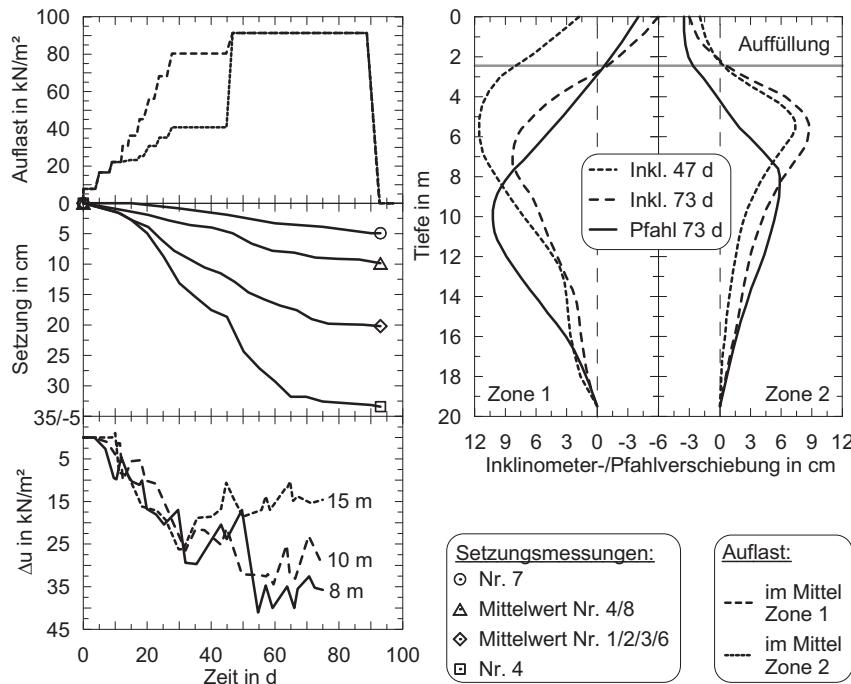


Bild 5.18: Messergebnisse zum Projekt I, nach Uriel *et al.* (1976)

Aus den Darstellungen in Bild 5.18 lässt sich ableiten, dass die Setzungen und der Porenwasserüberdruck nach voller Auflastaufbringung nur noch sehr langsam zunehmen bzw. abklingen. Aufzeichnungen der Inklinometerverschiebungen im Boden liegen für die Tage 47 und 73, der Pfahlverschiebungen nur für den Tag 73 nach Versuchsbeginn vor. Dabei wäre eine leichte Zunahme der Horizontalverformungen infolge der zunehmenden Setzungen zwischen den beiden Zeitpunkten der Inklinometeraufzeichnungen zu erwarten gewesen (vgl. Abschnitt 2.7). Dies ist jedoch nur für das Inklinometer I2 (Zone 2) gegeben. Das Inklinometer

I1 (Zone 1) zeigt ein entgegengesetztes Verhalten, was in *Uriel et al. (1976)* nicht bewertet ist. Auch die Pfahlverschiebungen sind etwas unterschiedlich mit kleineren und etwas höher liegenden Durchbiegungen beim Pfahl P2 gegenüber Pfahl P1.

5.4.5 Numerische Analyse

5.4.5.1 Allgemeines

Die Modellvalidierung wurde zunächst anhand der Inklinometerverschiebungen, der Setzungen sowie der Porenwasserdruckentwicklungen ohne Pfähle mit einer 2D-Berechnung (*Plaxis 2D*) vorgenommen. Anschließend erfolgte zum Vergleich der Pfahlverschiebungen die Umsetzung in ein 3D-Modell (*Plaxis 3D Foundation*). Alle Berechnungen wurden mit dem *Hardening Soil (HS)*-Modell durchgeführt, wobei zeitabhängige Einflüsse über eine undrainierte Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse erfasst wurden.

5.4.5.2 Modellgeometrie und Diskretisierung

Für die 2D-Berechnungen erfolgte die Modellierung des Schnittes entlang der Inklinometer (Schnitt A–A in Bild 5.17). Vereinfachend wurde angenommen, dass sich im Schnitt der Pfähle (Achse P1–P2 in Bild 5.17) dieselben Lastverhältnisse vorfinden. Eine Abbildung dieses Schnittes lag den 3D-Berechnungen zugrunde. Weitergehende Hinweise insbesondere zur Konsolidationsberechnung siehe *Plaxis (2010)* und *Vermeer/Verruijt (1981)*.

Aufgrund der unsymmetrischen Lastaufbringung in Zone 1 und 2 (Bild 5.18) musste das Modell zunächst über beide Zonen modelliert werden. Anschließend fand eine Reduzierung des Modells in der angenommenen Symmetriearchse zwischen den beiden Zonen statt. Die Validierung des numerischen 3D-Modells wurde in den folgenden Schritten vorgenommen:

- M1) 2D-Modell entlang des Schnitts A–A nach Bild 5.17 über beide Zonen 1 und 2 mit wirklichkeitsnaher Auflastaufbringung.
- M2) Reduzierung des 2D-Vollmodells M1 entlang der angenommenen Symmetriearchse zwischen den beiden Zonen (Achse P1–P2) mit einer zwischen den Zonen gemittelten Auflastaufbringung (Bild 5.19 a).
- M3) 3D-Modell entsprechend dem 2D-Symmetriemodell M2 entlang der Achse P1–P2 nach Bild 5.17 mit einem herausgeschnittenen 6 m breiten Streifen (Bild 5.19 b).

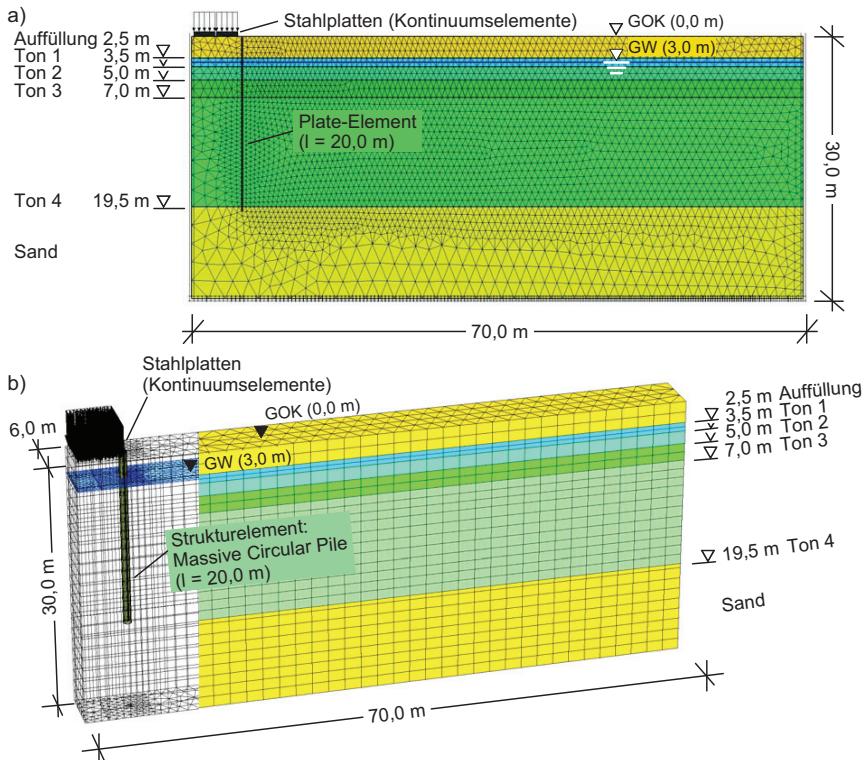


Bild 5.19: Numerische Modelle mit Abmessungen und Schichtenfolge: a) M2 und b) M3

5.4.5.3 Berechnungskenngrößen

Nach *Uriel et al. (1976)* liegen die effektiven Scherfestigkeiten φ' und c' sowie die Ödometertsteifigkeiten E_{oed} der Weichschichten vor (Tabelle 5.2). Die Festlegung des Steifigkeitsexponenten m erfolgte nach *Brinkgreve et al. (2008)* und *Wehnert (2006)*. Für das numerische Modell wurde die inhomogene Weichschicht näherungsweise in 4 Schichten unterteilt (Bild 5.19 und Tabelle 5.3). Dies hatte die Notwendigkeit geringer Anpassungen der Steifigkeiten kalibriert an den Messergebnissen zur Folge. Die Durchlässigkeit k der Weichschichten konnte aus den in *Uriel et al. (1976)* angegebenen Werten für C_v rückgerechnet werden. Diese Werte mussten anhand der gemessenen Porenwasserdrücke nachfolgend kalibriert werden, da eine Modellierung der dünnen Feinsandlagen, die die Konsolidation beeinflussen,

nicht möglich war. Das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Durchlässigkeitsbeiwerte k_h/k_v wurde mit 10 angenommen (bspw. Soos/Engel, 2008). Unter der Annahme einer annähernden Wassersättigung des Tons erfolgte die Festlegung des B -Wertes mit 0,9.

Die Bodenwichten als Mittelwert über die Höhe der Weichschicht konnten nach Angaben von Uriel et al. (1976) berechnet werden. Die Festlegung des effektiven Reibungswinkels, der Wichte und der Ödometersteifigkeit des dicht gelagerten Sandes erfolgte nach Erfahrungswerten (EAU, 2012).

Die Sande wurden mit drainiertem, der Ton mit undrainiertem Materialverhalten beschrieben. Die Berechnung des Primärspannungszustandes erfolgte mit der „gravity loading“-Methode mit $K_0 = \nu/(1-\nu)$. Die abgeleiteten und gewählten Bodenkenngrößen für die Berechnungen enthält Tabelle 5.3, die gewählten Kenngrößen der konstruktiven Elemente Tabelle 5.4.

Tabelle 5.3: Bodenkenngrößen für das HS-Modell

Bodenschicht	γ / γ_r	k_h	k_v	B	e_0	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	OCR	ν_{ur}	m	φ'	c'	ψ
	kN/m ³	m/d	m/d	—	—	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	—	—	—	°	kN/m ²	°
Auffüllung	18/20	8,64	8,64	—	0,5	80,0	80,0	240,0	1,0	0,2	0,5	38	0,1	8
Ton 1	18/18	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-4}$	0,9	2,0	9,0	9,0	27,0	1,0	0,15	0,9	21	10	0
Ton 2	18/18	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-4}$	0,9	2,0	5,0	5,0	15,0	1,0	0,15	0,9	20	5	0
Ton 3	18/18	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-4}$	0,9	2,0	1,5	1,5	4,5	1,0	0,15	0,9	27,5	7	0
Ton 4	18/18	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-4}$	0,9	2,0	1,9	1,9	5,7	1,0	0,15	0,9	23	8	0
Sand	18/20	8,64	8,64	—	0,5	80,0	80,0	240,0	1,0	0,2	0,5	38	0,1	8

Anmerkungen: E_{ur}^{ref} generell mit $3 \cdot E_{oed}^{ref}$ und ν_{ur} nach Vermeer/Meier (1998)

$p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$; ψ nach Schanz (2006) mit $\varphi' - 30^\circ$

Tabelle 5.4: Berechnungskenngrößen für die konstruktiven Elemente (*linear elastisch*)

Struktur-/Kontinuumselement	Abmessung	γ	E	ν	R_{inter}
Bauteil	Modellierung	cm	kN/m ³	MN/m ²	—
Pfahl	Massive circular pile	$d_s = 40$	24	20.000	0,2
Stahlplatte	Kontinuumselemente	$d = 25$	0,1 ¹⁾	200.000	0,3

Anmerkung: ¹⁾ Die Aufbringung der Lastplatten auf den Boden wurde numerisch durch Bodenauflasten modelliert.

5.4.5.4 Berechnungsschritte

Die Berechnungsschritte zeigt Tabelle 5.5. In den ersten beiden Berechnungsschritten wurde die Ausbildung eines Porenwasserüberdrucks verhindert.

Tabelle 5.5: Berechnungsschritte der numerischen Berechnungen der Modelle M1 bis M3

Phase	Art	Beschreibung Berechnungsschritt	Auflast in kN/m ²	Dauer (M1/M2)		Dauer (M3)	
				Step	Gesamt	Step	Gesamt
1	P	Primärspannungen	–	–	–	–	–
2	P	Einbau konstr. Elemente	–	–	–	–	–
3	C	Vorbelastung ¹⁾	8	4 d	4 d	}	12 d
4	C	1. Belastungsstufe	22	8 d	12 d		
5	C	2. Belastungsstufe	33,5	5 d	17 d	}	16 d
6	C	3. Belastungsstufe	60	11 d	28 d		
7	C	Konsolidation	60	17 d	45 d	18 d	46 d
8	C; P ²⁾	4. Belastungsstufe	90	2 d	47 d	–	46 d
9	C	Konsolidation	90	26 d	73 d	27 d	73 d
10	C	Konsolidation	90	17 d	90 d	17 d	90 d

Anmerkungen: P: plastische Berechnung; C: plastische Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse; ¹⁾ zuvor Setzungen zu null gesetzt; ²⁾ C bei M1/M2 und P bei M3

5.4.5.5 Berechnungsergebnisse

Untersuchungen zum Verhalten der Hauptspannungen im Bereich des Inklinometers/Pfahls zeigten nur geringe Verdrehungen von σ_i und damit Spannungspfade, die dem Spannungspfad von bodenmechanischen Standard-Elementversuchen entsprechen (Kompression). Das *Hardening Soil*-Modell, das Anisotropieeffekte im Boden nicht berücksichtigen kann, ist damit für die Berechnungen in diesen Bereichen des weichen Bodens geeignet (Kapitel 4).

Bild 5.20 enthält die Gegenüberstellung von in situ-Messungen zu numerischen Berechnungsergebnissen. Während die Inklinometerverschiebungen, Setzungen und Porenwasserdruckentwicklungen gute Übereinstimmungen aufweisen, verhält sich der Pfahl rechnerisch biegesteifer als es die Messwerte erfassten. Eine weitere Abminderung des E-Moduls des Betonfertigteilpfahls als die angesetzten 20.000 MN/m² wurde jedoch nicht vorgenommen, da dies als unrealistisch eingeschätzt wird.

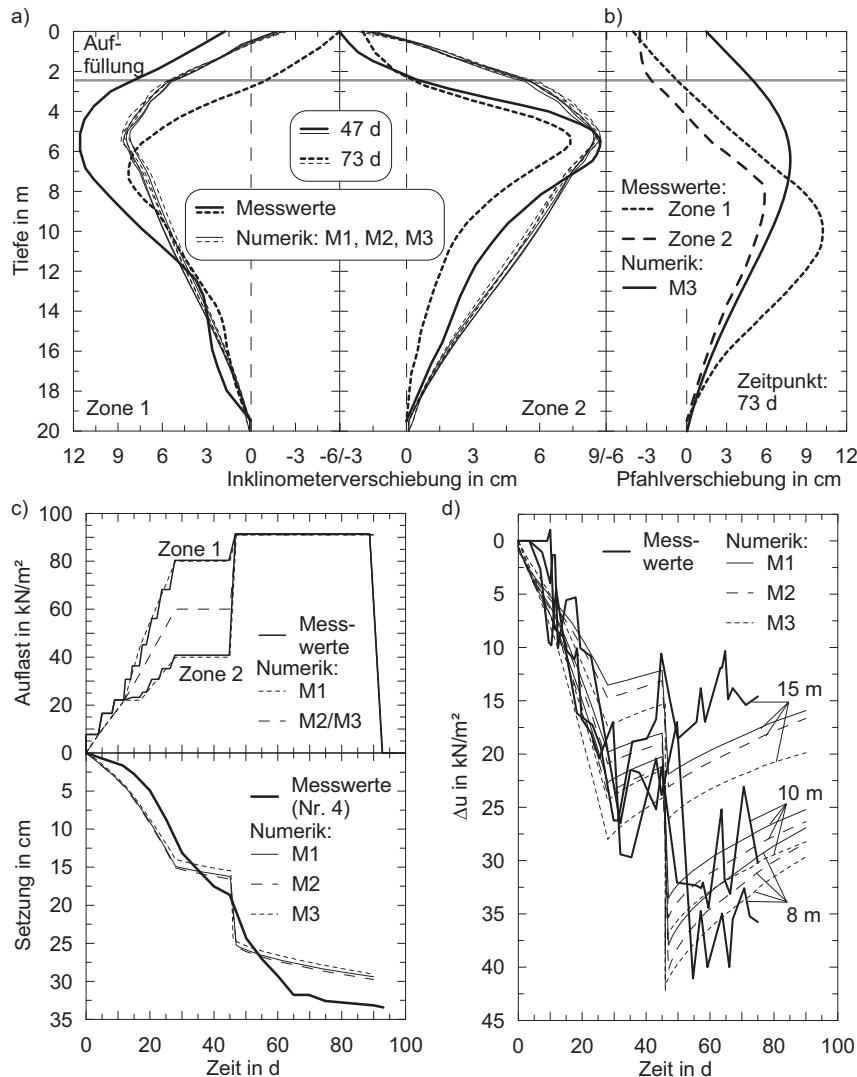


Bild 5.20: Ergebnisse der numerischen Berechnungen gegenübergestellt den Messwerten:
 a) Inklinometerverschiebungen für M1 bis M3 für die Tage 47 und 73 nach Versuchsbeginn; b) Pfahlverschiebungen für den Tag 73; c) Auflastaufbringung und Setzungen für M1 bis M3; d) Porenwasserüberdruck Δu für M1 bis M3

5.4.5.6 Darstellung des Pfahl- und Langzeitverhaltens

Die Spannungseinwirkungen auf den Pfahl sind in Bild 5.21 dem Biegemomentenverlauf und den Pfahl- und Bodenverschiebungen gegenübergestellt. Zur Auswertung der Spannungseinwirkungen und Definitionen siehe Anhang G. Dargestellt ist der Zeitpunkt Ende 4. Belastungsstufe (Berechnungsphase 8 nach Tabelle 5.5). Erwartungsgemäß zeigt sich, dass der Pfahl seine Bettung (horizontale Auflager) insbesondere in der Auffüllung und unteren Sandschicht findet. Aber auch im bindigen Boden unterhalb der Wirkungstiefe der Bodenauflast bei etwa 7 m ist eine geringe Bettung vorhanden. Oberhalb dieser etwa 7 m Tiefe liegt eine Seitendruckeinwirkung auf den Pfahl vor (Bild 5.21 b). Dabei wirkt der Seitendruck erwartungsgemäß dort, wo Bodenverschiebungen größer als die Pfahlverschiebungen sind (positive Relativverschiebung) und dies nahezu unabhängig davon, ob die Bodenverschiebungen direkt neben dem Pfahl oder im größeren Abstand ermittelt sind (Bild 5.21 c). Es kann in diesem Bereich ggf. ein Umfließen des Pfahls angenommen werden (vgl. PIV-Versuche in Abschnitt 3.8). Da in diesem Umfließungsbereich auch auf der Bettungsseite des Pfahls Spannungen einwirken, ist erwartungsgemäß von einem Ablösen des Bodens hinter dem Pfahl nicht auszugehen (Bild 5.21 a). Dieser Unterschied zu den Modellversuchen ist insbesondere auf den erhöhten Spannungszustand im Boden zurückzuführen. Der Porenwasserüberdruck auf der Anström- und Bettungsseite des Pfahls ist größtmäßig vergleichbar und resultiert insbesondere aus der Auflastaufbringung (Bild 5.21 a).

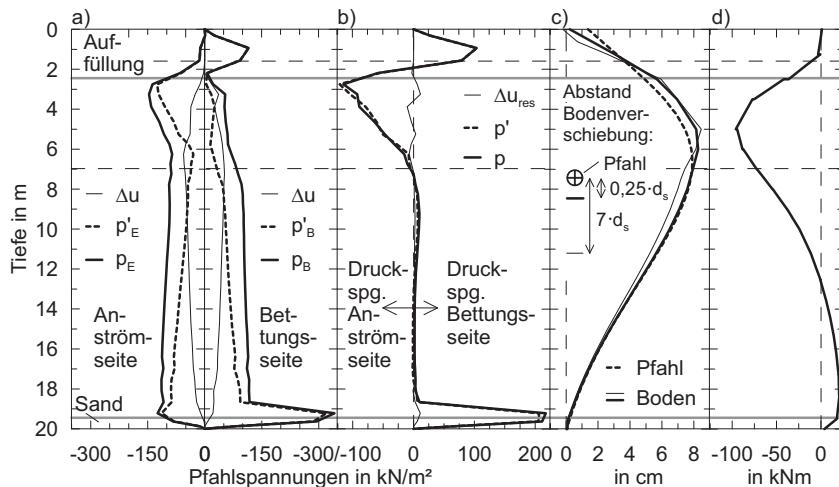


Bild 5.21: Berechnungsergebnisse mit M3 zum Pfahlverhalten nach Ende 4. Belastungsstufe:
a) Seitendruckanteile; b) Seitendruck; c) Verschiebungen; d) Biegemomente

Die Bettung in der Auffüllung findet sich dort, wo die Bodenverschiebung kleiner der Pfahlverschiebung ist (negative Relativverschiebung), der Pfahl also in den Boden eingedrückt wird (Bild 5.21 b, c). Das maximale Biegemoment befindet sich etwa in der Tiefe der größten Pfahlverschiebung (Bild 5.21 d).

In Bild 5.22 und Bild 5.23 sind das Boden- und Pfahlverhalten über die Zeit dargestellt. Dabei wurde bei der 4. Belastungsstufe (Berechnungsphase 8) abweichend zu den Angaben in Tabelle 5.5 eine Bodenauflast von 100 kN/m^2 gewählt. Damit befindet sich die gewählte Bodenauflast nur knapp unterhalb der numerisch maximal möglichen Bodenauflast, die unter den gegebenen Bodenverhältnissen einen Grundbruch im Boden zur Folge hat. Die anschließende Konsolidationsberechnung fand bis zum Abbau des Porenwasserüberdrucks Δu statt.

Aus den Berechnungsergebnissen ist erwartungsgemäß abzuleiten, dass, solang der Porenwasserüberdruck Δu nicht abgebaut ist, die Setzung und Horizontalverschiebung des Bodens anhalten. Damit einhergehend nimmt auch der Seitendruck auf den Pfahl und die Pfahlverschiebung zu (Bild 5.22 d bzw. Bild 5.22 a). Die Tiefe von maximalem Biegemoment, maximaler Pfahl- und Bodenverschiebung sowie maximalem Seitendruck ändern sich über dem Zeitraum der Lastaufbringung und Konsolidation kaum (Bild 5.22 a und vgl. Abschnitt 2.4.7).

Eine Zunahme des maximalen Biegemomentes während des Konsolidationsverlaufes ist nicht zu beobachten, der Biegemomentenverlauf verlagert sich insgesamt nur etwas in die Tiefe (Bild 5.22 a).

Im Bild 5.22 b, c sind die $p-y$ - bzw. $p-\delta$ -Kurven für unterschiedliche Pfahliefen dargestellt. Entsprechend dem bisherigen Berechnungsvorgehen für Pfähle unter Seitendruckeinwirkung wäre mit einem Plastifizieren des Bodens ab einer bestimmten Boden- und Relativverschiebung y bzw. δ zu rechnen. Dies zeigt sich in den Ergebnissen nur für eine Tiefe von 2,5 m. In tiefer liegenden Bereichen des Baugrunds ist ein kontinuierlicher Anstieg des Seitendrucks mit zunehmender Bodenverschiebung feststellbar. Entsprechend kann abgeleitet werden, dass selbst bei einer Bodenauflast knapp unterhalb der Bruchspannung des Bodens ein Bruchzustand des Bodens im Pfahlnahbereich nicht über die gesamte Pfahlänge in der bindigen Bodenschicht stattfindet. Kriecheffekte konnten mit dem verwendeten HS-Stoffmodell nicht berücksichtigt werden.

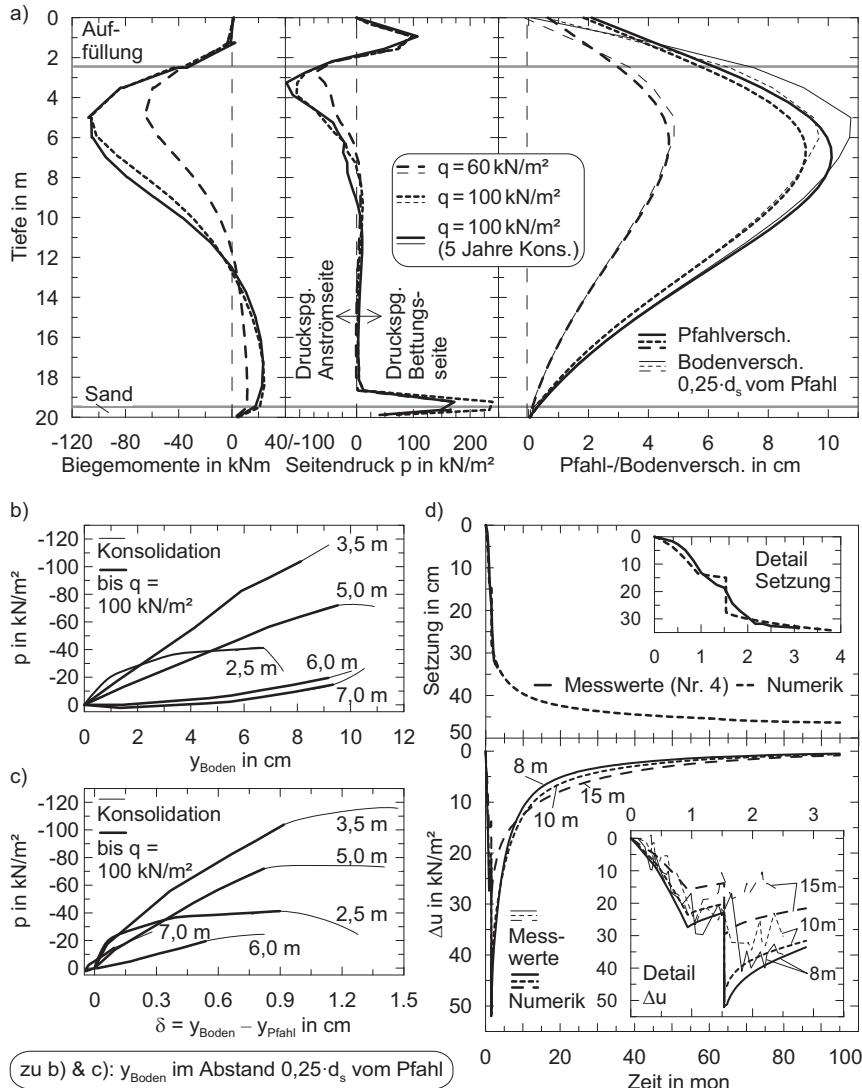


Bild 5.22: Berechnungsergebnisse mit M3 zum Langzeitverhalten: a) Biegemomente, Seitendruck p und Pfahl-/Bodenverschiebungen y_{Pfahl} bzw. y_{Boden} für ausgewählte Bodenauflasten q ; b) p - y -Kurven; c) p - δ -Kurven; d) Setzungen und Porenwasserüberdrücke Δu über die Zeit

Eine Darstellung der Spannungen am Pfahlschaft, ausgewertet an den Spannungspunkten des Interfaces am Pfahlschaft, findet sich in Bild 5.23. Der Pfahl wurde näherungsweise als Zwölfeck modelliert, was eine Verteilung der Spannungspunkte in 30 Grad-Abständen auf dem Pfahlquerschnitt ergibt (Anhang G).

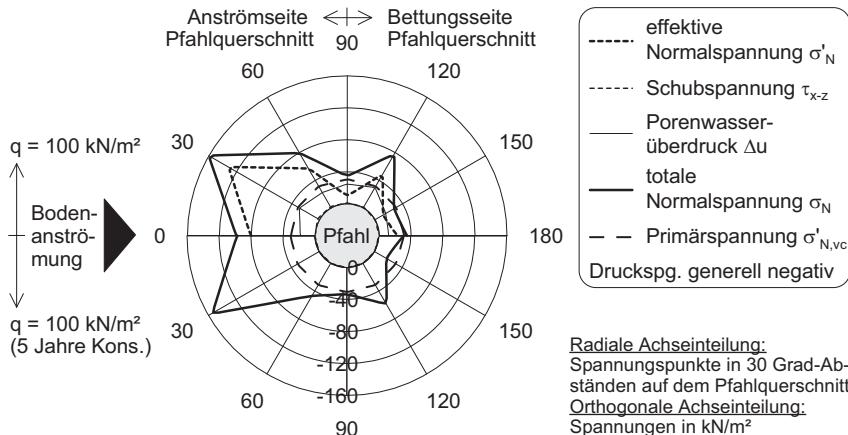


Bild 5.23: Spannungen auf den Pfahlquerschnitt in der Draufsicht in der Tiefe 3,5 m: unmittelbar nach Auflastaufbringung (oben); nach 5 Jahren Konsolidation (unten)

Nach Bild 5.23 ist der Porenwasserüberdruck kurz nach Auflastaufbringung nahezu gleichverteilt um den Pfahlquerschnitt vorhanden, wobei analog zu den Porenwasserdruckmessungen bei den Modellversuchen (Abschnitt 3.8.1.3) ein leicht erhöhter Porenwasserüberdruck vor dem Pfahl festgestellt werden kann. Dieser resultiert aus der Bodenanströmung. Die auf der Anströmseite gegenüber dem Primärspannungszustand erhöhte einwirkende Normalspannung auf dem Pfahl befindet sich in etwa im selben Bereich des Pfahlquerschnitts wie auch aus den Modellversuchen abgeleitet (Bild 3.14 und Bild 3.15). Die Schubspannungen am Pfahlschaft liegen betragsmäßig mit $\tau_{x-z} < 3 \text{ kN/m}^2$ vor und damit außerhalb einer beachtenswerten Größe.

5.5 Beschreibung Projekt II

5.5.1 Allgemeines

Aufbauend auf Versuchen von *Springman (1989)* führte *Bransby (1995)* an der Universität Cambridge vier Zentrifugen-Modellversuche mit Bodenauflasten neben Pfahlgruppen durch. Anschließend wurden die Versuche mit zwei- und dreidimensionalen numerischen Berechnungen analysiert.

Der folgenden numerischen Untersuchung liegt der Versuch 3 nach *Bransby (1995)* zugrunde, siehe u. a. auch *Bransby/Springman (1996, 1997)*. Alle folgenden physikalischen Einheiten sind im Maßstab des auf den Prototyp hochskalierten Systems angegeben.

5.5.2 Baugrundverhältnisse

Die Bodenschichtung besteht gemäß Bild 5.24 aus einem oberen Sand, Ton (aufbereitetes Kaolin) und einem unteren Sand. Der Einbauwassergehalt des Kaolins betrug $w \approx 120\%$. Nach einer Vorbelastung des Kaolins unter einer vertikalen Auflast von $\sigma = 450 \text{ kN/m}^2$ ergab sich ein Wassergehalt von $w \approx 45\%$ vor Versuchsdurchführung. Der dabei erreichte Konsolidationsgrad ist nicht angegeben. Grundwasser stand in etwa 1 m Tiefe an.

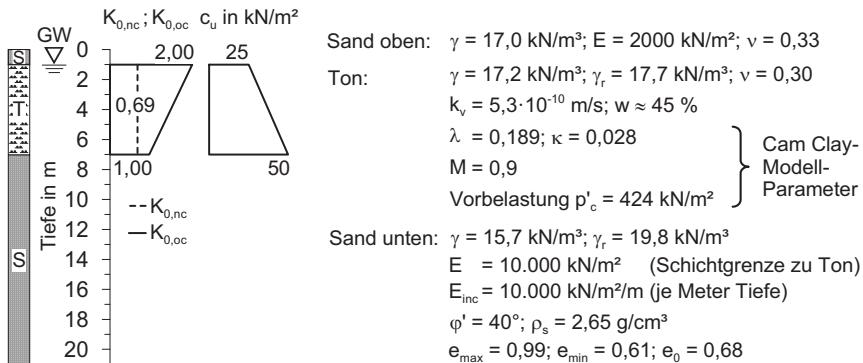


Bild 5.24: Baugrundverhältnisse zum Projekt II, nach *Bransby (1995)*

5.5.3 Versuchsrandbedingungen

Der Versuchsstand wurde im Modellfaktor 1:100 konstruiert und bei der Versuchsdurchführung einer Beschleunigung von $100 \cdot g$ ausgesetzt (g = normale Erdbeschleunigung). Die Pfähle bestanden aus Aluminium-Hohlprofilen mit einer Wanddicke von 1,219 mm im Modellmaßstab und wurden in Bohrlöcher eingestellt. Im Prototyp entsprechen diese Bohrpfähle mit den elastischen Parametern $E = 40.000 \text{ N/mm}^2$ und $\nu = 0,33$. Untersucht wurden Gruppen mit 6 Pfählen von 19 m Länge und einem Durchmesser von $d_s = 1,27 \text{ m}$ im Prototyp. Die Pfahlabstände betragen in Querrichtung $5,25 \cdot d_s$ und $3,94 \cdot d_s$ in Längsrichtung. Die Pfahlköpfe sind im Prototyp in einer 1 m dicken Pfahlkopfplatte eingespannt. Diese bestand ebenfalls aus Aluminium mit den elastischen Parametern für den Prototyp von $E = 70.000 \text{ N/mm}^2$ und $\nu = 0,33$. Den Versuchstand zeigt Bild 5.25.

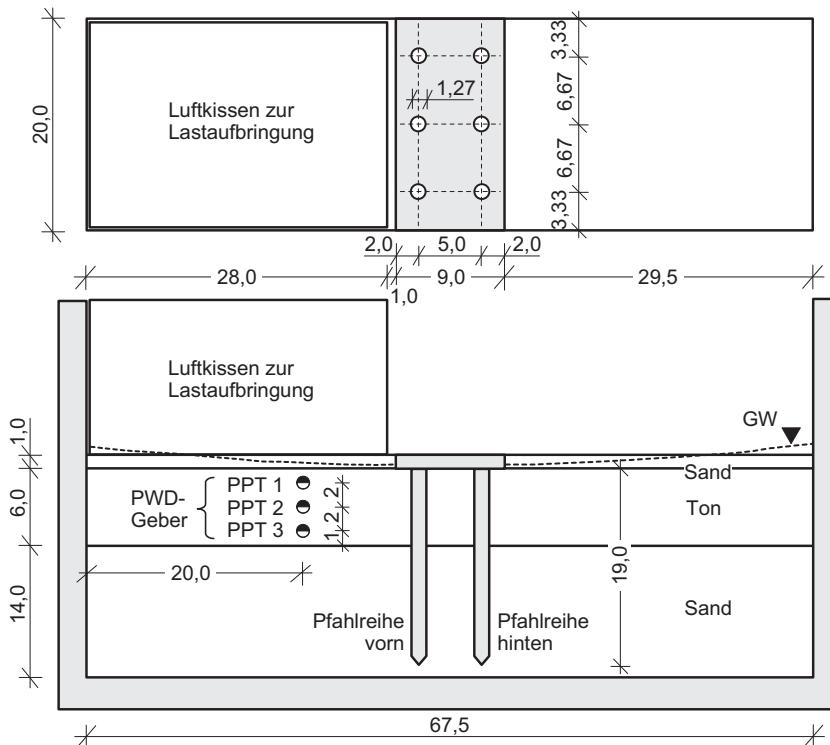


Bild 5.25: Projekt II: Versuchsaufbau mit Abmessungen in m (Prototyp) bzw. in cm (kleinmaßstäbliches Modell), nach Bransby (1995)

Die Auflastaufbringung erfolgte über ein eingefettetes Luftkissen, womit Übertragungen von Schubkräften in den Boden verhindert und die Simulation einer Aufschüttung ermöglicht werden sollte.

Zur Ermittlung der Verschiebungen, Biegemomente und des Seitendrucks der Pfähle waren innerhalb der Aluminiumrohre Aufnehmer für Dehnungen appliziert. Weiterhin waren unterhalb der Bodenauflast Porenwasserdruckmesser angeordnet. Ergebnisse liegen jedoch nur für einen, zu dem hier dargestellten, vergleichbaren Versuch vor. Zudem erfolgte die Messung von Bodenverschiebungen neben den Pfählen, wobei die genaue Lage der Messorte nicht angegeben ist.

Durch bodenseitiges Einfetten des Versuchskastens konnten Randeinflüsse minimiert werden. Gemäß der Untersuchung einer unendlich breiten Pfahlgruppe in Querrichtung zur Bodenanströmung im Versuchsstand, weisen die innen- und außen liegenden Modellpfähle vergleichbare Messwerte der Biegemomente auf (Bild 5.26).

5.5.4 Versuchsbeschreibung und Messergebnisse

Die Lastaufbringung erfolgte bis zu einem Maximalwert von $q = 200 \text{ kN/m}^2$ kontinuierlich in einem Zeitraum von 120 Sekunden, was im Prototyp 2 Wochen entspricht. Anschließend wurde der Boden etwa 2 Stunden, entspricht 1,9 Jahre im Prototyp, konsolidiert. In Bild 5.26 sind die gemessenen Pfahl- und Bodenverschiebungen, Biegemomente, Seitendrücke und Porenwasserüberdrücke zusammengestellt.

Deutlich zeigt sich im Übergang der Ton- zur Sandschicht ein wechselnder Seitendruck. In der Tonschicht liegt eine Belastung der Pfähle vor, während dessen in der Sandschicht eine Bettung des Pfahles erkennbar ist (Bild 5.26 c). Vergleichbar zu den Ergebnissen aus dem Projekt I (Abschnitt 5.4.5) und den Ergebnissen anderer *in situ*-Versuche (Abschnitt 2.7) ist eine zunehmende Bodenverschiebung während des Konsolidationsverlaufs festzustellen (Bild 5.26 a). Dem gegenüber zeigen die Messergebnisse in Bild 5.26 a, b, c dabei jedoch abnehmende Pfahlverschiebungen einhergehend mit abnehmenden Biegemomenten und Seitendräcken, was im Abschnitt 5.5.5.6 weitergehend untersucht ist.

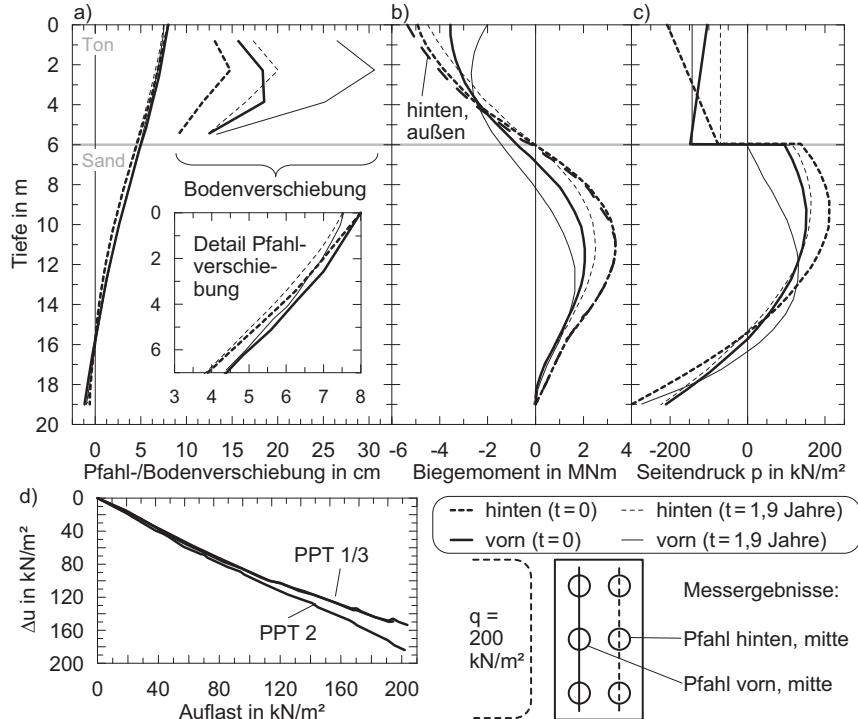


Bild 5.26: Messergebnisse zum Projekt II, nach Bransby (1995): a) Verschiebungen; b) Biegemomente; c) Seitendruck; d) Porenwasserüberdruckentwicklung im Boden

5.5.5 Numerische Analyse

5.5.5.1 Allgemeines

Die Modellvalidierung eines numerischen 3D-Modells erfolgte anhand der im Bild 5.26 dargestellten Messergebnisse unter Anwendung der von Bransby (1995) angegebenen Bodenkenngrößen. Die Berechnungen fanden mit dem *Hardening Soil (HS)*- und *S-CLAY1*-Modell mit dem Programm *Plaxis 3D Foundation* und dem *Viskohypoplastischen* Modell nach Niemunis (*VHP*-Modell) mit dem Programm *Tochnog* statt. Für weiterführende Untersuchungen mit einem normalkonsolidierten Boden in Abschnitt 5.5.5.6 mussten die abgeleiteten Bodenkenngrößen je nach angewandtem Stoffmodell angepasst werden.

5.5.5.2 Modellgeometrie und Diskretisierung

Die Abmessungen und die Schichtenfolge des mit dem Programm *Plaxis* untersuchten numerischen Modells zeigt Bild 5.27. Unterhalb der Stahlplatte wurde eine 0,1 m dicke Kontaktsschicht zum Boden mit Abminderung der Scherparameter des Tons mit einem Faktor von 2/3 modelliert. Das mit dem Programm *Tochnog* untersuchte Modell hatte dazu analoge geometrische Randbedingungen. Zu den Unterschieden bei der Modellierung der Pfähle siehe Anhang G.

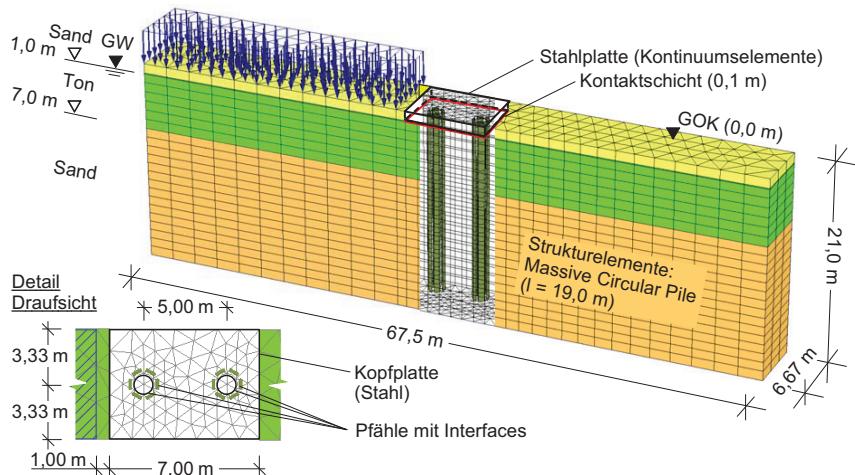


Bild 5.27: Numerisches Modell des Projekts II mit Abmessungen und Schichtenfolge (*Plaxis 3D Foundation*)

5.5.5.3 Berechnungskenngrößen

Viele Bodenkenngrößen konnten den Angaben von *Bransby (1995)* entnommen werden (Bild 5.24). Die Steifigkeiten der mitteldicht gelagerten Sandschichten wurden aus den gegebenen Elastizitätsmoduln rückgerechnet. Zusammengestellt sind die gewählten Kenngrößen des Sandes in Tabelle 5.6.

Nach bspw. *Plaxis (2010)* wurde die Steifigkeit des Tons aus der Angabe von λ über die Beziehung $E_{oed}^{ref} = (1 + e_0) \cdot p^{ref} / \lambda$ berechnet. Nach Elementversuchen von *Hau (2003)* an demselben Kaolin wie von *Bransby (1995)* verwendet, erfolgte die Festlegung der Anfangsporenzahl e_0 in Abhängigkeit von p^{ref} mit $e_0 = 2,0$. Die Anfangsporenzahl e_0 bei den Versuchen

von Bransby (1995) wurde aus den Angaben für γ und w sowie der Annahme von $\rho_s = 2,71 \text{ g/cm}^3$ über die Beziehung $e_0 = (\rho_s/\rho_d) - 1$ rückgerechnet. Der Wiederbelastungsmodul wurde näherungsweise mit $E_{ur}^{ref} = 5 \cdot E_{oed}^{ref}$ angenommen. Dementsprechend gilt abweichend zu den Angaben von Bransby (1995) $\kappa = 2 \cdot \lambda/5 = 0,0756$. Die Vorbelastung des Tons wurde von Bransby (1995) übernommen.

Aus der Angabe von M für das *Cam-Clay*-Modell konnte der kritische Reibungswinkel des Tons rückgerechnet werden über die Beziehung $\varphi'_{cs} = \arcsin(3 \cdot M / (6 + M))$, der näherungsweise mit dem Gesamtscherwinkel φ'_s des Bodens gleichgesetzt wurde. Aus der Beziehung $\tan \varphi'_s = \tan \varphi' + \lambda_c$ wiederum konnte mit der Normierung $\lambda_c = c'/p'_c$ näherungsweise auf die Scherfestigkeit des Tons geschlossen werden.

Für das *S-CLAY1*-Modell waren, zusätzlich zu den bisher beschriebenen Parametern, Werte für μ , β und α_0 zu ermitteln. Letztere beiden Parameter konnten aus $K_{0,nc}$ und M berechnet werden, μ ergibt sich aus λ . Weiterführend siehe Anhang F.

Für das *VHP*-Modell mussten die Parameter λ und κ über die Anfangsporenzahl umgerechnet werden in λ^* und κ^* (Anhang F). Die Referenzporenzahl e_{e0} bei einer Referenzspannung $p_{e0} = 100 \text{ kN/m}^2$ wurde über Vergleichsberechnungen von simulierten Ödometer- und Triaxialversuchen mit dem *HS*- und *S-CLAY1*-Modell abgeleitet. Der Überkonsolidationsbeiwert *OCR* konnte näherungsweise über das Verhältnis der Vorbelastung des Bodens p'_c zur Überlagerungsspannung aus Bodeneigengewicht in Mitte der Tonschicht σ'_{vc} bestimmt werden. Die Größen für den Formfaktor β_r und die Referenzstauchungsrate D_r wurden nach Gudehus (2004) und Punlor (2004) festgelegt. Zu den angenommenen Größen der Parameter zur Beschreibung der intergranularen Dehnungen siehe Tabelle F.6 im Anhang F. Mit dem gewählten Kriechbeiwert C_α nach Soos/Engel (2008) wurde $I_v = C_\alpha / C_C$ abgeleitet.

Die Berechnung des Primärspannungszustandes mit dem überkonsolidierten Ton erfolgte für das *HS*- und *S-CLAY1*-Modell mit der „*K0 procedure*“, d. h. K_0 -Werte und die Vorbelastung p'_c müssen dem Programm vorgegeben werden. Da ein linear zunehmender Verlauf von K_0 über die Tonschicht in den numerischen Programmen nicht möglich war, wurde der überkonsolidierte Ton näherungsweise in 6 Schichten unterteilt mit schichtweise konstanten Werten für $K_{0,oc}$ (Bild 5.28). Grundlage für $K_{0,oc}$ waren die Angaben von Bransby (1995) (Bild 5.24). Der Primärspannungszustand beim *VHP*-Modell ergab sich über die Vorgabe der Referenz- und Anfangsporenzahl und dazu vergleichend über *OCR*.

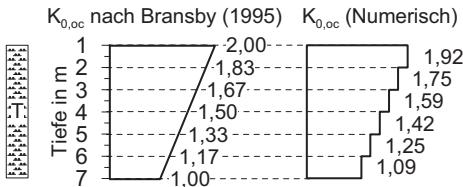


Bild 5.28:

Ansatz von $K_{0,oc}$ im Ton nach Bransby (1995) und im numerischen Modell

Die Ableitung der Bodenkenngrößen für die weiterführenden Untersuchungen mit einem normalkonsolidierten Boden in Abschnitt 5.5.5.6 erfolgt für das HS- und S-CLAYI-Modell näherungsweise über die Vernachlässigung der Vorbelastung und Zuordnung von $K_{0,nc}$ anstatt $K_{0,oc}$. Die Kenngrößen für das VHP-Modell mussten wiederum über Vergleichsberechnungen von simulierten Ödometer- und Triaxialversuchen mit dem HS- und S-CLAYI-Modell kalibriert werden. Daraus ergaben sich angepasste Größen für e_0 , λ^* und κ^* .

Die Sande wurden mit drainiertem, der Ton mit undrainiertem Materialverhalten beschrieben. Der Primärspannungszustand in den Sanden wurde mit $K_{0,nc} = 1 - \sin\varphi'$ berechnet.

Die abgeleiteten und gewählten Bodenkenngrößen für die Berechnungen enthalten zusammengefasst Tabelle 5.6 (HS-Modell) sowie ergänzend für den Ton Tabelle 5.7 und Tabelle 5.8 (S-CLAYI- bzw. VHP-Modell). Zu den gewählten Kenngrößen der konstruktiven Elemente siehe Tabelle 5.9.

Tabelle 5.6: Bodenkenngrößen für das HS-Modell

Boden-schicht	γ / γ_r	$k_h = k_v$	B	e_0	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	POP	ν_{ur}	m	φ'	c'	ψ
	kN/m ³	m/d	—	—	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	kN/m ²	—	—	°	kN/m ²	°
Sand oben	17,0/17,0	8,64	—	0,7	35,0	35,0	105,0	0	0,2	0,5	40	0,1	10
Ton	17,2/17,7	$4,6 \cdot 10^{-5}$	1,0	1,3	1,6	1,6	8,0	424	0,15	0,9	22	8	0
Sand unten	15,7/19,8	8,64	—	0,7	35,0	35,0	105,0	0	0,2	0,5	40	0,1	10

Anmerkungen: $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{oed}^{ref}$ (Sand); $E_{ur}^{ref} = 5 \cdot E_{oed}^{ref}$ (Ton); ν_{ur} nach Vermeer/Meier (1998)

$p^{ref} = 100$ kN/m²; ψ nach Schanz (2006) mit $\varphi' - 30^\circ$

Tabelle 5.7: Ergänzende Bodenkenngrößen des Tons für das S-CLAYI-Modell

Boden-schicht	λ	κ	ν	M	μ	β	α_0
	—	—	—	—	—	—	—
Ton	0,189	0,076	0,3	0,9	60	4,399	0,172

Tabelle 5.8: Ergänzende Bodenkenngroßen des Tons für das *VHP*-Modell

Boden-schicht	λ^*	κ^*	φ'_{cs}	ν	e_0	e_{e0}	OCR	I_v	D_r	β_R
—	—	—	°	—	—	—	—	—	—	—
Ton (oc)	0,0822	0,0329	23	0,3	1,3	1,824	10,5	0,04	10^{-6} ¹⁾	0,95 ²⁾
Ton (nc)	0,0652	0,0261			1,9		1,0			

Anmerkungen: oc = überkonsolidiert; nc = normalkonsolidiert; Referenzspannung $p_{e0} = 100 \text{ kN/m}^2$;

¹⁾ Annahme nach *Gudehus (2004)* und *Punlør (2004)*; ²⁾ „Standard“-Eingabewert, siehe *Punlør (2004)*; Größen für intergranulare Dehnung siehe Tabelle F.6 (Anhang F)

Tabelle 5.9: Berechnungskenngrößen für die konstruktiven Elemente (*linear elastisch*)

Struktur-/Kontinuumselement		Abmessung	γ	E	ν	R_{inter}
Bauteil	Modellierung	m	kN/m ³	MN/m ²	—	-
Pfähle	Massive circular pile	$d_s = 1,27$	16,1	40.000	0,33	2/3
Kopfplatte ¹⁾	Kontinuumselemente	$d = 1,0$	27,0	70.000	0,33	2/3

Anmerkung: ¹⁾ Unterhalb der Kopfplatte wurde eine 0,1 m dicke Kontaktschicht modelliert.

5.5.5.4 Berechnungsschritte

Die Berechnungsschritte zeigt Tabelle 5.10. In den ersten beiden Berechnungsschritten wurde die Ausbildung eines Porenwasserüberdrucks verhindert.

Tabelle 5.10: Berechnungsschritte in Abhängigkeit der Stoffmodelle

Phase	Art	Beschreibung	Auflast in kN/m ²	Dauer je nach Stoffmodell	
		Berechnungsschritt		HS/S-CLAYI	VHP
1	P; C ²⁾	Primärspannungen	—	0	1 s
2	P; C ²⁾	Einbau konstr. Elemente	—	0	1 s
3	P; C ²⁾	Auflastaufbringung ¹⁾	150 (nc) ; 200 (oc)	0	20 d
4	C	Konsolidation	150 (nc) ; 200 (oc)	10 a (nc) ; 680 d = 1,9 a (oc)	

Anmerkungen: P: plastische Berechnung; C: plastische Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse; ¹⁾ zuvor Setzungen zu null gesetzt; ²⁾ P bei HS- und S-CLAYI-Modell, C bei VHP-Modell; oc = überkonsolidiert; nc = normalkonsolidiert

5.5.5.5 Berechnungsergebnisse

Im Bild 5.29 sind die Hauptspannungen σ_1 in der Tonschicht nach Auflastaufbringung dargestellt. Grundlage der Berechnungen sind das *Hardening Soil*-Modell, normalkonsolidierter Ton und die Berechnungsschritte bis Ende Phase 3 nach Tabelle 5.10.

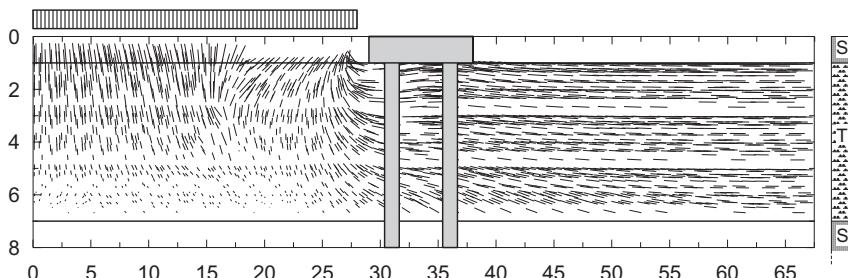


Bild 5.29: Verläufe der Hauptspannungen σ_1 in der Tonschicht nach Auflastaufbringung

Unmittelbar neben der schlaffen Auflast stellt sich eine Verdrehung der Hauptspannungen ein. Entsprechend kommt in den Bereichen der Pfahlanordnungen ein anisotropes Verhalten des weichen Bodens zum Tragen. Dieses kann bei den verwendeten Stoffmodellen näherungsweise nur vom *S-CLAY1*-Modell abgebildet werden (Anhang F).

Bild 5.30 und Bild 5.31 enthalten die Gegenüberstellung von Messwerten zu den numerischen Berechnungsergebnissen (überkonsolidierter Ton).

Hinsichtlich der Pfahl- und Bodenverschiebungen in Bild 5.30 zeigen alle verwendeten Stoffmodelle gute Übereinstimmungen. Die Pfahlverschiebungen beim *S-CLAY1*-Modell sind im Vergleich zum *HS*- und *VHP*-Modell etwas kleiner, zurückzuführen auf die Berücksichtigung der Anisotropie des Bodens. Mit allen untersuchten Stoffmodellen sind die rechnerischen Pfahlverschiebungen nach Beendigung der Konsolidationsanalyse nach 1,9 Jahren wesentlich geringer als die Messwerte, was auf eine geringere Durchlässigkeit des Bodens schließen lässt. Die Zunahme der Bodenverschiebungen während der Konsolidation konnte numerisch mit keinem der drei Stoffmodelle nachgebildet werden, trotz der Berücksichtigung von Kriechvorgängen im Boden beim *VHP*-Modell.

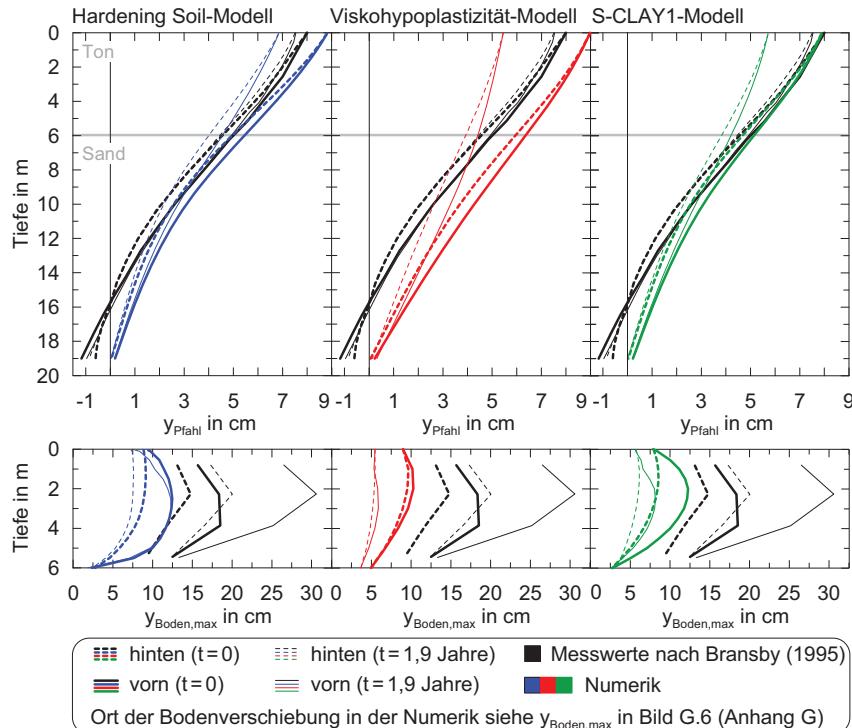


Bild 5.30: Messergebnisse und numerische Ergebnisse mit dem HS-, VHP- und S-CLAY1-Stoffmodell der Verschiebung des Pfahls y_{Pfahl} (oben) und des Bodens $y_{\text{Boden},\text{max}}$ (unten) bei dem überkonsolidierten Ton und der Bodenauflast $q = 200 \text{ kN/m}^2$

Bild 5.31 stellt Messwerte der Biegemomente und des Seitendrucks den numerischen Ergebnissen mit allen verwendeten Stoffmodellen gegenüber. Wie bei den Pfahlverschiebungen sind insgesamt sehr gute Übereinstimmungen festzustellen. Die Einwirkung auf dem Pfahl (Seitendruck) tritt insbesondere in der Tonschicht auf. Erwartungsgemäß erhält analog zu den Modellversuchen mit Pfahllängsreihen in Abschnitt 3.8.2.3 der hintere Pfahl aufgrund der Abschirmwirkung durch den vorn stehenden Pfahl einen geringen Seitendruck. Derselbe Mechanismus lässt zudem den hinteren Pfahl in der Sandschicht eine höhere Bettung finden.

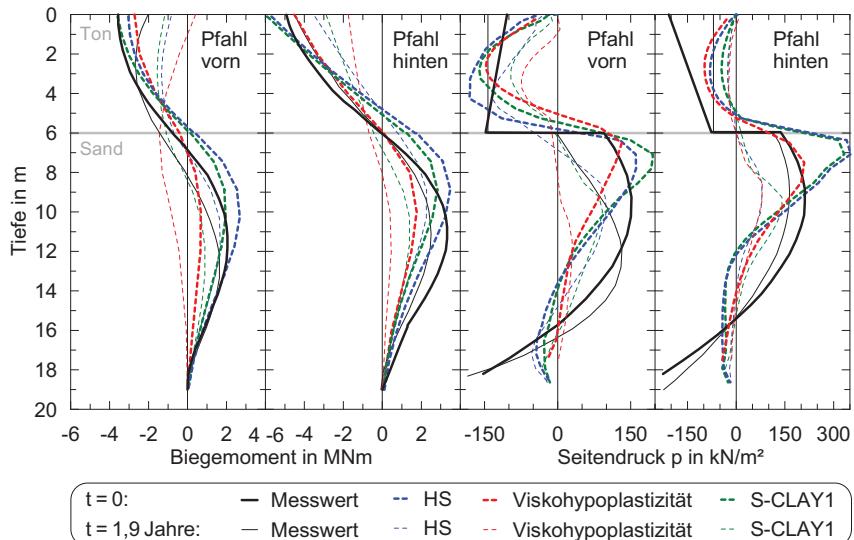


Bild 5.31: Messergebnisse und numerische Ergebnisse mit dem HS-, VHP- und S-CLAY1-Stoffmodell der Biegemomente und des Seitendrucks bei dem überkonsolidierten Ton und der Bodenauflast $q = 200 \text{ kN/m}^2$

5.5.5.6 Darstellung des Pfahl- und Langzeitverhaltens im normalkonsolidierten Ton

Nachfolgend ist das Verhalten der Pfähle im normalkonsolidierten Ton weitergehend untersucht. In Bild 5.32 sind für den vorn stehenden Pfahl die Pfahl-, Boden- und Relativverschiebung sowie der Seitendruck für alle untersuchten Stoffmodelle vergleichend gegenübergestellt. Grundsätzlich lassen sich dabei Folgendes feststellen:

- Die Ergebnisse aller Stoffmodelle direkt nach Auflastaufbringung sind vergleichbar.
- 10 Jahre nach Auflastaufbringung ist bei allen Stoffmodellen ein verringelter Seitendruck auf den Pfahl festzustellen, obwohl die Relativverschiebungen zunehmen. Dies trifft trotz der Berücksichtigung von Kriechvorgängen im Boden und obwohl die Relativverschiebungen verhältnismäßig stark zunehmen auch bei dem VHP-Modell zu, was zunächst nicht näher begründet werden kann.
- Beim HS-Modell haben entgegen den anderen Stoffmodellen die Pfahlverschiebungen 10 Jahre nach Auflastaufbringung leicht abgenommen.

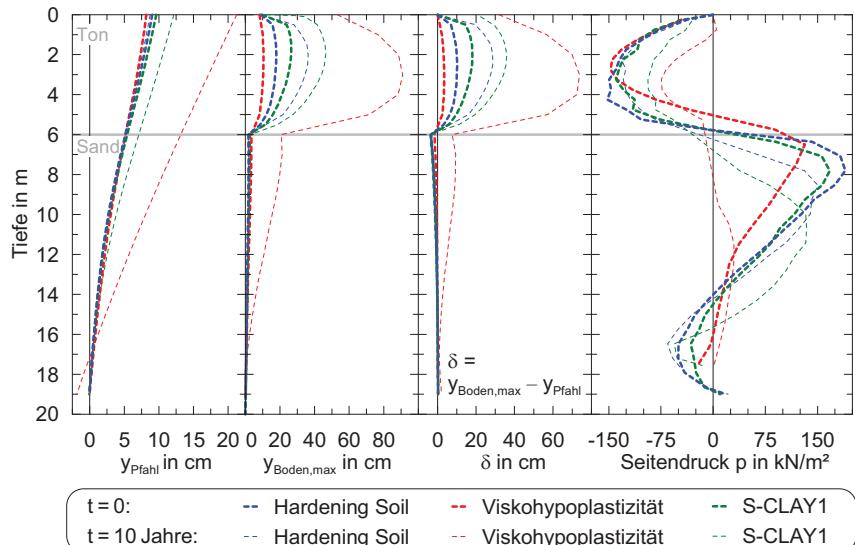


Bild 5.32: Numerische Ergebnisse mit dem HS-, VHP- und S-CLAY1-Stoffmodell der Pfahl-, Boden- und Relativverschiebung und des Seitendrucks bei dem normal-konsolidierten Ton und der Bodenauflast $q = 150 \text{ kN/m}^2$ (vorn stehender Pfahl)

Ergänzend zu Bild 5.32 zeigt Bild 5.33 a den Seitendruck sowie die Biegemomente und Pfahl- und Bodenverschiebungen für beide Pfahlreihen, berechnet mit dem HS-Modell. Analog zu den Ergebnissen des Projekts I liegt ein einwirkender Seitendruck dort vor, wo die Bodenverschiebung größer der Pfahlverschiebung ist (positive Relativverschiebung). In der Sandschicht ist die Pfahlverschiebung kleiner der Bodenverschiebung (negative Relativverschiebung) und der Pfahl findet dort eine Bettung. Die grundsätzliche Verlaufsform der Verschiebungen und Biegemomente und des Seitendrucks hat sich auch 10 Jahre nach Auflastaufbringung nur geringfügig verändert (vgl. auch Bild 5.32).

Grundsätzlich festzustellen ist im Gegensatz zum Projekts I die Verringerung des Seitendrucks trotz zunehmender Relativverschiebungen (Bild 5.32 und Bild 5.33 a und vgl. Versuchsergebnisse in Abschnitt 2.4.8). Zur Erläuterung dieses Verhaltens sind in Bild 5.33 b die Seitendruckanteile im Ton p' und Δu_{res} und in Bild 5.33 c die Verschiebung des Gesamtsystems (Gruppenpfähle und Pfahlkopfplatte) direkt und 10 Jahre nach Auflastaufbringung dargestellt. Dabei sind nach Bild 5.33 b ein sich abbauender Porenwasserüberdruck nach 10 Jahren bei gleichzeitig abnehmendem bzw. nur leicht zunehmendem effektiver Seitendruck p' festzustellen, was bodenmechanisch zunächst nicht plausibel erscheint.

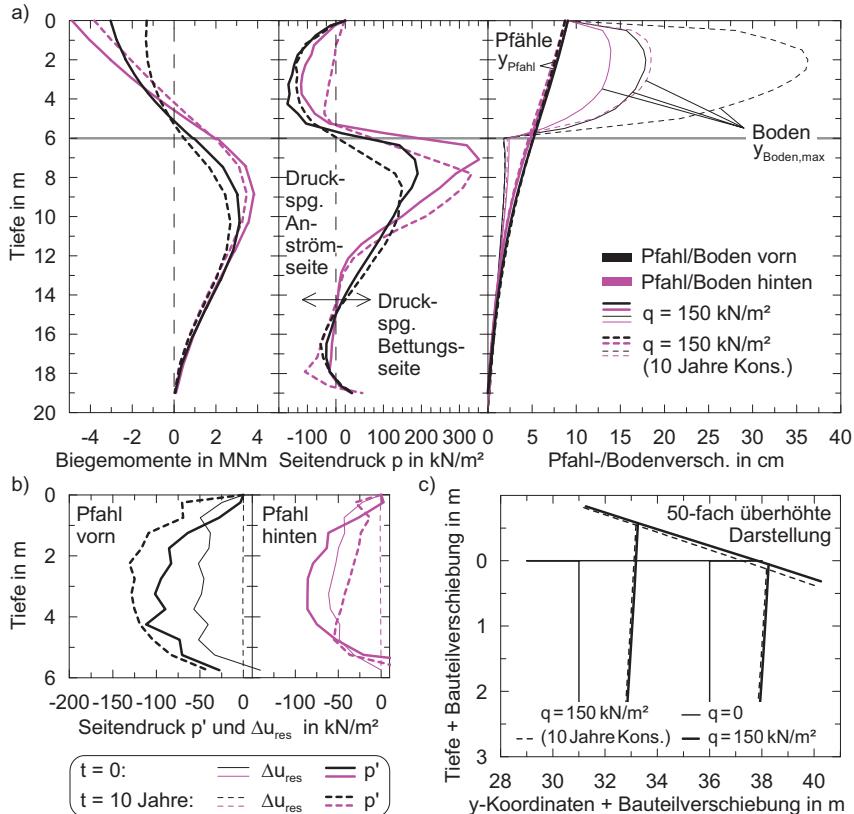


Bild 5.33: Numerische Ergebnisse mit dem HS-Modell bei dem normalkonsolidierten Ton und der Bodenauflast $q = 150 \text{ kN/m}^2$: a) Biegemomente, Seitendruck sowie Pfahl- und Bodenverschiebungen; b) Seitendruckanteile p' und Δu_{res} im Ton (Definitionen siehe Anhang G); c) Verschiebung der Pfähle/Pfahlkopfplatte

Diesem Phänomen liegt eine Wechselwirkung aus gegenseitiger Pfahlbeeinflussung, Verhalten der Kopfplatte und Seitendruckanteilen zugrunde. Erhält der hinten stehende Pfahl einen kleineren Seitendruck aufgrund des größeren Abstandes zur Bodenauflast und Abschirmwirkung durch den vorn stehenden Pfahl, hat er dennoch aufgrund der Zwangsbeanspruchung durch die Pfahlkopfplatte größere Biegemomente (Bild 5.33 a und Bild 5.31). Der Pfahlkopfplatte widerfährt eine Verdrehung durch Bodenhebung im Abstand von etwa 8 m vom Rand der Bodenauflast (Bild 5.29) und sie gibt den größeren Seitendruck des vorn stehenden Pfahls

als Verschiebung an das Gesamtsystem weiter (Bild 5.33 c). Bei der Konsolidation des Bodens nimmt diese Verdrehung der Pfahlkopfplatte ggf. weiter zu.

Bild 5.34 zeigt die Seitendruckanteile p' und Δu im Ton auf der Anström- und Bettungsseite der Pfähle. Dabei ist erwartungsgemäß auf der Anströmseite mit Abbau von Δu eine Zunahme der effektiven Spannung $p'_{E/B}$ festzustellen. Gleichzeitig bildet sich jedoch auf der Bettungsseite eine Spannung p'_{B} aus, die direkt nach Auflastaufbringung nicht vorhanden war und insbesondere beim hinten stehenden Pfahl stark ausgeprägt auftritt.

Zusammenfassend kann unter der Randbedingung einer frei beweglichen Pfahlkopfplatte folgendes festgestellt werden:

- Die hinteren Pfähle erhalten aufgrund der Verdrehung der Pfahlkopfplatte größere Einspannmomente als die vorn stehenden.
- Die Verdrehung der Pfahlkopfplatte und eine stark zunehmende Verschiebung des Gesamtsystems führt dazu, dass hinter den Pfählen auch in der Tonschicht eine Bettung mobilisiert werden kann, die letztlich zu einem abnehmenden Seitendruck führt.

Es ist davon auszugehen, dass diese Verhaltensweisen unter der Randbedingung eines steiferen Gesamtsystems (Gruppenpfähle und Pfahlkopfplatte) nicht oder weniger stark auftreten und ggf. ein zunehmender Seitendruck auf die Pfähle infolge von Bodenkonsolidation und Bodenkriechen auftritt. Weiterführend siehe Kapitel 6.

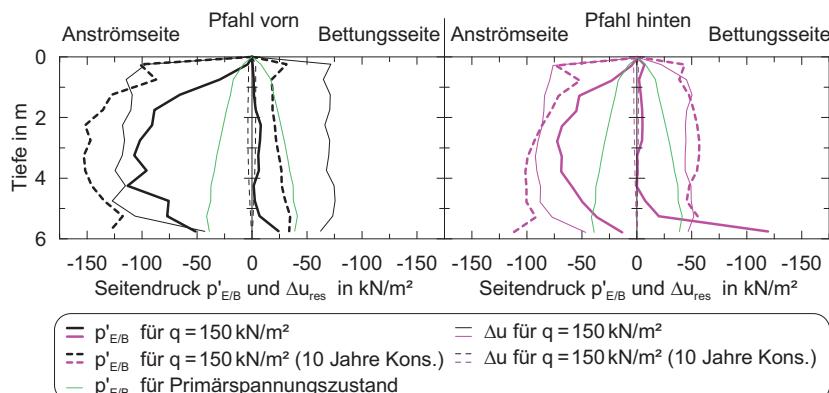


Bild 5.34: Seitendruckanteile p' und Δu im Ton auf der Anström- und Bettungsseite der Pfähle vorn (links) und hinten (rechts) mit dem HS-Modell bei dem normalkonsolidierten Ton und der Bodenauflast $q = 150 \text{ kN/m}^2$

In Bild 5.35 sind die p - δ - und p - q -Kurven berechnet mit dem HS- und S-CLAY1-Modell dargestellt, wobei der Seitendruck p vereinfachend über die Mächtigkeit der Tonschicht gemittelt wurde (vgl. Bild G.7 im Anhang G). Wie im Bild 5.32 gezeigt, liegen für das S-CLAY1-Modell größere Relativverschiebungen im Vergleich zum HS-Modell vor, sodass auch die p - δ -Kurven der beiden Stoffmodelle nicht vergleichbar sind. Hingegen weisen die p - q -Kurven eine gute Übereinstimmung auf. Eine ideale Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich kann ansatzweise ab der Bodenauflast von $q = 210 \text{ kN/m}^2$ beim HS-Modell erkannt werden. Jedoch sind Bodenauflasten in dieser Größenordnung entsprechend der vorliegenden Scherfestigkeit des Bodens i. d. R. nicht zu erwarten, da eine Standsicherheit des „entkleideten“ Systems (ohne Pfahlgründung) nicht gegeben ist. Nach 10 Jahren Konsolidation des Bodens (bei $q = 150 \text{ kN/m}^2$) ist ein rückläufiger Seitendruck auf die Pfähle festzustellen, obwohl noch geringe Zunahmen der Relativverschiebungen δ auftreten, s. o.

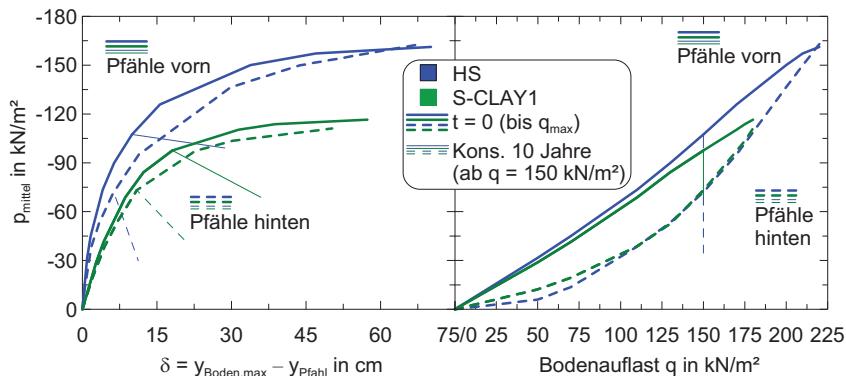


Bild 5.35: p - δ - und p - q -Kurven bei dem normalkonsolidierten Ton mit dem HS- und S-CLAY1-Modell bis zur maximalen (numerisch möglichen) Bodenauflast q_{\max} und 10 Jahre Konsolidation ab $q = 150 \text{ kN/m}^2$

Bild 5.36 zeigt in der Tiefe 4,0 m die Spannungen am Pfahlschaft für die Pfähle vorn, mitte und hinten, mitte, ausgewertet an den Spannungspunkten des Interfaces am zwölfeckigen Pfahlschaft. Zu Definitionen siehe Anhang G. Die grundsätzliche Spannungsverteilung ist zum Einzelpfahl (Bild 5.23) und der aus den Modellversuchen abgeleiteten Verteilung (Bild 3.15) vergleichbar. Deutlicher zeigt sich jedoch im Vergleich zu Bild 5.23 eine Ausbildung des Porenwasserüberdrucks vor den Pfählen infolge Bodenanströmung und in Analogie zu dem Ablösen des Bodens hinter den Pfählen bei den Modellversuchen ein Rückgang der effektiven Spannungen hinter dem Pfahl (vgl. Bild 5.34). Die Schubspannungen am Pfahlschaft treten im Gegensatz zu den Modellversuchen bereichsweise auch hinter dem Pfahl auf.

Eine erhöhte Spannung seitlich der Pfähle, wie in den Modellversuchen festgestellt (Abschnitt 3.8.2.2), die auf eine Verdichtung des Bodens zwischen Pfählen in Pfahlquerreihen zurückzuführen ist, kann ansatzweise erkannt werden.

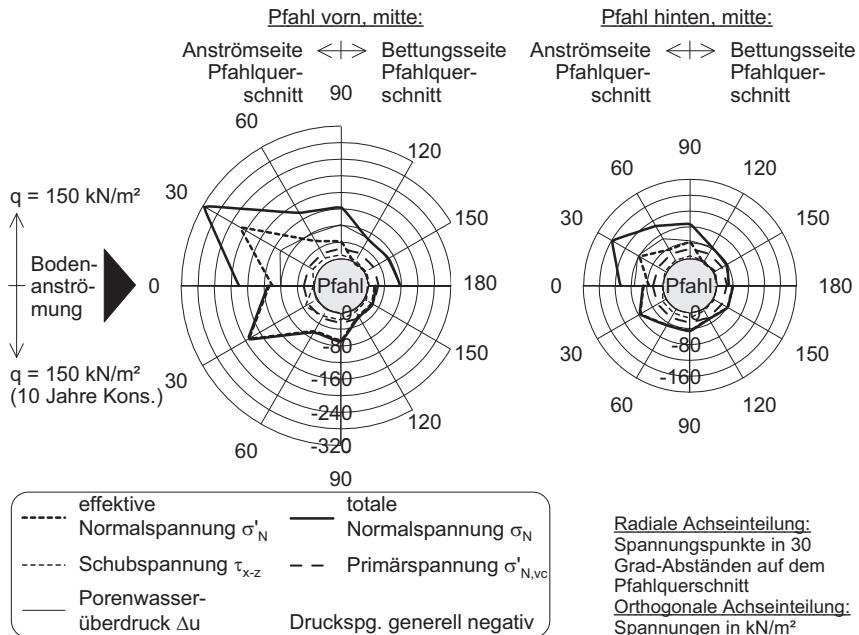


Bild 5.36: Spannungen auf die Pfahlquerschnitte in der Draufsicht der Pfähle vorn, mitte und hinten, mitte in der Tiefe 4,0 m mit dem HS-Modell: unmittelbar nach Auflastaufbringung (oben); nach 10 Jahren Konsolidation (unten)

5.6 Vergleich des numerisch abgeleiteten Seitendrucks mit Berechnungsansätzen aus der Literatur

Im Folgenden ist der in Abschnitt 5.4 und Abschnitt 5.5 abgeleitete Seitendruck auf die Pfähle in den bindigen Bodenschichten ausgewählten Berechnungsansätzen aus der Literatur (Tabelle 2.7) und dem Ansatz nach EA-Pfähle (2012) (Abschnitt 2.3) in Tabelle 5.11 gegenübergestellt. Wie i. d. R. von den Berechnungskonzepten vorgesehen, ist der abgeleitete Seiten- druck als Mittelwerte über die bindige Bodenschicht berücksichtigt. Bei beiden Projekten wurde der resultierende Erddruck nach EA-Pfähle (2012) nicht maßgebend.

Neben der eingeschränkten Gebräuchlichkeit der Berechnungsansätze zur Ermittlung einer Verteilung des Seitendrucks über die bindigen Bodenschicht und der eingeschränkten Anwendbarkeit auf Pfahlgruppen (vgl. Kapitel 2), sind erwartungsgemäß große Streubreiten der berechneten Seitendrücke festzustellen. Die besten Näherungen liegen im unteren Bereich der üblichen Berechnungsansätze aus der Literatur vor mit *Schenk/Smoltczyk (1966)* ($p = 2,6 \cdot c_u$) und *Gudehus/Leinenkugel (1978)* ($p = 4,5 \cdot c_u$). Dies kann u. a. darauf zurückgeführt werden, dass eine Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahmehbereich, wie von den Ansätzen vorausgesetzt, bei Projekt I nicht auftrat (Bild 5.22 b, c) und bei Projekt II ein stark überkonsolidierter Boden vorlag.

Tabelle 5.11: Gegenüberstellung des abgeleiteten Seitendrucks in Abschnitt 5.4 und Abschnitt 5.5 mit ausgewählten Berechnungsansätzen und EA-Pfähle (2012)

	Projekt I Einzelpfahl	Projekt II Pfahl vorn	Projekt II Pfahl hinten
Bodenauflast q in kN/m ²	90	200	
Mächtigkeit der Tonschicht h_w in m	17	6	
Pfahldurchmesser d_s in m	0,41	1,27	
Mittlere undr. Kohäsion $c_{u,mittel}$ in kN/m ²	13,5	37,5	
Messwert Seitendruck p_{mittel} in kN/m ²	–	125,5	142,2
Numerischer Seitendruck p_{mittel} in kN/m ²	14,2 (gesamte Schicht) 61,1 (nur einwirkende Boden tiefe ≈ 5 m)	126,0 (HS) 99,4 (S-CLAYI) 78,1 (VHP)	46,8 (HS) 21,4 (S-CLAYI) 56,8 (VHP)
Resultierende Erddruckkraft P_e in kN nach EA-Pfähle (2012)	1071,0	2500,0 ($b_{maßg.} = 3,33$ m)	
Resultierende Fließdruckkraft P_f in kN nach EA-Pfähle (2012)	658,7	2400,3 ($\eta_a = 1,2$ für $d_s/a_Q = 0,19$)	
Seitendruck p in kN/m ² nach:			
<i>EA-Pfähle (2012)</i>	94,5	315	
<i>Brinch Hansen/Lundgren (1960)</i>	86	240	
<i>Schenk/Smoltczyk (1966)</i>	35	98	
<i>Wenz (1972)</i>	154	428	
<i>Gudehus/Leinenkugel (1978)</i>	61	169	
<i>Randolph/Housby (1984)</i> (glatt bis rau)	123 bis 161	343 bis 448	

Anmerkung: ¹⁾ Mittelwert aus den Ergebnissen der Stoffmodelle HS, S-CLAYI und VHP

5.7 Ableitung eines vereinfachten Pfahlgruppen- und Einzelpfahlmodells

5.7.1 Allgemeines

Auf Grundlage der numerischen Untersuchung des Zentrifugen-Modellversuches von *Bransby (1995)* in Abschnitt 5.5 wurde in diesem Abschnitt mit dem Programm *Plaxis 3D Foundation* ein vereinfachtes, repräsentatives Pfahlgruppenmodell sowie ein Einzelpfahlmodell für weiterführende numerische Parameterstudien in Kapitel 6 abgeleitet. Dabei sollte das Modell und dessen Randbedingungen so einfach sein, dass der Einfluss der maßgeblich zu untersuchenden Parameter (Tabelle 6.4, Tabelle 6.6 und Tabelle 6.7) auf den Seitendruck transparent wird und diese Einflüsse nicht durch andere Effekte, z. B. Verschiebung der Pfahlkopfplatte und deren Reaktion auf den Baugrund, überlagert werden („Ingenieurmodell“).

Vereinfachend liegt den folgenden Ergebnisdarstellungen der mittlere Seitendruck p_{mittel} über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht zugrunde. Zur Ableitung der Ergebnisdarstellungen und Definitionen siehe Anhang G.

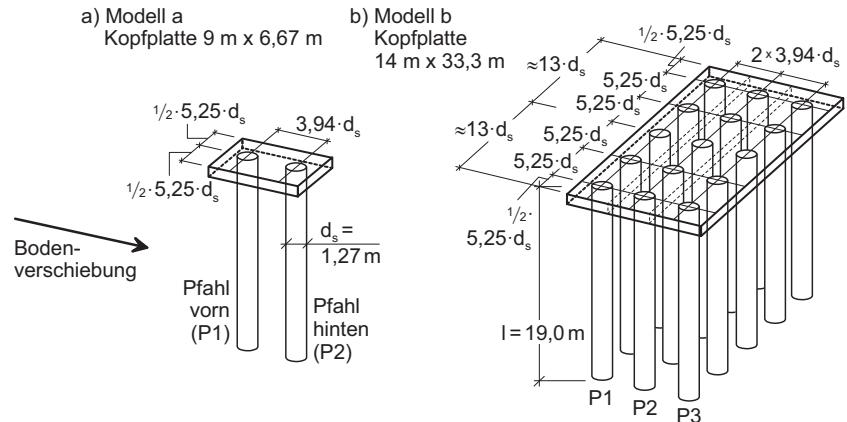
5.7.2 Lagerrandbedingungen der Pfahlgründung

5.7.2.1 Numerische Modelle

Das numerische Modell nach Abschnitt 5.5 (Bild 5.27 und Bild 5.37 a) wurde unter Beibehaltung der geometrischen Randbedingungen ($d_s = 1,27 \text{ m}$, Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht $h_w = 6 \text{ m}$, 1 m Sandauffüllung), des Stoffmodells *Hardening Soil* und der angewendeten Bodenkenngrößen erweitert, sodass die Untersuchung varierter Pfahlabstände quer zur Bodenverschiebung ($a_Q = 5,25 \cdot d_s$ und $a_Q \approx 26 \cdot d_s$) sowie varierter Anzahl von Pfählen in Längsrichtung zur Bodenverschiebung ($a_L = 3,94 \cdot d_s$) (Bild 5.37 b), je nach Aktivierung der Pfähle und der Pfahlkopfplatte in der jeweiligen numerischen Berechnung, möglich war. So mit konnten Einflüsse des Netzes bei den Ergebnisvergleichen ausgeschlossen werden. Die Auswertung des Pfahlseitendrucks musste stellvertretend für alle Pfähle je Pfahlquerreihe jeweils nur am Pfahl mittig der Pfahlkopfplatte bzw. des Modells erfolgen.

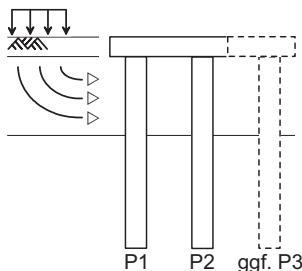
Je nach Lagerrandbedingung der Pfahlkopfplatte konnten mit dem Modell b nach Bild 5.37 b zwei unterschiedliche Systeme untersucht werden. Zum einen ein „weiches“ System mit frei beweglicher, lediglich im Boden gebetteter und an den Pfählen angeschlossener Kopfplatte, wie es den Zentrifugen-Modellversuchen von *Bransby (1995)* nach Abschnitt 5.5 zugrunde

lag (Bild 5.37 c). Zum anderen ein „steifes“ System mit unverschieblich gelagerter und an den Pfählen angeschlossener Pfahlkopfplatte, wie es i. d. R. näherungsweise in situ aufgrund der aufgehenden Konstruktion (bspw. Gebäude, Krananlagen, Brückenwiderlager) vorzufinden ist (Bild 5.37 d). Die untere Lagerung der Pfähle resultiert aus der Einbindung in den tragfähigen Boden.



Lagerbedingungen für die aus Modell b abgeleiteten numerischen Modelle:

c) "weiches" System



d) "steifes" System

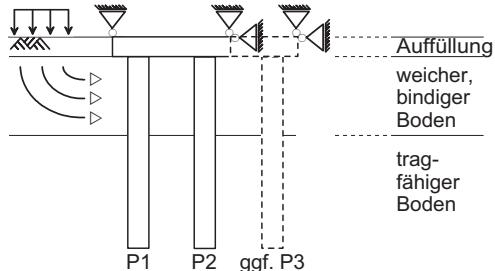


Bild 5.37: Numerische Modelle: a) Modell nach Abschnitt 5.5; b) erweitertes Modell mit unterschiedlichen Pfahlquerabständen a_Q und Pfahllängsabständen a_L ; c), d) aus Modell b abgeleitete Modelle je nach statischer Lagerrandbedingung der Pfahlkopfplatte mit zwei oder drei Pfählen in Pfahllängsrichtung

5.7.2.2 Systemabhängigkeit von der Lagerung der Pfahlkopfplatte

Bild 5.38 zeigt die Gegenüberstellung der p - δ - und p - q -Kurven sowie die Relativverschiebung infolge der Bodenauflast (δ - q -Kurven) für die numerischen Modelle nach Bild 5.37 a, c, d mit jeweils 2 Pfählen in Längsrichtung ($a_L = 3,94 \cdot d_s$), wobei diese Modelle jeweils mit den Pfahlquerabständen $a_Q = 5,25 \cdot d_s$ und $a_Q \approx 26 \cdot d_s$ (d. h. mit bzw. ohne Pfahlgruppenwirkung in Pfahlquerrichtung) und als „weiches“ und „steifes“ System untersucht wurden.

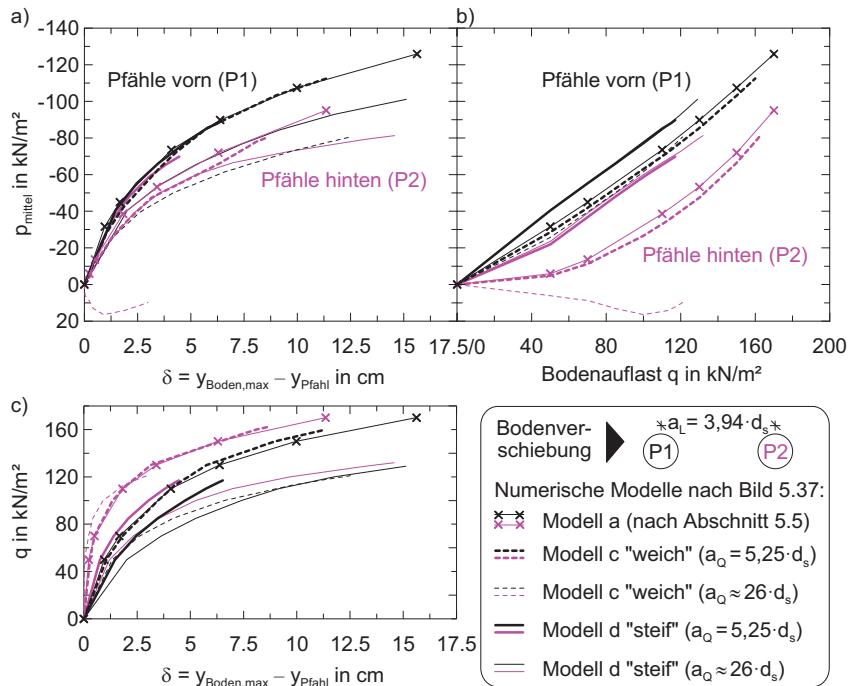


Bild 5.38: Gegenüberstellung von Ergebnissen der numerischen Modelle nach Bild 5.37 für die Pfahlquerabstände $a_Q = 5,25 \cdot d_s$ und $a_Q \approx 26 \cdot d_s$: a) Mittlerer Seitendruck im bindigen Boden p_{mittel} über die max. Relativverschiebung δ (p - δ -Kurven); b) δ infolge q über Bodenauflast q (p - q -Kurven); c) δ infolge q

Erwartungsgemäß weist das Modell nach Abschnitt 5.5 (Bild 5.37 a) und das darauf aufbauend erweiterte „weiche“ System nach Bild 5.37 c nahezu identische Ergebnisse auf. Bei Gegenüberstellung des „weichen“ und „steifen“ Systems (Modelle nach Bild 5.37 c bzw. Bild

5.37 d) ist in den p - q -Kurven beim „steifen“ System stets ein größerer Seitendruck feststellbar (Bild 5.38 b), was auf die größere Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden zurückzuführen ist (Bild 5.38 c). So kann sich das „weiche“ System durch Horizontalverschiebung der Pfahlgründung den horizontalen Bodenverschiebungen entziehen, sodass kleinere und ggf. kaum noch Relativverschiebungen auftreten.

Der Vergleich bei unterschiedlichen Pfahlquerabständen lässt in der Darstellung der p - δ -Kurven in Bild 5.38 a ein Gruppenverhalten erkennen, das jedoch vorwiegend auf die betrachtete Lage der Bodenverschiebung zurückzuführen ist. Während bei den Pfahlgruppen die Verschiebung zwischen den Pfählen ausgewertet wurde, ist diese bei Einzelpfählen am Pfahlrand ermittelt (vgl. Bild G.6 im Anhang G), wo vom Pfahl weitgehend unbeeinflusste und entsprechend größere Verschiebungen auftreten (Bild 5.38 c). Somit eignen sich p - δ -Kurven zur Beurteilung des Pfahlgruppenverhaltens nur bedingt. Vorzuziehen ist die Darstellung in p - q -Kurven (Bild 5.38 b), die jedoch insbesondere beim „steifen“ System kaum ein Gruppenverhalten zeigen. Weitergehende Untersuchungen zum Pfahlgruppenverhalten finden sich im Abschnitt 6.6.

5.7.2.3 Systemabhängigkeit von der Bettung der Pfähle im tragfähigen Boden

Es muss ggf. davon ausgegangen werden, dass die Bettung der Pfähle im tragfähigen Boden in Abhängigkeit der Lagerungsdichte des Sandes und damit veränderter Größe der Überschneidungszonen (Bild 5.39) das Pfahlgruppenverhalten beeinflusst. Demzufolge wurde die tragfähige Bodenschicht als Bettung der Pfähle beim „steifen“ System nach Bild 5.37 d mit 2 Pfählen in Längsrichtung ($a_L = 3,94 \cdot d_s$) und variiertem Pfahlquerabstand zusätzlich mit erhöhter Steifigkeit und Scherfestigkeit und weiterhin mit dem *Mohr Coulomb-(MC-)* anstatt mit dem *Hardening Soil-(HS-)* Modell untersucht (Bild 5.40).

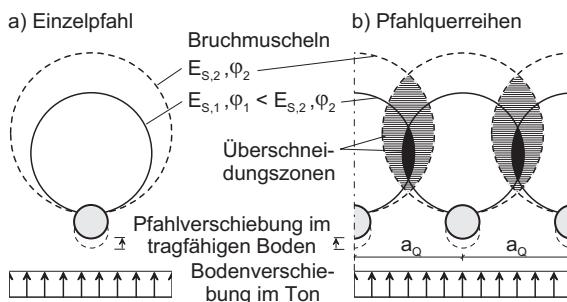


Bild 5.39:
Bruchmuscheln im tragfähigen Boden nach
Weißenbach et al.
(2003): a) Einzelpfähle;
b) Pfahlquerreihen

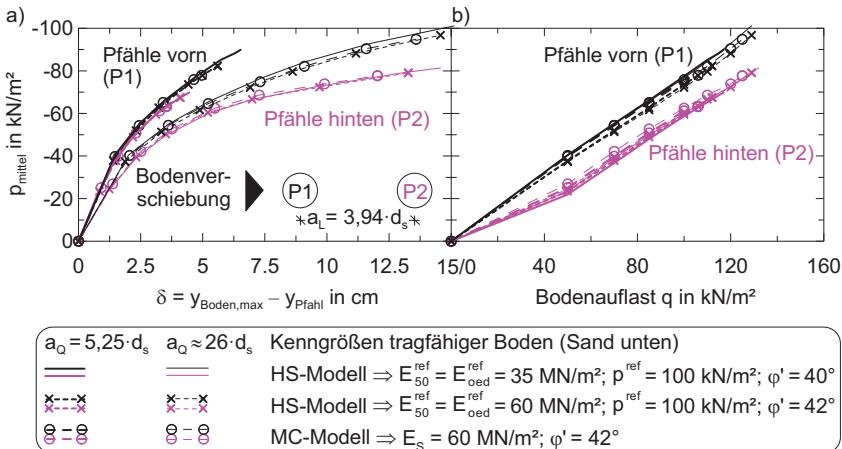


Bild 5.40: Einfluss der Bodenkenngrößen und des Stoffmodells der tragfähigen Bodenschicht beim „steifen“ System nach Bild 5.37 d auf p_{mittel} für die Pfahlquerabstände $a_Q = 5,25 \cdot d_s$ und $a_Q \approx 26 \cdot d_s$: a) $p - \delta$ -Kurven; b) $p - q$ -Kurven

Dabei ist weder in den $p - \delta$ -Kurven (Bild 5.40 a) noch in den $p - q$ -Kurven (Bild 5.40 b) eine signifikante Beeinflussung des Seitendrucks infolge der Änderung der Bodenkenngrößen oder des Stoffmodells des tragfähigen Bodens festzustellen. Dies gilt für beide untersuchte Pfahlquerabstände gleichermaßen. Entsprechend ist für die folgenden Untersuchungen die Modellierung der tragfähigen Bodenschicht mit repräsentativen Bodenkenngrößen und dem einfacheren Stoffmodell nach *Mohr Coulomb* ausreichend.

5.7.3 Vereinfachtes numerisches Modell und Systemabhängigkeiten

5.7.3.1 Systemrandbedingungen des vereinfachten Pfahlgruppen- und Einzelpfahlmodells

Auf der Grundlage des „steifen“ Systems nach Bild 5.37 d wurde ein vereinfachtes numerisches Pfahlgruppen- sowie ein Einzelpfahlmodell abgeleitet (Bild 5.41). Anstatt einer räumlich begrenzten Pfahlkopfplatte liegt oberhalb der Pfahlköpfe eine linear elastisch modellierte Schicht ($E = 60 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0,3$) in der Mächtigkeit der Auffüllung vor, die im Bereich des vorn stehenden Pfahls (P1) beginnt und bis zu den Modellrändern weitergeführt ist. Damit repräsentiert die linear elastische Schicht die Pfahlkopfplatte, die aufgrund einer aufgehenden Konstruktion näherungsweise unverschieblich gelagert ist. Entsprechend ist die linear elastische Schicht vertikal gehalten, was die Ausbildung eines grundbruchförmigen Bruch- und

Vorbruchzustandes analog zur Wirkung einer Pfahlkopfplatte verhindert. Die Systemabhängigkeiten auf den Pfahlseitendruck bei Modellierung der linear elastischen Schicht anstatt einer Pfahlkopfplatte sind im Abschnitt 5.7.3.2 untersucht. Die Lagerung der Pfähle erfolgte wie beim „steifen“ System nach Bild 5.37 d.

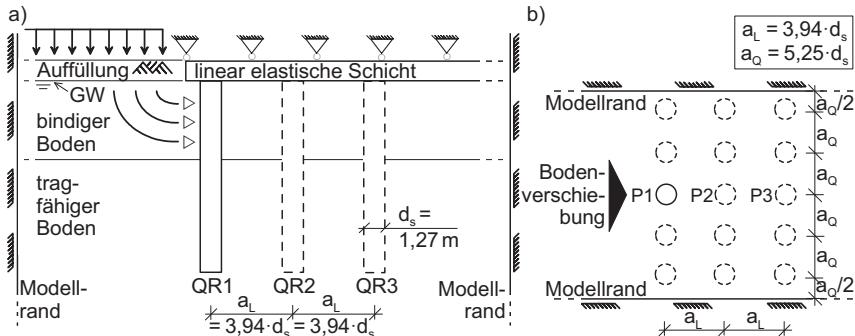


Bild 5.41: Geometrischer Aufbau des vereinfachten Einzelpfahlmodells (nur P1) und Pfahlgruppenmodells (Pfahlquerreihen QR1 & QR2 oder QR1 bis QR3) abgeleitet aus dem Modell nach Bild 5.37 d: a) Ansicht; b) Pfahlanordnung in der Draufsicht

5.7.3.2 Systemabhängigkeit des Pfahlgruppenverhaltens

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse des vereinfachten Pfahlgruppenmodells nach Bild 5.41 und des „steifen“ Systems nach Bild 5.37 d für varierte Pfahlquerabstände und variiert Anzahl an Pfählen in Längsrichtung zeigt Bild 5.42. Zudem sind die Ergebnisse dem Einzelpfahlmodell (nur P1 nach Bild 5.41) gegenübergestellt. Die somit untersuchten Systeme mit Pfahlkopfplatte und mit der vereinfacht angenommenen großflächigen, linear elastischen Schicht zeigt im Einzelnen Bild 5.42 a.

Beim Pfahlgruppenverhalten lassen sich für alle untersuchten Pfahlquerabstände in den $p - \delta$ -Kurven (Bild 5.42 b) unabhängig vom untersuchten System (Pfahlkopfplatte oder linear elastischen Schicht) gute Übereinstimmungen feststellen. In den $p - q$ -Kurven dagegen (Bild 5.42 c) liegt der Seitendruck des vereinfachten Modells stets etwas unterhalb dem der Modelle mit Pfahlkopfplatte, was auf geringere Bodenverschiebungen infolge der linear elastischen Schicht zurückzuführen ist. Der Boden verhält sich aufgrund dieser etwas steifer als beim Vorhandensein einer räumlich begrenzten Pfahlkopfplatte, hinter der stets eine leichte Aufwölbung des Bodens erkennbar ist.

Die Gegenüberstellung des Seitendrucks der vorn stehenden Pfähle (P1) der Pfahlgruppen mit dem Seitendruck des Einzelpfahlmodells zeigt wie in den Modellversuchen (Abschnitt 3.8.2) eine geringe Beeinflussung von P1 durch die hinten stehenden Pfähle. Grundsätzlich bildet jedoch das Einzelpfahlmodell den vorn stehenden Pfahl einer Pfahlgruppe hinsichtlich der Einwirkungen aus Seitendruck im hinreichenden Maße ab. Zu weiteren Untersuchungen und Schlussfolgerungen zum Pfahlgruppenverhalten siehe Abschnitt 6.6.

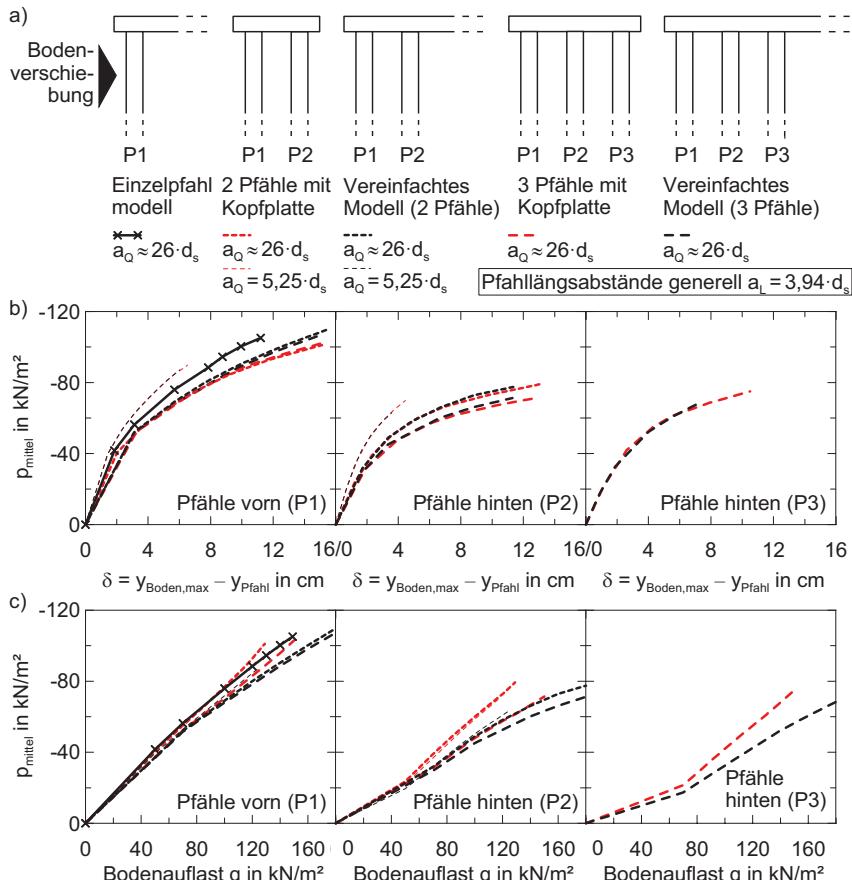


Bild 5.42: Gegenüberstellung von Ergebnissen des vereinfachten Modells nach Bild 5.41 und des „steifen“ Systems (mit Pfahlkopfplatte) nach Bild 5.37 d: a) untersuchte Pfahlanordnungen mit Legende; b) $p - \delta$ -Kurven; c) $p - q$ -Kurven

5.7.3.3 Systemabhängigkeit von der Auffüllung und der Pfahlsteifigkeit

In Bild 5.43 ist der mittlere Seitendruck beim Einzelpfahlmodell bei Halbierung der Pfahlsteifigkeit sowie Erhöhung der Steifigkeit und Scherfestigkeit der Auffüllung bei Verwendung des *MC*- anstatt des *HS*-Stoffmodells gegenübergestellt. Damit repräsentiert die Variation der Kenngrößen der Auffüllung eine Änderung der Lagerungsdichte derselben.

Eine Beeinflussung des Seitendrucks ist jedoch gleichermaßen in den p - δ -Kurven (Bild 5.43 a) und p - q -Kurven (Bild 5.43 b) weder bei Änderung der Pfahlsteifigkeit noch bei den Änderungen der Auffüllung festzustellen. So beeinflusst die Pfahlsteifigkeit aufgrund der Lagerung des Pfahls dessen Biegelinie und damit die Relativverschiebung δ kaum. Die Kenngrößen der Auffüllung wirken sich zwar auf deren Setzungsbeiträge aus, jedoch bleiben die Verformungen in der bindigen Bodenschicht davon weitgehend unberührt. Somit kann für die folgenden Untersuchungen die Festlegung einer üblichen Pfahlsteifigkeit und der Auffüllung mit einer Mächtigkeit von 1,0 m mit repräsentativen Bodenkenngrößen und dem *Mohr Coulomb*-Modell erfolgen, ohne dass damit das Systemverhalten maßgebend beeinflusst wird.

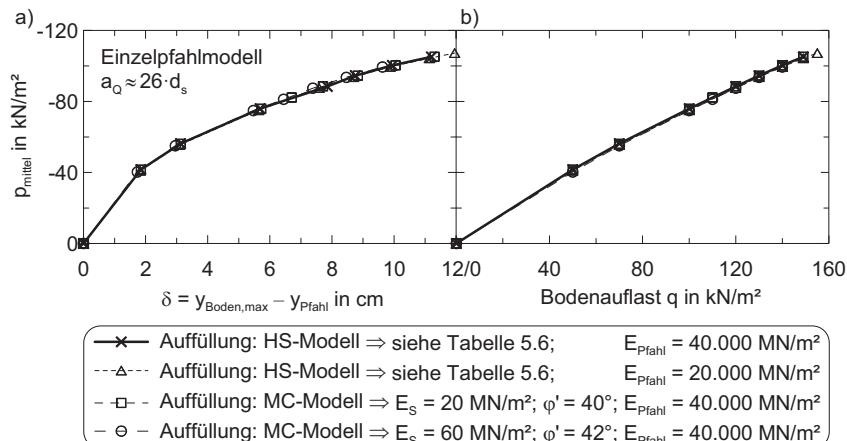


Bild 5.43: Einfluss der Pfahlsteifigkeit E_{Pfahl} sowie der Modellierung der Auffüllung beim Einzelpfahlmodell nach Bild 5.41: a) p - δ -Kurven; b) p - q -Kurven

5.7.3.4 Systemabhängigkeit von der Modellierung der Bodenauflast

Untersuchungsergebnisse zum Einfluss der Steifigkeit der Bodenauflast und des Abstandes der Bodenauflast vom Einzelpfahl bzw. von der vorn stehenden Pfahlquerreihe in einer Gruppe auf den mittleren Seitendruck beim Einzelpfahlmodell nach Bild 5.41 zeigen Bild 5.44 und Bild 5.45.

Erwartungsgemäß lässt sich eine nahezu gleichmäßige Setzung bei einer starren Bodenauflast erkennen (Bild 5.44 b), wohingegen eine schlaffe Bodenauflast eine Setzungsmulde in Pfahlnähe erzeugt, wo sich der Boden seitlich der Last entziehen kann (Bild 5.44 a). Demzufolge tritt bei einer schlaffen Bodenauflast auch eine größere Boden- und somit Relativverschiebung in der bindigen Bodenschicht im Bereich des Pfahls auf (Bild 5.44 c), was zu einem größeren mittleren Seitendruck auf den Pfahl führt (Bild 5.45 b).

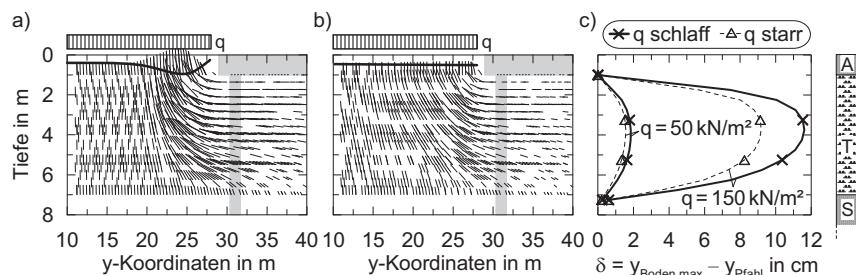


Bild 5.44: Einfluss der Steifigkeit der Bodenauflast beim Einzelpfahlmodell nach Bild 5.41 bei variierter Bodenauflast: a) Bodenverschiebungen in der bindigen Bodenschicht infolge schlaffer Bodenauflast und b) infolge starrer Bodenauflast (Setzungen der Bodenauflast 10-fach überhöht dargestellt); c) Relativverschiebungen

Ein geringfügig erhöhter mittlerer Seitendruck ist erwartungsgemäß auch bei zunehmend kleinerem Abstand zwischen Bodenauflast und Pfahl infolge größerer Relativverschiebungen zwischen Boden und Pfahl δ festzustellen (Bild 5.45 b). Dagegen liegen die p - δ -Kurven mit Änderung dieses Abstandes und auch bei Änderung der Steifigkeit der Bodenauflast nahezu unbeeinflusst vor (Bild 5.45 a).

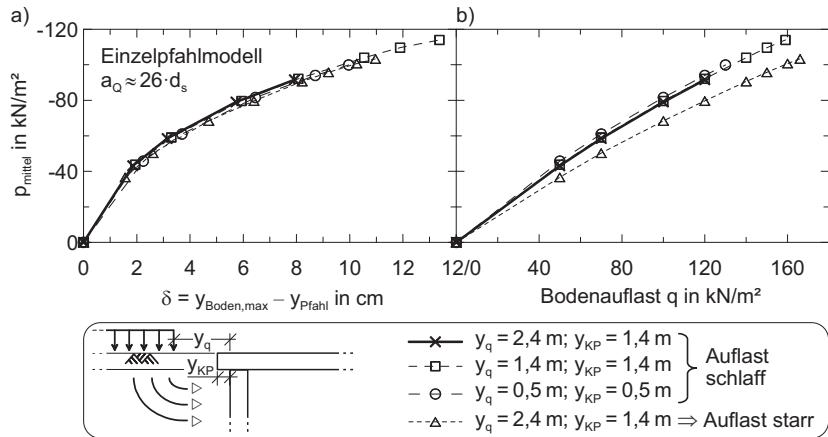


Bild 5.45: Einfluss des Abstandes der Bodenauflast vom Pfahl beim Einzelpfahlmodell nach Bild 5.41: a) p - δ -Kurven; b) p - q -Kurven

5.7.4 Systemrandbedingungen des vereinfachten numerischen Pfahlgruppenmodells und Einzelpfahlmodells für die folgenden Untersuchungen

Entsprechend der Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen in Abschnitt 5.7.2 und Abschnitt 5.7.3 sind im Folgenden die Randbedingungen des numerischen Modells für die numerischen Parameterstudien in dem folgenden Kapiteln 6 zusammengefasst.

Den geometrischen Aufbau des Modells zeigt Bild 5.46. Zur Lagerung der Pfähle und der Anordnung der linear elastischen Schicht vlg. die Erläuterung zu Bild 5.41 in Abschnitt 5.7.3. Die lineare Schicht wird anstatt der Modellierung einer Pfahlkopfplatte mit wechselnden Abmessungen in Abhängigkeit der Pfahlanzahl und des Pfahlabstandes gewählt, sodass ein Bezug des Gruppenpfahls auf den Einzelpfahl ohne Beeinflussung durch Systemveränderungen ermöglicht ist. Die daraus resultierende geringfügige Verminderung des Pfahlseitendrucks der hinteren Pfähle wird vor dem Hintergrund der Systemabhängigkeit vom gewählten Stoffmodell (bspw. Vernachlässigung des anisotropen Verhaltens des Bodens) und den verfahrensbedingten Sicherheiten bei Ableitung eines Näherungsansatzes zur Seitendruckberechnung in Abschnitt 7.4 als gering eingeschätzt.

Je nach Anordnung der Pfähle im Modell ist die Untersuchung eines Einzelpfahls oder einer Pfahlgruppe möglich. Die Pfahlform und -abmessung ist bei den jeweiligen Untersuchungen

in den folgenden Abschnitten definiert, ebenso die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht und die Lage der Modellränder, was ggf. die Nutzung von Symmetrien zulässt. Grundwasser steht an der Oberkante des bindigen Bodens an. Die Einbindung der Pfähle in den tragfähigen Boden ist mit generell mindestens 10 m festgelegt, die Mächtigkeit der Auffüllung und der linear elastischen Schicht mit 1 m. Die Bodenauflast wird auf der sicheren Seite liegend und wie unter realistischen Randbedingungen vorhanden, z. B. als Aufschüttung, schlaff modelliert mit dem kleinsten Abstand von 1 m zum Pfahlmantel des vorn stehenden Pfahls bzw. der vorn stehenden Pfahlquerreihe. Weiterhin ist auf der sicheren Seite liegend die Bodenauflast mit einem Ausmaß von $b = 20$ m bis zum linken Modellrand geführt. Bei der Untersuchung von Entfernungseinflüssen liegen größere Abstände vor. Unterhalb der Bodenauflast befindet sich die Auffüllung. Die linear elastische Schicht beginnt in Abgrenzung zur Auffüllung 1 m vor dem Pfahlmantel des vorn stehenden Pfahls bzw. der vorn stehenden Pfahlquerreihe. Dieser Abstand von 1 m wird gewählt, um eine stabile numerische Simulation zu gewährleisten. Insbesondere beim Vorhandensein von runden Pfählen kann die Anordnung der Dreieckselemente bei zu geringem Abstand zur nächsten Strukturlinie (zur Fläche der Auflast) zu numerischen Problemen führen.

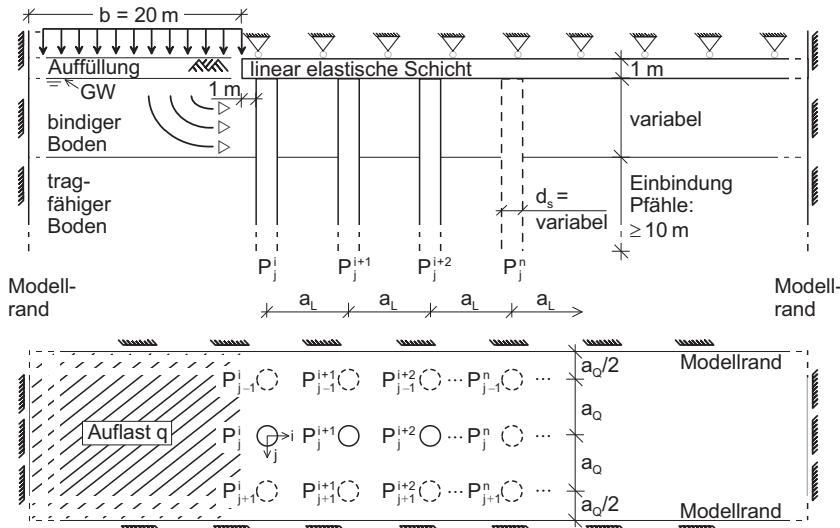


Bild 5.46: Geometrischer Aufbau des Einzelpfahlmodells (Anordnung nur P_j^i) und des vereinfachten numerischen Pfahlgruppenmodells (Anordnung der Pfähle beliebig) in der Ansicht (oben) und Draufsicht (unten)

Als Stoffmodell wird für die Auffüllung und den tragfähigen Boden das *Mohr-Coulomb-(MC-)Modell* verwendet, das gegenüber dem höherwertigen *Hardening Soil*-Modell vergleichbare Ergebnisse liefert. Zudem haben die Bodenkenngroßen der Auffüllung und des tragfähigen Bodens im Bereich realistischer Werte keinen beachtenswerten Einfluss auf den Seitendruck auf die Pfähle in der bindigen Bodenschicht (Bild 5.40 und Bild 5.43). Tabelle 5.12 und Tabelle 5.13 stellen die Bodenkenngroßen dieser Schichten bzw. die Kenngrößen der linear elastischen Schicht und der Pfähle zusammen.

Die Bodenkenngroßen der bindigen Bodenschicht sowie die dafür angewendeten Stoffmodelle sind bei den jeweiligen numerischen Parameterstudien im Kapitel 6 festgelegt.

Tabelle 5.12: Bodenkenngroßen für das MC-Modell

Bodenschicht	γ / γ_r	k_h	k_v	e_0	E_s	OCR	ν	φ'	c'	ψ
	kN/m ³	m/d	m/d	—	MN/m ²	—	—	°	kN/m ²	°
Auffüllung	18/20	8,64	8,64	0,5	40,0	1,0	0,30	40	0,1	10
tragfähiger Boden	18/20	8,64	8,64	0,5	60,0	1,0	0,30	40	0,1	10

Anmerkungen: ψ nach Schanz (2006) mit $\varphi' - 30^\circ$;

$K_{0,nc} = 1 - \sin \varphi'$ näherungsweise nach Jaky (1944)

Tabelle 5.13: Berechnungskenngrößen für die konstruktiven Elemente (*linear elastisch*)

Struktur-/Kontinuumselement		Abmessung		γ	E	ν	R_{inter}
Bauteil	Modellierung	m	kN/m ³	MN/m ²	—	—	—
Pfähle	Massive circular pile	variiert	24	30.000	0,3	variiert	—
linear elastische Schicht	Kontinuumselemente	$d = 1,0$	18	60.000	0,3	1,0	—

5.8 Zusammenfassende Bewertung

- Die Messwerte der Modellversuche und von zwei Projekten unter in situ-Spannungszuständen konnten numerisch mit den in Kapitel 4 ausgewählten Stoffmodellen *Hardening Soil*, *S-CLAY1* und *Viskohypoplastizität* nach *Niemunis* mit den FE-Programmsystemen *Plaxis 3D Foundation* und *Tochnog* gleichermaßen mit guter Übereinstimmung berechnet werden.
- Die Berechnung des Pfahlseitendrucks erfolgte bis zum Erreichen des Bruchzustandes im Boden (Projekt I), oder bei dessen Verhinderung aufgrund einer Pfahlkopfplatte (Projekt II) und bei den Modellversuchen bis zum Bruchzustand des Bodens im Pfahlnahbereich. Demnach konnte eine Anwendbarkeit der FE-Methode für die Seitendruckproblematik unter der Randbedingung einer Aufschüttung/Bodenauflast neben einer Pfahlgründung belegt werden.
- Hinsichtlich des Seitendrucks auf die Pfähle konnten aus den Berechnungen unter in situ-Spannungszuständen insbesondere folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:
 - In oberflächennahen normal- und überkonsolidierten, bindigen Bodenschichten wird der Pfahl i. d. R. durch eine Einwirkung (Seitendruck) beansprucht, während dessen er in der nichtbindigen Bodenauffüllung und in tieferliegenden, nichtbindigen Bodenschichten eine Bettung findet. Tiefliegende bindige Bodenschichten verursachen je nach Kenngrößen des Bodens ggf. keine Einwirkungen auf den Pfahl.
 - Der Seitendruck setzt sich aus den resultierenden Spannungsanteilen (Differenz der Spannungsanteile von der lastzu- und -abgewandten Seite des Pfahls) effektive Spannung und Porenwasserüberdruck zusammen. Größenmäßig sind diese von der Geschwindigkeit der Auflastaufbringung beeinflusst.
 - Vereinfacht können die Bereiche des Pfahls, auf die eine Einwirkung oder Bettung wirkt, auch über die Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden abgegrenzt werden.
 - Die Verteilung des Seitendrucks in der bindigen Bodenschicht und der Spannungen im Pfahlquerschnitt unter in situ-Spannungszuständen ist vergleichbar mit der Verteilung des Seitendrucks bei den numerischen Analysen der Modellversuche in Abschnitt 5.3.
 - Langzeituntersuchung mit Bodenkonsolidation und -kriechen führten unter den untersuchten geometrischen Randbedingungen (frei beweglicher Pfahlkopf oder Pfahlkopfplatte) zu keiner Zunahme des Seitendrucks auf die Pfähle. Die Vertei-

lung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht liegt über den Zeitraum der Lastaufbringung und dem Langzeitverhalten stets weitgehend vergleichbar vor.

- Der Vergleich von den numerisch abgeleiteten Seitendräcken und ausgewählten Berechnungsansätzen aus der Literatur führte erwartungsgemäß zu großen Streubreiten in den Ergebnissen. Die besten Näherungen lieferten Berechnungsansätze mit vergleichsweise kleinen Seitendräcken. Die Ansätze nach *EA-Pfähle (2012)* überschätzten die Einwirkungen auf den Pfahl erheblich.
- Auf Grundlage des Zentrifugen-Modellversuchs nach *Bransby (1995)* (Projekt II) wurde ein vereinfachtes Pfahlgruppen- und Einzelpfahlmodell abgeleitet, das die Grundlage für die weitergehenden numerischen Untersuchungen im Kapitel 6 bildet.

6 Numerische Parameterstudien zur Seitendruckeinwirkung auf Pfahlgründungen

6.1 Konzeption und Zielsetzung

Auf Grundlage des im Abschnitt 5.7.4 abgeleiteten vereinfachten Einzelpfahl- und Pfahlgruppenmodells (Bild 5.46) wurden numerische Parameterstudien durchgeführt, die eine Quantifizierung der Größe der Seitendruckeinwirkung auf die Pfähle zuließen. Die variierten Randbedingungen und Parameter der numerischen Modelle sind:

- 1) Variation von Bodenkenngroßen und der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht,
- 2) Variation der Pfahlabmessung, Pfahlform und Rauheit der Pfahloberfläche,
- 3) Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht,
- 4) Langzeitentwicklung des Seitendrucks unter Berücksichtigung von Bodenkonsolidation und Bodenkriechen,
- 5) Pfähle im zunehmenden Abstand von der seitendruckerzeugenden Bodenauflast (Entfernungseinfluss),
- 6) Pfahlgruppenverhalten.

Die abgeleiteten Erkenntnisse dieses Kapitels sind Grundlage der Ableitung von Empfehlungen und eines vereinfachten Ansatzes zur Seitendruckberechnungen auf Pfahlgründungen unter definierten Randbedingungen im Kapitel 7. Die Zusammenstellung der numerischen Berechnungsergebnisse findet sich im Anhang H.

6.2 Kenngrößen für die Beurteilung der Berechnungsergebnisse

Zur Beurteilung der Seitendruckeinwirkung auf Pfähle infolge varierter Randbedingungen und Parameter wurden insbesondere dimensionslose Größen herangezogen. Grundsätzlich sind für die Fragestellungen dieser Arbeit die folgenden Größen relevant:

- Die Grundbruchspannung des Bodens im Anfangszustand q_{ult} ohne konstruktive Elemente wie Pfähle, die eine Verdübelung des Bodens bewirken (Bild 6.1 a),
- Die Horizontalspannung im Boden q_h in der Pfahlebene infolge einer Bodenauflast q , jedoch ohne dass eine Pfahlgründung vorhanden ist (Bild 6.1 a),
- Der Seitendruck auf die Pfähle p infolge einer Bodenauflast q (Bild 6.1 b),
- Die undrainierte Kohäsion des Bodens im Anfangszustand c_u .

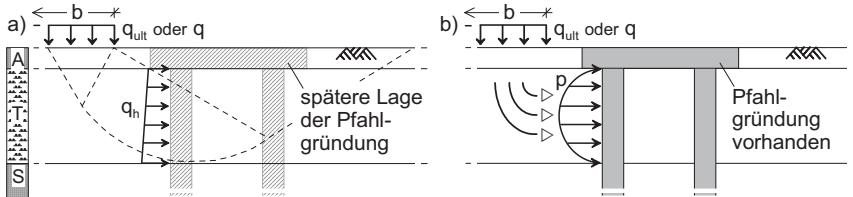


Bild 6.1: Größen zur Beurteilung der Seitendruckeinwirkung auf Pfähle: a) q_h im Boden ohne konstruktive Elemente infolge einer Bodenauflast q oder q_{ult} ; b) p auf eine Pfahlgründung infolge einer Bodenauflast q oder q_{ult}

Die Größe des Seitendrucks p kann dabei von den Bodenkenngroßen, der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und der Pfahlabmessung, -form und -rauheit beeinflusst werden, während dessen die Grundbruchspannung q_{ult} und die Horizontalspannung q_h nur von der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w , den Festigkeitsparametern des Bodens c' und φ' und ggf. auch von den Steifigkeitsparametern E_{50}^{ref} beeinflusst sind. Der Einfluss der Sandauffüllung ist vernachlässigbar. Das Ausmaß der Bodenauflast (b nach Bild 6.1) wurde so gewählt, dass der Boden eine von b unbeeinflusste Grundbruchspannung q_{ult} aufweist (vgl. Abschnitt 5.7.4). Ggf. können bei von Bild 6.1 abweichenden Baugrundverhältnissen auch höhere Grundbruchspannungen des Bodens als die oben definierten q_{ult} auftreten.

Aus den Größen q_{ult} , q_h , p und c_u können die folgenden dimensionslosen Größen abgeleitet werden, die zur Beurteilung der numerischen Ergebnisse herangezogen wurden:

- q_{ult}/c_u als Beurteilungsgröße über das Bruchverhalten des Bodens.
- q_h/q_{ult} und q_h/q als Beurteilungsgröße für die Spannungen, die sich infolge einer Bodenauflast horizontal im Bereich einer Pfahlgründung ergeben.
- p/q_h als Beurteilungsgröße darüber, welcher Anteil der Horizontalspannungen im Boden sich als Seitendruck auf den Pfahl ausbildet.
- p/c_u als übliche Beurteilungsgröße darüber, welcher Seitendruck sich in Abhängigkeit der undrainierten Kohäsion im Bruchzustand des Bodens ergibt.

Dabei ergibt die Verknüpfung der Größen q_{ult}/c_u , q_h/q_{ult} und p/q_h die Beurteilungsgröße p/c_u , d. h. das Verhalten von p/c_u unter variierten Randbedingungen ist über jene Größen erklärbar. Als weitere Beurteilungsgrößen wurden ggf. herangezogen:

- das Verhältnis von Schubspannungen am Pfahlmantel $\tau_{y-x, \text{mittel,horizontal}}$ zu Normalspannungen auf den Pfahl $\sigma_{N, \text{mittel,horizontal}}$ (siehe Definitionen in Anhang G),
- Anteil des Porenwasserüberdrucks am Seitendruck (siehe Definition nach Bild 6.2).

Des Weiteren sind in Bild 6.2 Faktoren zur Beurteilung der Verteilung des Seitendrucks auf den Pfahl über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w dargestellt.

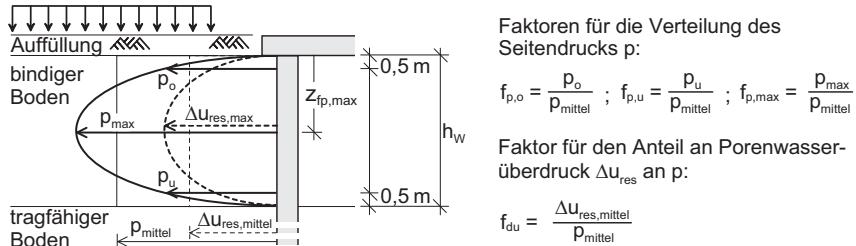


Bild 6.2: Ableitung von Faktoren zur Beurteilung der Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht und zum Anteil des Porenwasserüberdrucks

Sofern Normalspannungen, Schubspannungen oder daraus abgeleitet eine Verteilung des Seitendrucks p ermittelt wurden, mussten die Interfaces an den Pfahlelementen ausgewertet werden (Anhang G). Ist dagegen der mittlere Seitendruck p_{mittel} über die Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht dargestellt, welches die Mehrzahl der hier untersuchten Modelle betrifft, so wurde der Seitendruck über die Querkräfte der Pfahlelemente abgeleitet (Anhang G). Dies gilt für die Auswertungen mit den Programmen *Plaxis 3D Foundation* (*P3D*) und *Tochnog* (*TN*) gleichermaßen. Da den nachfolgenden Ergebnissen, sofern nicht anders gekennzeichnet, i. d. R. der mittlere Seitendruck p_{mittel} zugrunde liegt, ist im Text vereinfachend die Bezeichnung p gewählt. Dies gilt für die Größen $q_{h,mittel}$ und $c_{u,mittel}$, nachfolgend mit q_h bzw. c_u bezeichnet, analog.

Zur Ableitung von Kenngrößen für die Beurteilung des Entfernungseinflusses und Pfahlgruppenverhaltens siehe Abschnitt 6.5 bzw. Abschnitt 6.6.

6.3 Numerische Modelle für Untersuchungen am Einzelpfahl

6.3.1 Modellgeometrie und Diskretisierung

Bild 6.3 und Bild 6.4 zeigen die geometrische Modellierung des Einzelpfahlmodells, anhand dem die Untersuchungen zu 1) bis 4) nach Abschnitt 6.1 durchgeführt wurden. Verwendet wurde das Programm *Plaxis 3D Foundation*, Version 2.2 (*P3D*) mit dem *Hardening Soil*-Modell. Ausgewählte Vergleichsberechnungen und Berechnungen unter dem Aspekt von Zeiteffekten erfolgten mit dem Programm *Tochnog*, Version 14 (*TN*) mit dem *Viscohypoplastizität*-Modell nach *Niemunis*.

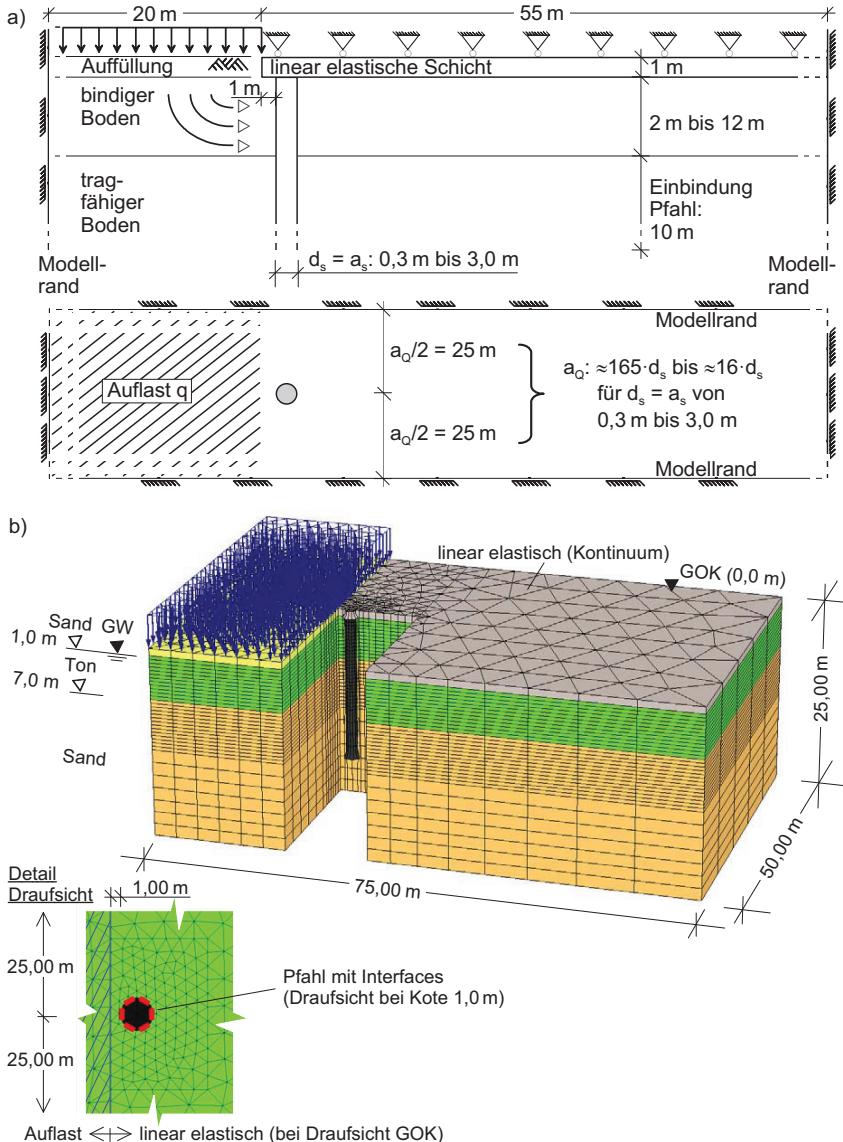


Bild 6.3: a) Geometrische Abmessungen des Einzelpfahlmodells für Parameterstudien zur Seitendruckeinwirkung; b) Numerisches (Basis-)Modell mit *Plaxis 3D Foundation*

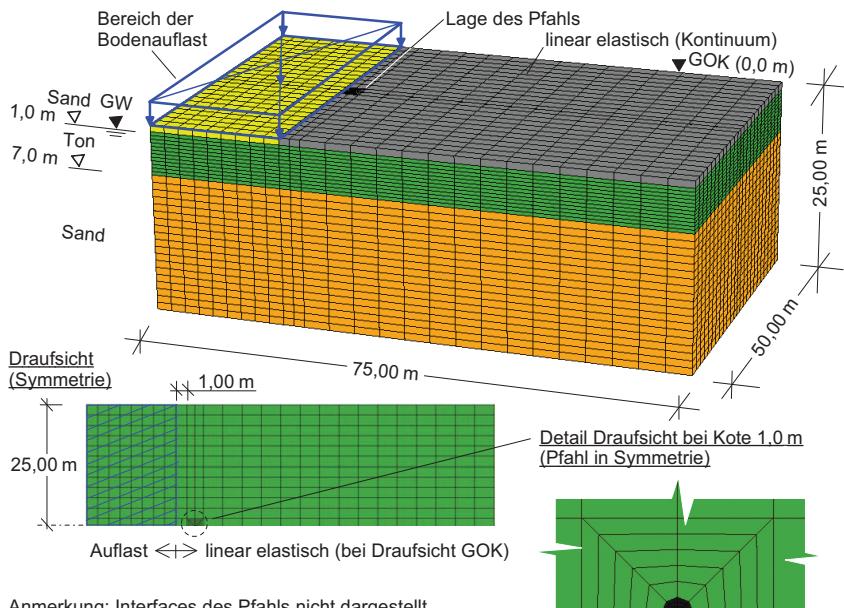


Bild 6.4: Numerisches (Basis-) Modell mit *Tochnog*, dargestellt mit *GID*

6.3.2 Berechnungskenngrößen des Basismodells

Die Bodenkenngrößen der Auffüllung und tragfähigen Bodenschicht sowie die Kenngrößen für die linear elastische Schicht und den Pfahl wurden in Abschnitt 5.7 abgeleitet (Tabelle 5.12 bzw. Tabelle 5.13). Als Grundlage der Parameterstudien diente ein Basismodell (BM) mit der Annahme einer typisch anstehenden weichen bindigen Bodenschicht. So wurde diese mit einer Mächtigkeit $h_w = 6 \text{ m}$ und mit den Bodenkenngrößen nach Tabelle 6.1 für das *Hardening Soil (HS)*-Modell und nach Tabelle 6.2 für das *Viscohypoplastizität (VHP)*-Modell angenommen. Der Pfahldurchmesser beim Basismodell beträgt $d_s = 0,5 \text{ m}$ mit der Rauheit der Pfahloberfläche (Interfaces) von $R_{\text{inter}} = 0,667$. Im Programm *Tochnog* wurde die Scherfestigkeit des Interfaces mit denselben Größen angesetzt wie im Programm *Plaxis*. Die Steifigkeit des Interfaces dagegen wurde bei *Tochnog* generell mit der Steifigkeit des anstehenden Bodens gewählt, während dessen bei *Plaxis* die Steifigkeit in Abhängigkeit von R_{inter} und des anstehenden Bodens vorliegt (siehe auch Anhang G).

Tabelle 6.1: Bodenkenngrößen des bindigen Bodens des Basismodells (BM) (*HS*-Modell)

Bodenschicht	γ / γ_r	$k_x = k_y$	B	e_0	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	OCR	V_{ur}	m	φ'	c'	ψ
	kN/m ³	m/d	—	—	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	—	—	—	°	kN/m ²	°
Ton/Schluff	16/16	$8,64 \cdot 10^{-5}$	1,0	1,0	2,0	2,0	10,0	1,0	0,2	0,9	20,0	5,0	0

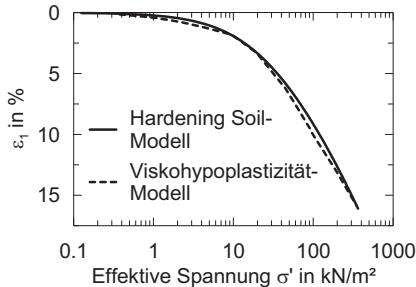
Anmerkungen: E_{ur}^{ref} mit $5 \cdot E_{oed}^{ref}$ und V_{ur} nach Vermeer/Meier (1998); $p^{ref} = 100$ kN/m²

Tabelle 6.2: Bodenkenngrößen des bindigen Bodens des Basismodells (BM) (*VHP*-Modell)

Bodenschicht	γ / γ_r	$k_x = k_y$	λ^*	κ^*	φ'_{cs}	ν	e_0	e_{e0}	I_v	D_r	β_R
	kN/m ³	m/d	—	—	°	—	—	—	—	—	—
Ton/Schluff	16/16	$8,64 \cdot 10^{-5}$	0,0502	0,0192	22	0,3	0,945	0,99	0,04	10^{-6} ¹⁾	0,95 ²⁾

Anmerkungen: Referenzspannung $p_{e0} = 100$ kN/m²; ¹⁾ Annahme nach Gudehus (2004) und Punlор (2004); ²⁾ „Standard“-Eingabewert, siehe Punlор (2004); Größen für intergranulare Dehnung siehe Tabelle F.6 in Anhang F

Die Kalibrierung des *Viscohypoplastizität*-Modells an den Bodenkenngrößen des *HS*-Modells nach Tabelle 6.1 konnte zum einen über bodenmechanische Umrechnungen erfolgen. Zum anderen konnte sich an dem im Labor untersuchten Kaolin orientiert werden (Anhang C und Anhang F.2), welches vergleichbare Bodenkenngrößen zu Tabelle 6.1 aufweist (vgl. Tabelle F.2 im Anhang F) und für welches die Bodenkenngrößen für das *VHP*-Modell abgeleitet wurden (Tabelle F.7 im Anhang F). Die Kenngröße λ^* wurde über die Beziehung $\lambda^* = p^{ref} / E_{oed}^{ref}$ (Plaxis, 2010) rückgerechnet und weitergehend am simulierten Ödometerversuch mit dem *HS*-Modells kalibriert (Bild 6.5). Anhand diesem erfolgte auch die Kalibrierung der Kenngröße κ^* , der Anfangsporenzahl e_0 und der Referenzporenzahl e_{e0} für die Referenzsteifigkeit $p_{e0} = 100$ kN/m², wobei auch diese Werte den Werten des Labor-Kaolins ähnlich sind (vgl. Tabelle F.7 im Anhang F). Der Viskositätsindex I_v wurde mit 0,04 festgelegt, der kritische Reibungswinkel φ'_{cs} näherungsweise mit $\varphi'_{cs} \approx \varphi'_s$ angenommen. Die Abschätzung des effektiven Gesamtscherwinkels φ'_s erfolgte aus φ' und c' des *HS*-Modells mit $\varphi'_s = 22^\circ$. Die Kenngrößen zur Beschreibung der intergranularen Dehnung m_R , m_T , R_{max} , β_r und χ sind mit den von Niemunis/Herle (1997) und Maśin (2005) vorgeschlagenen Wertebereichen festgelegt (vgl. Anhang F.1 und Tabelle F.6 im Anhang F).

**Bild 6.5:**

Simulierter Ödometerversuch zur Kalibrierung des *VHP*-Modells am *HS*-Modell

6.3.3 Berechnungsschritte

Die Berechnungsschritte zeigt Tabelle 6.3. In den ersten beiden Berechnungsschritten wurde die Ausbildung eines Porenwasserüberdrucks verhindert. Bei Berechnungen unter dem Aspekt von Zeiteffekten in Abschnitt 6.4.6 sind die angenommenen Zeiträume für Auflastaufbringung und Konsolidation ebenda angegeben.

Tabelle 6.3: Berechnungsschritte in *Plaxis 3D Foundation (P3D)* und *Tochnog (TN)*

Phase	Art	Beschreibung	Berechnungsschritt	Dauer bei P3D/TN
1	P	Primärspannungen		–
2	P	Einbau konstruktive Elemente		–
3	P	Auflastaufbringung ¹⁾	{ ohne Zeiteffekte	–
	C		mit Zeiteffekte	siehe Angaben bei den
4	C	Konsolidation		entsprechenden Modellen

Anmerkungen: P: plastische Berechnung; C: plastische Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse; ¹⁾ zuvor Setzungen zu null gesetzt

6.3.4 Vergleichsberechnungen mit dem Basismodell mit *Plaxis* und *Tochnog*

Bild 6.6 zeigt die Gegenüberstellung von Berechnungsergebnissen für das Basismodell mit dem *Hardening Soil (HS)*-Modell und dem *Viskohypoplastizität (VHP)*-Modell bei variierten Bodenauflasten q . Dabei lassen sich insgesamt gute Übereinstimmungen der Querkräfte, Seitendrücke und Pfahlverschiebungen feststellen. Die Abweichungen der Bodenverschiebungen sind für die nachfolgenden Parameterstudien von untergeordneter Bedeutung. Die geringeren Ergebnisgrößen bei den Berechnungen mit dem *VHP*-Modell können auf die Berücksichtigung von erhöhten Bodensteifigkeiten bei kleinen Dehnungen zurückgeführt werden.

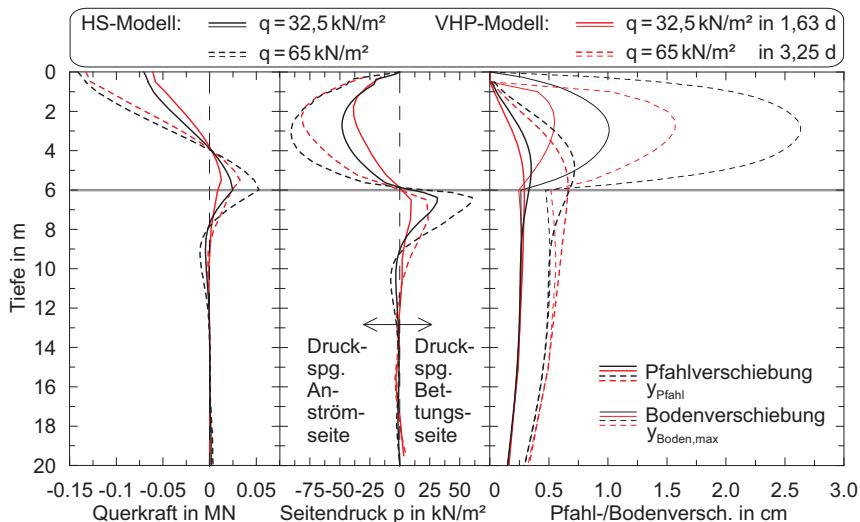


Bild 6.6: Berechnungsergebnisse für das Basismodell mit *Plaxis* und *Tochnog* bei variierten Bodenauflasten q : Querkräfte, Seitendrücke, Pfahl- und Bodenverschiebungen

6.3.5 Berechnung der Grundbruchspannungen des Bodens

Die Berechnungen der Grundbruchspannung der Böden q_{ult} als Beurteilungsgröße nach Abschnitt 6.2 erfolgten mit dem Programm *Plaxis* mit dem Hardening Soil (HS)-Modell im Anfangszustand mit effektiven Bodenkenngrößen. Dazu wurde das numerische Modell nach Bild 6.3 unter Vernachlässigung der konstruktiven Bauteile, d. h. des Pfahls, verwendet („entkleidetes System“). Die linear-elastischen Bodenschicht, die die Pfahlkopfplatte repräsentiert, wurde zudem durch die Sandauffüllung ersetzt. Die Berechnungsschritte waren die Phasen 1 und 3 nach Tabelle 6.3. Die Auflastaufbringung erfolgte bis zum Bruch. Eine Rückrechnung mit der *phi-c-Reduction* und der berechneten Bruchspannung diente jeweils als Kontrolle (*Plaxis*, 2010). Analytische Vergleichsberechnungen mit dem Programm *GGUSTABILITY* unter Berücksichtigung eines aktiven und passiven Erddrucks und dem Bruchmechanismus nach *Bishop* ergaben vergleichbare Ergebnisse. Der Einfluss der Netzfeinheit wurde bei Vergleichsberechnungen mit dem Programm *Plaxis 2D* untersucht. Die abgeleiteten Bruchspannungen sind im Anhang H zusammengestellt und wurden näherungsweise auch auf die Berechnungsergebnisse mit dem *Viskohypoplastizität*-Modell angewendet.

6.3.6 Ableitung der undrainierten Kohäsion c_u aus den effektiven Bodenkenngroßen

Analog zum Vorgehen in Anhang F.3.2 wurde aus den effektiven Bodenkenngroßen der numerischen Berechnungen die undrainierte Kohäsion c_u abgeleitet, für die folgenden Parameterstudien mit dem Einzelpfahl zusammengestellt in Tabelle H.1 im Anhang H. Dazu wurden in je drei Koten der bindigen Bodenschichten (obere und untere Schichtgrenze sowie Schichtmitte) ein isotrop konsolidierter, undrainierter Triaxialversuch mit dem *Hardening Soil*-Modell simuliert und der Mittelwert der sich ergebenen c_u -Werte gebildet, siehe beispielhaft für das Basismodell in Bild 6.7. Die abgeleiteten c_u -Werte wurden näherungsweise auch auf die Berechnungsergebnisse mit dem *Viscohypoplastizität*-Modell angewendet.

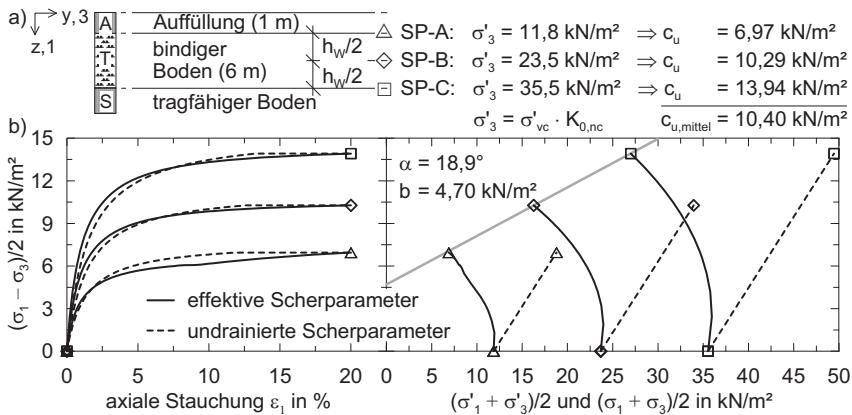


Bild 6.7: Ableitung der c_u -Werte aus den effektiven Bodenkenngroßen über simulierte Triaxialversuche beispielhaft für das Basismodell: a) Lage der Spannungspunkte und Mittelung der c_u -Werte; b) Deviatorspannungen und Spannungspfade

6.3.7 Vergleich von Berechnungsergebnissen bei Vorgabe von effektiven und undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern

Bild 6.8 stellt für das Basismodell (BM) mit dem *Hardening Soil*-Modell und ausgewählte varierte Einzelparameter die normierten $p-q$ -Kurven auf der Grundlage von effektiven und undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern gegenüber. Dabei wurden die undrainierten Berechnungskenngrößen aus den effektiven Berechnungskenngrößen abgeleitet. Zum Ansatz der undrainierten Kohäsion c_u siehe Tabelle H.1 im Anhang H. Zur Festlegung der Kenngrößen φ_u und ν_u sowie zur Ableitung der undrainierten Steifigkeit E_u siehe An-

hang F.3.2. Wie Bild 6.8 zeigt, findet das Plastifizieren des Bodens um den Pfahl (p/c_u)_{ult} in vergleichbaren Größenordnungen statt. Der Verlauf der Kurven im Vorbruchzustand ist stark von der Kalibrierung der undrainierten Steifigkeit abhängig. Zusammenfassend kann jedoch festgestellt werden, dass Berechnungen mit effektiven Bodenkenngroßen und Berechnungen auf Grundlage der abgeleiteten c_u -Werte (mit $\phi_u = 0$ und $v_u = 0,495$) vergleichbare Ergebnisse liefern (vgl. Anhang F.4.3).

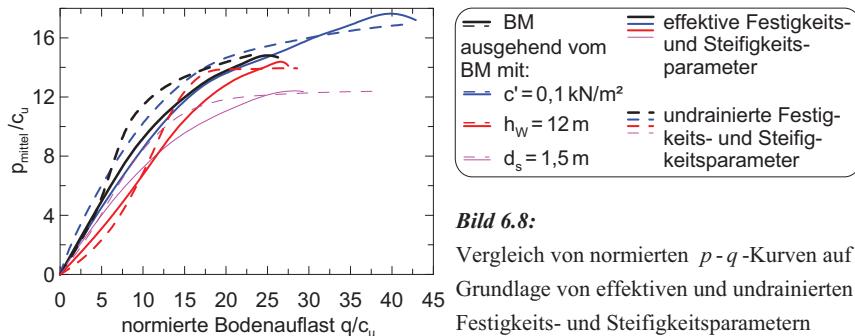


Bild 6.8:

Vergleich von normierten p - q -Kurven auf Grundlage von effektiven und undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern

6.3.8 Variation der Parameter des numerischen Modells

Bei den Untersuchungen mit den numerischen Modellen nach Bild 6.3 und Bild 6.4 mit effektiven Bodenkenngroßen wurden die folgenden Parameter variiert:

- Kohäsion c' und Reibungswinkel φ' des bindigen Bodens,
- Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w ,
- Steifigkeit des bindigen Bodens $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (bei $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$),
- Pfahldurchmesser d_s (runde Pfähle) und Pfahlkantenlänge a_s (quadratische Pfähle),
- Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} ,
- Anordnung von Sandeinlagerungen im Boden,
- Durchlässigkeit des Bodens k und Viskositätsindex des Bodens I_v sowie Zeitraum der Auflastaufbringung bei zeitabhängigen Untersuchungen.

Sofern nicht anders erwähnt, wurden die Berechnungen mit dem Programm *Plaxis* mit dem *Hardening Soil (HS)*-Modell im Anfangszustand ohne die Berücksichtigung von Zeiteffekten durchgeführt (Auflastaufbringung im Zeitinkrement von 0). Die untersuchten Größen und Kombinationen der Parameter sind in Tabelle 6.4 zusammengestellt.

Tabelle 6.4: Größen und Kombinationen der untersuchten Parameter mit dem Einzelpfahlmodell

Kombinationsparameter Einzel-parameter	c' in kN/m ²					E ₅₀ ^{ref} in MN/m ²				h _w in m					R _{inter}		
	0,1	2	10	15	20	25	0,5	5	10	20	1	2	4	8	10	12	0,33 1
c' in kN/m ²	0,1						x	x			x	x	x	x	x	x	x x
	2						x	x	x		x	x	x	x	x	x	x x
	5						x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	10										x	x	x	x	x	x	
	15										x	x	x	x	x	x	x x
	20							x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
φ' in °	25						x	x			x	x	x	x	x	x	x x
	15										x	x	x	x	x	x	x x
	20	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	25																
h _w in m	30																
	1	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	2	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	4	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	6	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	8	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
E ₅₀ ^{ref} in MN/m ²	10	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	12	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	0,5	x	x								x	x	x	x	x	x	x x
	2	x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x	x x
	5	x	x				x				x	x	x	x	x	x	x x
d _s ; a _s in m	10						x		x	x	x	x	x	x	x	x	x x
	20						x	x			x	x	x	x	x	x	x x
	0,3	x	x	d _s	d _s	d _s	x	x	x	d _s	x	x	x	d _s	d _s	x	x x
	0,5	x	x														
	1,0	x	x				x	x	x		x	x	x		x	x	x x
R _{inter}	1,5														x	x	x x
	2,0																
	3,0																
	0,01																
0,33 0,67	0,33	x	x		x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	0,67	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	1,0	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	

Anmerkungen: Parameter des Basismodells (Basiswerte) sind fettgedruckt; x = durchgeführte Berechnung; d_s = nur runde Pfähle; Die Berechnungen mit variierten Einzelparametern wurden bis zum Plastifizieren des Bodens im Pfahlnahmbereich (p/c_u)_{ult} durchgeführt, alle weiteren Berechnungen bis zur Grundbruchspannung des Bodens q_{ult}

6.4 Berechnungsergebnisse zur Seitendruckeinwirkung auf Einzelpfähle

6.4.1 Entwicklung der Seitendrucks mit der Größe der Bodenauflast

Beispielhaft sind in Bild 6.9 die normierten p - δ - und p - q -Kurven für das Basismodell (BM) sowie für ausgewählte varierte Einzelparameter nach Tabelle 6.4 dargestellt. Gleichzeitig sind in den Kurven die in Abschnitt 6.2 definierten Grundbruchspannungen des Bodens q_{ult} angegeben (Symbole in Bild 6.9).

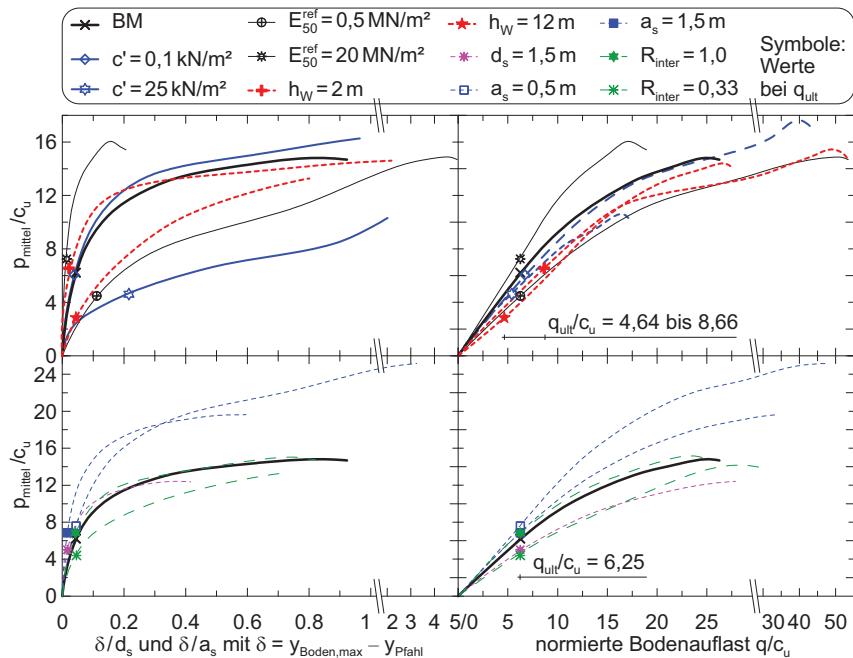


Bild 6.9: p/c_u über die normierte Relativverschiebung δ/d_s und δ/a_s (links) und über die normierte Bodenauflast q/c_u (rechts) für ausgewählte varierte Einzelparameter (Symbole geben Werte bei q_{ult} nach Bild 6.1 an)

Wie Bild 6.9 zeigt, findet ein Plastifizieren des Bodens um den Pfahl $(p/c_u)_{ult}$ erst bei sehr hohen Bodenauflasten statt, die ggf. den bis zu zehnfachen Wert der Grundbruchspannung q_{ult} betragen. Jedoch ist nicht davon auszugehen, dass unter üblichen Randbedingungen Bodenauflasten in diesen Größenordnungen aufgebracht werden, wie es beim hier zugrunde gelegten numerischen Modell möglich ist. So verhindern die Randbedingungen dieses Modells aufgrund der Anordnung der Pfahlgründungen und der linear elastischen Schicht, die die

Pfahlkopfplatte repräsentiert, einen Grundbruch. Im Folgenden wurde davon ausgegangen, dass unter üblichen baupraktischen Randbedingungen die maximale Bodenauflast in etwa der Grundbruchspannung entspricht, die jeweils in Abhängigkeit der variierten Parameter nach Tabelle 6.4 mit der Vorgehensweise nach Abschnitt 6.3.5 berechnet wurde.

Bild 6.10 a, b zeigt den normierten Seitendruck p/c_u und Bild 6.10 c die normierte Horizontalspannung im Boden q_h/c_u über das Verhältnis Bodenauflast zu Grundbruchspannung $q/q_{ult} \leq 1$ für die variierten Einzelparameter nach Bild 6.9. Dabei lässt sich feststellen, dass das Verhältnis Seitendruck p zu Bodenauflast q unterhalb der Grundbruchspannung des Bodens q_{ult} als näherungsweise linear beschrieben werden kann (Bild 6.10 a, b), was auch den in situ-Messergebnissen von *Wolf/Thamm (1988)* entspricht (Abschnitt 2.7). Das Verhältnis der Horizontalspannung q_h zur Bodenauflast q liegt dagegen erwartungsgemäß i. d. R. leicht nichtlinear und dabei mit einer progressiven Entwicklung von q_h gegenüber q vor (Bild 6.10 c). Die Größe des normierten Seitendrucks kann für das Basismodell im Bruchzustand des Bodens ($q/q_{ult} = 1$) mit $p/c_u \approx 6,2$ bei einer normierten Horizontalspannung in der Pfahlebene beim „entkleideten System“ von $q_h/c_u \approx 3,8$ angegeben werden.

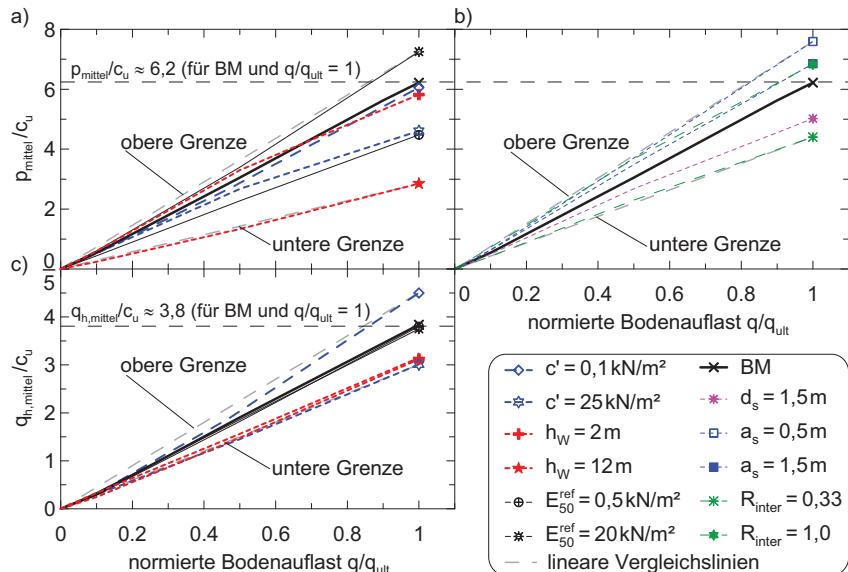


Bild 6.10: a), b) normierter Seitendruck p/c_u und c) normierte Horizontalspannung im Boden q_h/c_u über das Verhältnis Bodenauflast zu Grundbruchspannung des Bodens $q/q_{ult} \leq 1$

6.4.2 Einfluss der untersuchten Parameter auf das Boden- und Pfahlverhalten

6.4.2.1 Allgemeines

Bild 6.11 und Bild 6.12 zeigen vergleichend zusammengestellt für alle Parametervariationen und -kombinationen nach Tabelle 6.4 die Wertebereiche für den normierten Seitendruck p/c_u und den daraus abgeleiteten Faktor $\chi_{p,PM}$ (Gleichung (6.1 a)) bzw. den auf die Horizontalspannung im Boden normierten Seitendruck p/q_h und den daraus abgeleiteten Faktor $\chi_{qh,PM}$ (Gleichung (6.1 b)) (PM = Platzhalter für den varierten Parameter). Zudem sind jeweils die Grenzkurven angegeben. Eine Zusammenstellung aller Ergebnisse findet sich im Anhang H.2. Die Faktoren $\chi_{p,PM}$ und $\chi_{qh,PM}$ geben die Änderung von p/c_u bzw. p/q_h je Parametervariation bezogen jeweils auf die in Gleichung (6.1 a, b) angegebenen Basiswerte an.

$$\chi_{p,PM} = \frac{(p_{\text{mittel}}/c_u)_{\text{PM, variiert}}}{(p_{\text{mittel}}/c_u)_{\text{PM = Basiswert}}} \quad (6.1 \text{ a})$$

$$\chi_{qh,PM} = \frac{(p_{\text{mittel}}/q_{h,\text{mittel}})_{\text{PM, variiert}}}{(p_{\text{mittel}}/q_{h,\text{mittel}})_{\text{PM = Basiswert}}} \quad (6.1 \text{ b})$$

mit: $PM = c_u \Rightarrow$ Basiswert: $c_u = \text{variiert}$ (Bild 6.11 b und 6.12 b)

(c_u berechnet bei $c' = 5 \text{ kN/m}^2$; $\varphi' = 20^\circ$ und variiertem h_w)

$PM = h_w \Rightarrow$ Basiswert: $h_w = 6 \text{ m}$ (Bild 6.11 d und 6.12 d)

$PM = E_{50}^{ref} \Rightarrow$ Basiswert: $E_{50}^{ref} = 2 \text{ MN/m}^2$ (Bild 6.11 f und 6.12 f)

$PM = d_s \Rightarrow$ Basiswert: $d_s = 0,5 \text{ m}$ (Bild 6.11 h und 6.12 h)

$PM = a_s \Rightarrow$ Basiswert: $a_s = 0,5 \text{ m}$ (Bild 6.11 j und 6.12 j)

$PM = R_{\text{inter}} \Rightarrow$ Basiswert: $R_{\text{inter}} = 0,67$ (Bild 6.11 l und 6.12 l)

Obwohl in Bild 6.10 eine geringe Nichtlinearität der Entwicklung insbesondere der Horizontalspannung im Boden q_h mit der Bodenauflast q festgestellt wurde, sind die Ergebnisgrößen p/c_u , p/q_h , $\chi_{p,PM}$ und $\chi_{qh,PM}$ i. d. R. für die Bodenauflast in der Größe der Grundbruchspannung des Bodens $q = q_{ult}$ (Bruchzustand) abgeleitet. Näherungsweise können diese Ergebnisgrößen für Zustände von $q \leq q_{ult}$ (Vorbruchzustand) mit dem charakteristischen Ausnutzungsgrades des Bodens $\mu = q/q_{ult}$ (linear) abgemindert werden. Sofern aufgrund einer zu der hier untersuchten abweichenden Baugrundsituation größere Bodenauflasten $q > q_{ult}$ aufgebracht werden, ist näherungsweise eine lineare Extrapolation der Ergebnisgröße p/c_u möglich. Dabei wird diese jedoch aufgrund der sich ausbildenden Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahmehbereich mit zunehmender Bodenauflast $q > q_{ult}$ zunehmend überschätzt (vgl. Bild 6.9). Weiterführend zum Seitendruck im Vorbruchzustand siehe Abschnitt 7.4.7.

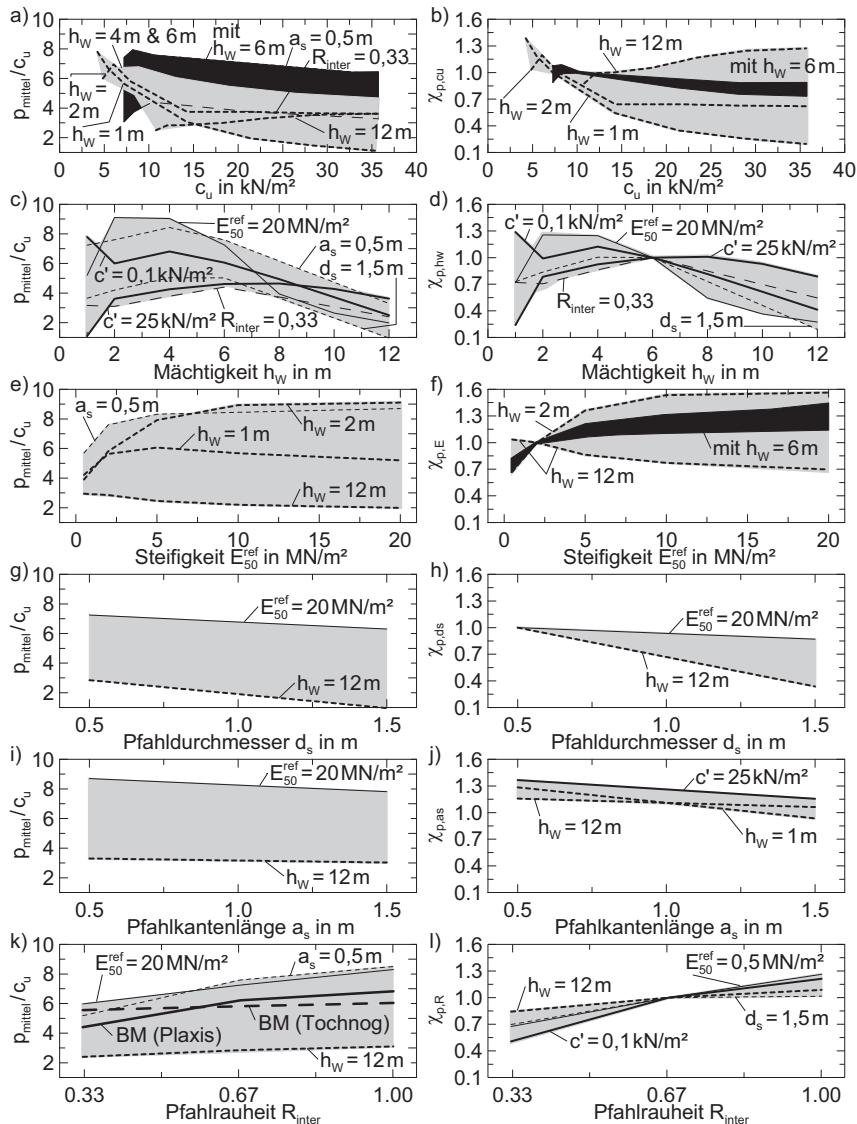


Bild 6.11: Zusammenstellung der Wertebereiche für p/c_u (links) und dem Faktor $\chi_{p,\text{PM}}$ nach Gleichung (6.1 a) (rechts) mit Grenzkurven für die Parametervariationen nach Tabelle 6.4 für die Bodenauflast von $q = q_{\text{ult}}$

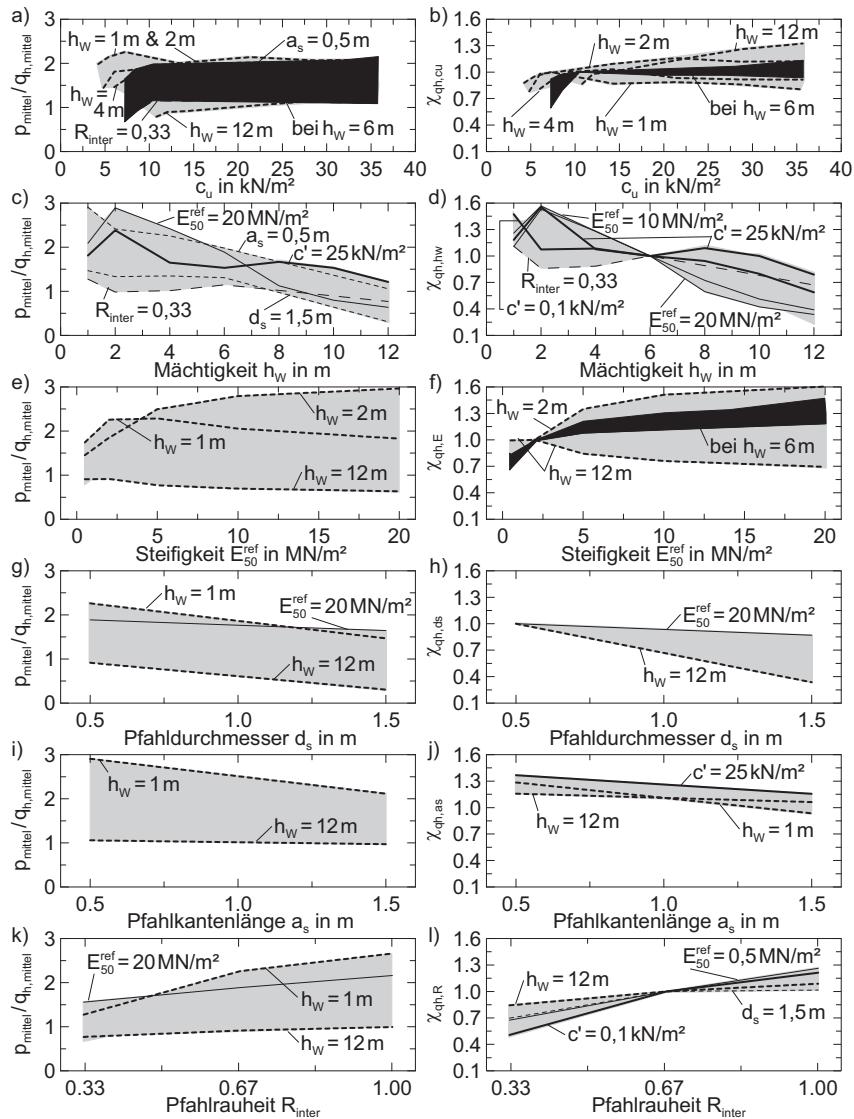


Bild 6.12: Zusammenstellung der Wertebereiche für p/q_h (links) und dem Faktor $\chi_{qh,PM}$ nach Gleichung (6.1 b) (rechts) mit Grenzkurven für die Parametervariationen nach Tabelle 6.4 für die Bodenauflast von $q = q_{\text{ult}}$

6.4.2.2 Einfluss der Scherfestigkeit des Bodens

Der normierte Seitendruck p/c_u in Bild 6.11 a (s. a. Bild H.4 im Anhang H) zeigt erwartungsgemäß i. d. R. eine stärkere Verringerung von p/c_u mit steigendem c' bzw. c_u bei kleinen c_u -Werten, währenddessen bei größeren c_u -Werten nur noch eine leichte Abnahme von p/c_u festgestellt werden kann (vgl. Kapitel 3). Diese Verläufe und auch die großen Streubreiten in den Ergebnissen sind im Wesentlichen auf die Entwicklung der normierten Grundbruchspannung des Bodens q_{ult}/c_u und entsprechend der normierten Horizontalspannung im Boden q_h/c_u mit dem c_u -Wert zurückzuführen (vgl. Bild H.3 c bzw. Bild H.3 d im Anhang H). Dabei stellt sich insbesondere die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w als bedeutender Einflussfaktor dar (Abschnitt 6.4.2.3). Hingegen sind die Änderungen von p/c_u mit dem c_u -Wert bei allen Parametervariationen aber jeweils gleichem h_w nahezu identisch (siehe $\chi_{p,cu}$ mit dem Wertebereich für $h_w = 6$ m in Bild 6.11 b).

Die Streubreiten der Ergebnisse des auf die Horizontalspannung normierten Seitendrucks p/q_h in Bild 6.12 a und des Faktors $\chi_{qh,cu}$ in Bild 6.12 b sind entsprechend weniger stark ausgeprägt und liegen zudem weitgehend konstant über die Entwicklung des c_u -Wertes vor. Weiterhin ist mit zunehmendem c_u -Wert ein abnehmender Porenwasserüberdruckanteil am Seitendruck (Bild H.6 e im Anhang H) und ein zunehmender Reibungsanteil (Bild H.6 f im Anhang H) am Pfahlmantel festzustellen.

Zu beachten ist, dass den Wertebereichen die Bodenauflasten $q = q_{ult}$ zugrunde liegen, die mit steigendem c_u -Wert ebenfalls ansteigen (Bild H.3 a im Anhang H). Folglich stellt sich bei einer vorhandenen Bodenauflast q , aber höherem c_u -Wert des Baugrundes, ein abnehmender charakteristischer Ausnutzungsgrad des Bodens $\mu = q/q_{ult}$ ein und damit ein stark verminderter normierter Seitendruck p/c_u . Eine Änderung der Reibungswinkel φ' dagegen hat unter den untersuchten Spannungszuständen im Boden kaum Einfluss auf die Größe der Gesamtscherfestigkeit aus φ' und c' des Bodens und damit auf p/c_u (Bild H.4 a im Anhang H), weshalb auf weitere Parameterstudien mit φ' verzichtet wurde.

6.4.2.3 Einfluss der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht

Die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w ist als der Parameter zu identifizieren, der die größten Streubreiten in den Ergebnissen von p/c_u und p/q_h verursacht. So ist bis zu $h_w = 2$ m ein starker Anstieg von p/c_u festzustellen und ab $h_w = 6$ m eine kontinuierliche Abnahme (Bild 6.11 c, d). Dies ist wie im Abschnitt 6.4.2.2 erläutert insbesondere auf das (Boden-) Verhalten von q_{ult}/c_u , q_h/c_u und q_h/q_{ult} zurückzuführen (Bild H.9 im Anhang H).

So liegt die größte Horizontalspannung im Boden für die Tiefen 4 m bis 6 m vor, wo auch die Gleitfuge des Bruchkörpers im Boden zu erwarten ist (Anhang J.3). Bei geringeren Tiefen ≤ 4 m treten durch den Einfluss der unteren Sandschicht ggf. größere Grundbruchspannungen und kleinere Horizontalspannungen auf und bei größeren Tiefen ≥ 6 m etwa gleichbleibende Grundbruchspannungen und etwa gleichbleibende Horizontalspannungen (Bild H.9 a, b im Anhang H). Da bei großen Schichtmächtigkeiten $h_w \geq 6$ m trotz der mit der Tiefe nur geringfügig zunehmenden Horizontalspannung q_h der größte Seitendruck p nur bis zur Tiefe von etwa 4 m bis 6 m auftritt (Bereich der größten Bodenverschiebungen) (Bild H.8 im Anhang H), ist der normierte (mittlere) Seitendruck p/c_u und p/q_h mit zunehmender Schichtmächtigkeit h_w abnehmend. Dies zeigen auch die Faktoren $\chi_{p,hw}$ und $\chi_{qh,hw}$ in Bild 6.11 d bzw. Bild 6.12 d.

Die oberen Grenzwerte der Wertebereiche in Bild 6.11 c, d und Bild 6.12 c, d sind zumeist bei kleinen Schichtmächtigkeiten $h_w < 6$ m von einer hohen Steifigkeit im Boden E_{50}^{ref} verursacht (Abschnitt 6.4.2.4). Dagegen widerfährt dem Pfahl bei großen Schichtmächtigkeiten $h_w \geq 6$ m und hoher Steifigkeit keine Einwirkung oder gar eine Bettung im Boden (Bild H.8 im Anhang H und vgl. Projekt I in Abschnitt 5.4). Der obere Grenzwert bei $h_w \geq 6$ m liegt i. d. R. bei großer Scherfestigkeit des Bodens c_u vor, was auf die höheren Bodenauflasten $q = q_{ult}$ zurückzuführen ist (Abschnitt 6.4.2.2).

Der Reibungsanteil am Pfahlmantel ist von der Schichtmächtigkeit h_w weitgehend unbeeinflusst (Bild H.12 f im Anhang H), während dessen mit zunehmendem h_w ein erhöhter Porenwasserüberdruckanteil am Seitendruck auftritt (Bild H.12 e im Anhang H).

6.4.2.4 Einfluss der Steifigkeit des Bodens

Während die Grundbruchspannung q_{ult} nicht und die Horizontalspannung im Boden q_h von der Steifigkeit des Bodens kaum beeinflusst sind (Bild H.15 im Anhang H), tritt mit höherer Steifigkeit des Bodens E_{50}^{ref} i. d. R. ein erhöhter normierter Seitendruck p/c_u und p/q_h auf (Bild 6.11 e bzw. Bild 6.12 e und Bild H.16 b, c bzw. Bild H.17 b, c im Anhang H), obwohl die Bodenverschiebung gegen den Pfahl mit zunehmender Steifigkeit abnimmt (Bild H.14 im Anhang H). Dabei sind p/c_u und p/q_h insbesondere bei kleinen Steifigkeiten $E_{50}^{ref} \leq 5 \text{ MN/m}^2$ stark beeinflusst, wohingegen diese Werte bei weiterhin ansteigenden Steifigkeiten nur noch leicht zunehmen (Bild 6.11 e, f bzw. Bild 6.12 e, f). Zur starken Wechselwirkung der Steifigkeit des Bodens mit der Schichtmächtigkeit h_w , die auch die Grenzwerte der Wertebereiche von p/c_u , p/q_h , χ_p und χ_{qh} bildet, siehe Abschnitt 6.4.2.3.

Erwartungsgemäß ist mit zunehmender Steifigkeit des Bodens E_{50}^{ref} ein abnehmender Porenwasserüberdruckanteil am Seitendruck (Bild H.18 e im Anhang H) und ein zunehmender Reibungsanteil (Bild H.18 f im Anhang H) am Pfahlmantel festzustellen. Dabei führt der abnehmende Porenwasserüberdruckanteil mit zunehmendem E_{50}^{ref} zu einer erhöhten Scherfestigkeit des Bodens am Pfahlmantel, was aufgrund der konstanten Grundbruchspannung des Bodens $q = q_{\text{ult}}$ ggf. den zunehmenden Seitendruck p verursacht.

6.4.2.5 Einfluss der Pfahlform und Pfahlabmessung

Bild 6.11 g–j und Bild 12 g–j zeigen einen abnehmenden normierten Seitendruck p/c_u und p/q_h mit zunehmender Pfahlabmessung und einen erhöhten Seitendruck p auf quadratische gegenüber runde Pfähle, wie auch bei der numerischen Analyse der Modellversuche (Abschnitt 5.3) festgestellt. Der Einfluss der Pfahlform kann dabei mit etwa 15 % bis 40 % quantifiziert werden gegenüber etwa 15 % bis 20 % im Abschnitt 5.3. Zurückzuführen ist dies auf die rheologisch ungünstigere Form des quadratischen gegenüber dem runden Pfahls, was sich u. a. in einem erhöhten Porenwasserüberdruckanteil am Seitendruck (vgl. Bild H.28 e mit Bild H.23 e im Anhang H) und stark erhöhten Reibungsanteilen am Pfahlmantel (vgl. Bild H.28 f mit Bild H.23 f im Anhang H) zeigt. Effekte der Abmessung und Form von Bauteilen auf das Fließverhalten des umgebenden Mediums sind auch in der Strömungsmechanik bekannt (Abschnitt 7.2).

Größere Pfahlabmessungen von $d_s = a_s = 0,3 \text{ m}$ bis $d_s = a_s = 3,0 \text{ m}$ sind in Anhang H.2.5 und Anhang H.2.6 untersucht. Grundsätzlich sind die Ergebnisse der Pfahlabmessungen von $d_s = a_s = 0,5 \text{ m}$ bis $d_s = a_s = 1,5 \text{ m}$ auf die größeren Pfahldurchmesser durch Extrapolation übertragbar.

Bild 6.13 stellt normierte $p - \delta$ - und $p - q$ -Kurven für das Basismodell (BM) bei unterschiedlichen Pfahldurchmessern $d_s = 0,5 \text{ m}$ und $d_s = 1,5 \text{ m}$ vergleichend den Pfahlabmessungen des quadratischen Pfahls mit $a_s = d_s$ und bei gleicher Mantelfläche mit $a_{s,Ers} = (\pi \cdot d_s)/4$ gegenüber. Alle Pfähle mit vergleichbaren Abmessungen wurden mit identischem Flächenträgheitsmoment modelliert. Gegenüber den Erkenntnissen in Abschnitt 5.3 im Modellmaßstab ist auch bei identischer Mantelfläche von quadratischem und rundem Pfahl ein erhöhter Seitendruck p auf quadratische Pfähle festzustellen. Demzufolge die die Modellierung eines runden Pfahls mittels einen quadratischen Ersatzquerschnitts nur näherungsweise möglich.

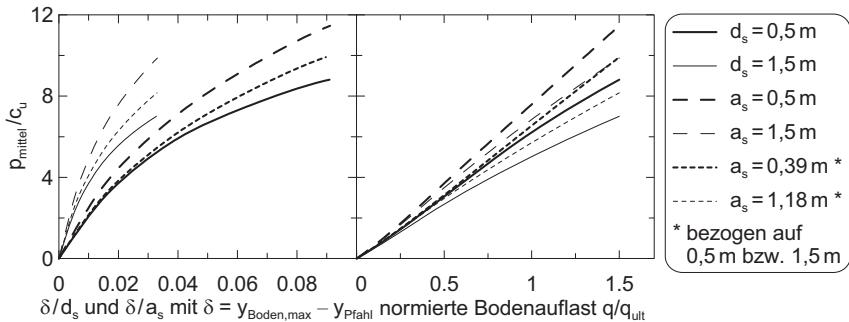


Bild 6.13: p/c_u über die normierte Relativverschiebung δ/d_s und δ/a_s (links) und über die normierte Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} \leq 1,5$ (rechts) für variierte Pfahlabmessungen des quadratischen Pfahls gegenübergestellt denen des runden Pfahls

6.4.2.6 Einfluss der Pfahlrauheit

Analog zu den Erkenntnissen aus den Modellversuchen (Kapitel 3) und deren numerischer Analyse (Abschnitt 5.3) ist eine Zunahme des Seitendrucks p mit zunehmender Pfahlrauheit festzustellen (Bild 6.11 k, l und Bild 6.12 k, l sowie Anhang H.2.7). Diesem Verhalten unterliegen runde und quadratische Pfähle bei jeweils unterschiedlichen Pfahlabmessungen gleichermaßen, wobei quadratische Pfähle eine etwas stärkere Abhängigkeit von der Pfahlrauheit aufweisen (Bild H.33 d und Bild H.34 e im Anhang H). Dies zeigt sich auch in den erhöhten Reibungsanteil bei quadratischen gegenüber runden Pfählen (Abschnitt 6.4.2.5). Weiterhin liegt ein verstärkter Einfluss der Pfahlrauheit bei kleinen Werten für R_{inter} vor, der Zuwachs des Seitendrucks p bei $R_{\text{inter}} = 0,67$ bis $R_{\text{inter}} = 1,0$ ist i. d. R. geringer als bei $R_{\text{inter}} = 0,33$ bis $R_{\text{inter}} = 0,67$ (Bild H.32 c, d im Anhang H). Zudem nimmt der Porenwasserüberdruckanteil am Seitendruck bei $R_{\text{inter}} = 0,33$ bis $R_{\text{inter}} = 0,67$ stärker ab als bei $R_{\text{inter}} = 0,67$ bis $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Bild H.35 e im Anhang H), was möglicherweise auf ein widerstandsfreieres Umströmen bei glatten Pfählen zurückzuführen ist und mit zunehmender Rauheit eine erhöhte Scherfestigkeiten im Pfahlnahmbereich bedeutet.

Dem gegenüber lassen die Vergleichsberechnungen mit dem Programm *Tochnog* kaum einen Einfluss der Rauheit auf den Seitendrucks p erkennen (s. a. Bild 6.11 k und Bild H.33 a, b im Anhang H). Dieser Unterschied der Ergebnisse kann trotz der unterschiedlichen Steifigkeiten der Interfaces (Abschnitt 6.3.2) nicht abschließend erklärt werden.

Sowohl mit *Plaxis* wie auch mit *Tochnog* sind größere prozentuale Zuwächse des Seitendrucks p in Abhängigkeit der Pfahlrauheit bei kleineren Bodenauflasten q und damit kleineren Relativverschiebungen festzustellen (Bild H.32 c, d im Anhang H), wobei gleichzeitig erhöhte Reibungsanteile am Pfahlmantel bei größeren Bodenauflasten bzw. Relativverschiebungen vorliegen (Bild H.32 a, b im Anhang H). Dies lässt darauf schließen, dass erwartungsgemäß zunächst bis zu einem bestimmten Verschiebungsmaß des Bodens eine Mobilisierung der Pfahlrauheit eintritt. Jedoch führt gleichzeitig die zunehmende Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich zu einer Abnahme des Einflusses der Pfahlrauheit auf den Seitendruck p , bis bei vollständiger Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich (p/c_u)_{ult} nahezu kein Einfluss der Pfahlrauheit mehr vorliegt (Bild H.32 c, d im Anhang H). Strömungsmechanisch kann dies mit der sog. laminare Grenzschicht zwischen Medium und umflossenen Körper begründet werden, die eine Reibung am Körper weitgehend reduziert.

6.4.3 Zusammenfassende Darstellung des Einflusses der untersuchten Parameter auf das Boden- und Pfahlverhalten

Aus der Zusammenstellung der Wertebereiche des normierten Seitendrucks p/c_u und des auf die Horizontalspannung im Boden normierten Seitendrucks p/q_h für die Bodenauflast in der Größe der Grundbruchspannung des Bodens $q = q_{ult}$ in Bild 6.11 bzw. Bild 6.12 lassen sich zusammengefasst die folgenden Erkenntnisse ableiten, die qualitativ zudem im Bild 7.1 dargestellt sind:

- Eine zunehmende Kohäsion c' bzw. c_u führt insbesondere bei kleinen c' bzw. c_u im Boden zu sich verringernden p/c_u . p/q_h bleibt über alle c_u -Werte etwa konstant.
- Die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w führt zu großen Streubreiten von p/c_u und p/q_h . Die größten Werte liegen bei $h_w = 2$ m bis 6 m vor, i. d. R. verringerte Werte bei $h_w \leq 2$ m und stetig abnehmende Werte bei $h_w \geq 6$ m.
- Eine zunehmende Bodensteifigkeiten E_{50}^{ref} führt zu erhöhten p/c_u und p/q_h , wobei insbesondere kleine, ansteigende Steifigkeiten $E_{50}^{ref} \leq 5$ MN/m stark ansteigende p/c_u und p/q_h verursachen.
- Ein vergrößerter Querschnitt des Pfahls führt zu leicht abnehmenden p/c_u und p/q_h .
- Bei quadratischen Pfählen liegen gegenüber runden Pfählen etwa 15 % bis 40 % höhere p/c_u und p/q_h vor.
- Eine zunehmende Pfahlrauheit führt zu erhöhten p/c_u und p/q_h (stärkerer Effekt von $R_{inter} = 0,33$ bis $R_{inter} = 0,67$ als bei $R_{inter} = 0,67$ bis $R_{inter} = 1,0$).

Für die untersuchte Randbedingung mit einer Bodenauflast unmittelbar neben dem Einzelpfahl, der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht von $h_w < 6 \text{ m}$ und sehr hoher Steifigkeit des Bodens liegen die größten Werte für den normierten Seitendruck mit $p/c_u \approx 9$ und $p/q_h \approx 3$ vor (Bild 6.11 c bzw. Bild 6.12 c). Sind gleichzeitig ein rauer, quadratischer Pfahl mit kleiner Pfahlabmessung und/oder eine geringe Scherfestigkeit des Bodens vorhanden, sind ggf. noch höhere Werte für p/c_u und p/q_h zu erwarten. Dies gilt jedoch für eine Bodenauflast in der Größe der Grundbruchspannung des Bodens $q = q_{ult}$. Üblicherweise ist von weit geringeren Bodenauflasten q auszugehen, sodass sich die Werte für p/c_u und p/q_h ggf. erheblich reduzieren (Abschnitt 6.4.1). Für einen üblichen, charakteristischen Ausnutzungsgrad des Bodens von $\mu = 0,5$ würde sich für die o. g. Randbedingung ein normierter Seitendruck von etwa $p/c_u \approx 4,5$ bzw. $p/q_h \approx 1,5$ ergeben.

Zur Ableitung eines vereinfachten Ansatzes zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen siehe Abschnitt 7.4.

6.4.4 Verteilung der Seitendruckeinwirkung auf den Pfahl

Bild 6.14 zeigt die aus den variierten Einzelparametern nach Tabelle 6.4 abgeleiteten Faktoren nach Bild 6.2 für die Verteilung der Seitendruckeinwirkung auf den Pfahl in der bindigen Bodenschicht. Die angegebenen Kurven stellen jeweils den Mittelwert aus den untersuchten normierten Bodenauflasten q/q_{ult} von 0,1, 0,5 und 1,0 dar. Zur Ableitung dieser Mittelwerte siehe die nach Bodenauflasten getrennt dargestellten Kurven in Anhang H.2. Es können aus Bild 6.14 die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Der Faktor $f_{p,o}$ kann i. d. R. mit 50 % bis 80 % angegebenen werden (Bild 6.14 c). Erhöhte Werte liegen bei sehr steifen Böden und großer Schichtmächtigkeit h_w vor.
- Größere Streubreiten weist der Faktor $f_{p,u}$ auf (Bild 6.14 d). Insbesondere die zunehmende Schichtmächtigkeit h_w führt erwartungsgemäß zu einer starken Abnahme des Faktors (vlg. Abschnitt 6.4.2.3 und Bild H.8 im Anhang H).
- Während der Faktor $f_{p,max}$ (Bild 6.14 a) i. d. R. mit 100 % bis 140 % mit dem maximalen Seitendruck in etwa der Mitte der bindigen Bodenschicht für $h_w \leq 6 \text{ m}$ ($z_{fp,max}/h_w \approx 0,35$ bis 0,60 in Bild 6.14 b) angegeben werden kann, führt eine zunehmende Schichtmächtigkeit $h_w > 6 \text{ m}$ bei sehr steifen Böden zu einem starken Anstieg von $f_{p,max}$ bzw. des maximalen Seitendrucks, der in etwa in der Bodentiefe von 2 m bis 6 m verbleibt (vlg. Abschnitt 6.4.2.3 und Bild H.8 im Anhang H).

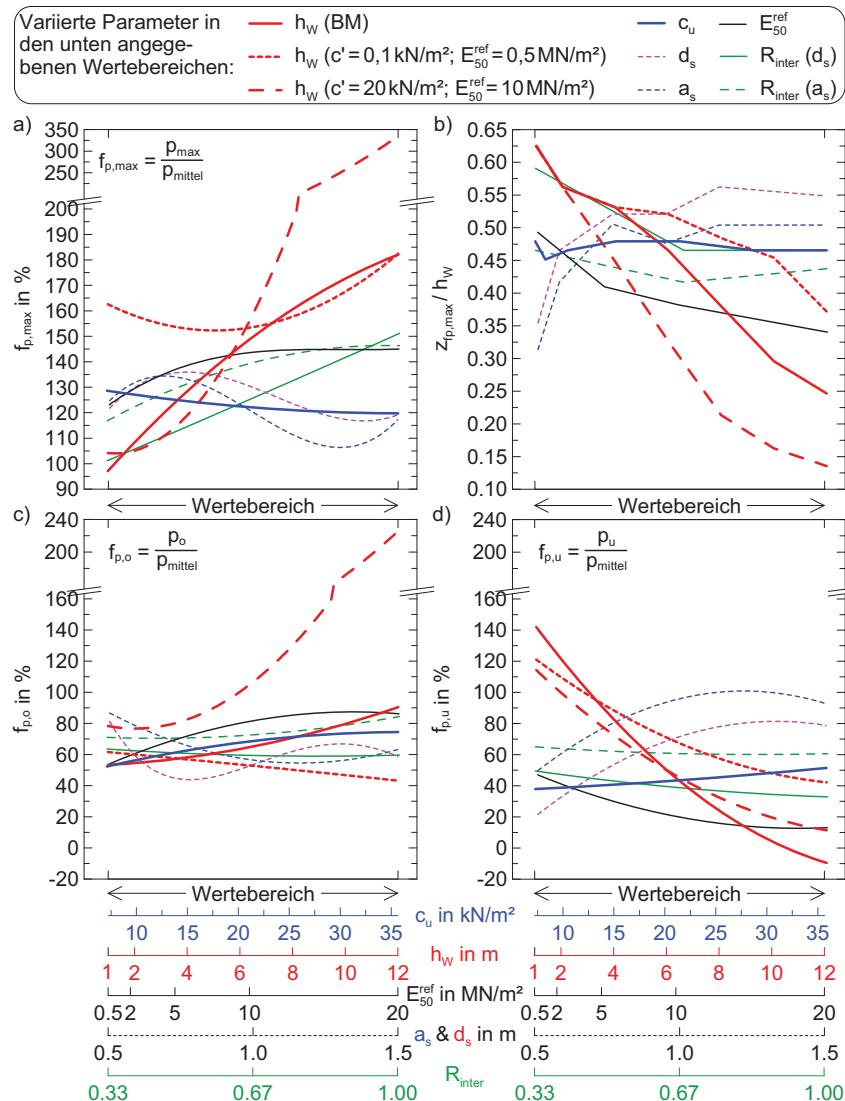


Bild 6.14: Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht, definiert nach Bild 6.2, abgeleitet für die varierten Einzelparameter nach Tabelle 6.4: a) $f_{p,\max}$; b) $Z_{f_{p,\max}} / h_w$; c) $f_{p,o}$; d) $f_{p,u}$

Zur Ableitung von praxisgerechten Ansätzen zur näherungsweisen Ermittlung der Seitendruckverteilung auf den Pfahl über die bindige Bodenschicht siehe Abschnitt 7.4.9.

6.4.5 Einfluss von Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht

Wenz (1963) weist darauf hin, dass in den Weichschichten eingelagerte Sandlinsen zu einem erhöhten Seitendruck auf die Pfahlgründung führen können. *Reul et al. (2014)* berechneten bei in einer Tonschicht ($h_w \approx 12$ m) eingelagerten Sandschicht (Tiefe etwa 4 m bis 6 m) einen ansteigenden Seitendruck auf die Pfahlgründung bei zunehmender Steifigkeit derselben.

Auf Grundlage des numerischen Basismodells nach Bild 6.3 mit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht von $h_w = 12$ m (im Folgenden Modell a) wurden Sandschichten mit den Bodenkenngrößen des tragfähigen Sandes nach Tabelle 5.12 und mit der Mächtigkeit von 0,5 m, 1,0 m und 2,0 m eingelagert (im Folgenden Modell b, c bzw. d), die in ihrer Tiefenlage variiert wurden (Bild 6.15 a). Zudem wurden ausgehend von den Parametern des Basismodells (Tabelle 6.4) am Modell c die folgenden Einzelparameter variiert:

- Kohäsion c' mit 0,1 kN/m² und 25 kN/m²,
- Steifigkeit des bindigen Bodens $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ mit 0,5 MN/m² und 20 MN/m²,
- Steifigkeit des Sandes E_s mit 40 MN/m² anstatt generell 60 MN/m²,
- Pfahlkantenlänge $a_s = 0,5$ m,
- Rauheit der Oberfläche des Pfahls $R_{\text{inter}} = 1,0$.

Die Berechnungen wurden i. d. R. für die Bodenaulast $q = q_{ult}$ durchgeführt, wobei die Grundbruchspannung q_{ult} am Basismodell mit $h_w = 12$ m (Modell a) in Abhängigkeit der angesetzten Kohäsion c' abgeleitet wurde (Bild H.9 a im Anhang H). Einflüsse der Sandeinlagerungen auf die Grundbruchspannungen fanden zwecks besserer Vergleichbarkeit der Ergebnisse keine Beachtung. Zudem erfolgte eine Vergleichsberechnung mit $q/q_{ult} = 0,5$.

Bild 6.15 b zeigt die Gegenüberstellung der numerischen Ergebnisse in Form des Faktors $\chi_{p,SE}$ nach Gleichung (6.2). Dieser gibt die Änderung von p/c_u infolge der in der Tiefelage veränderlichen Sandeinlagerung und Parametervariation (Modelle b, c, d) im Verhältnis zu p/c_u des Modells a an. Weitere Ergebnisse sind in Anhang H.2.8 zusammengestellt.

$$\chi_{p,SE} = \frac{(p_{\text{mittel}}/c_u)_{\text{Modell b, c, d}}}{(p_{\text{mittel}}/c_u)_{\text{Modell a}}} \quad (6.2)$$

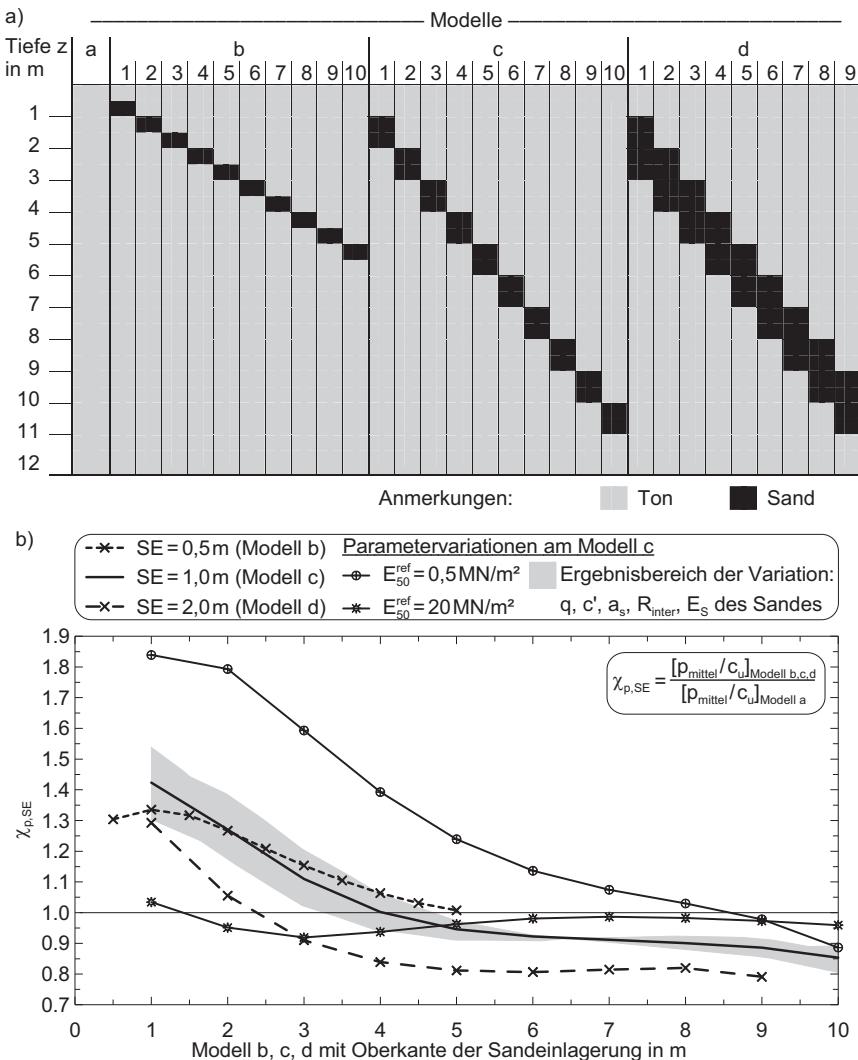


Bild 6.15: Variation der Sandeinlagerung (SE) in der bindigen Bodenschicht mit $h_w = 12 \text{ m}$ und Parametervariationen bei der Bodenauflast von i. d. R. $q/q_{\text{ult}} = 1$: a) untersuchte Baugrundschichtung; b) Faktor $\chi_{p,SE}$ nach Gleichung (6.2)

Aus Bild 6.15 b bzw. Bild H.36 und Bild H.37 im Anhang H können die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Der Einfluss einer Sandeinlagerung im bindigen Boden führt ggf. zu einer um etwa 200 % erhöhten mittleren Einwirkung p auf den Pfahl, sofern sich die Sandeinlagerung oberhalb der sich ausbildenden Bruchzone im bindigen Boden befindet, die bei den untersuchten Randbedingungen in der Tiefe von etwa 4 m bis 6 m zu erwarten ist (Abschnitt 6.4.2.3). Die Spannungsspitzen der Einwirkung p auf den Pfahl in der Sandeinlagerung können erheblich größer sein (Bild H.37).
- Trotz erhöhter Einwirkung p auf den Pfahl liegt in der Sandeinlagerung die Horizontalspannung im Boden q_h geringer als im Ton vor. Auch die Bodenverschiebung ist beim Vorliegen einer Sandeinlagerung insgesamt geringer (Bild H.37). Die erhöhte Einwirkung p ist demnach auf einen veränderten Mechanismus im Sand im Pfahlnahbereich zurückzuführen, der ggf. als (teilmobilisierter) passiver räumlicher Erddruck auftritt.
- Unterhalb der o. g. sich ausbildenden Bruchzone im bindigen Boden führt eine Sandeinlagerung zu einer geringfügig erhöhten Bettung des Pfahls im Boden ($\chi_{p,SE} < 1$).
- Je oberflächennäher sich die Sandeinlagerung befindet, desto größer ist die Einwirkung p auf den Pfahl.
- Eine große Mächtigkeit der Sandeinlagerung führt erwartungsgemäß zu weniger ungünstigen Verhältnissen. Eine veränderte Mächtigkeit der Sandeinlagerung von 0,5 m und 1,0 m verursacht keine signifikanten Unterschiede in der Einwirkung p auf den Pfahl.
- Näherungsweise liegen die hier abgeleiteten Verhaltensweisen des Faktors $\chi_{p,SE}$ für $q/q_{ult} = 1$ auch bei geringeren Bodenauflasten $q/q_{ult} < 1$ vor (Bild H.36).
- Bei Variation der Kohäsion des Bodens c' , der Pfahlform und Pfahlrauheit R_{inter} zeigt sich eine verhältnismäßig wenig veränderte Einwirkung p auf den Pfahl (Bild H.36). Vielmehr ist das Verhältnis der Steifigkeit zwischen dem bindigen Boden und der Sandeinlagerung von signifikanter Bedeutung. So liegt bei großem Steifigkeitsunterschied eine stark erhöhte Einwirkung p auf den Pfahl vor, während bei sehr kleinem Steifigkeitsunterschied die Sandeinlagerung gegenüber der homogenen bindigen Schicht die Pfahleinwirkung kaum verändert.

6.4.6 Untersuchungen zu Zeiteffekten bei der Ausbildung des Seitendrucks

6.4.6.1 Zeiteffekte bei Aufbringung der Bodenauflast

Bild 6.16 zeigt normierte p - y -Kurven berechnet mit dem Basismodell und dem *Hardening Soil-(HS)-Modell* (*Plaxis*) und dem *Viskohypoplastizität-(VHP)-Modell* nach *Niemunis (Tochnog)* (Bild 6.3 bzw. Bild 6.4) für varierte Zeiträume der Lastaufbringung, variiertem Viskositätsindex I_v (nur *VHP*-Modell) und varierter Durchlässigkeit des Bodens k . Dabei ist erwartungsgemäß festzustellen, dass mit zunehmendem Zeitraum der Lastaufbringung (Bild 6.16 a) sowie mit zunehmender Durchlässigkeit des Bodens (Bild 6.16 b) ein geringerer Seitendruck p bei gleichzeitig größerer Relativverschiebung auftritt. Dies ist insbesondere auf die geringere Ausbildung von Porenwasserüberdrücken im Boden zurückzuführen. Jedoch tritt der Effekt bei Berechnungen mit *Plaxis* stärker auf als mit *Tochnog*, obwohl bei vergleichbarer Bodendurchlässigkeit vergleichbare Konsolidierungszeiträume vorhanden sind (Bild H.38 b im Anhang H). Zudem müsste die Berücksichtigung des viskosen Verhaltens des Bodens den festgestellten Effekt noch verstärken, wie die Variation der Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl bei den Modellversuchen zeigte (Abschnitt 3.8.1.9). Bei Variation des Viskositätsindexes des Bodens sind erwartungsgemäß mit zunehmender Kriechfreudigkeit des Bodens, d. h. erhöhten Werten für I_v , eine geringfügig erhöhte Boden- bzw. Relativverschiebung und damit ein erhöhter Seitendruck festzustellen (Bild 6.16 a).

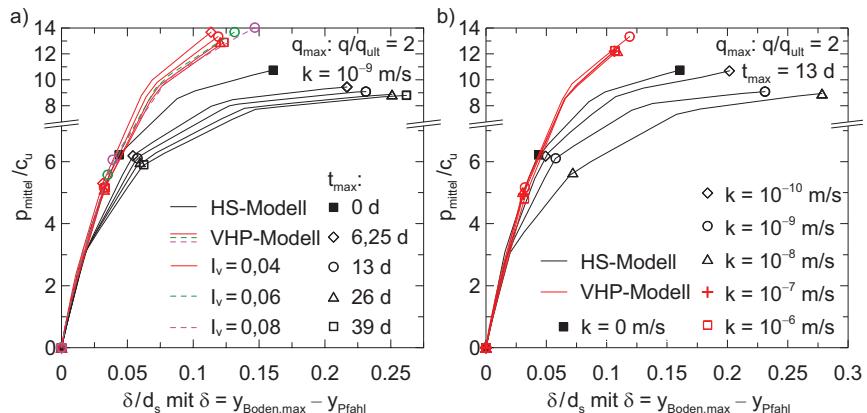


Bild 6.16: Normierte p - y -Kurven unter dem Einfluss von Zeiteffekten bei der Auflastaufbringung mit *Plaxis* und *Tochnog*: a) Variation der Lastaufbringdauer und des Viskositätsindex des Bodens I_v ; b) Variation der Durchlässigkeit des Bodens k (Symbole bei $q/q_{ult} = 1$ und $q/q_{ult} = 2$)

6.4.6.2 Langzeituntersuchungen

Bild 6.17 zeigt zusammengefasst die aus den numerischen Untersuchungen abgeleitete Entwicklung des Seitendrucks p und des Porenwasserüberdrucks Δu über die Zeit. Grundlage sind Berechnungen mit dem *HS*- und *VHP*-Modell (vgl. Abschnitt 6.4.6.1) über die Zeit von 50 Jahren nach Auflastaufbringung bei variiertem Größe der Bodenauflast q/q_{ult} , variiertem Viskositätsindex I_v und variiertem Durchlässigkeit des Bodens k , zusammengestellt in Bild H.38 im Anhang H.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass im Gegensatz zu Berechnungen mit dem *HS*-Modell, bei denen der Seitendruck p langfristig leicht abnimmt (vgl. auch Abschnitte 5.4 und 5.5), bei Berechnungen mit dem *VHP*-Modell aufgrund der Berücksichtigung des Bodenkriechens langfristig stets ein leicht zunehmender Seitendruck auftritt. Zudem zeigt sich während der Konsolidation des Bodens im Vergleich zum reinen Kriechen nach Abbau des Porenwasserüberdrucks ein etwas stärkerer Anstieg des Seitendrucks, was durch verstärkt auftretende Bodenverschiebungen bei der Überlagerung von Bodenkonsolidation und -kriechen begründet ist (nicht dargestellt). Zur Quantifizierung des zunehmenden Seitendrucks p mit der Zeit sind in Bild 6.17 Kenngrößen definiert, die in Abhängigkeit der Phasen Bodenkonsolidation, reines Bodenkriechen und betrachteter Gesamtzeitraum (50 Jahre) abgeleitet sind. Bild 6.18 zeigt die quantifizierten Größen in Abhängigkeit der o. g. Parametervariationen.

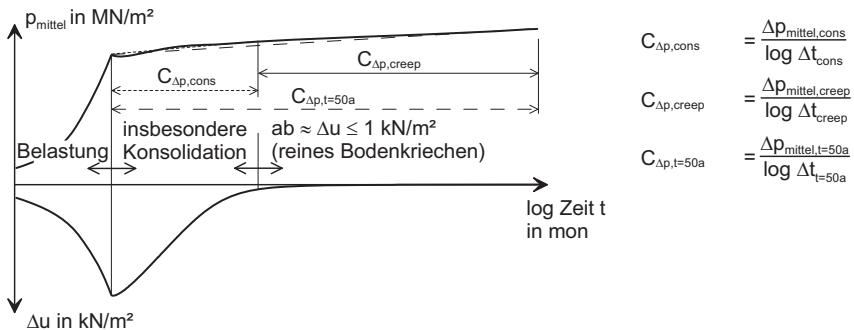


Bild 6.17: Langzeitentwicklung des Seitendrucks p über die Zeit t und Definition von phasenabhängigen Kenngrößen zur Quantifizierung der Langzeitentwicklung

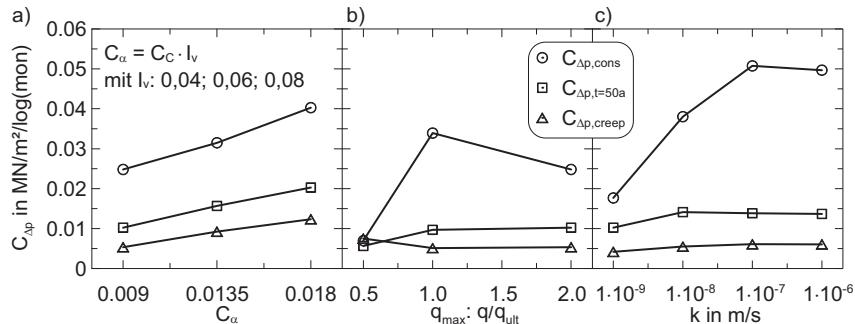


Bild 6.18: Quantifizierte Langzeitentwicklung des Seitendrucks p über die Zeit t , definiert nach Bild 6.17, in Abhängigkeit: a) des Kriechbeiwertes des Bodens C_α ; b) der Größe der Bodenauflast q_{\max} : q/q_{ult} und c) der Durchlässigkeit des Bodens k

Grundsätzlich sind nach Bild 6.18 erhöhte Kenngrößen $C_{\Delta p, \text{cons}}$ und $C_{\Delta p, \text{t}=50a}$ während der Konsolidationsphase gegenüber der reinen Kriechphase ($C_{\Delta p, \text{creep}}$) feststellbar (s. a. Bild 6.17 bzw. Bild H.38 im Anhang H). Die Kenngröße des betrachteten Gesamtzeitraums $C_{\Delta p, \text{t}=50a}$ ist definitionsgemäß von der Größe des Zeitraums abhängig, hier 50 Jahre, und würde sich mit zunehmendem Betrachtungszeitraum der Kenngröße der Kriechphase $C_{\Delta p, \text{creep}}$ annähern.

Wie Bild 6.18 a zeigt, tritt erwartungsgemäß für alle Phasen mit zunehmender Kriechfreudigkeit des Bodens, d. h. zunehmendem Viskositätsindex I_v oder Kriechbeiwert C_α , ein erhöhter Seitendruck mit der Zeit auf, wobei der Zusammenhang zwischen C_α und dem Seitendruckanstieg $C_{\Delta p}$ als näherungsweise linear beschrieben werden kann. Die Größe der Bodenauflast q/q_{ult} hingegen (Bild 6.18 b) lässt keine eindeutige Tendenz erkennen, obwohl mit zunehmender Bodenauflast ein zunehmendes Bodenkriechen zu erwarten gewesen wäre (vgl. Abschnitt 4.2.4). Die Durchlässigkeit des Bodens k (Bild 6.18 c) hat erwartungsgemäß keinen Einfluss auf den Seitendruckanstieg in der Kriechphase ($C_{\Delta p, \text{creep}}$) und bei Betrachtung von großen Zeiträumen ($C_{\Delta p, \text{t}=50a}$). Dagegen zeigt sich in der Konsolidationsphase ein starker Einfluss dahingehend, dass mit zunehmender Durchlässigkeit des Bodens bis zu $k = 10^{-7} \text{ m/s}$ ein zunehmender Seitendruck festzustellen ist ($C_{\Delta p, \text{cons}}$). Bei Durchlässigkeiten $k > 10^{-7} \text{ m/s}$ bildete sich bei der Auflastaufbringung kaum noch ein Porenwasserüberdruck im Boden aus. Da jedoch gleichzeitig mit zunehmender Durchlässigkeit des Bodens ein geringerer Seitendruck im Anfangszustand auftritt (Bild 6.16 b), kann dieser Einfluss bei einer vereinfachten Berechnung, die keine Durchlässigkeiten des Bodens berücksichtigt, ggf. näherungsweise vernachlässigt werden.

6.5 Einfluss des Abstandes von Pfählen zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast (Entfernungseinfluss)

6.5.1 Geometrie und Diskretisierung des numerischen Modells

Das numerische Modell zur Untersuchung des Entfernungseinflusses in Bild 6.19 entspricht weitgehend dem Einzelpfahlmodell in Abschnitt 6.3. Es wurden 10 Pfähle im Abstand von 1,0 m bis 36,0 m von der seitendruckerzeugenden Bodenauflast modelliert (Pfahlposition 1 bis 10), die je nach untersuchter Entfernung inkl. der linear elastischen Schicht aktiviert werden konnten. Somit wurden Einflüsse auf die Ergebnisse durch Veränderungen des FE-Netzes ausgeschlossen. Die Breite des Modells richtete sich nach der untersuchten Pfahlabmessung mit $d_s = a_s = 0,5$ m bis $d_s = a_s = 1,5$ m.

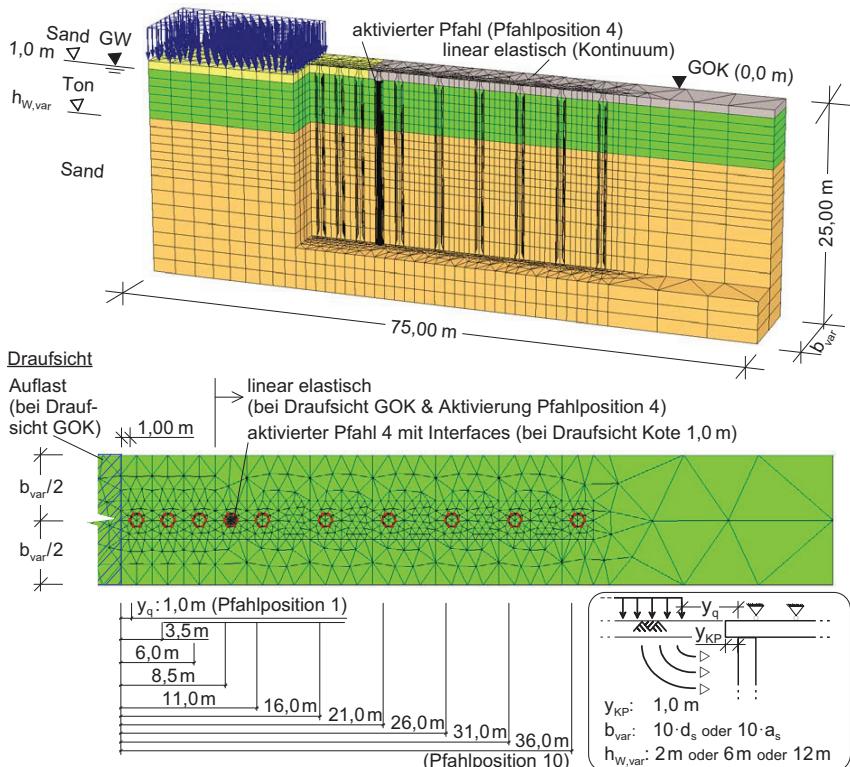


Bild 6.19: Geometrische Abmessungen des numerischen Modells für Parameterstudien zur Untersuchung des Entfernungseinflusses mit *Plaxis 3D Foundation*

Die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w konnte ohne Veränderung des FE-Netzes variiert werden. Alle Berechnungen erfolgten mit dem Programm *Plaxis 3D Foundation* mit dem *Hardening Soil*-Modell. Zu den angewendeten Berechnungsschritten mit der Auflastaufbringung ohne Zeiteffekte und i. d. R. ohne Konsolidation siehe Abschnitt 6.3.3.

6.5.2 Berechnungskenngrößen und Parametervariationen

Zur Identifizierung der maßgeblichen Parameter des Entfernungseinflusses wurden Voruntersuchungen ausgehend von den Bodenkenngrößen des bindigen Bodens des Basis-Einzelpfahlmodells (Abschnitt 6.3 und Tabelle 6.1) durchgeführt. Eine umfangreiche Parameterstudie (Hauptuntersuchungen) erfolgte anschließend mit drei typischen bindigen Böden unterschiedlicher Steifigkeit und Festigkeit nach Tabelle 6.5 mit dem Basisparametern der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht $h_w = 6$ m, des Pfahldurchmessers $d_s = 0,5$ m und der Pfahlrauheit $R_{\text{inter}} = 1,0$. Die untersuchten Parametervariationen stellt Tabelle 6.6 zusammen.

Tabelle 6.5: Bodenkenngrößen der untersuchten bindigen Böden (HS-Modell)

Bodenschicht	γ / γ_r	B	e_0	p^{ref}	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$	E_{ur}^{ref}	OCR	ν_{ur}	m	φ'	c'	ψ
	kN/m ³	–	–	kN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	–	–	–	°	kN/m ²	°
Schluff	18,5/20	1,0	1,5	100	6,0	30,0	1,0	0,2	0,8	25,0	10	0
Ton	19/19,5	1,0	2,0	100	3,0	15,0	1,0	0,2	1,0	20,0	7,5	0
Torf	12,5/12,5	1,0	2,5	100	0,5	2,5	1,0	0,2	1,0	15,0	5,0	0

Anmerkungen: E_{ur}^{ref} mit $5 \cdot E_{oed}^{ref}$ und ν_{ur} nach Vermeer/Meier (1998)

Tabelle 6.6: Parametervariationen zur Untersuchung des Entfernungseinflusses

varierte Einzelparameter	Voruntersuchung		Hauptuntersuchung		
	Ton/Schluff	Schluff	Ton	Torf	
nach Tabelle 6.1	nach Tabelle 6.5	nach Tabelle 6.5	nach Tabelle 6.5	nach Tabelle 6.5	
$c' = 20$ kN/m ²	x				
$E_{50}^{ref} = 20$ MN/m ²	x				
$h_w : 2$ m und 12 m	x	x	x	x	x
$d_s = 1,5$ m	x	x	x	x	x
$a_s = 0,5$ m	x		x		
$R_{\text{inter}} = 0,33$	x		x		

Anmerkung: x = Berechnungen durchgeführt

Die Größen der Bodenauflasten wurden in den Bereichen bis $q_{\max} = q/q_{ult} = 1$ untersucht. Mit den Bodenkenngrößen des bindigen Bodens des Basis-Einzelpfahlmodells erfolgte zudem eine Konsolidationsberechnung ausgehend von $q/q_{ult} = 0,5$ über 10 Jahre nach Auflastaufbringung. Zur Ableitung der Grundbruchspannungen q_{ult} und der undrainierten Kohäsion c_u der Böden in Abhängigkeit der jeweiligen Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und der Scherfestigkeit des Bodens φ' und c' siehe Abschnitt 6.3.5 bzw. Abschnitt 6.3.6, zur Zusammenstellung der abgeleiteten Größen siehe Bild H.39 bzw. Tabelle H.2 im Anhang H.

Zur Modellierung der Auffüllung, der tragfähigen Bodenschicht (unterer Sand), der linear elastischen Schicht sowie der Pfähle siehe Abschnitt 6.3.2.

6.5.3 Berechnungsergebnisse zum Entfernungseinfluss

Zur Beurteilung der numerischen Ergebnisse wurden insbesondere die Größen q_{ult} , q_h , p und c_u sowie die daraus abgeleiteten Größen q_h/q_{ult} , p/q_h und p/c_u herangezogen (Abschnitt 6.2). Dabei sind die Entwicklungen der Größen mit der Entfernung zur Bodenauflast bzw. zur Pfahlposition 1, direkt neben der Bodenauflast befindlich (Bild 6.19), von Interesse. Für die Beurteilungsgröße p/c_u bzw. p ist entsprechend ein Entfernungsfaktor nach Gleichung (6.3) abgeleitet.

$$\chi_{p,yq} = \frac{(p_{mittel}/c_u)_{Pfahl \text{ im Abstand } yq \text{ zur Pfahlposition 1}}}{(p_{mittel}/c_u)_{Pfahlposition 1}} = \frac{P_{mittel,Pfahl \text{ im Abstand } yq \text{ zur Pfahlposition 1}}}{P_{mittel,Pfahlposition 1}} \quad (6.3)$$

Die grundsätzliche Entwicklung der Bodenverschiebung y_{Boden} , der Horizontalspannung im Boden q_h und des Seitendrucks auf den Pfahl p mit der Entfernung zu der Bodenauflast bzw. zur Pfahlposition 1 zeigt Bild 6.20 a, wobei ein vergleichbarer Kurvenverlauf für alle durchgeföhrten Parametervariationen nach Tabelle 6.6 festgestellt werden konnte. Jedoch sind die relativen, auf die Pfahlposition 1 bezogenen Entwicklungen der einzelnen Größen y_{Boden} , q_h und p nicht unmittelbar vergleichbar, sodass von der relativen Entwicklung der einen Größe nicht auf die relative Entwicklung einer anderen Größe geschlossen werden kann (Bild H.43 im Anhang H). Dagegen liegt für das Verhältnis des Seitendrucks zur Horizontalspannung im Boden p/q_h ein weitgehend konstanter Verlauf unabhängig von der Entfernung zur Bodenauflast vor (Bild 6.20 b). Dieser konstante Verlauf konnte dabei unabhängig von der Größe der Bodenauflast sowie unabhängig von den nach Tabelle 6.6 varierten Parametern festgestellt werden (Bild H.41 d im Anhang H).

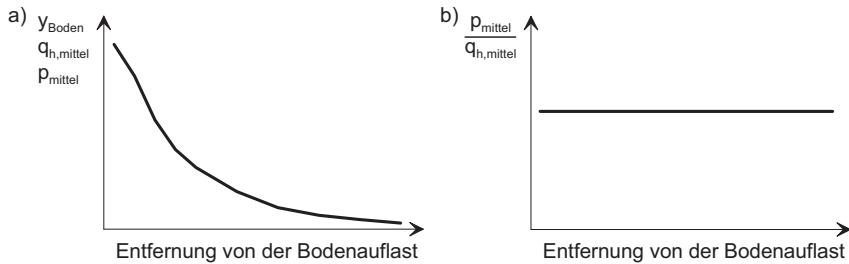


Bild 6.20: Entwicklung von verschiedenen Größen mit der Entfernung zur Bodenauflast:
a) Bodenverschiebung y_{Boden} , Horizontalspannung im Boden q_h und Seitendruck auf den Pfahl p ; b) Verhältnis p/q_h

Die aus den Voruntersuchungen abgeleiteten Wertebereiche des Entfernungsfaktors $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3) bei Variation der Bodenauflasten nach Abschnitt 6.5.2 und Parameter nach Tabelle 6.6 zeigt Bild 6.21 a bzw. Bild 6.21 b. Zusammengestellt sind alle Ergebnisse in Bild H.40 bis Bild H.44 in Anhang H. Es können aus den Voruntersuchungen zum Entfernungseinfluss des Seitendrucks die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Bild 6.21 a zeigt erwartungsgemäß, dass bei höherer Bodenauflast ein erhöhter Einfluss des Seitendrucks auch bis in größerer Entfernung von der Bodenauflast vorliegt. Jedoch kann bei einer geringen Mächtigkeit und größerer Steifigkeit der bindigen Bodenschicht auch ein erhöhter Entfernungseinfluss des Seitendrucks bei kleinen Bodenauflasten auftreten (vgl. bspw. Bild H.47 b und Bild H.49 b).
- Bodenauflasten knapp unter der Grundbruchspannung des Bodens $q/q_{\text{ult}} = 0,9$ verursachen einen vergleichbaren Entfernungseinfluss wie bei $q/q_{\text{ult}} = 1$ (Bild 6.21 a). Nach der Konsolidation des Bodens ($q/q_{\text{ult}} = 0,5$ über 10 Jahre) wurde mit dem *Hardening Soil*-Modell erwartungsgemäß ein abnehmender Seitendruck für alle Entfernung von der Bodenauflast festgestellt (Bild H.40 a und vgl. Abschnitt 6.4.6.2).
- Erwartungsgemäß geht nach Bild 6.21 b eine große Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w , eine große Steifigkeit E_{50}^{ref} oder eine große Scherfestigkeit des Bodens (Bild H.40 d) mit einem erhöhten Entfernungseinfluss einher.
- Eine größere Pfahlabmessung und eine größere Pfahlrauheit führen zu einem nur geringfügig erhöhten Entfernungseinfluss (Bild H.40 d).
- Die Verteilung des Seitendrucks in der bindigen Bodenschicht liegt im Vergleich zu Abschnitt 6.4.4 entfernungsbedingt kaum verändert vor (Bild H.44).

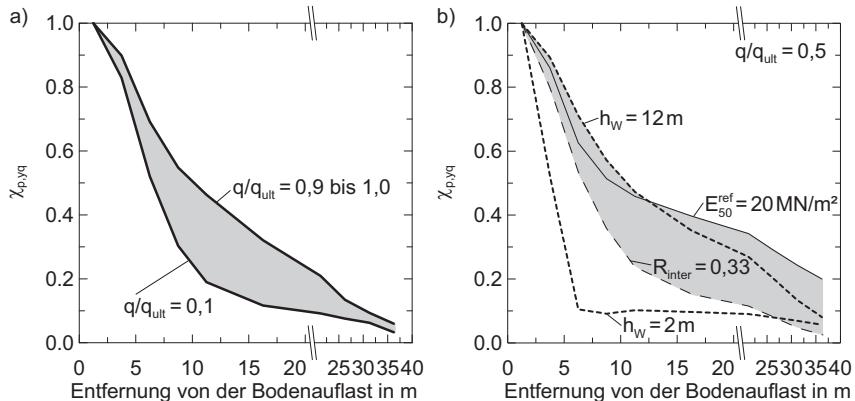


Bild 6.21: Wertebereiche des Entfernungs faktors $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3) mit Grenzkurven aus den Voruntersuchungen: a) Variation der Bodenauflasten nach Abschnitt 6.5.2; b) Variation der Parameter nach Tabelle 6.6

Bei den Hauptuntersuchungen wurde der Entfernungseinfluss im Schluff, Ton und Torf nach Tabelle 6.5 bei Variation der Parameter nach Tabelle 6.6, die als maßgebliche Parameter in den Voruntersuchungen abgeleitet wurden, und bei varierter Größe der Bodenauflast mit $q/q_{ult} = 0,1$; $q/q_{ult} = 0,9$ und ggf. $q/q_{ult} = 0,5$ untersucht. Die Ergebnisse sind in Anhang H.3.4 zusammengestellt. Aus den untersuchten Bodenauflasten wurde je Parametervariation der ungünstigste Wert des Entfernungs faktors $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3) abgeleitet ($\chi_{p,yq,\max}$ in Bild H.44 bis Bild H.52 im Anhang H).

Bild 6.22 stellt die Wertebereiche des Entfernungs faktors $\chi_{p,yq} = \chi_{p,yq,\max}$ nach Bild H.45 bis Bild H.52 im Anhang H für die Böden Schluff, Ton und Torf mit Angabe der Grenzkurven zusammen. Die Zusammenstellung aller Kurven findet sich in Bild H.53 im Anhang H. Erwartungsgemäß liegt entsprechend der Erkenntnisse der Voruntersuchungen der ungünstigste Entfernungseinfluss im Schluff mit verhältnismäßig hoher Steifigkeit und Scherfestigkeit bei gleichzeitig großer Pfahlabmessung $d_s = 1,5 \text{ m}$ und hoher Pfahlrauheit $R_{\text{inter}} = 1,0$ und zudem großer Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht $h_w = 12 \text{ m}$ vor.

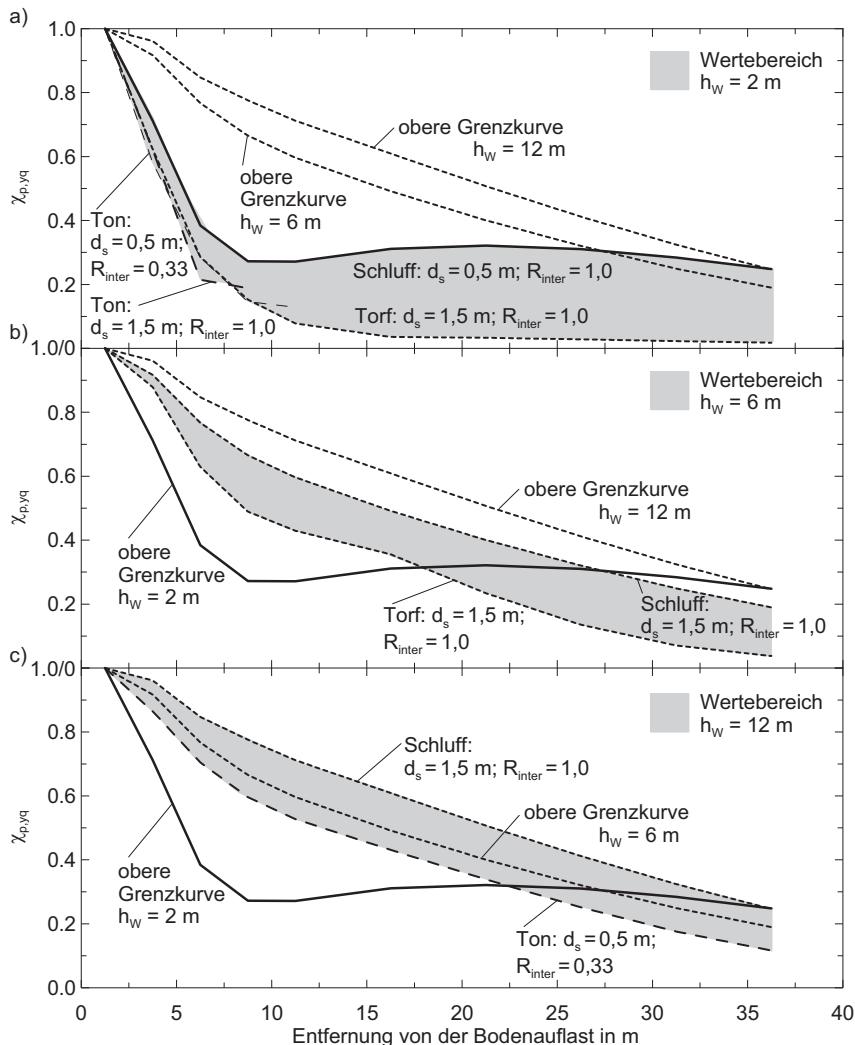


Bild 6.22: Wertebereiche des Entfernungsfaktors $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3) mit Grenzkurven im Schluff, Ton und Torf nach Tabelle 6.5 bei Variation der Parameter nach Tabelle 6.6 und bei variierter Größe der Bodenauflast mit $q_{\max} = q/q_{\text{ult}} = 0,9$ für die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht: a) $h_w = 2 \text{ m}$; b) $h_w = 6 \text{ m}$; c) $h_w = 12 \text{ m}$

6.6 Pfahlgruppenverhalten

6.6.1 Geometrie und Diskretisierung des numerischen Modells

Bild 6.23 zeigt das numerische Modell zur Untersuchung des Pfahlgruppenverhaltens. Es wurden neben der Anordnung von 2 Pfählen in Reihe in Quer- und Längsrichtung zur Bodenverschiebung Pfahlgruppen mit 2x2 bis maximal 5x5 Pfählen bei unterschiedlichen Pfahlabständen untersucht. Zu den untersuchten Parametervariationen siehe Abschnitt 6.6.2. Das numerische Modell entsprach im Wesentlichen dem des Einzelpfahlmodells in Abschnitt 6.3. Die Abmessung der Grundfläche des Modells richtete sich nach der untersuchten Pfahlabmessung mit $d_s = a_s$ von 0,5 m bis 1,5 m und dem untersuchten Pfahlabstand. Der Randabstand der Pfahlgruppe betrug jeweils mindestens der 15-fachen Pfahlabmessung.

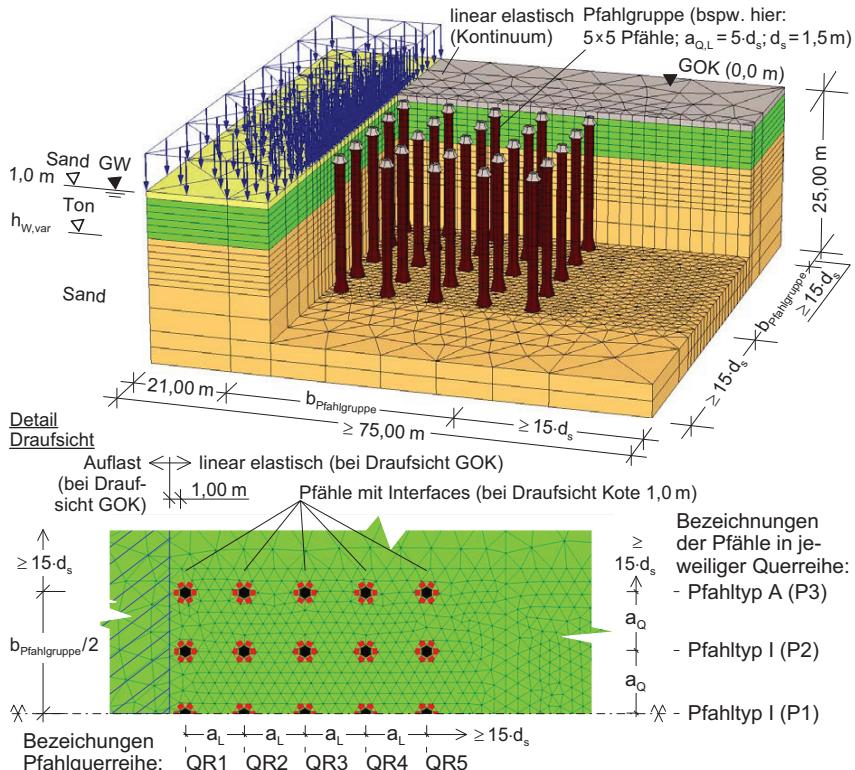


Bild 6.23: Geometrische Abmessungen des numerischen Modells für Parameterstudien zur Untersuchung des Pfahlgruppenverhaltens mit *Plaxis 3D Foundation*

Als Bezugspfahl für das Pfahlgruppenverhalten eines jeden Gruppenpfahls diente jeweils ein Einzelpfahl in der Position P1, QR1 (vgl. Bild 6.23), der dieselbe Pfahlposition aufwies wie die untersuchten Einzelpfähle im Abschnitt 6.3. Die Untersuchungen unterschiedlicher Pfahlgruppen (2x2 Pfähle bis 5x5 Pfähle) und Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht h_w konnten bei identischer Pfahlabmessung und identischem Pfahlabstand durch Aktivierung entsprechender Pfähle ohne Veränderung des FE-Netzes durchgeführt werden. Mit demselben FE-Netz wurde jeweils eine Berechnung mit dem Bezugspfahl durchgeführt. Alle Berechnungen erfolgten mit dem Programm *Plaxis 3D Foundation* mit dem *Hardening Soil*-Modell und den Berechnungsschritten ohne der Berücksichtigung von Zeiteffekten nach Abschnitt 6.3.3.

6.6.2 Berechnungskenngrößen und Parametervariationen

Das Untersuchungsprogramm zum Pfahlgruppenverhalten zeigt Bild 6.24. Zur Identifizierung der maßgeblichen Parameter des Pfahlgruppenverhaltens wurden Voruntersuchungen mit Pfahlgruppen nach Bild 6.24 a, b ausgehend von den Bodenkenngrößen des bindigen Bodens des Basis-Einzelpfahlmodells (Abschnitt 6.3 und Tabelle 6.1) durchgeführt. Eine umfangreiche Parameterstudie mit den Pfahlgruppen nach Bild 6.24 c–j erfolgte daran anschließend mit drei typischen bindigen Böden unterschiedlicher Steifigkeit und Festigkeit mit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht $h_w = 6$ m (Abschnitt 6.5.2 und Tabelle 6.5). Die untersuchten Parametervariationen stellt Tabelle 6.7 zusammen.

Tabelle 6.7: Parametervariationen zur Untersuchung des Pfahlgruppenverhaltens mit Angabe der jeweils untersuchten Pfahlanordnungen nach Bild 6.24

varierter Einzelparameter	Voruntersuchung	Hauptuntersuchung		
	Ton/Schluff	Schluff	Ton	Torf
nach Tabelle 6.1	nach Tabelle 6.5	nach Tabelle 6.5	nach Tabelle 6.5	nach Tabelle 6.5
$c' = 20 \text{ kN/m}^2$	Bild a und b			
$E_{50}^{\text{ref}} = 20 \text{ MN/m}^2$	Bild a und b			
$h_w : 2 \text{ m und } 12 \text{ m}$	Bild a und b			
$d_s : 0,5 \text{ m und } 1,5 \text{ m}$	Bild a und b	Bild c bis j	Bild c bis j	Bild c bis j
$a_s : 0,5 \text{ m und } 1,5 \text{ m}$	Bild a und b			
$R_{\text{inter}} : 0,33 \text{ und } 1,0$	Bild a, b bzw. b	Bild c bis j	Bild c bis j	Bild c bis j
$d_s = 1,5 \text{ m und } c' = 20 \text{ kN/m}^2$	Bild a			
Sandeinlagerung Kote 1,0–2,0 m	Bild a			

Voruntersuchungen (bindiger Boden nach Tabelle 6.1)

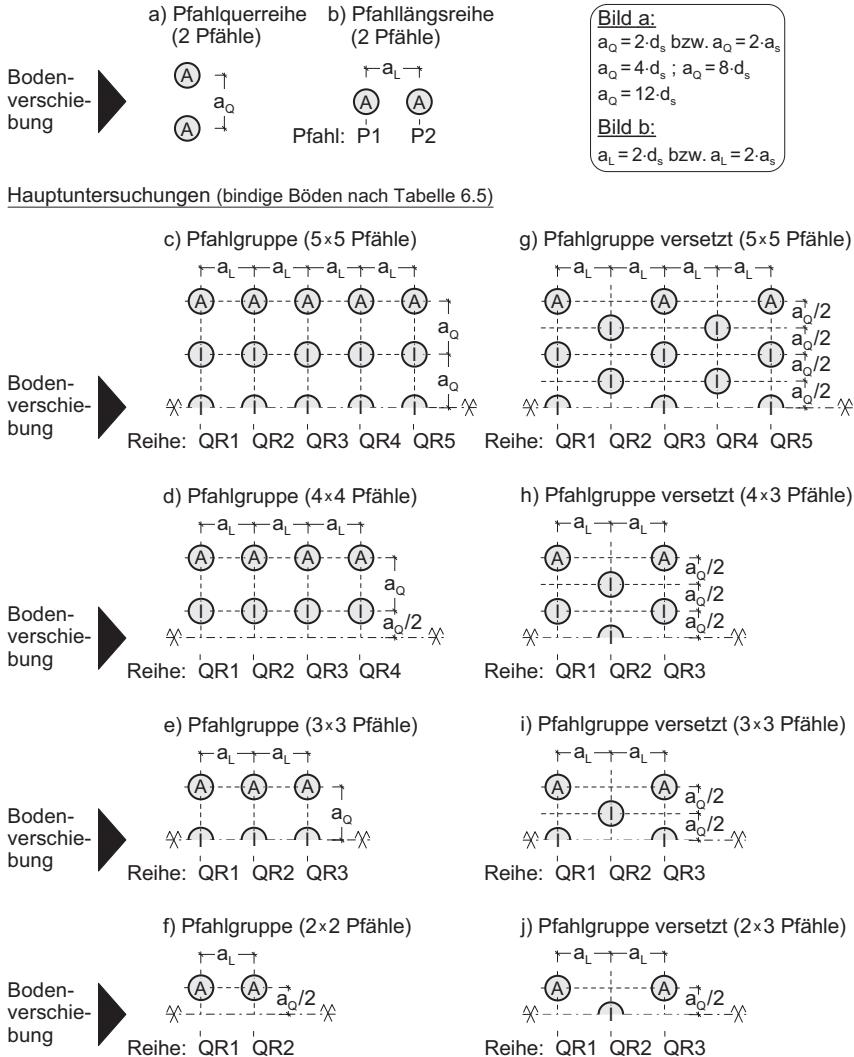


Bild c bis j: $a_{o,L} : 3 \cdot d_s ; 5 \cdot d_s ; 7 \cdot d_s ; 9 \cdot d_s$ | Pfahltypen A bzw. I definiert nach deren Position

Bild 6.24: Untersuchungsprogramm zum Pfahlgruppenverhalten

Die Größe der Bodenauflast wurde bei den Voruntersuchungen (Bild 6.24 a, b) in den Bereichen bis $q_{\max} = q/q_{\text{ult}} = 1$ untersucht, bei den Hauptuntersuchungen (Bild 6.24 c–j) lediglich für den ungünstigen Fall von $q/q_{\text{ult}} = 1$ (vgl. Abschnitt 6.6.3). Zur Grundbruchspannung q_{ult} und der undrainierten Kohäsion c_u der Böden siehe Abschnitt 6.5.2 und Bild H.39 bzw. Tabelle H.2 (jeweils für $h_w = 6$ m) im Anhang H.

Zur Modellierung der Auffüllung, der tragfähigen Bodenschicht (unterer Sand), der linear elastischen Schicht sowie der Pfähle siehe Abschnitt 6.3.2.

6.6.3 Berechnungsergebnisse zum Pfahlgruppenverhalten

Zur Quantifizierung des Pfahlgruppenverhaltens wurde aus den numerischen Ergebnissen des normierten Seitendrucks p/c_u bzw. des Seitendrucks p je Gruppen- bzw. Einzelpfahl ein Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,\text{GP}}$ nach Gleichung (6.4) abgeleitet.

$$\chi_{p,\text{GP}} = \frac{(p_{\text{mittel}}/c_u)_{\text{Gruppenpfahl}}}{(p_{\text{mittel}}/c_u)_{\text{Einzelpfahl}}} = \frac{p_{\text{mittel,Gruppenpfahl}}}{p_{\text{mittel,Einzelpfahl}}} \quad (6.4)$$

Zur Position des Einzelpfahls als Bezugspfahl (Bezugs-Einzelpfahl), sofern nicht anders angegeben, siehe Abschnitt 6.6.1. Eine Zusammenstellung aller Ergebnisse der Voruntersuchungen findet sich im Anhang H.4.1 (Bild H.54 bis Bild H.57). Es können aus den Voruntersuchungen zum Pfahlgruppenverhalten die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Gruppenpfähle erhalten bei allen Pfahlanordnungen (Querreihen, Längsreihen, Pfahlgruppen) i. d. R. einen kleineren Seitendruck als ein Einzelpfahl ($\chi_{p,\text{GP}} \leq 1$) (Bild H.54, Bild H.55 und Bild H.57 und vgl. Modellversuche in Abschnitt 3.8.2).
- Ab einem Pfahlquerabstand a_Q von $8 \cdot d_s$ bis $12 \cdot d_s$ verhalten sich die Gruppenpfähle wie Einzelpfähle (Bild H.54 b–d und vgl. Modellversuche in Abschnitt 3.8.2.2).
- Bei Gruppenpfählen in Querreihe führen insbesondere große Pfahlabmessungen, eine große Scherfestigkeit des Bodens und eine geringe Pfahlrauheit zu einem erhöhten Faktor $\chi_{p,\text{GP}}$. Bei dem kombinierten Auftreten ungünstiger Randbedingungen und gleichzeitig sehr engstehenden Gruppenpfählen können ggf. Gruppenfaktoren bis zu $\chi_{p,\text{GP}} \approx 1,1$ für Pfähle in Auflastnähe auftreten (Bild H.54 d, e). Sandeinlagerungen im bindigen Boden verringern den Gruppenfaktor $\chi_{p,\text{GP}}$ erheblich (Bild H.54 a).
- Hinten stehende Pfähle in Längsrichtung erhalten erwartungsgemäß im zunehmenden Abstand zur Bodenauflast einen abnehmenden Seitendruck im Vergleich zum Bezugs-Einzelpfahl, zurückzuführen auf die Entfernung zur Bodenauflast und die

Abschirmwirkung durch vorn stehenden Pfählen (Bild H.55 b, c und Bild H.57 und vgl. Modellversuche in Abschnitt 3.8.2.3).

- Vorn stehende Pfähle sind durch dahinter stehende Pfähle insofern beeinflusst, dass ein geringerer Seitendruck einwirkt als auf den Bezugs-Einzelpfahl ($\chi_{p,GP} \leq 1$) (Bild H.55 a und Bild H.57 und vgl. Modellversuche in Abschnitt 3.8.2.3).
- Bei Gruppenpfählen in Längsreihe führt insbesondere eine geringe Pfahlrauheit zu einem erhöhten Faktor $\chi_{p,GP}$ (Bild H.55 a, b). Bei hinten stehenden Pfählen liegen erhöhte $\chi_{p,GP}$ auch bei einer großen Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht sowie großer Steifigkeit und Scherfestigkeit des Bodens vor (Bild H.55 b). Verursacht ist dieses Verhalten auch durch eine verringerte Abschirmwirkung durch den vorn stehenden Pfahl bei den genannten Randbedingungen (Bild H.55 c).
- Für quadratische Pfähle ist gegenüber runden Pfählen mit gleicher Abmessung ($a_s = d_s$) stets ein geringerer Faktor $\chi_{p,GP}$ festzustellen (Bild H.54 und Bild H.55).
- Bei Pfahltyp A liegt gegenüber Pfahltyp I (Definition siehe Bild 6.24) i. d. R. ein leicht erhöhter Gruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ vor (Bild H.57).
- Bei großen Bodenauflasten $q/q_{ult} = 1$ weist der Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ i. d. R. die größten Werte auf (Bild H.54 und Bild H.55).
- Die Verteilung des Seitendrucks in der bindigen Bodenschicht ist im Vergleich zum Einzelpfahl (Abschnitt 6.4.4) bei Gruppenpfählen kaum verändert (Bild H.56).

Bei den Hauptuntersuchungen wurde das Pfahlgruppenverhalten im Schluff, Ton und Torf nach Tabelle 6.5 bei Variation der Parameter nach Tabelle 6.7, die als maßgebliche Parameter in den Voruntersuchungen abgeleitet wurden, und der Bodenauflast von $q/q_{ult} = 1,0$ untersucht. Dabei wurde je Parametervariation und Pfahlquerreihe (QR1 bis ggf. QR5) mit nicht versetzten und versetzten Pfahlgruppen (Bild 6.24 c–f bzw. g–j) jeweils der Maximalwert für $\chi_{p,GP}$ getrennt für den Pfahltyp I und A abgeleitet, beispielhaft zusammengestellt in Bild H.57 im Anhang H und qualitativ dargestellt in Bild 6.25. Die Ergebnisse sind in Anhang H.4.2 zusammengestellt zum einen getrennt nach Bodenart, Pfahldurchmesser und Pfahlrauheit in Bild H.58 bis Bild H.63 und zum anderen gegenübergestellt:

- nach der Pfahlrauheit R_{inter} (Bodenart und d_s zusammengefasst) in Bild H.64,
- nach dem Pfahldurchmesser d_s (Bodenart und R_{inter} zusammengefasst) in Bild H.65,
- nach der Bodenart (d_s und R_{inter} zusammengefasst) in Bild H.66.

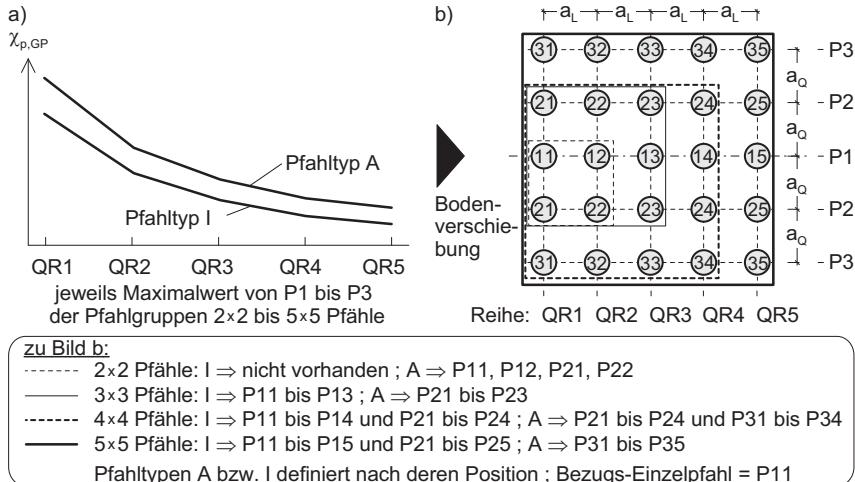


Bild 6.25: Ableitung des Pfahlgruppenfaktors $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) je Parametervariation für die jeweils untersuchten Pfahlanordnungen getrennt für die Pfahltypen I und A (versetzte Pfahlgruppen analog): a) $\chi_{p,GP}$; b) Pfahlanordnungen

Wie zum Teil auch bei den Vorversuchen festgestellt, lassen sich aus Bild H.64 bis Bild H.66 im Anhang H die folgenden Erkenntnisse ableiten:

- I. d. R. gilt für den Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP} \leq 1$.
- Erwartungsgemäß liegt bei größeren Pfahlabständen i. d. R. ein erhöhter Pfahlgruppenfaktor vor. Jedoch führt mit zunehmendem Pfahlabstand der gleichzeitig zunehmende Abstand der hinteren Pfähle zur Bodenauflast zu ggf. geringeren Faktoren.
- Während für glatte Pfähle in Auflastnähe ein höherer Pfahlgruppenfaktor auftritt, ist dies bei rauen Pfähle in größerer Entfernung zur Bodenauflast der Fall (Bild H.64).
- Pfähle mit größeren Abmessungen weisen i. d. R. in Auflastnähe einen höheren Pfahlgruppenfaktor und in größerer Entfernung zur Bodenauflast i. d. R. einen geringeren Pfahlgruppenfaktor auf (Bild H.65).
- Der Pfahlgruppenfaktor verändert sich mit der Bodenart erst bei größerer Entfernung zur Bodenauflast, hin zu erhöhten Werten bei zunehmend weichen Böden (Torf gegenüber Ton gegenüber Schluff) (Bild H.66).
- Bei versetzten Pfahlgruppen ist gegenüber nicht versetzten Pfahlgruppen der Pfahlgruppenfaktor leicht erhöht.

In Bild 6.26 sind getrennt nach Pfahlabständen $a_{Q,L} = 3 \cdot d_s$ bis $a_{Q,L} = 9 \cdot d_s$, Pfahltyp I und A, versetzten und nicht versetzten Pfahlgruppen und Abstand der Gruppenpfähle von der Bodenauflast (QR1 bis QR5) die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zum Pfahlgruppenverhalten zusammengefasst. Der Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ ist abgeleitet aus Bild H.58 bis Bild H.63 im Anhang H mit den Maximalwerten von $\chi_{p,GP}$ aus der Bodenart, dem Pfahldurchmesser und der Rauheit der Pfahloberfläche. Bild 6.26 gilt damit unabhängig von diesen Randbedingungen. Näherungsweise ist Bild 6.26 entsprechend den Erkenntnissen aus den Vorversuchen auch für quadratische Pfähle, die i. d. R. etwas geringere Pfahlgruppenfaktoren $\chi_{p,GP}$ erwarten lassen, und abweichenden Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht von den hier untersuchten $h_w = 6 \text{ m}$ anwendbar.

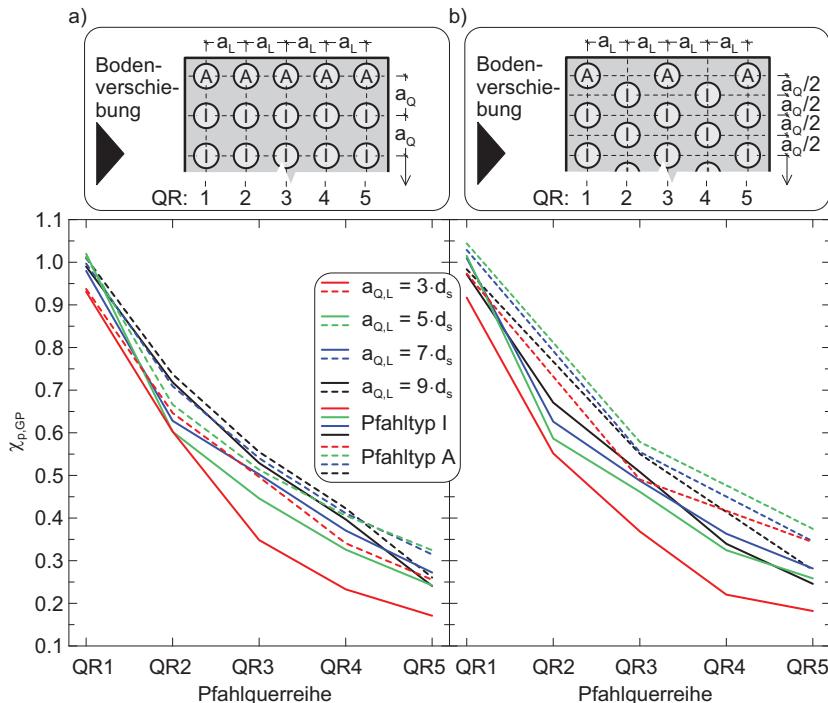


Bild 6.26: Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen zum Pfahlgruppenverhalten unabhängig von den Bodenkenngrößen üblicher bindiger Böden, dem Pfahldurchmesser und der Rauheit der Pfahloberfläche: a) nicht versetzte Pfahlgruppen; b) versetzte Pfahlgruppen

6.7 Zusammenfassende Bewertung

In den numerischen Parameterstudien konnten die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Eine vollständige Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich, die bisher üblichen Berechnungsansätzen für seitendruckbeanspruchte Pfähle i. d. R. zugrunde liegt, findet erst bei einer Bodenauflast statt, die rechnerisch sehr weit über der Grundbruchspannung liegt. Demzufolge befindet sich ein Boden, der rechnerisch ohne Pfähle einen Bruchzustand aufweist, im Pfahlnahbereich i. d. R. noch im Vorbruchzustand.
- Der Maximalwert des auf die undrainierte Kohäsion normierten Seitendrucks bei Böden im Bruchzustand kann für alle Parametervariationen mit $p/c_u \approx 9$ angegeben werden. Wie i. d. R. schon bei den Modellversuchen (Kapitel 3) festgestellt, liegt dabei eine Zunahme des normierten Seitendrucks vor bei:
 - geringerer Scherfestigkeit des Bodens;
 - bei einer Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht von 2 m bis 6 m gegenüber kleineren und größeren Mächtigkeiten, was auf die sich ausbildenden Bruchzonen im Boden zurückzuführen ist;
 - größerer Steifigkeit des Bodens;
 - kleinerer Pfahlabmessung und bei quadratischen Pfählen gegenüber runden Pfählen mit einem etwa 15 % bis 40 % höheren Seitendruck sowie
 - größerer Rauheit der Pfahloberfläche.
- Weniger große Streubreiten des Seitendrucks liegen vor, wenn dieser auf die Horizontalspannung im von Pfahl unbeeinflussten Boden normiert wird (p/q_h). Der Maximalwert bei Böden im Bruchzustand kann für alle Parametervariationen mit $p/q_h \approx 3$ angegeben werden.
- Über die Ableitung von Faktoren konnte die Verteilung des Seitendrucks in der bindigen Bodenschicht in Abhängigkeit verschiedener Parameter angegeben werden. I. d. R. liegt eine parabelförmige Einwirkungsverteilung mit dem Maximalwert etwa in Schichtmitte vor. Bei großen Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht befindet sich der Maximalwert in Nähe zur oberen Schichtgrenze des bindigen Bodens.
- Sandeinlagerungen oder Sandlinsen in der bindigen Bodenschicht wirken stark seitendruckerhöhend, sofern sich diese in Nähe zur oberen Schichtgrenze des bindigen Bodens befinden. Ggf. kann eine Verdoppelung der Seitendruckeinwirkung vorliegen. Dabei verursacht insbesondere ein großer Unterschied der Steifigkeit zwischen

Sand und bindigen Boden einen stark erhöhten Seitendruck. Weniger entscheidend ist die Mächtigkeit der Sandeinlagerung oder Sandlinse.

- Untersuchungen zur Aufbringung der Bodenauflast ergaben bei größeren Zeiträumen der Auflastaufbringung und höherer Durchlässigkeit des Bodens erwartungsgemäß einen kleineren Pfahlseitendruck. Das Kriechverhalten des Bodens ist im vergleichsweise kurzen Zeitraum der Auflastaufbringung von untergeordneter Bedeutung.
- Bei Langzeituntersuchungen zur Entwicklung des Seitendrucks bei konstant bleibender Bodenauflast wurde erwartungsgemäß ein linear zunehmender Seitendruck mit dem Logarithmus der Zeit festgestellt, der stark von dem Kriechverhalten des Bodens beeinflusst ist. Auch während der Bodenkonsolidation ist ggf. ein zunehmender Seitendruck zu erwarten. Der Ausnutzungsgrad des Bodens führt zu keiner Beeinflussung des Langzeitverhaltens des Seitendrucks.
- Mit zunehmendem Abstand der Pfahlgründung von der Bodenauflast konnte erwartungsgemäß ein abnehmender Seitendruck und eine abnehmende Bodenverschiebung und Horizontalspannung im Boden festgestellt werden. Dem gegenüber ist der auf die Horizontalspannung im von Pfahl unbeeinflussten Boden normierte Seitendruck p/q_h für alle Abstände von Pfahl und Bodenauflast konstant.
- Der Seitendruck bei großem Abstand zwischen Pfahl und seitendruckerzeugender Bodenauflast liegt insbesondere bei zunehmender Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht und zunehmender Steifigkeit des Bodens erhöht vor.
- Es wurde ein Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ abgeleitet, der den Seitendruck auf einen Einzelpfahl in Abhängigkeit seines Abstandes zur Bodenauflast, bezogen auf den Seitendruck auf einen Einzelpfahl unmittelbar neben der Bodenauflast stehend, angibt.
- Bei Untersuchungen zum Pfahlgruppenverhalten wurde festgestellt, dass sich insbesondere eine größere Pfahlabmessung, eine verringerte Pfahlrauheit und eine erhöhte Steifigkeit und Scherfestigkeit des Bodens seitendruckerhöhend auswirken.
- Es wurde ein Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ abgeleitet, der den Seitendruck auf einen Gruppenpfahl in Abhängigkeit seiner Position in der Gruppe in Bezug auf den Seitendruck auf einen Einzelpfahl, unmittelbar neben der Bodenauflast stehend, angibt.
- I. d. R. gilt für den Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP} \leq 1$. Ab einem Pfahlquerabstand a_0 von $8 \cdot d_s$ bis $12 \cdot d_s$ verhalten sich die Gruppenpfähle wie Einzelpfähle. Hinten stehende Pfähle erhalten aufgrund des größeren Abstandes zur Bodenauflast und aufgrund von Abschirmwirkungen durch den vorn stehenden Pfahl einen zunehmend kleineren Seitendruck.

7 Strömungsmechanische Einordnung und Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen

7.1 Allgemeines

Im Folgenden ist ein Näherungsansatz zur Berechnung der Seitendruckeinwirkung auf Pfahlgründungen abgeleitet. Dabei wurde eine physikalische Zuordnung des aus der Bodenmechanik bekannten Fließdruckansatzes (Kapitel 2) zu Erkenntnissen aus der Strömungsmechanik angestrebt. Dies erfordert jedoch die Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Boden mit der rheologischen Kenngröße der Viskosität und setzt des Weiteren u. a. die Kenntnis der Fließgeschwindigkeit des Bodens voraus. Von einer Praktikabilität strömungsmechanischer Ansätze für die geotechnische Ingenieurpraxis kann aus diesem Grund im Allgemeinen nicht ausgegangen werden, weshalb die Ableitung eines Näherungsansatzes für einfache Fälle unter definierten Randbedingungen auf Grundlage der Fließdrucktheorie und der empirischen Erkenntnisse nach Kapitel 3 und Kapitel 6 erfolgte. Dabei wurden, zunächst für das Randwertproblem Bodenauflast/Aufschüttung neben der Pfahlgründung, zwei Ansätze verfolgt:

- Ausbildung des Seitendrucks p auf die Pfahlgründung basierend auf der undrainierten Kohäsion des Bodens c_u („ c_u -Ansatz“).
- Ausbildung des Seitendrucks p auf die Pfahlgründung basierend auf der (vom Pfahl unbeeinflussten) Horizontalspannung im Boden q_h („entkleidetes System“) („ q_h -Ansatz“).

Dem abgeleiteten Näherungsansatz liegt in einem ersten Schritt die Berechnung der Seitendruckeinwirkung auf einen Einzelpfahl, in unmittelbarer Nähe zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast befindlich, im Anfangszustand einer Baumaßnahme zugrunde. Dabei sind die im Kapitel 3 und Kapitel 6 abgeleiteten Erkenntnisse zum Einfluss der Bodenkenngrößen des bindigen Bodens, der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht, der Pfahlgeometrie sowie der Rauheit der Pfahloberfläche auf die Größe des Seitendrucks berücksichtigt. Weiterhin können der Entfernungseinfluss zwischen der seitendruckerzeugenden Bodenauflast und Pfahlgründung sowie das Pfahlgruppenverhalten erfasst werden. Auch Langzeiteffekte der Ausbildung des Seitendrucks infolge Bodenkonsolidation und -kriechen sowie der Einfluss von Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht wurden berücksichtigt. Die grundsätzliche Entwicklung des normierten Seitendrucks p/c_u bzw. p/q_h infolge dieser Einflussfaktoren ist qualitativ zusammengefasst dargestellt in Bild 7.1. Hinweise zur Verteilung der Seitendruckeinwirkung über die Höhe der bindigen Bodenschicht auf den Pfahl sind ebenfalls angegeben.

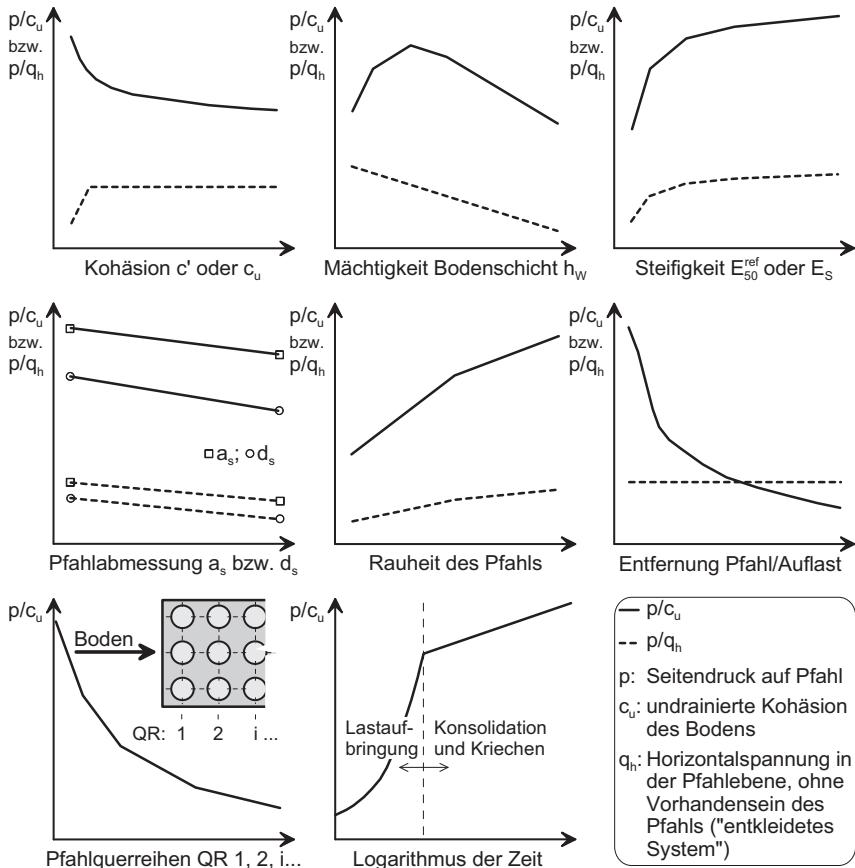


Bild 7.1: Qualitative Zusammenstellung des Einflusses von maßgebenden Parametern auf die Größe des auf die undrainierte Kohäsion c_u oder der Horizontalspannung in der Pfahlebene q_h normierten Seitendrucks p/c_u bzw. p/q_h entsprechend der Ergebnisse in Abschnitt 6.4 bis Abschnitt 6.6

7.2 Anwendung der Strömungsmechanik auf die Fließdruckausbildung

7.2.1 Grundlagen

Zur Ableitung der Pfahlspannung (Fließdruck) in bindigen Böden infolge eines bekannten Staudrucks im Boden können Erkenntnisse aus der Strömungsmechanik herangezogen werden, s. a. *Wenz (1963)*. Das Medium Boden wird dabei als nichtnewtonsches, reales und näherungsweise inkompressibles (Dichte ρ = konstant) Fluid angenommen (Abschnitt 7.2.3). Der Pfahl wirkt als Widerstandskörper, der von dem Medium Boden umströmt und infolge dessen Kräften ausgesetzt wird (Bild 7.2). Dabei sind die Strömungserscheinungen nach Bild 7.2 mit den *PIV*-Ergebnissen der Modellversuche in Kapitel 3 näherungsweise vergleichbar (bspw. Bild 3.12). Die entstehenden Kräfte auf den Widerstandskörper (Pfahl) können über eine Widerstandsgleichung berechnet werden, deren Größe erheblich von der Anströmgeschwindigkeit und der sich daraus ergebenen Strömungserscheinung (laminare oder turbulente Grenzschichtströmung) abhängig ist (Bild 7.2), wobei die angegebenen Reynoldszahlen Re zur Abgrenzung der Strömungserscheinungen in der Literatur uneinheitlich sind (*Hölzer, 2007*). Jedoch liegen die folgenden Untersuchungen aufgrund der geringen Anströmgeschwindigkeit der Pfähle durch den Boden und aufgrund der vergleichsweise hohen Viskosität des Bodens in weniger üblichen Betrachtungsbereichen der Strömungsmechanik, der sog. Schleichströmung ($Re \rightarrow 0$). Von einer Schleichströmung wird im Allgemeinen bei Reynoldszahlen $Re \leq 1$ ausgegangen (*Sigloch, 2012*), die dabei vorliegende laminare Grenzschicht (Bild 7.2 a) wird als auch *unterkritisch* bezeichnet.

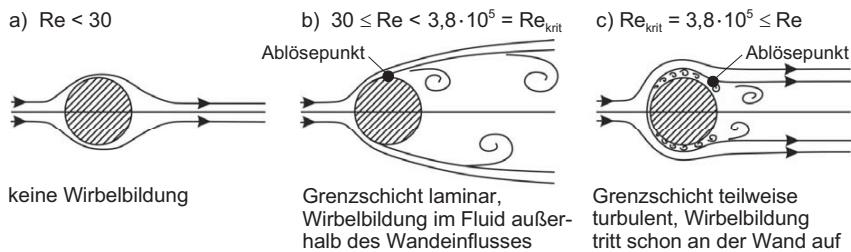


Bild 7.2: Strömungserscheinungen bei Umströmung eines Widerstandskörpers (runder Zylinder) durch ein Fluid in Abhängigkeit der Reynoldszahl Re nach *Böswirth/Bschorer (2012)*: a) $Re < 30$; b) $30 \leq Re < 3,8 \cdot 10^5 = Re_{krit}$; c) $3,8 \cdot 10^5 \leq Re$

Die Ermittlung von Kräften auf einen Widerstandskörper geht zurück auf vereinfachte Lösungen der *Navier-Stokes*-Gleichung (bspw. *Gersten/Herwig, 1992*). Näherungsweise wurde im Folgenden eine stationäre Strömung des Bodens vorausgesetzt, d. h. die Kenngrößen der

Strömung sind zeitunabhängig und ausschließlich ortsabhängig. Dies gilt bei der Untersuchung von Zeitpunkten auch für zeitabhängige Bodenkenngroßen, wie bspw. der Scherfestigkeit oder Fließ- und Kriechgeschwindigkeit des Bodens (vlg. Abschnitt 4.2).

Die Widerstandskraft eines umströmten Körpers F_w nach Gleichung (7.1) ist abhängig von:

- dessen projizierter Bauteilfläche, auch bezeichnet als Widerstandsbezugsfläche, A (z. B. Pfahldurchmesser $d = d_s$ und Länge des umströmten Körpers im Boden h_w),
- der Dichte ρ und Anströmgeschwindigkeit v des anströmenden Materials, woraus sich auch der Anströmungs-Staudruck q_{dyn} nach Gleichung (7.2) berechnet und
- der Bauteilform und ggf. dessen Oberflächenbeschaffenheit (Rauheit), definiert über den Widerstandsbeiwert c_w nach Gleichung (7.1).

Der Widerstandsbeiwert c_w , in Bild 7.3 sowohl für einen runden als auch quadratischen, unendlich langen Zylinder angegeben, ist eine Funktion der Reynoldszahl Re nach Gleichung (7.3) und i. d. R. experimentell oder numerisch abzuleiten. Mit der Abhängigkeit der Reynoldszahl u. a. von der (dynamischen) Viskosität η werden auch die Kenngrößen des Bodens bei der Berechnung der Widerstandskraft des umströmten Pfahls berücksichtigt.

$$F_w = c_w \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v^2 \cdot A \quad \text{mit } c_w = f(Re) \quad (7.1)$$

$$q_{dyn} = 0,5 \cdot \rho \cdot v^2 \quad (7.2)$$

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\eta} = \frac{\text{Trägheitskräfte}}{\text{Viskositätskräfte}} \quad (7.3)$$

Durch Umstellung der Gleichung (7.1) erhält man die Pfahlspannung (Fließdruck) p_s aus der Multiplikation des Widerstandsbeiwerts c_w mit dem Staudruck q_{dyn} nach Gleichung (7.4).

$$p_s = F_w / A = c_w \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v^2 = c_w \cdot q_{dyn} \quad (7.4)$$

Wie Bild 7.3 zeigt, kann der c_w -Wert bei Reynoldsnummern zwischen $Re \approx 30$ und $Re_{krit} \approx 3,8 \cdot 10^5$ als näherungsweise konstant angenommen werden. Die Strömung ist laminar mit deren Ablösepunkt am Körper in der Nähe der größten Körperbreite (quer zur Anströmung) (Bild 7.2 b). Es tritt insbesondere Druckwiderstand und aufgrund der laminaren Grenzschicht kaum Reibungswiderstand am Körper auf. Bei Reynoldsnummern oberhalb von Re_{krit} mit Übergang zur turbulenten Grenzschichtströmung findet ein starker Abfall des Druckwiderstandes statt, der durch die Verschiebung des Ablösepunktes hin zum Körperheck begründet ist (Bild 7.2 c). Der Körperwiderstand wird zunehmend von der Rauheit des Körpers bestimmt. Bei sehr kleinen Reynoldsnummern $Re \leq 1$ (Schleichströmung) liegen hingegen erheb-

lich größere Viskositätskräfte als Trägheitskräfte vor, d. h. die Stoffgröße der Dichte ρ ist gegenüber der Stoffgröße der Viskosität η nahezu vernachlässigbar (Gleichung (7.3)). Die Schleichströmung wird deshalb auch als Viskositätsströmung bezeichnet. Das Strömungsbild gleicht optisch dem einer Potentialströmung (Bild 7.2 a) und die Strömung ist ausschließlich reibungsbehaftet. Zu den angenommenen Randbedingungen und der Entwicklung von Lösungen bei der Umströmung von Widerstandskörpern bei Schleichströmung siehe bspw. *Gersten/Herwig (1992)*. Für den c_w -Wert nach Bild 7.3 liegen bei einer Schleichströmung auf Grundlage der *Oseen-Gleichung* (zitiert bspw. in *Gersten/Herwig (1992)*) Näherungslösungen vor (Bild 7.7). Der c_w -Wert kann dabei extrem hohe Werte annehmen (*Hucho, 2011*).

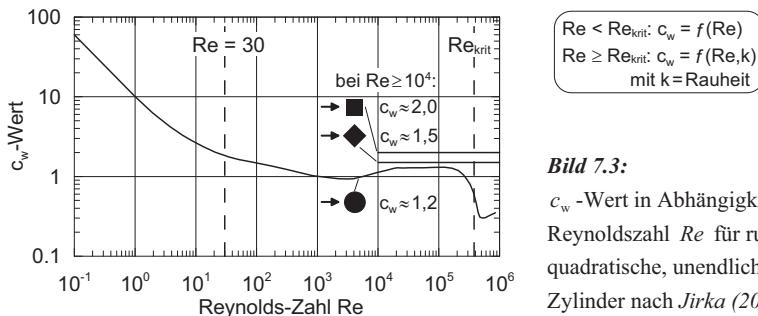


Bild 7.3:

c_w -Wert in Abhängigkeit der Reynoldszahl Re für runde und quadratische, unendlich lange Zylinder nach *Jirka (2007)*

Für große Reynoldszahlen sind in der Literatur auch c_w -Wert für quadratische, unendliche Zylinder angegeben (Bild 7.3). Diese weisen aufgrund der ungünstigeren Querschnittsform mit scharfen Ablösepunkten im Vergleich zu runden Querschnitten höhere c_w -Werte auf. Ergebnisse von *Hölzer (2007)* lassen darauf schließen, dass vergleichbare Verhältnisse auch bei sehr kleinen Reynoldszahlen vorliegen. Entsprechend konnte in Abschnitt 5.3 und Kapitel 6 ein erhöhter Seitendruck auf quadratische gegenüber runde Pfähle festgestellt werden.

Im Vergleich zu unendlich langen Zylindern in Bild 7.3 liegen für endliche Zylinder geringere c_w -Werte vor, da die Strömung im Bereich der Endflächen des Zylinders ausweichen kann (bspw. *Sigloch (2012)*). Dies ist bei Pfählen aufgrund der oberen und unteren Schichtgrenzen der bindigen Bodenschichten i. d. R. nicht zu erwarten.

Bild 7.4 zeigt in Abhängigkeit der Grenzschichtausbildung (*unterkritisch* bei laminarer und *überkritisch* bei turbulenter Grenzschicht) Messwerte der Druckverteilung auf eine angeströmte Zylinderoberfläche nach *Hucho (2011)* und *Schade et al. (2013)*. Die dem gegenübergestellte numerisch abgeleiteten Druckverteilung des Modellversuchs V_02_K nach Bild 5.13 lässt erwartungsgemäß Ähnlichkeiten zur unterkritischen Grenzschichtausbildung erkennen, wenngleich bei dem Modellversuch von einer weit kleineren Reynoldszahl auszugehen ist.

Diese konnte mit $Re \approx 2 \cdot 10^{-13}$ näherungsweise aus den Messwerten der Modellversuche rückgerechnet werden (Abschnitt 7.2.4). Definitionsgemäß liegt somit eine Schleichströmung vor, die ein vollständiges Umfließen der Pfähle voraussetzt (Bild 7.2 a). Dagegen wurde bei den Modellversuchen ein Ablösen des Bodens hinter dem Pfahl festgestellt, was nicht auf Verwirbelungen nach Bild 7.2 b, sondern auf die Festigkeit des Bodens zurückzuführen ist (Abschnitt 3.8.1.2).

Eine Analogie zwischen den strömungsmechanischen Ansätzen und den bei den Modellversuchen beobachteten Strömungsscheinungen ist demnach nur näherungsweise vorhanden. Dennoch wurde im Folgenden eine physikalische Zuordnung des aus der Bodenmechanik bekannten Fließdruckansatzes (konventioneller c_u -Ansatz nach Gleichung (2.5)) zu Erkenntnissen aus der Strömungsmechanik angestrebt, wobei der Schwerpunkt die Untersuchung von Analogien in der Parameterabhängigkeit beider Ansätze bildete.

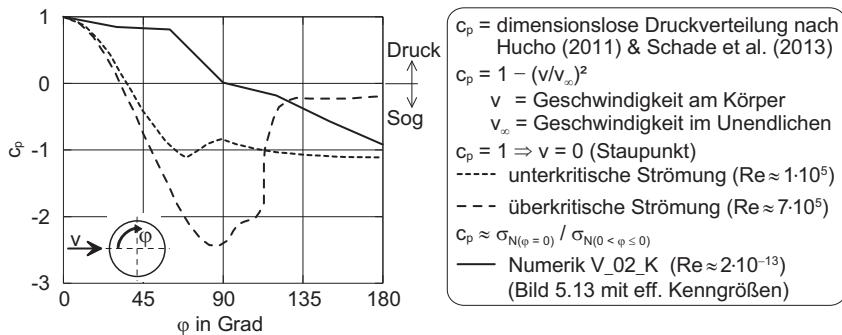


Bild 7.4: Druckverteilung auf einen Zylinder bei unterschiedlichen Strömungsscheinungen nach *Hucho (2011)* und *Schade et al. (2013)* und bei *V_02_K* abgeleitet aus den numerischen Ergebnisse nach Bild 5.13

7.2.2 Vergleich der Parameterabhängigkeit des Seitendrucks und des Ansatzes nach der Strömungsmechanik

In Tabelle 7.1 ist die grundsätzliche Entwicklung der Größe des Seitendrucks p_s nach den bisherigen Erkenntnissen der Spannung auf einen Widerstandskörper p_s nach dem Ansatz der Strömungsmechanik (Gleichung (7.4)) gegenübergestellt. Dabei zeigt sich, dass die bisher festgestellten Parametereinflüsse häufig auch über strömungsmechanische Ansätze erfasst werden können.

Tabelle 7.1: Gegenüberstellung der Parameterabhängigkeit des Seitendrucks p und der strömungsmechanischen Pfahlspannung p_s nach Gleichung (7.4)

p infolge varierter bodenmechanischer PM	Analogie von bodenmechanischen und strömungsmechanischen PM	p_s infolge der Entwicklung der strömungsmechanischen PM
undrainierte Kohäsion des Bodens c_u (Abschnitt 3.8.1.5 und Abschnitt 6.4.2.2)		
$p \nearrow$, wenn $c_u \nearrow$	$c_u \nearrow \Rightarrow \eta \nearrow$ (Abschnitt 7.2.3)	$\eta \nearrow \Rightarrow Re \searrow$ (Gleichung (7.3)) $Re \searrow \Rightarrow c_w \nearrow$ (Bild 7.3) $c_w \nearrow \Rightarrow p_s \nearrow$ (Gleichung (7.4))
Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w (Abschnitt 6.4.2.3)		
$p \nearrow$, wenn $h_w \nearrow (\leq 6 \text{ m})$	(Einfluss strömungsmechanisch nur bedingt erklärbar, da der Einfluss insbesondere auf das Randwertproblem einer Bodenauflast neben einer Pfahlgründung zurückzuführen ist.)	
$p \searrow$, wenn $h_w \nearrow (> 6 \text{ m})$		
Steifigkeit des Bodens E_{50}^{ref} (Abschnitt 6.4.2.4)		
$p \nearrow$, wenn $E_{50}^{\text{ref}} \nearrow$	(Einfluss strömungsmechanisch nur bedingt erklärbar, da sich der Boden im Vorbruchzustand befindet, siehe Abschnitt 7.2.5)	
Einfluss der Pfahlabmessung d_s und a_s (Abschnitt 3.8.1.6 ¹⁾ und Abschnitt 6.4.2.5)		
$p \searrow$, wenn $a_s \nearrow$ oder $d_s \nearrow$	$a_s \nearrow$ oder $d_s \nearrow \Rightarrow d \nearrow$	$d \nearrow \Rightarrow Re \nearrow$ (Gleichung (7.3)) $Re \nearrow \Rightarrow c_w \searrow$ (Bild 7.3) $c_w \searrow \Rightarrow p_s \searrow$ (Gleichung (7.4))
Einfluss der Pfahlform $d_s = a_s$ (Abschnitt 3.8.1.7 ¹⁾ und Abschnitt 6.4.2.5)		
$p \nearrow$, wenn $a_s = d_s$	$a_s = d_s \Rightarrow$ anderer c_w	$c_w(a_s) > c_w(d_s)$ (Bild 7.3) $c_w \nearrow \Rightarrow p_s \nearrow$ (Gleichung (7.4))
Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} (Abschnitt 3.8.1.8 und Abschnitt 6.4.2.6)		
$p \nearrow$, wenn $R_{\text{inter}} \nearrow$	$R_{\text{inter}} \nearrow \Rightarrow -$ wenn laminare Strömung	
Anströmgeschwindigkeit des Bodens gegen den Pfahl v (Abschnitt 3.8.1.9 und Abschnitt 6.4.6.1)		
$p \nearrow$, wenn $v \nearrow$	$v \nearrow \Rightarrow \eta \searrow$ (Abschnitt 7.2.3)	$v \nearrow; \eta \searrow \Rightarrow Re \nearrow$ ²⁾ (Gleichung (7.3)) $v \nearrow \Rightarrow q_{\text{dyn}} \nearrow$ (Gleichung (7.2)) $\Rightarrow p_s \nearrow$ ³⁾ (Gleichung (7.4))

Anmerkungen: PM = Parameter; \nearrow und \searrow : Parameter steigt bzw. fällt; $-$: keine Veränderung;

¹⁾ zu den davon abweichenden Messergebnissen der Modellversuche siehe ebendiese Abschnitte;

²⁾ häufig unterproportionale Entwicklung von η gegenüber v , sodass $Re \nearrow$ (vlg. Bild 7.10); ³⁾ v geht in q_{dyn} quadratisch ein, sodass sich q_{dyn} gegenüber $c_w = f(Re)$ i. d. R. unterproportional entwickelt und $p_s \nearrow$ gilt (Abschnitt 7.2.5).

7.2.3 Boden als nichtnewtonsches Fluid

Bindiger Boden ist als nichtnewtonsches Fluid einzurordnen, da eine widerstandsbehaftete Formänderung vorliegt. Dessen Viskosität kann nicht, oder aber über verschiedene Parameter wie der Scherrate nur bereichsweise, als Stoffkonstante angenommen werden (*reales Fluid*). Zur Definition des rheologischen Parameters der (dynamischen) Viskosität siehe Anhang I.

Zwei übliche Modelle zur Beschreibung des viskosen Verhaltens von bindigen Boden zeigt Bild 7.5. Näherungsweise wurde das Bodenverhalten oftmals als *Bingham-Fluid* beschrieben, z. B. Wenz (1963) und Abschnitt 2.2.1, wobei gegenüber einem *Newtonsschem Fluid* von einem viskosen Verhalten des Bodens erst bei Überschreitung der rheologischen Grenze τ_0 ausgegangen wird, die wiederum häufig mit dem Bruchzustand des Bodens $\tau_f = c_u$ (*flow point*) gleichgesetzt wurde (Bild 7.5 b). Unterhalb von τ_0 ist das Bodenverhalten als Festkörper definiert. Jedoch kann τ_0 in Abhängigkeit der Scherrate $\dot{\gamma}$ versuchsbedingt oft nicht eindeutig ermittelt werden (Gudehus/Leinenkugel (1978) und Anhang I). Auch wird gelegentlich die Nachgegebene des Bodens τ_{yield} (*yield point*) mit τ_0 gleichgesetzt. Zur Abgrenzung des viskosen vom elastischen Verhalten eines Mediums siehe Anhang I.

Da bindige Böden eine Abhängigkeit der Scherfestigkeit τ_f und τ_{yield} und der Viskosität η von der Verformungsgeschwindigkeit bzw. der Scherrate $\dot{\gamma}$ (Bild 7.5 a, b bzw. Bild 7.5 c) aufweisen, sind diese als *strukturviskoses Fluid* einzurordnen (Bild 7.5 b, c). Im doppellogarithmischen Maßstab stellen sich die Kurven des *strukturviskosen Fluids* nach Bild 7.5 b, c als Geraden dar (vgl. Bild 7.6 und Bild I.3 c im Anhang I), was die Grundlage der Definition des Viskositätsindex I_v nach Krieg (2000) bzw. $I_{v,\alpha}$ nach Leinenkugel (1976) bildet.

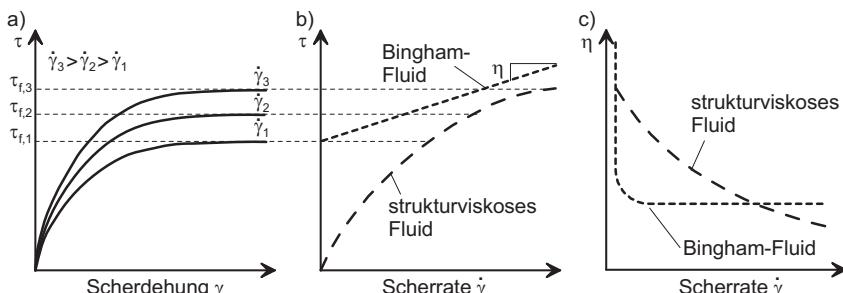


Bild 7.5: Zusammenhang zwischen Scherdehnung γ , Scherrate $\dot{\gamma}$, Schubspannung τ und Viskosität η von Boden beschrieben als *Bingham-Fluid* und *strukturviskoses Fluid*: a) τ über γ ; b) τ über $\dot{\gamma}$; c) η über $\dot{\gamma}$

Eine Zusammenstellung experimentell abgeleiteter dynamischer und komplexer Viskositäten η bzw. η^* aus der Literatur in Abhängigkeit des Wassergehalts w , der Scherrate $\dot{\gamma}$ und der Schubspannung τ der Böden findet sich im Bild I.3 im Anhang I. Die Wertebereiche über der Scherrate $\dot{\gamma}$ sind im Bild 7.6 angegeben. Die komplexe Viskosität η^* wird im Oszillationsversuch bestimmt mit einem Realanteil η' (entspricht annähernd der dynamischen Viskosität η) und einem Imaginäranteil η'' (repräsentiert elastisches Verhalten) (Anhang I und Mezger (2010)). Zusammenfassend liegen für bindige Böden hinsichtlich der Einordnung als reales Fluid die folgenden Verhaltensweisen vor:

- Ratenabhängigkeit der Viskosität η sowie der Scherfestigkeit des Bodens τ_f und τ_{yield} (Abschnitt 2.2.3). Dabei liegen abnehmende Werte für η bzw. zunehmende Werte für τ_f und τ_{yield} bei zunehmender Scherrate $\dot{\gamma}$ vor (Bild 7.6).
- Zunehmende Viskosität η mit abnehmenden Wassergehalt bzw. zunehmender Scherfestigkeit c_u (*flow point*) und Nachgebegrenze τ_{yield} (*yield point*) (vgl. Bild I.3 a bzw. Bild I.3 c im Anhang I).
- Zunehmende Viskosität η bei zunehmendem Tonanteil (Dusenkova et al., 2013) wie auch von Gudehus/Leinenkugel (1978) eine positive Korrelation des Viskositätsindex $I_{v,\alpha}$ mit der Fließgrenze des Bodens w_L festgestellt wurde.
- Viskoelastisches Verhalten auch im Vorbruchzustand des Bodens ab dessen Nachgebegrenze τ_{yield} (*yield point*) abgeleitet i. d. R. im Oszillationsversuch (Anhang I). Unterhalb von τ_{yield} tritt überwiegend elastisches, oberhalb τ_{yield} überwiegend viskos Verhalten auf, weshalb Boden als *viskoelastisches Fluid* definierbar ist (Ghezzehei/Or (2001), Havel (2004) und Anhang I).
- Mit zunehmender Schubspannungsamplitude τ bzw. Deformationsamplitude γ im Oszillationsversuch nimmt die komplexe Viskosität η^* des Bodens bis zum Erreichen seines Bruchzustandes (*flow point*) ab (Bild I.3 c im Anhang I), was insbesondere auf die Abnahme des Imaginäranteils η'' zurückzuführen ist (Franklin/Krizek, 1969).

Grundsätzlich sind für die in der Literatur angegebenen Viskositäten unterschiedlicher Böden große Streubreiten festzustellen, die aufgrund der wenigen bisher vorliegenden Ergebnisse nicht hinreichend genau eingeordnet und beurteilt werden können.

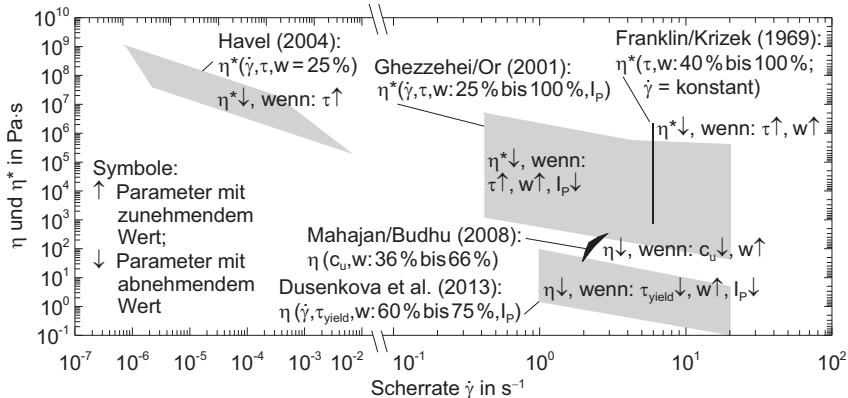


Bild 7.6: Wertebereiche der (dynamischen) Viskosität η und komplexen Viskosität η^* in Abhängigkeit der Scherrate $\dot{\gamma}$ sowie weiterer bodenmechanischer Parameter

7.2.4 Anwendung der Strömungsmechanik auf die Modellversuche mit Einzelpfählen

Die Hypothese der Anwendbarkeit des Strömungsansatzes nach Gleichung (7.1) zur Bestimmung des Fließdrucks auf den Pfahl wurde im Folgenden auf Grundlage der Ergebnisse der Modellversuche mit Einzelpfählen nach Abschnitt 3.8 überprüft. Dazu wurde aus den Messwerten der Modellversuche die Viskosität des Bodens rückgerechnet.

Für die bei den Modellversuchen vorliegende Reynoldszahl mit $Re \leq 1$ nach Gleichung (7.3) (Schleichströmung) kann der Widerstandsbeiwert c_w nach Bild 7.3 bspw. mit dem Näherungsansatz nach Lamb (1911), zitiert in Schade et al. (2013) und Gersten/Herwig (1992), berechnet werden. Vereinfachend wurde für die folgenden Auswertungen eine eigene Näherungslösung nach Gleichung (7.5) angenommen, die im Bereich der vorliegenden Reynoldszahlen vergleichbare c_w -Werte liefert (Bild 7.7). Der Widerstandsbeiwert c_w in Gleichung (7.1) kann somit ersetzt werden mit Gleichungen (7.5), was aufgelöst die (rückgerechnete) Viskosität, bezeichnet mit η^{**} , nach Gleichung (7.6) ergibt.

$$c_w = C \cdot Re^{-m} = 2,1330 \cdot Re^{-0,9668} \quad \text{in } F_w = c_w \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v^2 \cdot A \quad (7.5)$$

$$\eta^{**} = \rho \cdot v \cdot d_s \cdot \left(0,5 \cdot F_w^{-1} \cdot C \cdot \rho \cdot v^2 \cdot A\right)^{1/m} \quad \text{mit } A = d_s \cdot h_w \quad (7.6)$$

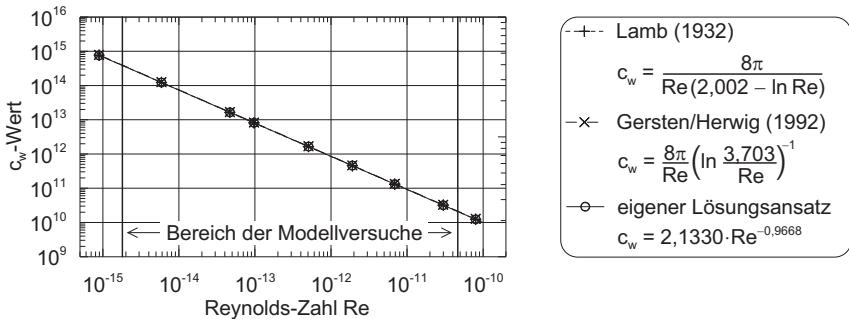


Bild 7.7: Gegenüberstellung unterschiedlicher Ansätze für den Widerstandsbeiwert c_w bei Schleichströmung ($Re \leq 1$) für einen unendlich langen Zylinder

Die Eingangsgrößen in Gleichung (7.6) sind als Messwerte aus den Modellversuchen (Anhang E.4) bekannt mit der Widerstandskraft der umströmten Pfähle $F_w = P_E$, dem Pfahl-durchmesser d_s , der Anströmgeschwindigkeit v und der Dichte des Kaolins ρ nach Tabelle E.1 im Anhang E. Zur Ableitung der umströmten Pfahlänge h_w siehe Abschnitt 3.7. Somit ist eine Rückrechnung der Viskosität η^{**} des Kaolins für die Modellversuche mit runden Pfählen möglich. Es ist davon auszugehen, dass die Viskosität η^{**} , wie auch die komplexe Viskosität η^* aus dem Oszillationsversuch (Abschnitt 7.2.3), sowohl einen elastischen Anteil (Imaginäranteil) wie auch einen viskosen Anteil (Realanteil) aufweist.

In Bild 7.8 ist die so rückgerechnete Viskosität η^{**} des Kaolins mit unterschiedlichen Parametern der Modellversuche korreliert. Es wurden den Korrelationen die gemessenen Pfahlwiderstandskräfte $F_w = P_E$ bei den Verschiebungsgrößen $y/d_s \approx 0,1$; $y/d_s \approx 0,2$; $y/d_s \approx 0,5$ (Vorbruchzustand) und $y/d_s \approx 1,0$ (näherungsweise Bruchzustand) zugrunde gelegt. Dabei sind insgesamt sehr gute Bestimmungsmaße R^2 zwischen der rückgerechnete Viskosität η^{**} des Kaolins und den Parametern der Anströmgeschwindigkeit v (Bild 7.8 b), dem Pfahl-durchmesser d_s (Bild 7.8 c) und der undrainierten Kohäsion c_u des Kaolins (Bild 7.8 e) festzustellen. Weiterhin zeigen sich die Bestimmungsmaße auch weitgehend unabhängig von der Verschiebungsgröße des Bodens.

Grundsätzlich liegt die rückgerechnete Viskosität η^{**} des Kaolins mit dem Wertebereich von etwa $\eta^{**} \approx 10^7 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ bis $\eta^{**} \approx 10^{10} \text{ Pa} \cdot \text{s}$ für die Verformungsgeschwindigkeiten $v = 0,01 \text{ mm/min}$ bis $v = 0,1 \text{ mm/min}$ (entspricht näherungsweise umrechnet etwa $\dot{\gamma} \approx 10^{-6} \text{ 1/s}$ bis $\dot{\gamma} \approx 10^{-4} \text{ 1/s}$ mit $h_w = 175 \text{ mm}$ nach Mezger (2010)) unter Beachtung des Wassergehalts $w = 34,5\%$ bis $w = 48\%$ in einer plausiblen Größenordnung (vgl. Bild 7.6).

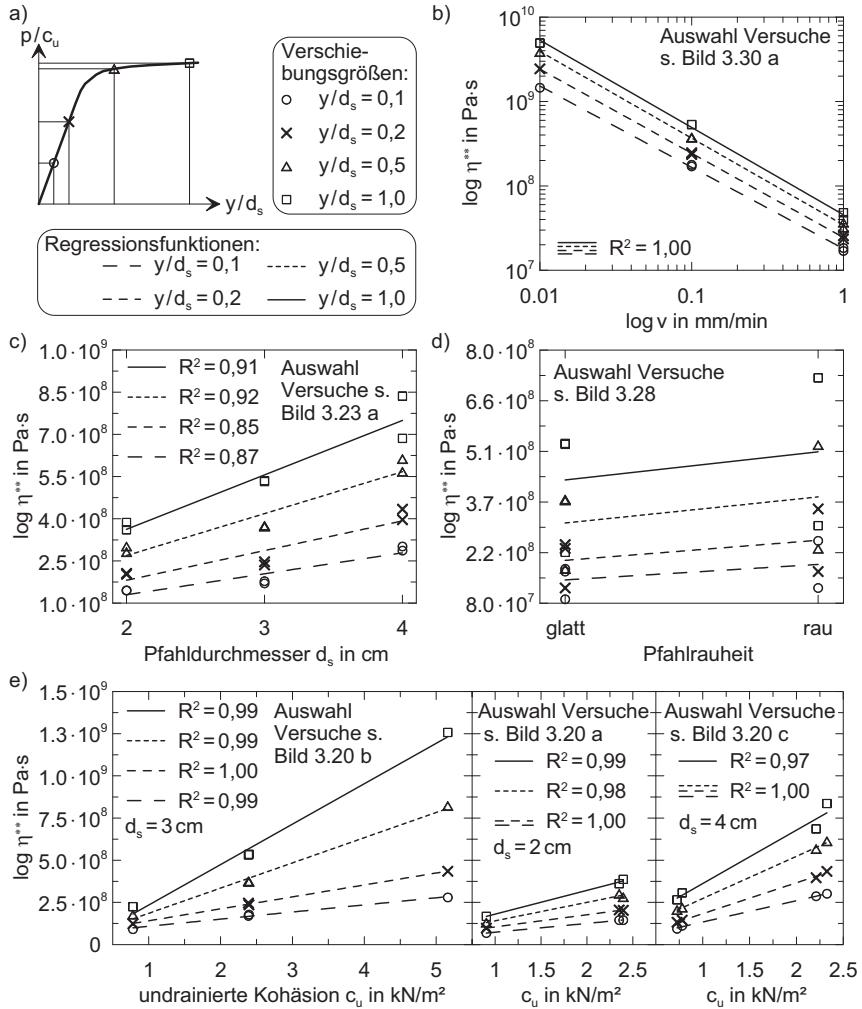


Bild 7.8: Auswertung der Modellversuche mit Einzelpfählen nach Kapitel 3 mit Gleichung (7.6) und Korrelation der rückgerechneten Viskosität η^{**} mit Parametern der Modellversuche: a) Legende; b) η^{**} über Anströmgeschwindigkeit des Bodens v in doppellogarithmischer Darstellung; c) η^{**} über den Pfahldurchmesser d_s für $c_u \approx 2,5 \text{ kN}/\text{m}^2$; d) η^{**} über die Pfahlrauheit; e) η^{**} über $c_{u,\text{cal}}$ nach Tabelle E.1 im Anhang E getrennt für unterschiedliche Pfahldurchmesser d_s

Nicht plausibel im Vergleich zu mit in der Literatur dokumentierten Messwerten der Viskosität ist eine zunehmende Viskosität η^{**} mit zunehmender Verschiebungsgröße des Bodens (Bild 7.8), wohingegen die komplexe Viskosität η^* i. d. R. abnehmend mit zunehmender Verschiebungsgröße bzw. Schubspannungsamplitude τ vorliegt (Bild 7.6 und Bild I.3 im Anhang I). Dies deutet darauf hin, dass zur Anwendung eines strömungsmechanischen Ansatzes für Böden unterhalb der Fließgrenze τ_f ggf. alternative mechanische Modellansätze zur Anwendung kommen müssen.

Die rückgerechnete Viskosität η^{**} über die Anströmgeschwindigkeit v in Bild 7.8 b zeigt erwartungsgemäß das Verhalten eines strukturviskosen Fluids (Abschnitt 7.2.3). Ebenfalls erwartungsgemäß ist die positive Korrelation zwischen η^{**} und der undrainierten Kohäsion c_u des Kaolins in Bild 7.8 e (vgl. Mahajan/Budhu (2008) und Bild I.3 c im Anhang I). Der Einfluss der Rauheit des Pfahls auf η^{**} (Bild 7.8 d) dagegen sollte bei der vorliegenden laminaren Strömung nicht auftreten, kann jedoch mit der Verzahnung der Bodenpartikel des Kaolins mit dem Pfahlmantel erklärt werden. Weiterhin ist nach Bild 7.8 c eine Abhängigkeit zwischen dem Pfahldurchmesser d_s und der rückgerechneten Viskosität η^{**} festzustellen, die strömungsmechanisch nicht begründbar ist, aber auf die Randbedingungen der Modellversuche zurückgeführt werden kann (Abschnitt 3.8.1.6).

7.2.5 Beispielhafte Berechnungen des Fließdrucks mit dem strömungsmechanischen Ansatz und Vergleich mit konventionellen c_u -Ansätzen

Im Folgenden sind Berechnungsergebnisse des Fließdrucks p_s mit dem Ansatz der Strömungsmechanik nach Gleichung (7.4) und Bild 7.3 und des Fließdrucks p mit dem konventionellen c_u -Ansatz nach Gleichung (2.5) vergleichend gegenübergestellt. Auf Grundlage ausgewählter Viskositäten von Böden nach Bild 7.6 konnten nur qualitative Vergleiche abgeleitet werden, da die Eingangsparameter η und c_u der unterschiedlichen Berechnungsansätze i. d. R. keine Konsistenz aufweisen. So liegen die ermittelten Parameter ($\eta = f(c_u, \dot{\gamma})$ bzw. $c_u = f(\dot{\gamma})$) i. d. R. nicht für identische Böden bei vergleichbarer Scherrate vor.

Bild 7.9 und Bild 7.10 zeigen einen Näherungsansatz zur Bestimmung der Dehnungsrate des Bodens $\dot{\epsilon}_{y,\text{mittel}}$. Grundlage der Berechnungen waren die Bodenverhältnisse des Basis-Einzelpfahlmodells (Abschnitt 6.3) bei einer Bodenauflast von $q = q_{\text{ult}}/2$ mit der Kohäsion des Bodens $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ ($c_u = 15,1 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow q_{\text{ult}}/2 = 44 \text{ kN/m}^2$) bzw. $c' = 20 \text{ kN/m}^2$ ($c_u = 28,6 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow q_{\text{ult}}/2 = 78 \text{ kN/m}^2$) (vgl. Tabelle H.1 bzw. Bild H.3 a im Anhang H) sowie den jeweiligen Konsolidationsbeiwerten $C_V = 3 \text{ m}^2/\text{a}$ bzw. $C_V = 100 \text{ m}^2/\text{a}$.

Dazu wurde mit den Bodenverhältnissen des Basis-Einzelpfahlmodells (Abschnitt 6.3) zunächst auf Grundlage der Zusatzspannungsermittlung nach Steinbrenner eine Berechnung der horizontalen Dehnung des Bodens $\varepsilon_{y,\text{mittel}}$, gemittelt über die Schichtmächtigkeit h_w , vorgenommen. Anschließend konnte über eine Konsolidationsberechnung nach Sivaram/Swamee (1977) $\varepsilon_{y,\text{mittel}}$ über den Zeitverlauf berechnet werden (Bild 7.9).

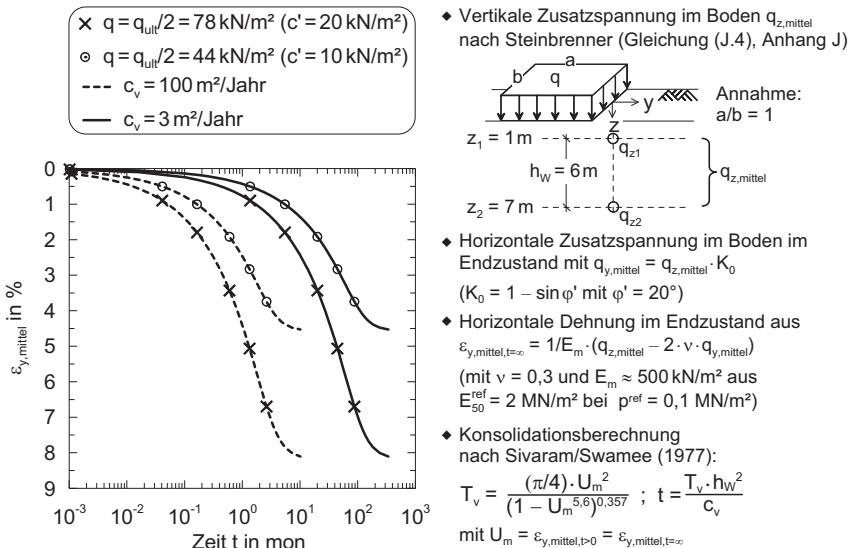
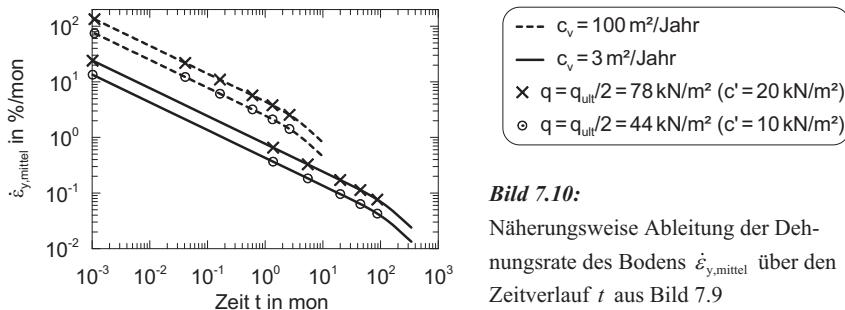


Bild 7.9: Näherungsweise Ableitung der über die Schichtmächtigkeit h_w gemittelten horizontalen Dehnung des Bodens $\varepsilon_{y,\text{mittel}}$ über den Zeitverlauf t bei halber Grundbruchspannung des Bodens $q_{\text{ult}}/2$ und unterschiedlicher effektiver Kohäsion c' sowie unterschiedlicher Konsolidationsbeiwerte C_v

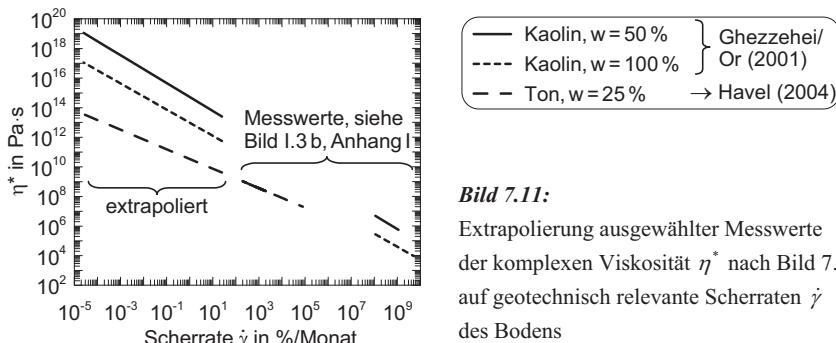
Aus der Steigung der Horizontaldehnung über die Zeit nach Bild 7.9 wiederum war die Ableitung der Dehnungsrate des Bodens $\dot{\varepsilon}_{y,\text{mittel}}$ über den Zeitverlauf möglich (Bild 7.10). Unter den gewählten Randbedingungen liegt so eine Dehnungsrate im Anfangszustand von etwa 10 %/mon bis 130 %/mon vor, wobei diese Werte stark von dem gewählten Zeitinkrement im Anfangszustand (hier: 10^{-3} mon, siehe Bild 7.9) abhängen. Bei entsprechend kleiner betrachterter Anfangszeit gilt $\dot{\varepsilon}_{y,\text{mittel}} \rightarrow \infty$. Auch zeigt Bild 7.10 die abnehmende Dehnungsrate des Bodens $\dot{\varepsilon}_{y,\text{mittel}}$ mit der Zeit, die bei zusätzlicher Beachtung von Kriecheffekten des Bodens über große Zeiträume kontinuierlich fortlaufend wäre.

**Bild 7.10:**

Näherungsweise Ableitung der Dehnungsrate des Bodens $\dot{\varepsilon}_{y,\text{mittel}}$ über den Zeitverlauf t aus Bild 7.9

Der strömungsmechanische Ansatz nach Gleichung (7.1) berechnet in dem Fall einer mit dem Zeitverlauf abnehmenden Dehnungsrate des Bodens einen abnehmenden Fließdruck p_s , was dem realen Verhalten widerspricht (vlg. Bild 6.17). Demzufolge ist der strömungsmechanische Ansatz für Langzeitberechnungen mit Modellansätzen zu erweitern, die zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens des Bodens in Form von Kriech- und Relaxationsvorgängen geeignet sind, bspw. nach *Maxwell* oder *Kelvin/Voigt* (*Havel, 2004* und *Mezger, 2010*).

In Bild 7.12 und Bild 7.13 ist der Fließdruck p_s und p im Anfangszustand zum einen berechnet über den Ansatz der Strömungsmechanik nach Gleichung (7.4) mit c_w nach Bild 7.3 bzw. zum anderen berechnet mit dem konventionellen c_u -Ansatz nach Gleichung (2.5) vergleichend gegenübergestellt. Zur strömungsmechanischen Ermittlung von p_s wurde näherungsweise die komplexe Viskosität η^* unterschiedlicher Böden herangezogen (Bild I.3 im Anhang I), wobei diese zunächst in Bereiche praxisrelevanter Scherraten $\dot{\gamma}$ des Bodens extrapoliert werden musste (Bild 7.11). Dies ist zulässig, da im Allgemeinen von einem potentiellen Zusammenhang zwischen der Viskosität und der Scherrate auszugehen ist.

**Bild 7.11:**

Extrapolierung ausgewählter Messwerte der komplexen Viskosität η^* nach Bild 7.6 auf geotechnisch relevante Scherraten $\dot{\gamma}$ des Bodens

Bild 7.12 zeigt den Fließdruck p_s und p über varierte Scherraten $\dot{\gamma}$ des Bodens im Bereich der extrapolierten Werte nach Bild 7.11. Die Berechnung von p über den konventionellen c_u -Ansatz erfolgte für dieselben gewählten Scherraten $\dot{\gamma}$ auf Grundlage eines ratenabhängigen c_u -Wertes nach *Gudehus/Leinenkugel (1978)* mit einem gewählten, typischen Ausgangswert von c_u aus einem Triaxialversuch mit $c_{u,a} = 15 \text{ kN/m}^2$ bei der Verformungsrate von $\dot{\gamma}_a = 0,005 \text{ %/min}$ und dem Viskositätsindex $I_v = 0,04$. Grundsätzlich zeigt sich eine vergleichbare Entwicklung des Fließdrucks p_s bzw. p über die variierenden Scherraten $\dot{\gamma}$. Jedoch müssen für die strömungsmechanische Ermittlung von p_s große Streubreiten der Ergebnisse festgestellt werden, was auf die fehlende Konsistenz der Größen für η^* und c_u zurückgeführt werden kann. Auch können diese Größen im Bereich der untersuchten Scherraten $\dot{\gamma}$ aufgrund fehlender experimenteller Ergebnisse in der Literatur nicht hinreichend verifiziert werden. Dies betrifft insbesondere die Viskosität von Böden.

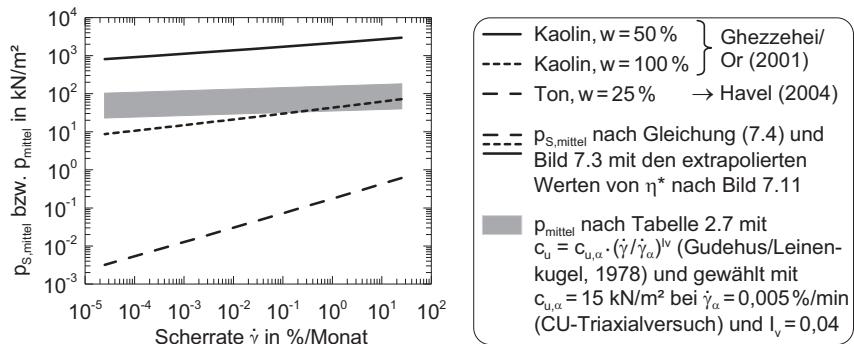


Bild 7.12: Gegenüberstellung des mittleren Fließdrucks $p_{S,\text{mittel}}$ und p_{mittel} berechnet mit der Strömungsmechanik bzw. dem konventionellen c_u -Ansatz im Wertebereich nach Tabelle 2.7 (grau) bei Variation der Scherrate des Bodens $\dot{\gamma}$ (Annahmen zur Berechnung von $p_{S,\text{mittel}}$: $h_w = 2 \text{ m}$; $d_s = 0,5 \text{ m}$; $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$)

Hingegen liegt bei den experimentellen Messwerten nach *Mahajan/Budhu (2008)* eine Konsistenz der Größen von η und c_u vor (vgl. Bild I.3 c im Anhang I), wenngleich nur für sehr schnelle, nicht in situ-relevante Scherraten $\dot{\gamma}$. Vor diesem Hintergrund wurde der Fließdruck p_s und p auf strömungsmechanischer bzw. konventioneller Grundlage ermittelt und über die undrainierte Kohäsion des Bodens dargestellt (Bild 7.13). Dabei zeigt sich eine gute Vergleichbarkeit auch zu dem numerischen Ergebnis des Seitendrucks p nach Abschnitt 6.3 (Bild H.4 b im Anhang H).

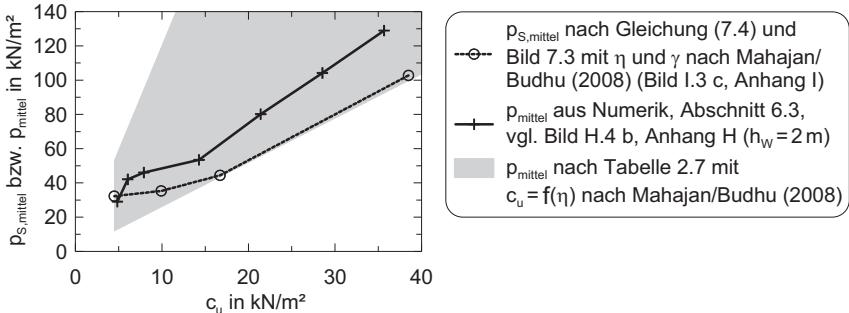


Bild 7.13: Gegenüberstellung des mittleren Fließdrucks $p_{S,mittel}$ und p_{mittel} berechnet mit der Strömungsmechanik bzw. dem konventionellen c_u -Ansatz im Wertebereich nach Tabelle 2.7 (grau) bei Variation der Viskosität η bzw. undrainierten Kohäsion c_u des Bodens (Annahmen zur Berechnung von $p_{S,mittel}$: $h_w = 2$ m; $d_s = 0,5$ m; $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$)

Zusammenfassend lassen die Ergebnisse aus Bild 7.12 und Bild 7.13 darauf schließen, dass eine strömungsmechanische Ermittlung des Fließdrucks p im Anfangszustand nach Gleichung (7.4) möglich ist, sofern die erforderlichen viskosen Parameter realistisch ermittelt werden können. Zudem muss die Verformungsrate des Bodens bekannt sein, die sich i. d. R. jedoch nur grob abschätzen lässt.

7.2.6 Zusammenfassende Bewertung des strömungsmechanischen Ansatzes

Die PIV-Ergebnisse der Modellversuche (Abschnitt 3.8) lassen näherungsweise eine Analogie zur aus der Strömungsmechanik bekannten Umströmung von Widerstandskörpern erkennen. Über einen strömungsmechanischen Ansatz kann eine Berechnung der Kräfte auf den Widerstandskörper erfolgen, wobei der bindige Boden als nichtnewtonsches, reales und näherungsweise inkompressibles Fluid angenommen wird. Dieser Ansatz unterliegt weitgehend denselben Parameterabhängigkeiten wie die in Kapitel 3 und Kapitel 6 festgestellten Abhängigkeiten des Seitendrucks von der Größe der Scherfestigkeit des Bodens, der Pfahlform und -abmessung sowie der Anströmgeschwindigkeit des Bodens. Auch kann die Druckverteilung des Seitendrucks auf einen Pfahl näherungsweise mit strömungsmechanischen Messergebnissen verglichen werden. Eine Rückrechnung der Viskosität des Kaolins aus den Messergebnissen der Modellversuche lieferte plausible Größen.

Letztlich kann der konventionelle c_u -Ansatz zur Berechnung des Fließdrucks auf einen Pfahl im Anfangszustand (Gleichung (2.5)) auf den strömungsmechanischen Ansatz (Gleichung (7.4)) zurückgeführt werden mit der Bodenkenngröße der undrainierten Kohäsion $c_u = f(\eta, \dot{\gamma})$ und einem Vorfaktor χ in Abhängigkeit der zugrunde gelegten o. g. Parameter-abhängigkeiten der Boden- und Pfahlrandbedingungen. Eine Zusammenstellung der konventionellen c_u -Ansätze aus der Literatur (Tabelle 2.8) lässt jedoch eine Zuordnung des Vorfaktors χ zu den o. g. Parametern, insbesondere aufgrund nicht deutlich abgrenzbarer Überlagerungen derselben in den einzelnen Ansätzen, nur eingeschränkt zu.

Die Annahme des Bodens als reales Fluid setzt bei der Anwendung des strömungsmechanischen Ansatzes einen näherungsweisen Bruchzustand des Bodens voraus. Die Ableitung einer komplexen Viskosität im Vorbruchzustand, die einen elastischen Anteil des Materialverhaltens beinhaltet, ist versuchstechnisch möglich, jedoch liegt diese größtmäßig oberhalb der realen Viskosität. Demzufolge wären im Vorbruchzustand bei einem viskoelastischen Verhalten des Bodens, zur Berechnung der Kräfte auf den Widerstandskörper auf Grundlage der Strömungsmechanik, ggf. alternative mechanische Modellansätze zu wählen. Dies gilt ebenso bei Langzeiteffekten des Bodenverhaltens, die über Kriechmodelle abzubilden sind.

Die Eignung eines strömungsmechanischen Ansatzes zur Fließdruckberechnung für die praktische Anwendung ist zudem als problematisch einzustufen. Zwar stellt die Ableitung der Viskosität eines Bodens im Vergleich zu konventionellen bodenmechanischen Laborversuchen keinen erheblichen Mehraufwand dar, doch liegt wie bei der experimentellen Ableitung von c_u -Werten das Problem vor, dass *in situ*-typische Verformungsgeschwindigkeiten bei Laborversuchen i. d. R. nicht erreicht werden können. Diese kann zudem nur abgeschätzt werden. Dabei hängt das Berechnungsergebnis eines strömungsmechanischen Ansatzes ungleich sensibler von der Größe der Verformungsgeschwindigkeit ab als konventionelle Berechnungsansätze über den c_u -Wert. Die Ableitung eines Prognosemodells auf Basis eines strömungsmechanischen Ansatzes ist demnach schwierig.

Gegenüber den bisherigen bodenmechanischen Ansätzen zur Fließdruckberechnung zeichnet sich ein strömungsmechanischer Ansatz durch seine fundierte physikalische Zuordnung aus. Letztendlich wird jedoch der Einfluss des Widerstandskörpers infolge seiner Körperform und -rauheit auch empirisch abgeleitet, sodass der Vorteil gegenüber einem bodenmechanischen Ansatz auf teilweiser empirischer Grundlage nur als gering zu bewerten ist.

7.3 Bewertung des Erddruckansatzes nach EA-Pfähle

Die *EA-Pfähle (2012)* stellt zur Seitendruckberechnung den Fließdruckansatz einen ebenen, aktiven Erddruckansatz gegenüber, wobei davon ausgegangen wird, dass der Fließdruck die Größe des Erddrucks nicht übersteigen kann. Der Erddruckansatz nach *EA-Pfähle (2012)* geht letztlich zurück auf *Fedders (1978)* und *Steinfeld (1983)*. Zur Bewertung des Fließdruckansatzes siehe Kapitel 2, zur Erläuterung des Erddruckansatzes Abschnitt 2.3.

Der Zweck des Vergleichs beider Ansätze kann in dem unbekannten Bruchmechanismus im Pfahlnahbereich in Abhängigkeit der Bodenbeschaffenheit (Umließen oder räumlicher Erddruck) vermutet werden. So liegt beim Fließdruckansatz ein Bruch des Bodens im Pfahlnahbereich und nicht zwangsläufig im Untergrund vor (Bild 7.14 b), während dessen der Erddruckansatz einen Bruch im Untergrund nach der Erddrucktheorie (Gleitfläche oder Zonenbruch) voraussetzt und der ebene Erddruck über die Einflussbreite des Pfahls b_Q auf diesen einwirkt (Bild 7.14 a, c). Demzufolge liegen nicht vergleichbare Bruchmechanismen vor.

Der Vergleich beider Ansätze kann bodenmechanisch sinnvoll nur im Anfangszustand und im Bruchzustand erfolgen. Zudem wird bei Konsistenz zwischen der effektiven und undrainierten Scherfestigkeit eines Bodens stets der Anfangszustand eines aktiven Erddrucks maßgebend sein.

Die Bilanzierung des ebenen aktiven Erddrucks im Anfangszustand ($K_{agh} = 1,0$) mit dem ebenen passiven Erddruck im Anfangszustand (mit $K_{pgb} = 1,0$ nach *EA-Pfähle (2012)*) führt zur charakteristischen, über die bindige Bodenschicht konstanten resultierenden Einwirkung auf eine gedachte senkrechte Wand in der Pfahlebene von $\Delta e_k = q_h - 2 \cdot c_{u,k}$ (Bild 7.14 a).

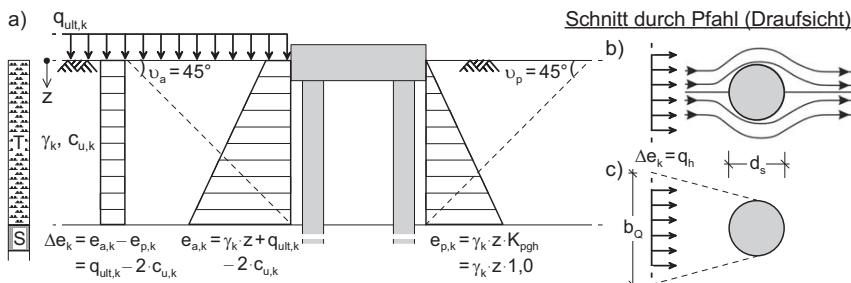


Bild 7.14: a) Ebener resultierender Erddruckansatz als Seitendruckeinwirkung im Anfangszustand nach *EA-Pfähle (2012)*; b) Bruchmechanismus im Pfahlnahbereich durch Fließdruckeinwirkung; c) Einwirkung des Erddrucks auf den Pfahl über die Einflussbreite b_Q

Obwohl sich ein ebener aktiver und passiver Bruchmechanismus, wie in Bild 7.14 gezeigt, in der Realität nicht ausbilden wird, da zum einen ggf. ein räumliches Problem vorliegt und zum anderen eine Pfahlgründung i. d. R. nicht die notwendigen Verschiebungen aufweist, kann mit dieser Vorgehensweise unter der geometrischen Randbedingung nach Bild 7.14 näherungsweise die Horizontalspannung in der Pfahlebene $q_h = \Delta e_k$ im Grenzzustand berechnet werden (Anhang J.3 und Bild J.6 im Anhang J). Im Vorbruchzustand ist dies näherungsweise auch in Abhängigkeit der undrainierten Kohäsion c_u vom Ausnutzungsgrad des Bodens μ möglich (Gleichung (J.6) und Bild J.6 im Anhang J).

Aus der Horizontalspannung im Boden $q_h = \Delta e_k$ kann in Abhängigkeit der Boden- und Pfahlrandbedingungen auf die Einwirkung auf den Pfahl geschlossen werden (Kapitel 6 und Bild 6.12). Dies erfolgt nach EA-Pfähle (2012) bei Voraussetzung einer Erddruckeinwirkung über die Einflussbreite des Pfahls b_Q (Bild 7.14 c) mit dem Minimalwert aus vier vergleichenden Grenzwerten, die einem Pfahlgruppenverhalten nach Horch (1980) gegenübergestellt werden. Dabei werden reduzierte Seitendrücke auf hinten stehende Pfähle nur nach Horch (1980) berücksichtigt. Die wesentlichen Regelungen zur Verteilung des Erddrucks auf die Gruppenpfähle nach EA-Pfähle (2012) zeigt zusammenfassend Bild 7.15.

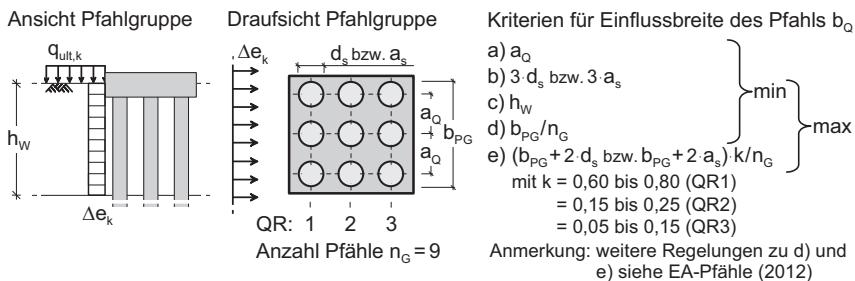


Bild 7.15: Bestimmung der Einflussbreite b_Q eines Pfahls in einer Pfahlgruppe infolge der Erddruckeinwirkung $q_h = \Delta e_k$ nach EA-Pfähle (2012) (Kriterium e beispielhaft für eine Pfahlgruppe mit 3×3 Pfählen)

Die Kriterien für die Wahl der Einflussbreite b_Q des Pfahls nach Bild 7.15 sind in Bild 7.16 und Bild 7.17 numerischen Ergebnissen nach Kapitel 6 gegenübergestellt. Dabei entspricht die Einflussbreite b_Q den numerischen Ergebnissen der Größe p/q_h (Abschnitt 6.2), multipliziert mit der Pfahlabmessung d_s oder a_s (Kriterien b und c nach Bild 7.16). Bei Gruppenwirkungen (Kriterien a, d und e nach Bild 7.17) muss zusätzlich der Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) berücksichtigt werden, sodass gilt $b_Q = p/q_h \cdot \chi_{p,GP} \cdot d_s$ oder $b_Q = p/q_h \cdot \chi_{p,GP} \cdot a_s$.

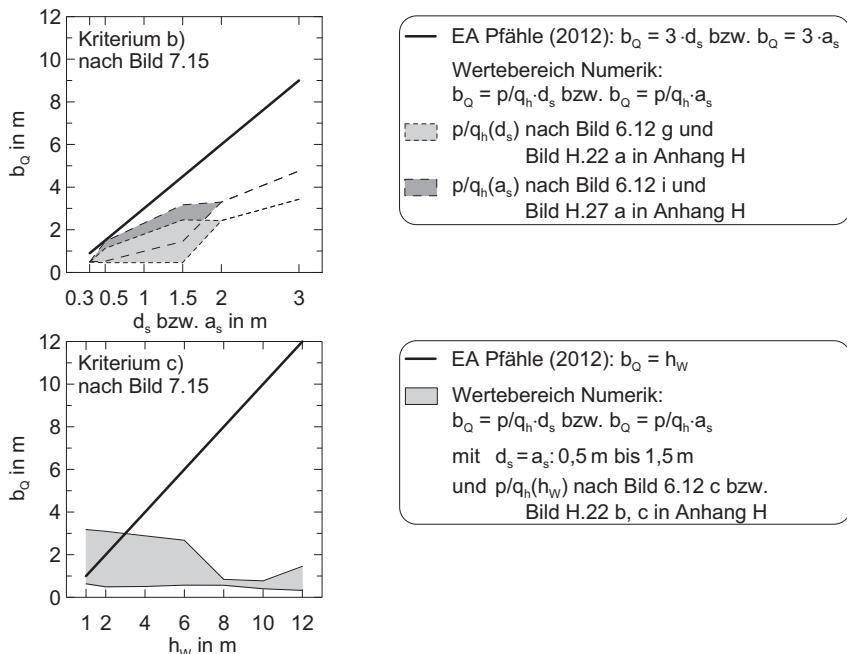
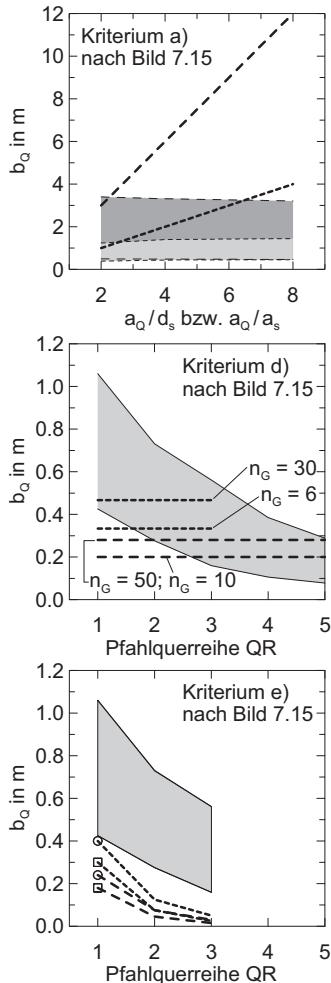


Bild 7.16: Gegenüberstellung der Einflussbreite b_Q des Einzelpfahls nach *EA-Pfähle (2012)* bzw. Bild 7.15 (Kriterien b und c) zu den Einflussbreiten b_Q abgeleitet aus den numerischen Ergebnissen der Parametervariationen in Abschnitt 6

Wie Bild 7.16 und Bild 7.17 zeigen, liegt eine signifikante numerische Abhängigkeit der Einflussbreite b_Q des Einzelpfahls nur für die Pfahlabmessung (Kriterium b nach Bild 7.16) und der Lage des Pfahls in Pfahllängsrichtung (Kriterium d und e nach Bild 7.17) vor. Dagegen konnten signifikante Abhängigkeiten vom Pfahlabstand (Kriterium a nach Bild 7.17), der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w (Kriterium c nach Bild 7.16) und der Anzahl der Pfähle in einer Pfahlgruppe (Kriterium d und e nach Bild 7.17) numerisch nicht festgestellt werden. Nach *EA-Pfähle (2012)* werden die Einflussbreiten nach den Kriterien a bis c (Bild 7.16 und Bild 7.17) gegenüber den numerischen Ergebnissen i. d. R. überschätzt und nach den Kriterien d und e (Bild 7.17) i. d. R. unterschätzt.

Entsprechend sind die Kriterien für die Wahl der Einflussbreite b_Q des Einzelpfahls nach *EA-Pfähle (2012)* als kritisch zu beurteilen und eine Verwendung dieser Ansätze in der Ingenieurpraxis kann nicht oder nur bedingt empfohlen werden.



EA Pfähle (2012): $b_Q = a_Q$ mit

- $d_s = a_s = 0,5 \text{ m}$
- - - $d_s = a_s = 1,5 \text{ m}$

Wertebereich Numerik:
 $b_Q = p/q_h \cdot \chi_{p,GP} \cdot d_s$ bzw. $b_Q = p/q_h \cdot \chi_{p,GP} \cdot a_s$

- $d_s = a_s = 0,5 \text{ m}$
- ■ $d_s = a_s = 1,5 \text{ m}$

$p/q_h(d_s)$ und $p/q_h(a_s)$ nach Bild 6.12 g bzw. i
 $\chi_{p,GP}(d_s = 0,5 \text{ m})$ nach Bild H.54 b
 $\chi_{p,GP}(d_s = 1,5 \text{ m})$ nach Bild H.54 e
 $\chi_{p,GP}(d_s) \approx \chi_{p,GP}(a_s)$, vgl. Bild H.54 a

EA Pfähle (2012): $b_Q = b_{PG}/n_G$ mit
 $b_{PG} = a_Q \cdot d_s \cdot (n_{G,Q} - 1) + 2 \cdot d_s/2$
 $n_G = n_{G,Q} \cdot QR$ (Anzahl Pfähle)

- 3 Querreihen QR
- - - 5 Querreihen QR

Annahmen:
 $a_Q = 3 \cdot d_s$; $d_s = 0,5 \text{ m}$; Randabstand = $2 \cdot d_s/2$
 $n_{G,Q}$: 2 bis 10 Pfähle (je Querreihe QR)

- Wertebereich Numerik:
 $b_Q = p/q_h \cdot \chi_{p,GP} \cdot d_s$
 p/q_h nach Bild 6.12 g bei $d_s = 0,5 \text{ m}$
 $\chi_{p,GP}$ nach Bild 6.26 a mit $a_{Q,L} = 3 \cdot d_s$

EA Pfähle (2012): $b_Q = (b_{PG} + 2 \cdot d_s) \cdot k/n_G$
mit b_{PG} , n_G und Annahmen wie Kriterium d
3 Querreihen QR (n_G : 6 bis 30 Pfähle):

- - - $k = k_{\max}$ je QR
- - - $k = k_{\min}$ je QR

5 Querreihen QR (n_G : 10 bis 50 Pfähle):

- - - $k = k_{\max}$ je QR
- - - $k = k_{\min}$ je QR

- Wertebereich Numerik siehe Kriterium e

Bild 7.17: Gegenüberstellung der Einflussbreite b_Q des Einzelpfahls nach EA-Pfähle (2012) bzw. Bild 7.15 (Kriterien a, d und e) zu den Einflussbreiten b_Q abgeleitet aus den numerischen Ergebnissen der Parametervariationen in Abschnitt 6 (Kriterien d und e beispielhaft mit der Pfahlabmessung $d_s = 0,5 \text{ m}$ und dem Pfahlabstand in Quer- und Längsrichtung zur Bodenanströmung $a_{Q,L} = 3 \cdot d_s$)

7.4 Ableitung eines Näherungsansatzes zur Prognose der Einflussfaktoren auf den Seitendruck

7.4.1 Allgemeines und Berechnungsansatz

Die mit Hilfe der Modellversuche in Kapitel 3, der numerischen Parameterstudien in Kapitel 6 und der strömungsmechanischen Zuordnungen des Fließdrucks in Abschnitt 7.2 abgeleiteten Einflussfaktoren auf die Größe des Seitendrucks wurden als Modellfaktoren in einen Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung überführt (Gleichung 7.7).

Basierend auf der undrainierten Kohäsion des Bodens c_u gibt Gleichung (7.7) den mittleren Seitendruck p auf einen Pfahl in einer Pfahlgruppe an. Die Modellfaktoren in Gleichung (7.7) ermöglichen dabei ausgehend von dem normierten Seitendruck des Basis-Einzelpfahlmodells der numerischen Parameterstudie nach Abschnitt 6.3 die Berücksichtigung unterschiedlicher Systemrandbedingungen. Der normierte Seitendruck des Basis-Einzelpfahlmodells (alle Modellfaktoren weisen den Wert 1 auf) wird auf Grundlage der numerischen Berechnungen in Bild 6.10 a, b näherungsweise mit der Größe $p/c_u = 6$ im Bruchzustand des Bodens ($q/q_{ult} = \mu = 1$) angenommen.

$$p = 6 \cdot c_u \cdot \chi_{cu} \cdot \chi_{hw} \cdot \chi_E \cdot \chi_d \cdot \chi_{SE} \cdot \chi_{yq} \cdot \chi_{GP} \cdot \mu + \Delta p_t \quad (7.7)$$

mit den Modellfaktoren:

- für die undrainierte Kohäsion des Bodens χ_{cu} ,
- für die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht χ_{hw} ,
- für die Steifigkeit des Bodens χ_E ,
- für die Pfahlabmessung und Pfahlform χ_d ,
- für die Rauheit der Pfahloberfläche χ_R ,
- bei einer Sandeinlagerung in der bindigen Bodenschicht χ_{SE} ,
- für einen Entfernungseinfluss zwischen der seitendruckerzeugender Bodenauflast und dem Pfahl χ_{yq} ,
- für den Seitendruck auf den einzelnen Gruppenpfahl χ_{GP} ,
- für den Ausnutzungsgrad des Bodens (Bruchzustand/Vorbruchzustand) μ ,

und der Berücksichtigung von Langzeiteffekten des Seitendrucks Δp_t .

Die Modellfaktoren sowie der Langzeitseitendruck nach Gleichung (7.7) und Faktoren zur Verteilung der Seitendruckeinwirkung in der bindigen Bodenschicht sind in Abschnitt 7.4.2 bis Abschnitt 7.4.7 abgeleitet.

Angaben zur Ermittlung des Ausnutzungsgrades des Bodens finden sich in Abschnitt 7.5.4.8. Näherungsweise kann eine linearer Abhängigkeit zwischen dem nach Gleichung (7.7) berechnete Seitendruck p und dem Ausnutzungsgrad des Bodens μ angenommen werden (vgl. Abschnitt 6.4.1).

Alternativ zum Berechnungsansatz auf Grundlage der undrainierten Kohäsion des Bodens c_u nach Gleichung (7.7) wurde in Anhang K ein alternativer Berechnungsansatz auf Grundlage der Horizontalspannung im Boden q_h beim „entkleideten System“ abgeleitet. Zunächst gelten die im Folgenden abgeleiteten Ansätze für das Randwertproblem Bodenauflast/Aufschüttung neben der Pfahlgründung.

7.4.2 Einfluss von Boden- und Pfahlrandbedingungen im Anfangszustand

In Bild 7.18 sind entsprechend der oberen Grenzen der Wertebereiche des Faktors $\chi_{p,PM}$ nach Bild 6.11 abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen für die Modellfaktoren χ_{cu} , χ_{hw} , χ_E , χ_d und χ_R in Gleichung (7.7) abgeleitet.

7.4.3 Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht

Aus den numerischen Untersuchungen in Abschnitt 6.4.5 kann vereinfachend abgeleitet werden, dass sich Sandeinlagerungen bis 2 m Mächtigkeit in Abhängigkeit der Tiefenlage $z_{o,SE}$ der Sandeinlagerung (in m) und des Steifigkeitsverhältnisses zwischen dem anstehenden bindigen Boden und der Sandeinlagerung ggf. stark seitendruckerhöhend auswirken. Die Referenz-Steifigkeit des Tons E_{50}^{ref} wurde dabei näherungsweise für die Tiefe $z = h_w/2$ in ein Steifemodul E_s umgerechnet (zur Umrechnung vgl. Bild 7.18 d).

Bild 7.19 zeigt die Ableitung abschnittsweise linearer Näherungsfunktionen für den Modellfaktor χ_{SE} in Gleichung (7.7) basierend auf den Faktor $\chi_{p,SE}$ nach Bild 6.15 bzw. Bild H.36 b im Anhang H.

Seitendruckvermindernde Auswirkungen von tiefliegenden Sandeinlagerungen wurden nicht berücksichtigt, sodass stets $\chi_{SE} \geq 1,0$ gilt.

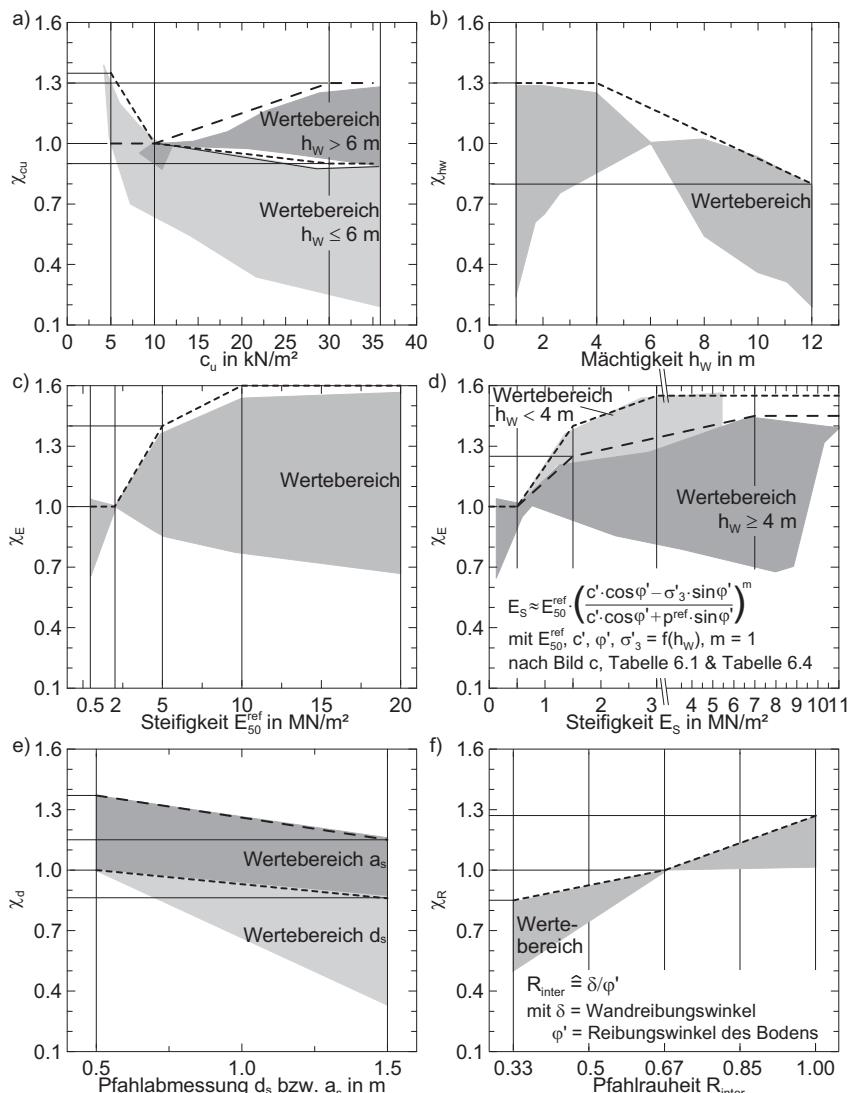


Bild 7.18: Abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen (gestrichelt) für die oberen Grenzen der Wertebereiche des Faktors $\chi_{p,PM}$ nach Bild 6.11: a) χ_{cu} ; b) χ_{hw} ; c) χ_E für E_s^{ref} ; d) χ_E für E_s ; e) χ_d ; f) χ_R

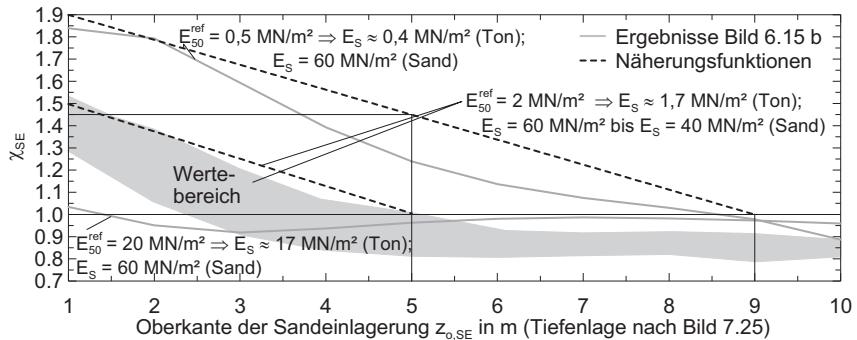


Bild 7.19: Abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen (gestrichelt) für die Wertebereiche des Faktors $\chi_{p,SE}$ nach Bild 6.15 bzw. Bild H.36 b im Anhang H für Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht in Abhängigkeit der Steifigkeiten des Tons und der Sandeinlagerung (Umrechnung E_{50}^{ref} zu E_s vgl. Bild 7.18 d; $z = h_w/2$)

7.4.4 Entfernungseinfluss

In Abhängigkeit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und der Entfernung des Pfahls zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast l (in m) sind in Bild 7.20 abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen für den Modellfaktor χ_{yq} in Gleichung (7.7) auf Grundlage des Entfernungsfaktors $\chi_{p,yq}$ nach Bild 6.22 angegeben.

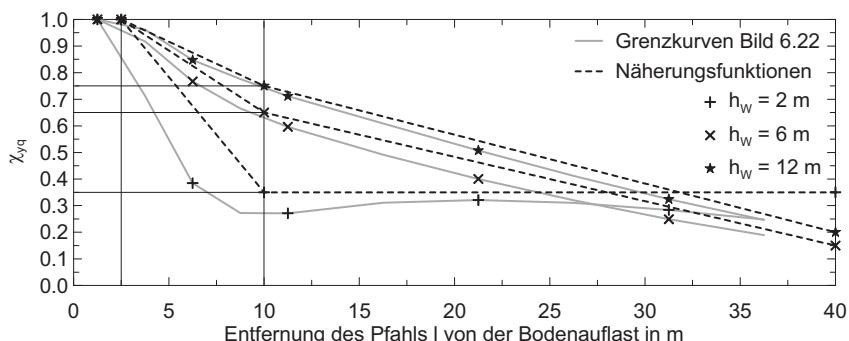


Bild 7.20: Abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen (gestrichelt) für die oberen Grenzen der Wertebereiche des Faktors $\chi_{p,yq}$ nach Bild 6.22 für den Entfernungseinfluss in Abhängigkeit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w

7.4.5 Pfahlgruppenverhalten

Der Modellfaktor zur Berücksichtigung des Seitendrucks auf den einzelnen Gruppenpfahl χ_{GP} in Gleichung (7.7) wurde in Abhängigkeit der Pfahlposition QR (1 bis 5) in Richtung der Bodenverschiebung getrennt für den Pfahltyp I bzw. Pfahltyp A (Bild 6.24) sowie für nicht versetzte bzw. versetzte Pfahlgruppen ermittelt. Der Pfahlabstand fand aufgrund der geringen Abweichungen zwischen den Pfahlgruppenfaktoren bei variierten Pfahlabständen näherungsweise keine Beachtung (Bild 6.26).

Bild 7.21 zeigt die Festlegung von abschnittsweisen linearen Näherungsfunktionen für den Modellfaktor χ_{GP} in Gleichung (7.7), die sich an den oberen Grenzen der Wertebereiche des Pfahlgruppenfaktors $\chi_{p,GP}$ nach Bild 6.26 orientieren. Die Gruppenfaktoren der Pfahlposition QR1 mit $\chi_{p,GP} > 1$ wurden näherungsweise zu $\chi_{p,GP} = 1,0$ gesetzt (Abschnitt 7.5.4.6).

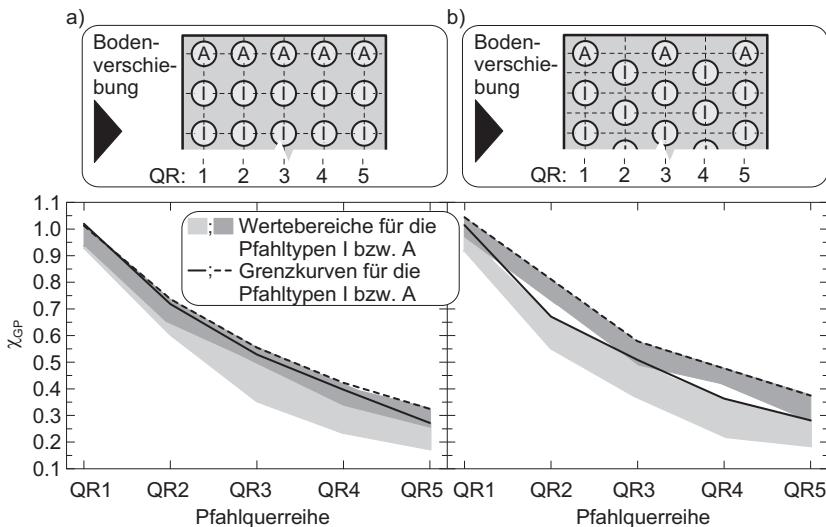


Bild 7.21: Näherungsfunktionen (gestrichelt) für die oberen Grenzen der Wertebereiche des Faktors $\chi_{p,GP}$ nach Bild 6.26 für das Pfahlgruppenverhalten getrennt für den Pfahltyp I und A: a) nicht versetzte Pfahlgruppen; b) versetzte Pfahlgruppen

7.4.6 Zeiteffekte bei der Auflastaufbringung und Langzeiteffekte

Die Untersuchungsergebnisse zu Zeiteffekten bei der Auflastaufbringung in Abschnitt 6.4.6.1 zeigen einen um maximal etwa 20 % geringeren Seitendruck, wenn der Zeitraum der Auflastaufbringung von etwa 0 Tagen auf etwa 40 Tage erhöht wurde (Bild 6.16 a) oder die Durchlässigkeit des Bodens um den Faktor 100 erhöht vorlag (Bild 6.16 b). Einflüsse von viskosen Effekten des Bodens konnte dagegen in den numerischen Berechnungen kaum beobachtet werden, wenngleich die Ergebnisse der Modellversuche in Kapitel 3 einen stärkeren Effekt erwarten lassen. Der Einflussfaktor zur Berücksichtigung von Zeiteffekten bei der Auflastaufbringung wurde zunächst bei dem vereinfachten Ansatz vernachlässigt.

Langzeiteinflüsse des Bodens auf den Seitendruck können in Abhängigkeit des Zeitraums t und des Viskositätsindex des Bodens $I_v = C_\alpha / C_c$ quantifiziert werden (Abschnitt 6.4.6.2). Da sich der Langzeit-Seitendruck weitgehend unabhängig von der Höhe der Bodenauflast darstellt (Bild 6.18 b), ist dieser näherungsweise über die Addition des Seitendrucks zum Zeitpunkt $t = 0$ mit dem Seitendruckzuwachs Δp_t bis zum Zeitpunkt $t \geq 0$ zu berechnen (Gleichung (7.7)). Grundlage der Ermittlung des Seitendruckzuwachses Δp_t sind lineare Näherungsfunktionen der numerischen Ergebnisse nach Bild 6.18 a in Bild 7.22, wobei der Faktor $C_{\Delta p}$ aus Bild 6.18 a in den Faktor $\chi_t = 10^3 \cdot C_{\Delta p}$ überführt wurde für die Zeiten der Konsolidations- und Kriechphase ($\chi_{t,cons}$ bzw. $\chi_{t,creep}$) sowie vereinfachend über den Zeitraum von 50 Jahren ($\chi_{t,t=50}$).

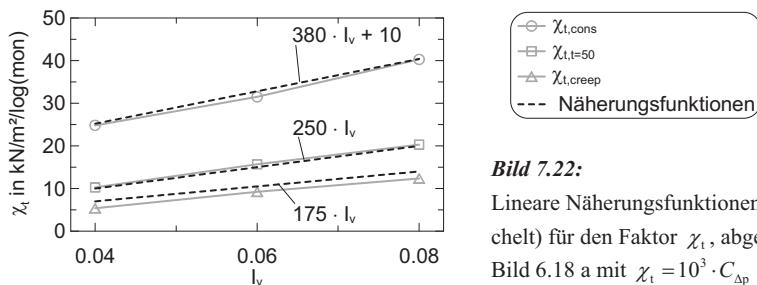


Bild 7.22:

Lineare Näherungsfunktionen (gestrichelt) für den Faktor χ_t , abgeleitet aus Bild 6.18 a mit $\chi_t = 10^3 \cdot C_{\Delta p}$

7.4.7 Verteilung der Seitendruckeinwirkung in der bindigen Bodenschicht

Aus den numerischen Untersuchungen in Abschnitt 6.4.4 kann vereinfachend und näherungsweise eine Verteilung der Seitendruckeinwirkung in der bindigen Bodenschicht abgeleitet werden (Bild 7.23). Dabei sind den zugrunde gelegten untersuchten Bodenkenngrößen folgenden Bodeneigenschaften zuzuordnen:

- $c' = 0,1 \text{ kN/m}^2; \varphi' = 20^\circ$ (c_u mit ≈ 4 bis $\approx 11 \text{ kN/m}^2$); $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 0,5 \text{ MN/m}^2$
 \Rightarrow Anorganische und organische Böden mit breiiger bis weicher Konsistenz und leicht plastischen Eigenschaften.
- $c' = 5 \text{ kN/m}^2; \varphi' = 20^\circ$ (c_u mit ≈ 7 bis $\approx 14 \text{ kN/m}^2$); $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 2 \text{ MN/m}^2$
 \Rightarrow Anorganische und organische Böden mit weicher bis steifer Konsistenz und leicht plastischen bis mittelplastischen Eigenschaften.
- $c' = 20 \text{ kN/m}^2; \varphi' = 20^\circ$ (c_u mit $\approx 30 \text{ kN/m}^2$); $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 10 \text{ MN/m}^2$
 \Rightarrow Anorganische Böden ab steifer Konsistenz und mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen Eigenschaften.

Als signifikantester Einflussfaktor auf die Faktoren $f_{p,max}$, $z_{fp,max}/h_w$, $f_{p,o}$ und $f_{p,u}$ nach Bild 6.14 (Definition gemäß Bild 6.2 bzw. Bild 7.29) wurde die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w bestimmt (Abschnitt 6.4.4), in deren Abhängigkeit in Bild 7.23 abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen abgeleitet sind. Eine Abschätzung der maximal zu erwartenden Abweichungen dieser Näherungsfunktionen zu den Faktoren in Bild 6.14 kann aus deren Streubreiten bei der Schichtmächtigkeit $h_w = 6 \text{ m}$ und variierten Boden- und Pfahlrandbedingungen (Wertebereiche in Bild 7.23) erfolgen mit:

- Faktor $f_{p,max}$: $\Delta f_{p,max} \approx 40 \%$
- Faktor $z_{fp,max}/h_w$: $\Delta(z_{fp,max}/h_w) \approx 0,20$
- Faktor $f_{p,o}$: $\Delta f_{p,o} \approx 40 \%$
- Faktor $f_{p,u}$: $\Delta f_{p,u} \approx 80 \%$

Bei Schichtmächtigkeiten mit $h_w \geq 12 \text{ m}$ können die Faktoren $f_{p,max}$, $f_{p,o}$ und $f_{p,u}$ näherungsweise extrapoliert werden. Die Tiefe des maximalen Seitendrucks in der bindigen Bodenschicht $z_{fp,max}$ liegt ab einer Schichtmächtigkeit von $h_w \approx 10 \text{ m}$ konstant vor (Tabelle 7.10). Die abgeleiteten Faktoren sind zudem auf Pfähle im größeren Abstand zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast und für Gruppenpfähle anwendbar (Bild H.44 bzw. Bild H.56 im Anhang H).

Beim Vorhandensein von oberflächennahen Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht zeigt sich in dieser Sandschicht ggf. eine erheblich erhöhte Seitendruckeinwirkung auf den Pfahl (Bild H.37 a im Anhang H). Bei mehrschichtigem Baugrund bildet sich der größte Seitendruck i. d. R. in den steiferen Bodenschichten aus (Abschnitt 5.4). Weiterführend siehe Abschnitt 7.5.4.4 und Abschnitt 7.5.5.

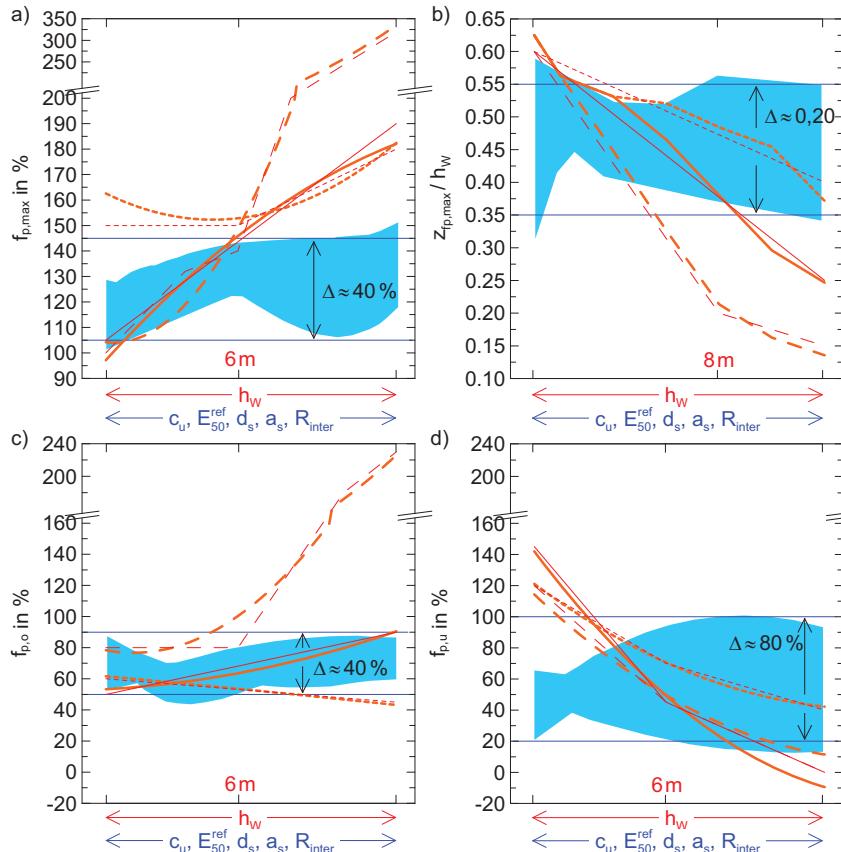
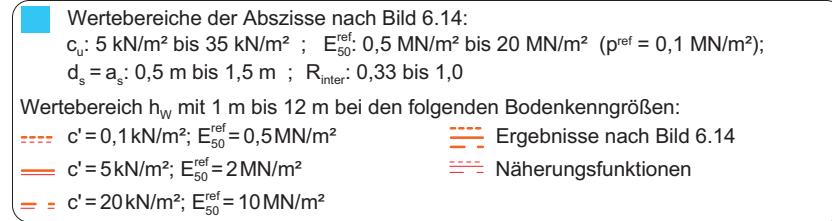


Bild 7.23: Abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen für die Faktoren: a) $f_{p,\max}$; b) $z_{fp,\max}/h_w$; c) $f_{p,o}$ und d) $f_{p,u}$ nach Bild 6.14 gemäß der Definition nach Bild 6.2 in Abhängigkeit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und unterschiedlicher Bodenkenngroßen (Wertebereiche siehe Legende)

7.5 Zusammenfassende Darstellung des Näherungsansatzes

7.5.1 Allgemeines

Im Folgenden sind die im Abschnitt 7.4 abgeleiteten Korrelations- und Näherungsansätze für die ingenieurpraktische Berechnung der Seitendruckeinwirkungen auf Pfähle bezüglich der Modellparameter zusammenfassend dargestellt. Ggf. könnte die Zusammenstellung auch als Grundlage für fortgeschriebene technische Empfehlungen zur Thematik dienen.

7.5.2 Seitendruckeinwirkung auf Pfähle

Infolge von Bodenverschiebungen in bindigen Böden gegen Pfahlgründungen ergeben sich Einwirkungen auf Pfähle u. a. quer zu deren Pfahlachse und dadurch Biegebeanspruchungen (EA-Pfähle, 2012). Beispiele für diese Einwirkungsform zeigt Bild 7.24. Die Größe der Einwirkung hängt dabei insbesondere von den Bodenkenngrößen, der Pfahlgeometrie und Pfahloberfläche, der Baugrundschichtung, der Entfernung des Pfahls zur seitendruckerzeugenden Ursache, der Pfahlanordnung in einer Pfahlgruppe und dem Ausnutzungsgrad des Bodens ab.

Neben den in Bild 7.24 gezeigten Ursachen für Seitendruck können Seitendruckeinwirkungen auf Pfähle vorhanden sein, wenn diese zur Böschungssicherung in einer Böschung stehen oder einen Geländesprung als Gründungselemente stützen (EA-Pfähle, 2012).

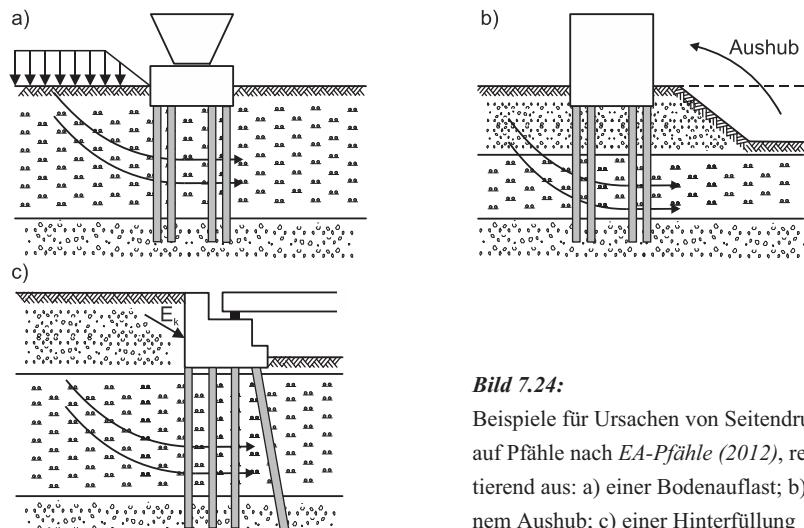


Bild 7.24:

Beispiele für Ursachen von Seitendruck auf Pfähle nach EA-Pfähle (2012), resultierend aus: a) einer Bodenauflast; b) einem Aushub; c) einer Hinterfüllung

Bei der Seitendruckeinwirkung auf Pfähle kann bei einem weichen bindigen Boden von einem Umfließen der Pfähle und bei steiferen Böden von einem Aufstauen des Bodens vor den Pfählen (teilmobilisierter passiver räumlicher Erddruck) ausgegangen werden. Dabei verändern auch u. a. die Pfahlgeometrie und -oberfläche sowie der Pfahlabstand quer zur Bodenverschiebung die Einwirkungsform.

Die Seitendruckeinwirkung auf Pfähle führt zu einer Querbeanspruchung der Pfähle als Einwirkung aus dem Baugrund (EA-Pfähle, 2012).

7.5.3 Notwendigkeit einer Pfahlbemessung auf Seitendruck

Sofern bindige Böden anstehen und aufgrund der geometrischen und belastungsbedingten Randbedingungen ein Seitendruck auf die Pfähle nicht ausgeschlossen werden kann, müssen Untersuchungen bezüglich zusätzlicher Seitendruckeinwirkung nach Abschnitt 7.5.4 durchgeführt werden.

Die Größe der Seitendruckeinwirkung ergibt sich nach Abschnitt 7.5.4, wobei aufgrund günstiger Randbedingungen, wie z. B. ein geringer Ausnutzungsgrad des Bodens μ , ggf. auch eine Pfahlbemessung auf Seitendruck aufgrund der Geringfügigkeit der Einwirkungsgröße vernachlässigt werden kann, was allerdings im Einzelnen zu prüfen ist.

7.5.4 Ermittlung der charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck

7.5.4.1 Berechnungsansatz

Die Größe der mittleren, charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck P_k (in kN/m) quer zur Pfahlachse als Linienlast auf einen Einzelpfahl, unmittelbar neben der seitendruckerzeugenden Ursache, beträgt im Bruchzustand des Bodens (ermittelt am „entkleideten System“, $\mu = 1$) im Anfangszustand:

$$P_k = (6 \cdot c_{u,k} \cdot \chi \cdot \mu + \Delta p_{t,k}) \cdot a_s \quad \text{bzw.} \quad P_k = (6 \cdot c_{u,k} \cdot \chi \cdot \mu + \Delta p_{t,k}) \cdot d_s \quad (7.8)$$

mit

$c_{u,k}$ über die bindige Bodenschicht gemittelte charakteristische, undrainierte Kohäsion des Bodens

a_s Pfahlbreite quer zur Bodenanströmung bei quadratischem Pfahlquerschnitt

- d_s Pfahldurchmesser bei rundem Pfahlquerschnitt
- χ Modellfaktor für die Berücksichtigung der Boden- und Pfahlrandbedingungen sowie der geometrischen Verhältnisse nach Abschnitt 7.5.4.2
- μ Ausnutzungsgrad des Bodens nach Abschnitt 7.5.4.8
- $\Delta p_{t,k}$ Langzeiteffekte des Seitendrucks in kN/m² nach Abschnitt 7.5.4.7

7.5.4.2 Berücksichtigung der Boden- und Pfahlrandbedingungen auf den Seitendruck

Der Modellfaktor χ in Gleichung (7.8) setzt sich zusammen aus:

$$\chi = \chi_{cu} \cdot \chi_{hw} \cdot \chi_E \cdot \chi_d \cdot \chi_{SE} \cdot \chi_{yq} \cdot \chi_{GP} \quad (7.9)$$

mit

- χ_{cu} für die undrainierte Kohäsion des Bodens $c_{u,k}$ (Tabelle 7.2)
- χ_{hw} für die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w (Tabelle 7.3)
- χ_E für die Steifigkeit des Bodens E_s oder E_{s0}^{ref} (Tabelle 7.4)
- χ_d für die Pfahlabmessung und Pfahlform (Tabelle 7.5)
- χ_R für die Rauheit der Pfahloberfläche (Tabelle 7.6)
- χ_{SE} zur Berücksichtigung von Sandeinlagerungen (Abschnitt 7.5.4.4)
- χ_{yq} für einen Entfernungseinflusses zwischen der seitendruckerzeugenden Einwirkung und dem Pfahl (Abschnitt 7.5.4.5)
- χ_{GP} zur Berücksichtigung des Gruppenverhaltens (Abschnitt 7.5.4.6)

Tabelle 7.2: Modellfaktor χ_{cu} nach Gleichung (7.9)

$c_{u,k}$ in kN/m ²	≤ 5	10	≥ 30
χ_{cu} bei $h_w \leq 6$ m	1,35	1,0	0,9
χ_{cu} bei $h_w > 6$ m	1,0	1,0	1,3

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 7.3: Modellfaktor χ_{hw} nach Gleichung (7.9)

h_w in m	≤ 4	≥ 12
χ_{hw}	1,3	0,8

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 7.4: Modellfaktor χ_E auf Grundlage von E_s oder E_{50}^{ref} nach Gleichung (7.9)

E_s in MN/m ²	$\leq 0,5$	1,5	3,0	$\geq 7,0$	E_{50}^{ref} in MN/m ²	≤ 2	5	≥ 10
χ_E bei $h_w < 4$ m	1,0	1,4	1,55	1,55	$(p^{ref} = 0,1 \text{ MN/m}^2)$			
χ_E bei $h_w \geq 4$ m	1,0	1,25	1,30	1,45	χ_E	1,0	1,4	1,6

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle 7.5: Modellfaktor χ_d nach Gleichung (7.9)

$a_s = d_s$ in m	0,5	1,5
χ_d für a_s	1,37	1,15
χ_d für d_s	1,0	0,86

Anmerkungen: Zwischenwerte von χ_d sind linear zu interpolieren; Eine Extrapolation von χ_d auf die Pfahlabmessungen bis $a_s = d_s = 0,3$ m und $a_s = d_s = 3,0$ m ist zulässig.

Tabelle 7.6: Modellfaktor χ_R nach Gleichung (7.9)

δ / φ'	$\geq 2/3$	2/3 bis 1/2	$\leq 1/2$
Bezeichnung ¹⁾	verzahnt	rau	glatt
χ_R	1,27	1,0	0,93

Anmerkungen: Zwischenwerte von χ_R sind linear zu interpolieren;

¹⁾ Wandbeschaffenheit infolge des Wandreibungswinkels nach DIN 1054 (2010)

7.5.4.3 Mehrschichtiger Baugrund aus bindigem Boden

Sofern im Baugrund mehrere bindige Bodenschichten vorliegen, die näherungsweise nicht als homogene Schicht zusammengefasst werden können, ist schichtweise die mittlere, charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck P_k nach Gleichung (7.8) und Gleichung (7.9) zu ermitteln, indem die undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ sowie die Modellfaktoren χ_{cu} und χ_E schichtweise angesetzt werden.

7.5.4.4 Berücksichtigung von Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht

Sind im Baugrund zwischen den bindigen Schichten Sandschichten oder Sandlinsen eingelagert, die durch die Verschiebung der bindigen Böden gegen die Pfahlgründung gedrückt werden, führt dies i. d. R. zu einer Erhöhung des Seitendrucks (Bild 7.25).

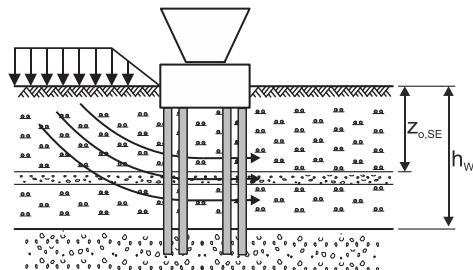


Bild 7.25:

Beispiel für einen erhöhten Seiten- druck auf Pfähle infolge einer in der bindigen Schicht eingelagerten Sandschicht oder Sandlinse

Dabei ist das Steifigkeitsverhältnis zwischen dem anstehenden bindigen Boden und der Sandeinlagerung maßgebend, weniger die Mächtigkeit des eingelagerten Sandes. Das Steifigkeits- verhältnis kann abgeschätzt werden mit:

$$\alpha = \frac{E_{S,\text{Sandeinlagerung}}}{E_{S,\text{bindige Bodenschicht}}} \quad (7.10)$$

Die Auswirkung einer Sandeinlagerung mit einer Mächtigkeit von ≤ 2 m auf den mittleren, charakteristischen Seitendruck nach Gleichung (7.8) über den Modellfaktor χ_{SE} in Gleichung (7.9) ist in Tabelle 7.7 dargestellt.

Tabelle 7.7: Modellfaktor χ_{SE} nach Gleichung (7.9)

α nach Gleichung (7.10)	≤ 3	$> 3 \text{ bis } \leq 35$	$> 35 \text{ bis } \leq 150$
OK Sandeinlagerung $z_{o,SE}$ (Bild 7.25)	1 m	≥ 5 m	1 m
χ_{SE}	1,0	1,5	1,0

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Seitendruckvermindernde Auswirkungen von tiefliegenden Sandeinlagerungen und die Aus- wirkungen von Sandeinlagerungen mit einer Mächtigkeit größer 2,0 m sind im Einzelfall zu untersuchen.

7.5.4.5 Berücksichtigung eines Entfernungseinflusses zwischen seitendruckerzeugender Bodenauflast und Pfahl

Stehen Pfähle oder eine Pfahlgruppe in einer größeren Entfernung l von einer seitendruckerzeugenden Bodenauflast (Bild 7.26), kann der mittlere, charakteristische Seitendruck der ersten Pfahlreihe einer Pfahlgruppe oder des Einzelpfahls nach Gleichung (7.8) über den Modellfaktor χ_{yq} in Gleichung (7.9) nach Tabelle 7.8 abgemindert werden. Hinten stehende Gruppenpfähle sind nach Abschnitt 7.5.4.6 zu behandeln.

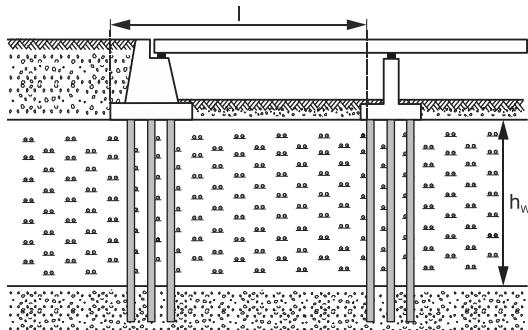


Bild 7.26:
Systemangaben zum Entfernungseinfluss zwischen seitendruckerzeugender Bodenauflast und zu dem berechnenden Pfahl nach EA-Pfähle (2012)

Tabelle 7.8: Modellfaktor χ_{yq} nach Gleichung (7.9)

Abstand zu Bodenauflast l in m	< 2,5	10	≥ 40
Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w in m	generell	< 2 2 – 6 > 6	< 2 2 – 6 > 6
Faktor χ_{yq}	1,0 0,35 0,65	0,75	0,35 0,15 0,20

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

7.5.4.6 Berücksichtigung des Pfahlgruppenverhaltens

Stehen Pfähle in einem Abstand mit $a \leq 9 \cdot a_s$ bzw. $a \leq 9 \cdot d_s$ ist der mittlere, charakteristische Seitendruck P_k nach Gleichung (7.8) auf den einzelnen Gruppenpfahl über den Modellfaktor χ_{GP} in Gleichung (7.9) nach Bild 7.27 oder Tabelle 7.9 zu ermitteln. Der Bezugs-Seitendruck P_k gilt dabei für einen Einzelpfahl an der Position QR 1.

Die Gruppenwirkung der Pfähle wird dabei insbesondere von deren Position längs zur Bodenverschiebung (Pfahlquerreihe QR) bestimmt infolge der Abschirmwirkung durch die vorn stehenden Pfähle und ggf. infolge des größeren Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bo-

denauflast. Außenpfähle der jeweiligen Pfahlquerreihe (Pfahltyp A) in Pfahlgruppen weisen gegenüber innen liegenden Pfählen (Pfahltyp I) der jeweiligen Pfahlquerreihe eine erhöhte Seitendruckeinwirkung auf.

Mit zunehmend engerem Pfahlabstand liegt i. d. R. eine geringfügig abnehmende Seitendruckeinwirkung vor, die jedoch bei dem vorliegenden Näherungsansatz vernachlässigt wird. Bei Pfahlabständen $a > 9 \cdot a_s$ bzw. $a > 9 \cdot d_s$ sind die Gruppenpfähle wie Einzelpfähle zu behandeln ($\chi_{GP} = 1,0$).

Tabelle 7.9: Modellfaktor χ_{GP} nach Gleichung (7.9)

Position des Pfahls nach Bild 7.27		QR 1	QR 2	QR 3	QR 4	$\geq QR 5$
nicht versetzt	Pfahltyp I	1,00	0,73	0,52	0,39	0,32
nicht versetzt	Pfahltyp A	1,00	0,75	0,55	0,42	0,34
versetzt	Pfahltyp I	1,00	0,73	0,51	0,36	0,28
versetzt	Pfahltyp A	1,00	0,78	0,58	0,44	0,37

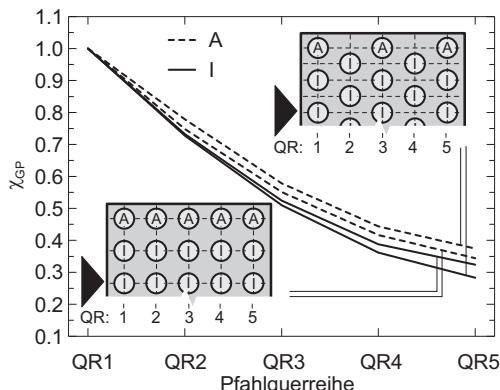


Bild 7.27:

Modellfaktor χ_{GP} für den einzelnen Gruppenpfahl für den Pfahlabstand $a \leq 9 \cdot a_s$ bzw. $a \leq 9 \cdot d_s$

7.5.4.7 Langzeiteffekte des Bodens

Infolge der Bodenkonsolidation und des Bodenkriechens ist im Zeitverlauf mit einem kontinuierlich ansteigenden Seitendruck $\Delta p_{t,k}$ (in kN/m²) zu rechnen. Dieser ist weitgehend unabhängig vom Ausnutzungsgrad des Bodens und kann in Abhängigkeit des Viskositätsindex des Bodens $I_v = C_\alpha / C_c$ sowie des Zeitverlaufs der Bodenkonsolidation t_{cons} (in Monaten) und des Bodenkriechens t_{creep} (in Monaten) abgeschätzt werden mit:

- $\Delta p_{t,k}$ (in kN/m²) aus der Konsolidations- und Kriechphase $\Delta p_{t,k,cons}$ bzw. $\Delta p_{t,k,creep}$ mit den Zeiten t_{cons} und t_{creep} für $t_{cons} \geq 2 \ll t_{creep}$ (in Monaten)

$$\Delta p_{t,k} = (380 \cdot I_v + 10) \cdot \log(t_{cons}) + 175 \cdot I_v \cdot \log(t_{creep}) \quad (7.11 \text{ a})$$

- $\Delta p_{t,k}$ (in kN/m²) vereinfachend über den Zeitraum von 50 Jahren (600 Monate)

$$\Delta p_{t,k} = 700 \cdot I_v \quad (7.11 \text{ b})$$

7.5.4.8 Ausnutzungsgrad des Bodens

Näherungsweise kann der mittlere, charakteristische Seitendruck P_k nach Gleichung (7.8) in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades des Bodens μ abgemindert werden. Im Einzelnen ist dabei wie folgt vorzugehen:

- Durchführung einer Geländebruchberechnung nach DIN 4084 (2009) oder Grundbruchberechnung nach DIN 4017 (2006) am „entkleideten System“ (Bild 7.28 b, c bzw. Bild 7.28 a). Dabei ist mit charakteristischen Kenngrößen sowie i. d. R. mit der charakteristischen Scherfestigkeit des undrainierten Bodens mit $c_{u,k} > 0$ und $\phi_{u,k} \approx 0$ für die bindigen Böden zu rechnen.
- Der ungünstigste Bruchmechanismus im bindigen Boden ist maßgebend. Diese tritt systemabhängig bei mächtigen anstehenden bindigen Bodenschichten nicht zwangsläufig bis zur Unterkante dieser bindigen Bodenschichten auf. Die Seitendruckeinwirkung ist jedoch über die gesamte anstehende bindige Bodenschicht anzusetzen.
- Der die Stützkonstruktion belastende Erddruck E_k darf stützend auf das System angesetzt werden (Bild 7.28 c), wobei eine eventuelle veränderliche Einwirkung zu vernachlässigen ist, da diese die Stützkraft erhöht.
- Liegt eine horizontale Geländeoberfläche mit einseitiger Bodenauflast vor (Bild 7.28 a), kann die Tragfähigkeit des Baugrundes vereinfachend mit $5,14 \cdot c_{u,k}$ nach DIN 4017 (2006) abgeschätzt werden, sofern eine vorhandene Auffüllung nicht tragfähigkeiterhöhend wirkt oder der Bruchmechanismus vom tiefliegenden tragfähigen Boden beeinflusst wird.
- In der bindigen Bodenschicht eingelagerte Sandschichten oder Sandlinsen sind bei der Ermittlung des Ausnutzungsgrades des Bodens rechnerisch zu vernachlässigen, da sie sich günstig auf die Tragfähigkeit des Bodens, jedoch ggf. ungünstig auf die Größe der Seitendruckeinwirkung auswirken.

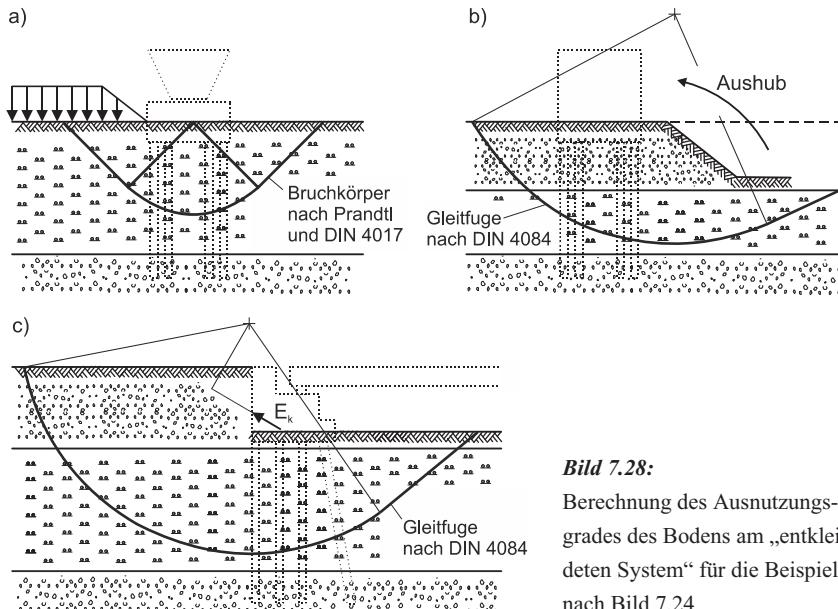


Bild 7.28:

Berechnung des Ausnutzungsgrades des Bodens am „entkleideten System“ für die Beispiele nach Bild 7.24

7.5.5 Verteilung des Seitendrucks über die einwirkende Bodenschicht

Der abgeleitete mittlere, charakteristische Seitendruck als Linienlast P_k nach Gleichung (7.8) kann näherungsweise mit den Verteilungsfaktoren $f_{p,\max}$, $z_{fp,\max}/h_W$, $f_{p,o}$ und $f_{p,u}$ nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht angesetzt werden.

Dabei ist näherungsweise zwischen den folgenden Bodentypen zu unterscheiden:

- Anorganische und organische Böden mit breiger bis weicher Konsistenz und leicht plastischen Eigenschaften (Bodentyp I).
- Anorganische und organische Böden mit weicher bis steifer Konsistenz und leicht plastischen bis mittelpflastischen Eigenschaften mit c_u zwischen $\approx 10 \text{ kN/m}^2$ und $\approx 30 \text{ kN/m}^2$ (Bodentyp II).
- Anorganische Böden ab steifer Konsistenz und mittelpflastischen bis ausgeprägt plastischen Eigenschaften (Bodentyp III).

Bei Bodentyp II und III liegt bei großen Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht ($> 6 \text{ m}$) ggf. tiefliegend eine Bettung des Pfahls vor, die jedoch bei dem vorliegenden Näherungsansatz vernachlässigt wird. Nach Tabelle 7.10 wird aus diesem Grund ab einer Mächtigkeiten von 12 m keine Einwirkung aus Seitendruck auf den Pfahl angesetzt.

Bei einem mehrschichtigen Baugrund aus bindigen Böden (Abschnitt 7.5.4.3) darf für die Berechnung des verteilten Seitendrucks nach Bild 7.29 näherungsweise von einem über die Mächtigkeiten der bindigen Bodenschicht gemittelten Seitendruck P_k ausgegangen werden. Oberflächennahe steifere Bodenschichten führen jedoch im Allgemeinen dazu, dass sich die Lage des maximalen Seitendrucks, abweichend zu dem Verteilungsfaktor $z_{fp,max}/h_w$ nach Tabelle 7.10, hin zu der steiferen Bodenschichten verschiebt.

Tabelle 7.10: Verteilungsfaktoren $f_{p,max}$, $z_{fp,max}/h_w$, $f_{p,o}$ und $f_{p,u}$ nach Bild 7.29

h_w in m	$f_{p,max}$				$z_{fp,max}/h_w$			$z_{fp,max}$	
	1	6	12	≥ 12	1	8	12	> 12	
Bodentyp I	1,5	1,5	1,8	$1,8+0,05 \cdot (h_w - 12)$	0,6	0,47	0,4	4,5 m	
Bodentyp II	1,05	1,44	1,9	$1,9+0,08 \cdot (h_w - 12)$	0,6	0,38	0,25	3,0 m	
Bodentyp III	1,0	1,4	3,2	$3,2+0,3 \cdot (h_w - 12)$	0,6	0,2	0,15	2,0 m	
h_w in m	$f_{p,o}$				$f_{p,u}$				
	1	6	12	≥ 12	1	6	12	≥ 12	
Bodentyp I	0,6	0,53	0,45	$0,45-0,01 \cdot (h_w - 12)$	1,2	0,7	0,4	$0,4-0,05 \cdot (h_w - 12)$	
Bodentyp II	0,5	0,68	0,9	$0,9+0,04 \cdot (h_w - 12)$	1,45	0,45	0	0	
Bodentyp III	0,8	0,8	2,3	$2,3+0,25 \cdot (h_w - 12)$	1,2	0,45	0	0	

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Beim Vorhandensein von oberflächennahen Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht (Abschnitt 7.5.4.4) zeigt sich ggf. eine erheblich erhöhte Seitendruckeinwirkung in dieser Sandschicht auf den Pfahl. Diese kann größtmäßig abgeschätzt werden. Dazu ist jeweils eine Ermittlung von P_k nach Gleichung (7.8) mit und ohne Sandeinlagerung durchzuführen, d. h. mit $\chi_{SE} \geq 1,0$ nach Tabelle 7.7 (mit Sandeinlagerung, $P_k \cdot \chi_{SE}$) bzw. $\chi_{SE} = 1,0$ (ohne Sandeinlagerung). Die Differenz von $P_k \cdot \chi_{SE}$ (mit Sandeinlagerung) und P_k (ohne Sandeinlagerung) ist anschließend rechteckförmig als Einwirkung auf den Pfahl in der Sandeinlage rung anzusetzen (Bild 7.29 b). Die Verteilung des Seitendrucks in den bindigen Bodenschichten bleibt davon zunächst unberührt und ist ggf. mit der Einwirkung in der Sandeinlagerung zu einem gesamtheitlichen Einwirkungsbild zu vervollständigen (Bild 7.29 b). Es ist i. d. R. damit zu rechnen, dass der Seitendruck unterhalb einer Sandeinlagerung gegenüber dem rechnerischen Ansatz nach Bild 7.29 b etwas vermindert vorliegt.

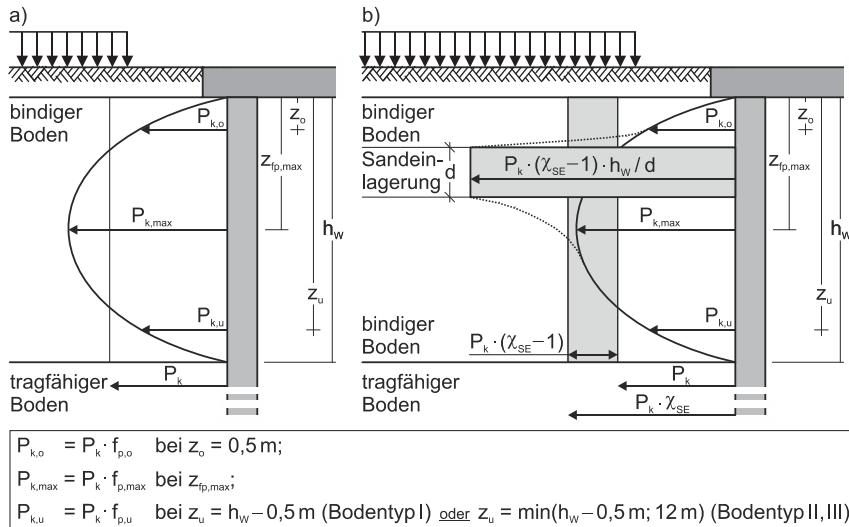


Bild 7.29: Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht mit den Verteilungsfaktoren nach Tabelle 7.10: a) bei einer näherungsweise homogenen, anstehenden bindigen Bodenschicht; b) beim Vorhandensein einer Sandeinlagerung in der bindigen Bodenschicht

7.5.6 Ermittlung der Bemessungsgrößen der Einwirkungen bzw. der Beanspruchung der Pfähle

Die Ermittlung der charakteristischen Einwirkung als Linienlast auf einen Pfahl (charakteristische Seitendruckeinwirkung) kann aus dem Mittelwert der Einwirkung nach Abschnitt 7.5.1 bis Abschnitt 7.5.4 und deren Verteilung über die einwirkende Bodenschicht nach Abschnitt 7.5.5 erfolgen. Die charakteristische Seitendruckeinwirkung liegt während der gesamten Funktionszeit des Pfahls vor und ist somit der Bemessungssituation BS-P nach DIN EN 1997-1 (2014) bzw. DIN 1054 (2010) zuzuordnen. Als Einwirkung aus dem Baugrund ist sie als ständige Einwirkung anzusetzen.

I. d. R. ist für Pfähle unter Seitendruckeinwirkung, sofern die Pfähle nicht zur Böschungssicherung dienen oder einen Geländesprung als Gründungselemente stützen („Äußere“ Tragfähigkeit), die „Innere“ Pfahltragfähigkeit (STR nach DIN EN 1997-1, 2014) maßgebend. Diese ist mit den Bemessungsbeanspruchungen des Pfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach-

zuweisen, die sich aus der charakteristischen Beanspruchung mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten ergibt.

Die charakteristische Beanspruchung der Pfähle (i. d. R. Biegebeanspruchung) aus der charakteristischen Seitendruckeinwirkung kann z. B. durch Idealisierung des Pfahls als punktgelagerter Stab mit einer Lagerung am Anschluss Pfahlkopf/Pfahlkopfplatte und einer gebetteten Lagerung in der tiefliegenden, tragfähigen Schicht ermittelt werden.

Alternativ zum Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 konnte zur Berechnung der charakteristischen Einwirkung auf einen Pfahl oder der charakteristischen Beanspruchung des Pfahls in Kapitel 5 die Anwendbarkeit der Finite-Elemente-Methode nachgewiesen werden, sofern für die jeweilige Problemstellung geeignete Stoffmodelle Anwendung finden.

7.6 Berechnungsbeispiele

7.6.1 Allgemeines

Im Folgenden sind die mit dem Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 berechneten charakteristischen Seitendrücke den gemessenen oder numerische berechneten Seitendräcken von ausgewählten Projekten gegenübergestellt. Dabei wurde vergleichend zu dem Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz) bei den Projekten 2, 3 und 5 auch der Näherungsansatz auf Grundlage der Horizontalspannung im Boden (q_h -Ansatz) nach Anhang K.3 angewendet. Folgende Projekte liegen zugrunde:

- 1) In situ-Versuch mit einer Probobelastung neben einem Einzelpfahl im geschichteten Baugrund aus anstehenden bindigen Böden (Abschnitt 7.6.2).
- 2) Zentrifugen-Modellversuch mit einer Bodenauflast neben einer Pfahlgruppe im homogenen, bindigen Baugrund mit Messwerten des Seitendrucks (Abschnitt 7.6.3).
- 3) In situ-Versuch mit einer Probobelastung neben einer Pfahlgruppe im geschichteten Baugrund mit einer Sandeinlagerung im bindigen Boden (Abschnitt 7.6.4).
- 4) In situ-Versuch mit einer Probobelastung neben einem Einzelpfahl im weitgehend homogenen Baugrund mit Messwerten des Seitendrucks (Abschnitt 7.6.5).
- 5) In situ-Versuch mit einer Hinterfüllung eines auf einer Pfahlgruppe gelagerten Brückenwiderlagers im weitgehend homogenen Baugrund mit Messwerten des Seitendrucks (Abschnitt 7.6.6).

Eine ausführliche Darlegung der berechneten charakteristischen Seitendrücke mit den Näherungsansätzen findet sich im Anhang L.

7.6.2 Probebelastung neben einem Einzelpfahl im geschichteten Baugrund

In Bild 7.30 a sind die geometrischen Verhältnisse eines in situ-Versuchs mit einer Probebelastung neben einem Einzelpfahl sowie die maßgeblichen Bodenkenngroßen dargestellt (Uriel et al. (1976) und Abschnitt 5.4).

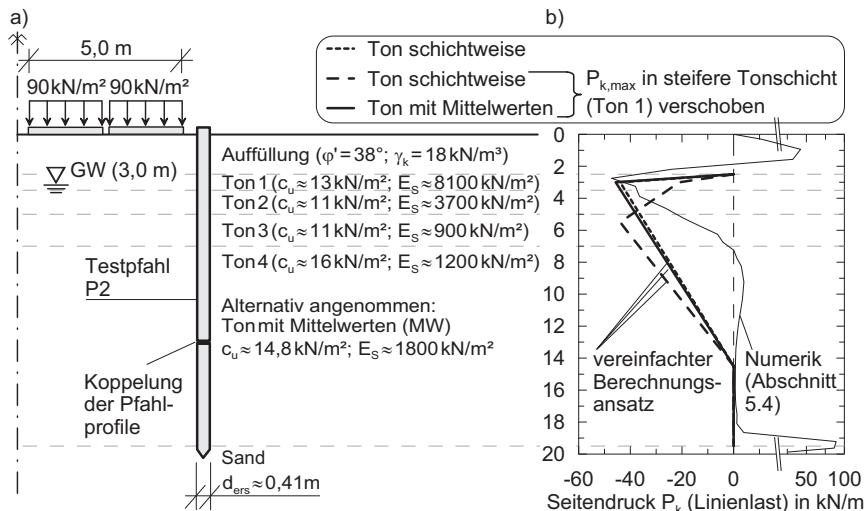


Bild 7.30: In situ-Versuch (Uriel et al., 1976): a) geometrischen Verhältnisse und maßgebliche Bodenkenngroßen; b) Gegenüberstellung des numerisch und mit dem Näherungsansatz abgeleiteten Seitendrucks

Die Ableitung des charakteristischen Seitendrucks P_k mit dem Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 erfolgte zum einen mit den gemittelten Kenngrößen des Tons und zum anderen aus dem Mittelwert des schichtweise ermittelten P_k mit den schichtweisen Kenngrößen des Tons (Bild 7.30 a). Die Berechnung von P_k ist in Tabelle 7.11 bzw. in Tabelle L.1 und Tabelle L.2 im Anhang L zusammengestellt. Für die Verteilung von P_k im Baugrund (Tabelle 7.12 und Tabelle L.3 im Anhang L) wurde der Boden mit seinen überwiegend leicht plastischen Eigenschaften aber vergleichsweise hoher Steifigkeit der oberen Schichten (Abschnitt 5.4.2) als Bodentyp II nach Abschnitt 7.5.5 eingeordnet.

Der charakteristische Ausnutzungsgrad des Bodens wurde mit einer Grundbruchberechnung nach DIN 4017 (2006) im Anfangszustand mit $c_{u,\text{mittel},k} = 12 \text{ kN/m}^2$ (Ton 1 bis 3) und den geometrischen Verhältnissen nach Bild 7.30 a zu $\mu = 0,54$ berechnet.

Tabelle 7.11: Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k

Kenngroße	Ton MW	Ton 1	Ton 2	Ton 3	Ton 4	Anmerkung
$c_{u,k}$ in kN/m^2	14,8	13	11	11	16	
d_{Ers} in m			0,41			
μ			0,54			Hinweise siehe oben
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m^2			0			nicht berücksichtigt
χ_{cu}	1,07	1,05	1,02	1,02	1,09	$h_w > 6 \text{ m}$ (Tabelle 7.2)
χ_{hw}			0,8			$h_w \geq 12 \text{ m}$ (Tabelle 7.3)
χ_E	1,26	1,45	1,33	1,10	1,18	$h_w \geq 4 \text{ m}$ (Tabelle 7.4)
χ_d			1,01			linear extrapoliert (Tabelle 7.5)
χ_R			0,93			Fertigteil, glatt (Tabelle 7.6)
χ_{SE}			1,0			keine Sandeinlagerung
χ_{yq}			1,0			Abstand $\leq 2,5 \text{ m}$ (Tabelle 7.8)
χ_{GP}			1,0			Einzelpfahl
P_k in kN/m	19,9	19,7	14,9	12,3	20,6	Gleichung (7.8); ¹⁾ gemittelt mit den jeweiligen Schichttiefen
				19,1 ¹⁾		

Tabelle 7.12: Verteilung von P_k nach Tabelle 7.10 (Bodentyp II; $h_w = 17 \text{ m}$)

Faktor	Tiefe ab OK Ton	Seitendruck	Ton MW	Ton 1 bis 4
$f_{p,o}$	1,1	$z_o = 0,5 \text{ m}$	$P_{k,o}$	21,8 kN/m
$f_{p,max}$	2,3	$z_{fp,max} = 3,0 \text{ m}$ ¹⁾	$P_{k,max}$	45,7 kN/m
$f_{p,u}$	0	$z_u = 12,0 \text{ m}$	$P_{k,u}$	0

Anmerkung: ¹⁾ $z_{fp,max}$ bis in die Mitte der steifen Tonschicht (Ton 1) verlegt (Abschnitt 7.5.5)

Bild 7.30 b stellt den numerisch abgeleiteten Seitendruck (Abschnitt 5.4) und den mit dem Näherungsansatz abgeleiteten Seitendruck gegenüber. Der Seitendruck des Näherungsansatzes ist dabei hinsichtlich seiner Verteilung zum einen ohne Beachtung der unterschiedlich steifen Tonschichten dargestellt und zum anderen wurde der maximale Seitendruck $P_{k,max}$ von der Tiefe $z_{fp,max}$ nach Tabelle 7.12 in die Mitte der steifen Tonschicht (Ton 1, $z = 0,5 \text{ m}$) verschoben (Abschnitt 7.5.5). Dabei liegen für die beiden gewählten Ansätze (Mittelwert der Bodenkenngrößen und schichtweise Bodenkenngrößen) vergleichbare Seitendrücke vor, die insgesamt eine zufriedenstellende, auf der sicheren Seite liegende Übereinstimmung zum nu-

merisch abgeleiteten Seitendruck zeigen. Die Abweichungen können wie folgt begründet werden:

- Auch in der nichtbindigen Sandauffüllung ist ab etwa 2 m unterhalb der Geländeoberfläche eine Einwirkung auf den Pfahl vorhanden. Diese wird von dem Näherungsansatz nicht berücksichtigt und bedarf einer Prüfung im Einzelfall.
- In tiefliegenden Schichten bindiger Böden mit weicher bis fester Konsistenz ist mit keiner Seitendruckeinwirkung mehr zu rechnen, ggf. weist der Pfahl gar eine Bettung auf (Abschnitt 6.4.2.3). Verstärkt wird dieser Effekt beim Vorhandensein von oberflächennahen verhältnismäßig steifen Bodenschichten und sehr mächtigen Auffüllungen, sodass die Tiefenwirkung der Bodenauflast reduziert ist. Der vorliegende, konservative Näherungsansatz berücksichtigt diese Effekte, indem bei genannten Böden ab 12 m Schichtmächtigkeit im Ton keine Einwirkung auf den Pfahl angesetzt wird (Abschnitt 7.5.5).

7.6.3 Zentrifugen-Modellversuch mit einer Bodenauflast neben einer Pfahlgruppe

Bild 7.31 a zeigt die geometrischen Verhältnisse bei einem Zentrifugen-Modellversuch mit einer Bodenauflast neben einer Pfahlgruppe im homogenen Baugrund sowie die maßgeblichen Bodenkenngrößen (*Bransby (1995)* und Abschnitt 5.5).

Die Berechnung des charakteristischen Seitendrucks P_k mit dem Näherungsverfahren nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz) und die Verteilung von P_k im Baugrund nach Abschnitt 7.5.5 mit der Einordnung des stark überkonsolidierte Bodens als Bodentyp III ist in Tabelle 7.13 bzw. Tabelle 7.14 zusammengestellt. Eine ausführlichere Darlegung der Berechnungen wie auch die Ableitung des Seitendrucks mit dem q_h -Ansatz nach Anhang K.3 findet sich in Tabelle L.4 bis Tabelle L.8 im Anhang L. Die Verteilungsfaktoren sind beim c_u -Ansatz und q_h -Ansatz gleichermaßen anzuwenden.

Die Abschätzung des charakteristischen Ausnutzungsgrades des Bodens erfolgte näherungsweise mit $5,14 \cdot c_{u,k}$ und $c_{u,k} = c_{u,mittel,k} = 37,5 \text{ kN/m}^2$ bei der Bodenauflast von $q_k = 200 \text{ kN/m}^2$ zu $\mu = 1$. Dabei wurde der Einfluss der 1 m mächtigen Sandauffüllung auf die Tragfähigkeit des Bodens vernachlässigt. Zur Horizontalspannung im Boden q_h mit dem Ansatz von *Poulos/Davis (1974)* siehe Anhang K.3.2.3 und Bild 7.32.

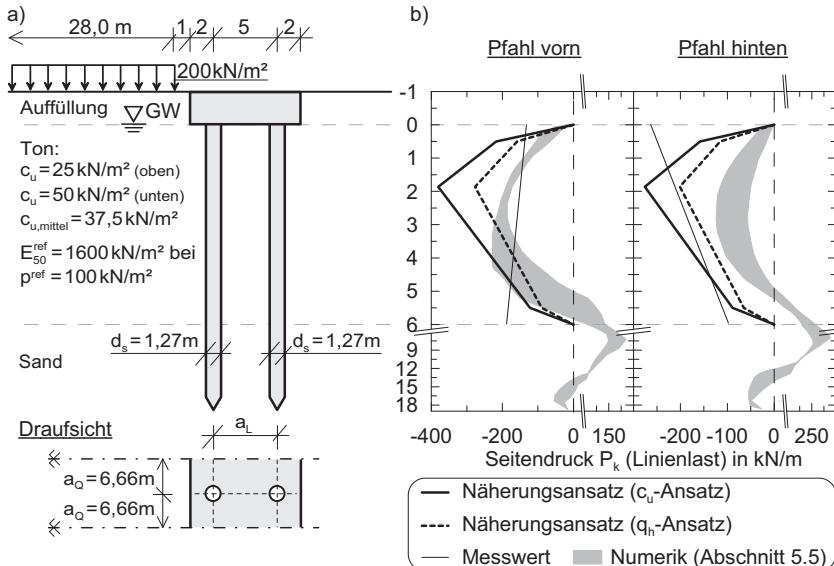


Bild 7.31: Zentrifugen-Modellversuch (Bransby, 1995): a) geometrischen Verhältnisse und maßgebliche Bodenkenngrößen; b) Gegenüberstellung der Messwerte und des numerisch und mit dem Näherungsansatz abgeleiteten Seitendrucks

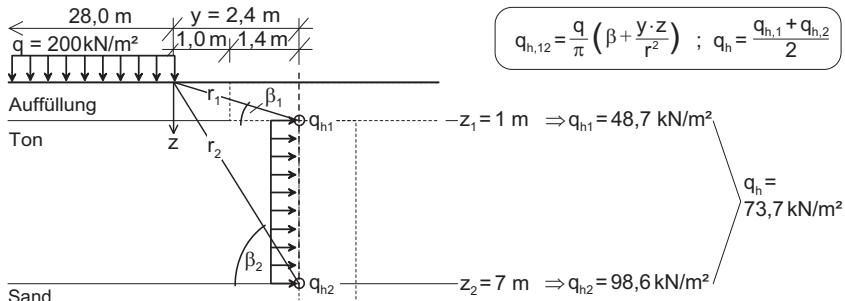


Bild 7.32: Ableitung der Horizontalspannung im Boden q_h nach Poulos/Davis (1974)

Tabelle 7.13: Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k (c_u -Ansatz)

Kenngroße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
$c_{u,k}$ in kN/m ²	37,5		Mittelwert
d_s in m	1,27		
μ	1,0		Hinweise siehe oben
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²	0		nicht berücksichtigt
χ_{cu}	0,9		$h_w = 6$ m (Tabelle 7.2)
χ_{hw}	1,18		$h_w = 6$ m (Tabelle 7.3)
χ_E	1,0		$E_{50}^{ref} < 2$ MN/m ² (Tabelle 7.4)
χ_d	0,89		linear interpoliert (Tabelle 7.5)
χ_R	1,0		Beton, rau (Tabelle 7.6)
χ_{SE}	1,0		keine Sandeinlagerung
χ_{yq}	1,0		Abstand $\leq 2,5$ m (Tabelle 7.8)
χ_{GP}	1,00	0,73	nicht versetzt, Pfahltyp I (Tabelle 7.9)
P_k in kN/m	271,5	197,2	Gleichung (7.8)

Tabelle 7.14: Verteilung von P_k nach Tabelle 7.10 (Bodentyp III; $h_w = 6$ m) (c_u -Ansatz)

Faktor	Tiefe ab OK Ton	Seitendruck	Pfahl vorn	Pfahl hinten
$f_{p,o}$	0,8	0,5 m	$P_{k,o}$	217,2 kN/m
$f_{p,max}$	1,4	$z_{fp,max}/h_w = 0,31 \Rightarrow 1,9$ m	$P_{k,max}$	380,1 kN/m
$f_{p,u}$	0,45	5,5 m	$P_{k,u}$	122,2 kN/m
				88,7 kN/m

Aus der Horizontalspannung im Boden $q_h = 73,7$ kN/m² (Bild 7.32) ergibt sich mit den Modellfaktoren χ nach Tabelle L.7 (Anhang L) und Gleichung K.2 (Anhang K) ein charakteristischer mittlerer Seitendruck $P_k = 197,7$ kN/m (Pfahl vorn) und $P_k = 143,8$ kN/m (Pfahl hinten), was eine Abweichung von etwa 27 % zu den charakteristischen mittleren Seitendräcken P_k mit dem c_u -Ansatz in Tabelle 7.13 bedeutet.

Die Gegenüberstellung von Messwerten sowie des numerisch abgeleiteten Seitendrucks (Abschnitt 5.5) und den mit den Näherungsansätzen abgeleiteten Seitendräcken zeigt Bild 7.31 b. Neben der Abweichung des Seitendrucks nach dem c_u -Ansatz und q_h -Ansatz ist dabei ein erhöhter Seitendruck gegenüber dem numerisch abgeleiteten und gemessenen Seitendruck festzustellen. Die Abweichungen können u. a. auf Folgendes zurückgeführt werden:

- Der charakteristische Ausnutzungsgrad des Bodens unter Beachtung der 1 m mächtigen Sandauffüllung beträgt $\mu = 0,80$. Somit würde sich der charakteristische Seitendruck aus dem c_u -Ansatz um 20 % verringern, wodurch sich die Abweichung zum der charakteristische Seitendruck aus dem q_h -Ansatz auf 7 % reduziert.
- Die Ableitung der Anpassungsfaktoren χ in Abschnitt 7.4 bzw. Anhang K.2 orientierte sich an den oberen Grenzen der numerischen Parameterstudien, wodurch bei dem überlagerten Auftreten von günstigen Randbedingungen eine Überschätzung des Seitendrucks erfolgt.
- Insbesondere das von vielen unterschiedlichen Randbedingungen abhängige Pfahlgruppenverhalten wurde im Näherungsansatz konservativ stark vereinfacht. U. a. ist bei den im Berechnungsbeispiel vorliegenden kleinen Pfahlabständen ($a_Q = 5,25 \cdot d_s$ und $a_L = 3,94 \cdot d_s$) ein reduzierter Gruppenfaktor des hinteren Pfahles zu erwarten mit etwa $\chi_{GP} = 0,60$ (Bild 6.26 a) gegenüber $\chi_{GP} = 0,73$ (Tabelle 7.13).

7.6.4 Probebelastung neben einer Pfahlgruppe im Baugrund mit Sandeinlagerung

Das von *Reul et al. (2013, 2014)* numerisch analysierte Beispiel eines in situ-Versuchs mit einer Probebelastung neben einer Pfahlgruppe im geschichteten Baugrund mit einer Sandeinlagerung zwischen den bindigen Böden zeigt Bild 7.33 a. Die Bodenkenngrößen sowie die Schichtung des Baugrunds wurden *Reul et al. (2013)* entnommen, die wiederum auf *Mühl et al. (2009)* (Tabelle 2.6) zurückgehen. Es wird im Folgenden nur Pfahl E06 und die Laststufe 5 (Bodenauflast $q = 256 \text{ kN/m}^2$) betrachtet.

Die Ableitung des charakteristischen Seitendrucks P_k mit dem Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz) bzw. Anhang K.3 (q_h -Ansatz) erfolgte jeweils aus dem Mittelwert des schichtweisen P_k mit den schichtweisen Kenngrößen des oberen und unteren Tons (Bild 7.33 a). Die Einwirkung auf den Pfahl in der Sandeinlagerung wurde nach Abschnitt 7.5.4.4 und Abschnitt 7.5.5 bestimmt. Dabei lag für die Ermittlung des Faktors χ_{SE} in Gleichung (7.9) nach Tabelle 7.7 der Steifigkeitsfaktor ungünstig mit $\alpha = 60.000 \text{ kN/m}^2 / 500 \text{ kN/m}^2 = 120 > 35$ vor (Gleichung (7.10)).

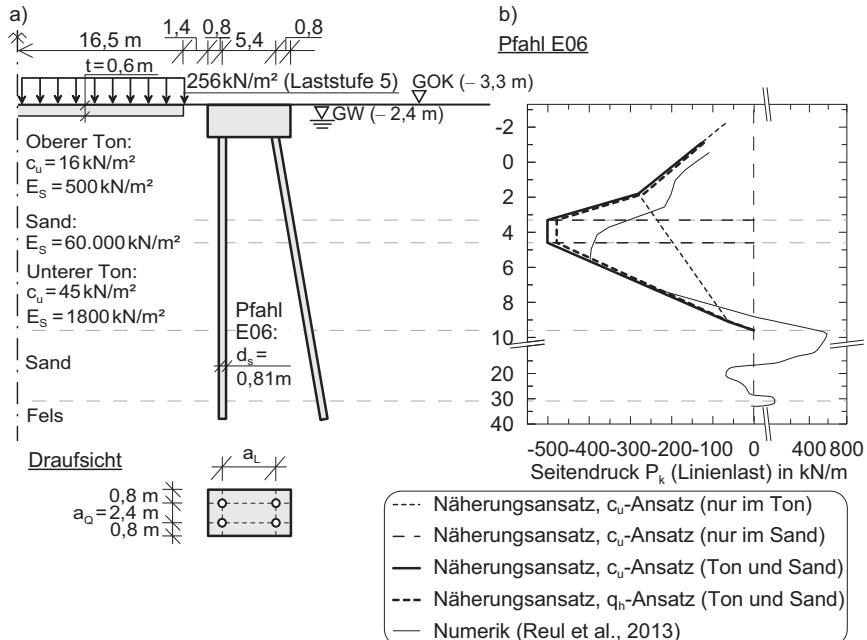


Bild 7.33: In situ-Versuch (Mühl et al., 2009): a) geometrischen Verhältnisse und maßgebliche Bodenkenngrößen (Pfahlgruppe Ost); b) Gegenüberstellung des numerisch und mit den Näherungsansätzen abgeleiteten Seitendrucks

Die Tragfähigkeit des Bodens (charakteristische Ausnutzungsgrad μ) kann mit einer Grundbruchberechnung im Anfangszustand mit den gegebenen Größen für $c_{u,k}$ nicht eingehalten werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die $c_{u,k}$ -Werte zu niedrig angegeben sind, da die Belastung des Bodens stufenweise erfolgte mit pro Laststufe etwa 50 kN/m^2 und anschließender Konsolidierung von etwa 50 Tagen bei zusätzlicher Entwässerung des Bodens mit Konsolidationshilfen. Demnach ist bei der untersuchten Laststufe 5 von höheren Festigkeiten als den angegebenen $c_{u,k}$ -Werten auszugehen. Da die Tragfähigkeit des Bodens bei den Versuchen offensichtlich gegeben war, wird näherungsweise $\mu = 1$ angenommen.

Die Berechnung von P_k mit und ohne Sandeinlagerung mit dem c_u -Ansatz ist in Tabelle 7.15 bzw. Tabelle L.9 und Tabelle L.10 (Anhang L), eine vergleichende Berechnung von P_k mit dem q_h -Ansatz in Tabelle 7.16 bzw. Tabelle L.11 (Anhang L) zusammengestellt. Zur Ableitung von q_h siehe Bild 7.34. Die Berücksichtigung der Sandeinlagerung beim dem q_h -Ansatz erfolgt analog zum c_u -Ansatz und ist deshalb in Tabelle 7.16 nicht dargestellt.

Tabelle 7.15: Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k (c_u -Ansatz)

Kenngroße	ohne Sandeinlagerung		mit Sandeinlagerung		Anmerkung
	Ton oben	Ton unten	Ton oben	Ton unten	
$c_{u,k}$ in kN/m ²	16	45	16	45	
d_s in m		0,81			
μ		1,0			Hinweise siehe oben
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²		0			nicht berücksichtigt
χ_{cu}	1,09	1,3	1,09	1,3	$h_w > 6$ m (Tabelle 7.2)
χ_{hw}		0,80			$h_w \approx 12$ m (Tabelle 7.3)
χ_E	1,0	1,26	1,0	1,26	$h_w \geq 4$ m (Tabelle 7.4)
χ_d		0,96			(Tabelle 7.5)
χ_R		1,0			Stahl, rau (Tabelle 7.6)
χ_{SE}	1,0		1,34		$\alpha > 35$; $z_{o,SE} = 6,0$ m (Tab. 7.7)
χ_{yq}		1,0			Abstand $\leq 2,5$ m (Tabelle 7.8)
χ_{GP}		1,0			QR1, nicht versetzt, Pfahltyp A
P_k in kN/m	65,3 155,9 ¹⁾	275,6	87,1 208,9 ¹⁾	369,6	Gleichung (7.8); ¹⁾ gemittelt mit den jeweiligen Schichttiefen

Tabelle 7.16: Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k (q_h -Ansatz)

Kenngroße	ohne Sandeinlagerung		Anmerkung
	Ton oben	Ton unten	
$q_{h,k}$ in kN/m ²	63,3	127,5	siehe Bild 7.34
d_s in m		0,81	
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²		0	nicht berücksichtigt
$\chi_{qh,cu}$	1,10	1,35	$h_w > 6$ m (Tabelle K.1 in Anhang K.3)
$\chi_{qh,hw}$		0,90	$h_w \approx 12$ m (Tabelle K.2 in Anhang K.3)
$\chi_{qh,E}$	1,0	1,26	$h_w \geq 4$ m (Tabelle K.3 in Anhang K.3)
χ_d ; χ_R ; χ_{SE} ; χ_{GP}	0,96; 1,0; 1,0 (1,34); 1,0		siehe Tabelle 7.15
P_k in kN/m	77,9 148,3 ¹⁾	241,3	Gleichung (K.2) in Anhang K.3; ¹⁾ gemittelt mit den jeweiligen Schichttiefen

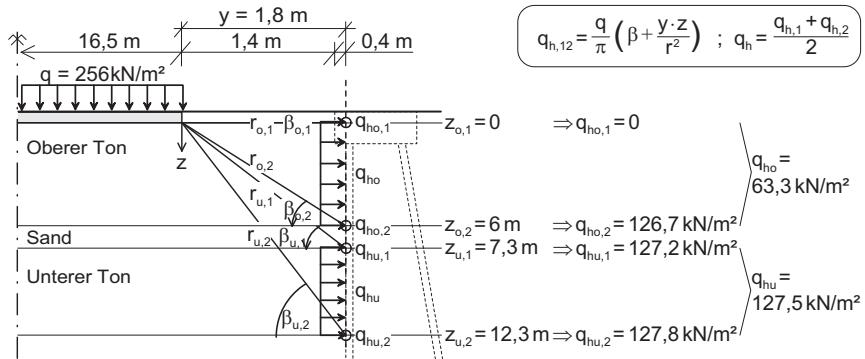


Bild 7.34: Ableitung der Horizontalspannung im Boden q_h nach Poulos/Davis (1974)

Die Verteilung von P_k im Baugrund mit dem breiigen bis weichen Boden mit seinen leicht plastischen Eigenschaften (Bodentyp I) nach Abschnitt 7.5.5 enthalten Tabelle 7.17 bzw. Tabelle L.12 im Anhang L (c_u -Ansatz) und Tabelle L.13 im Anhang L (q_h -Ansatz).

Tabelle 7.17: Verteilung von P_k (ohne Sandeinlagerung) nach Tabelle 7.10 (Bodentyp I; $h_w \approx 12 \text{ m}$) (c_u -Ansatz)

Faktor	Tiefe ab UK Platte ($d = 0,6 \text{ m}$)	Seitendruck	c_u -Ansatz	q_h -Ansatz
$f_{p,o}$	0,45	$P_{k,o}$	70,2 kN/m	66,8 kN/m
$f_{p,max}$	1,8	$P_{k,max}$	280,7 kN/m	267,0 kN/m
$f_{p,u}$	0,4	$P_{k,u}$	62,4 kN/m	59,3 kN/m

Den nach Tabelle 7.17 mit dem vereinfachten c_u -Ansatz ermittelten Seitendruck ohne Berücksichtigung der Sandeinlagerung zeigt Bild 7.33 b. Die Einwirkung auf den Pfahl in der Sandeinlagerung wurde abgeleitet, indem die Differenz von P_k mit und ohne Sandeinlagerung (bei c_u -Ansatz in Tabelle 7.15: 208,9 kN/m – 155,9 kN/m = 53,0 kN/m) nach Abschnitt 7.5.5 und Bild 7.29 über die Mächtigkeit d der Sandeinlagerung mit dem Faktor $h_w / d = 12,3 \text{ m} / 1,3 \text{ m} = 9,46$ verteilt wurde, was eine rechteckförmige Einwirkung von 501,5 kN/m (bei c_u -Ansatz) ergibt (Bild 7.33 b).

Durch lineares Verbinden der Einwirkungen $P_{k,max}$ und $P_{k,u}$ (Tabelle 7.17) mit den Maximalwerten der Einwirkung in der Sandeinlagerung (Bild 7.33 b) konnte mit dem vereinfachten c_u - und q_h -Ansatz jeweils eine resultierende Einwirkungsfigur auf den Pfahl abgeleitet werden, die eine gute Übereinstimmung aufweisen, was darauf schließen lässt, dass der Ausnutzungsgrad des Bodens wie angenommen etwa $\mu \approx 1$ beträgt. Alternativ kann angenommen

werden, dass die tatsächlichen vorliegenden $c_{u,k}$ -Werte aufgrund der stufenweisen Auflast-aufbringung auf den Boden höher als angegeben sind. Dies würde jedoch mit einem reduzierten Ausnutzungsgrad des Bodens $\mu < 1$ einhergehen, sodass der c_u -Ansatz wiederum vergleichbare Ergebnisse zum q_h -Ansatz liefert.

Auch passen die mit den Näherungsansätzen abgeleiteten Seitendrücke qualitativ wie quantitativ gut zu der nach *Reul et al. (2013)* numerisch abgeleiteten Einwirkungsfigur auf den Pfahl. Bezuglich der geringen Überschätzung des numerischen Ergebnisses können folgende Hypothesen aufgestellt werden:

- Generell ist mit einer Überschätzung des Seitendrucks aus den konservativen Näherungsansätzen zu rechnen (vgl. Abschnitt 7.6.3).
- Weiterhin schlägt sich der konservative Ansatz des Modellfaktors χ_{SE} zur Berücksichtigung einer Sandeinlagerung (Tabelle 7.7) um so stärker in einer Überschätzung der Pfahleinwirkung nieder, um so größer der Faktor h_w/d ist. Dies ist darin begründet, da neben der Seitendruckdifferenz aus dem rechnerischen, mittleren Seitendruck mit und ohne Sandeinlagerung auch die ggf. darin enthaltene Überschätzung mit h_w/d faktoriert wird.
- Zudem ist der numerische Seitendruck nach *Reul et al. (2013)* mit dem *Viskohyperplastischen* Stoffmodell nach *Niemunis* abgeleitet, welches erfahrungsgemäß und aufgrund des Aufbaus des Stoffmodells (Abschnitt 5.5 und Abschnitt 6.3.4 bzw. Anhang F.1) einen geringeren Seitendruck erwarten lässt als das *Hardening Soil*-Modell, das die Grundlage der Näherungsansätze bildet.

7.6.5 Probebelastung neben einem Einzelpfahl im weitgehend homogenen Baugrund

Ein weiteres vergleichend berechnetes Beispiel ist nach Bild 7.35 a ein in situ-Versuch mit einer Probebelastung neben einem Einzelpfahl mit gehaltenem Pfahlkopf gemäß *Leussink/Wenz (1969), Wenz (1972)* und Tabelle 2.6.

Eine Zusammenstellung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k mit dem Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 ist in Tabelle 7.18 bzw. Tabelle L.14 und Tabelle L.15 im Anhang L gegeben. Aufgrund der weitgehend unklaren geometrischen Verhältnisse bei dem Versuch und teilweise widersprüchlichen Angaben in den unterschiedlichen Veröffentlichungen wurde auf eine Vergleichberechnung mit dem vereinfachten q_h -Ansatz verzichtet. Für die Verteilung von P_k im Baugrund (Tabelle 7.19 bzw. Tabelle L.16 im Anhang L) wurde der

weiche Boden als Bodentyp I nach Abschnitt 7.5.5 eingeordnet. Die Berechnung erfolgte für den Zeitpunkt 2 Monate nach Auflastaufbringung.

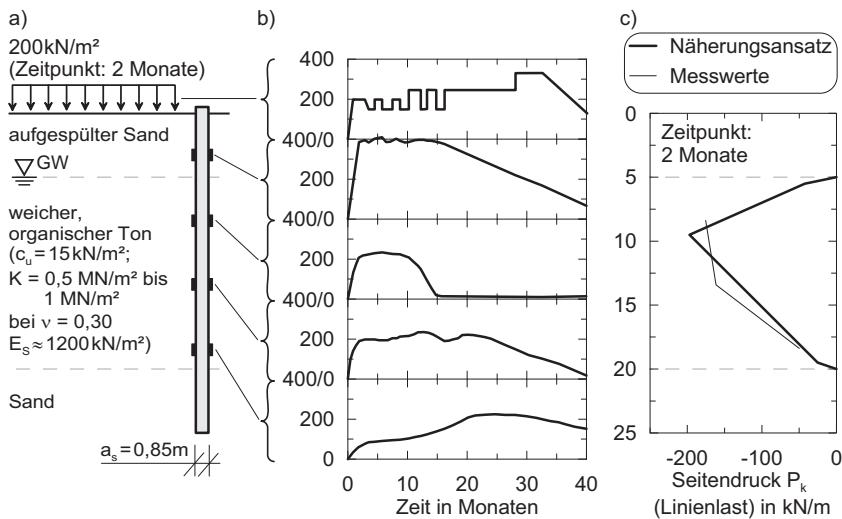


Bild 7.35: In situ-Versuch (Leussink/Wenz, 1969; Wenz, 1972): a) geometrischen Verhältnisse und maßgebliche Bodenkenngrößen; b) Entwicklung der Bodenauflast und des Seitendrucks in kN/m^2 über 40 Monate; c) Gegenüberstellung Messwerte und des mit dem Näherungsansatz abgeleiteten Seitendrucks

Die Tragfähigkeit des Bodens (charakteristische Ausnutzungsgrad μ) kann mit einer Grundbruchberechnung im Anfangszustand mit den gegebenen Größen für $c_{u,k}$ und üblichen Kenngrößen für die Sandauffüllung nicht eingehalten werden. Jedoch sind die Abmessung der Bodenauflast sowie deren Steifigkeit (starr/schlaff) nicht bekannt. Die Größe der Bodenauflast ist widersprüchlich angegeben. Näherungsweise wird $\mu = 1$ angenommen, da von einer Tragfähigkeit des Bodens bei den Versuchen auszugehen ist.

Eine Gegenüberstellung der Messwerte 2 Monate nach Auflastaufbringung und des mit dem Näherungsansatz abgeleiteten Seitendrucks zeigt Bild 7.35 c mit guter Übereinstimmung.

Ähnlich wie beim in situ-Versuch von Uriel et al. (1976) (Bild 7.30 b) ist eine erhebliche Einwirkung auf den Pfahl in der aufgefüllten Sandschicht festzustellen (Bild 7.35 b). Es kann demnach abgeleitet werden, dass eine zusätzliche Pfahlbeanspruchung in einer Auffüllung aus nichtbindigem Boden stets erwartet werden kann, wenn diese eine sehr große Mächtigkeit aufweist.

Tabelle 7.18: Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k

Kenngröße		Anmerkung
$c_{u,k}$ in kN/m ²	15	
a_s in m	0,85	
μ	1,0	Hinweise siehe oben
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²	0	nicht berücksichtigt
χ_{cu}	1,08	$h_w > 6$ m (Tabelle 7.2)
χ_{hw}	0,8	$h_w > 12$ m (Tabelle 7.3)
χ_E	1,18	$h_w \geq 4$ m (Tabelle 7.4)
χ_d	1,29	linear interpoliert (Tabelle 7.5)
χ_R	1,0	rau angenommen (Tabelle 7.6)
χ_{SE}	1,0	keine Sandeinlagerung
χ_{yq}	1,0	Abstand $\leq 2,5$ m (Tabelle 7.8)
χ_{GP}	1,0	Einzelpfahl
P_k in kN/m	101,0	Gleichung (7.8)

Tabelle 7.19: Verteilung von P_k nach Tabelle 7.10 (Bodentyp I; $h_w = 15$ m)

Faktor	Tiefe ab OK Ton	Seitendruck
$f_{p,o}$	0,42	$P_{k,o}$ 42,4 kN/m
$f_{p,max}$	1,95	$P_{k,max}$ 197,0 kN/m
$f_{p,u}$	0,25	$P_{k,u}$ 25,3 kN/m

7.6.6 In situ-Versuch mit einer Hinterfüllung eines Brückenwiderlager

Wolf/Thamm (1988) und Dauksza/Thamm (1987) (Tabelle 2.6) untersuchten ein auf einer Pfahlgruppe gelagertes Brückenwiderlager mit einer Hinterfüllung im weitgehend homogenen Baugrund mit den geometrischen Verhältnissen und den maßgeblichen Bodenkenngrößen nach Bild 7.36 a.

Zur Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k mit dem Näherungsansatz nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz) bzw. Anhang K.3 (q_h -Ansatz) siehe Tabelle 7.20 bzw. Tabelle L.17 bis Tabelle L.19 im Anhang L. Dabei wurde der geschichtete bindige Boden näherungsweise als homogener Baugrund angenommen.

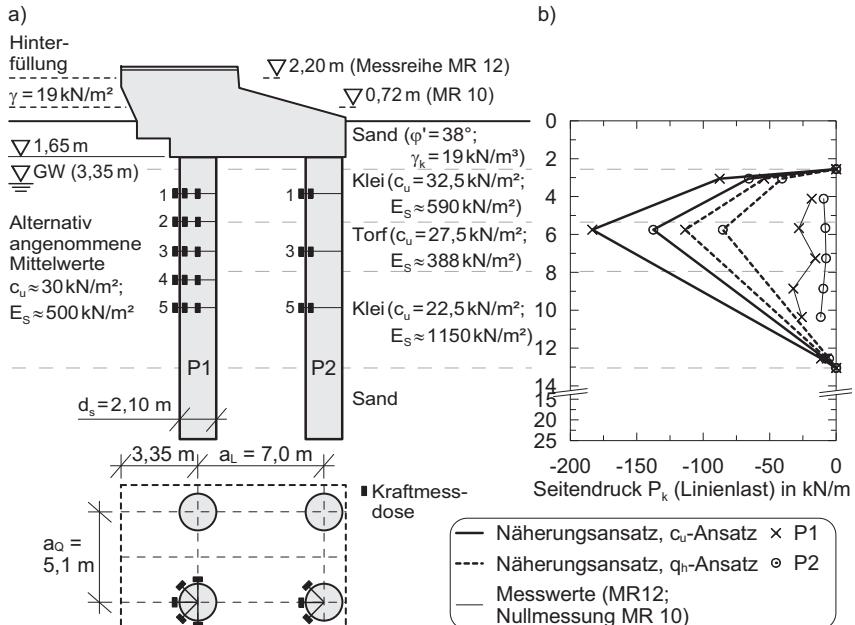


Bild 7.36: In situ-Versuch (Dauksza/Thamm, 1987; Wolf/Thamm, 1988): a) geometrische Verhältnisse und maßgebliche Bodenkenngrößen; b) Gegenüberstellung Messwerte und des mit den Näherungsansätzen abgeleiteten Seitendrucks

Für die Verteilung von P_k im Baugrund (Tabelle 7.21 bzw. Tabelle L.20 und Tabelle L.21 im Anhang L) erfolgte mit dem weichen Boden als Bodentyp II nach Abschnitt 7.5.5.

Der charakteristische Ausnutzungsgrad μ des Baugrunds wurde mit einer Böschungsbruchberechnung nach DIN 4084 (2009) im Anfangszustand am „entkleideten System“ mit dem Mittelwert für $c_{u,k}$ für den ungünstigsten Gleitkreis unter Berücksichtigung des aktiven und passiven Erddruckkeils mit $\mu = 0,31$ abgeleitet (Bild 7.37). Zu den angenommenen Kenngrößen und der Schichtung des Baugrunds siehe Bild 7.36 a. Eine stützende Wirkung des charakteristischen Erddrucks E_k auf das Widerlager nach Abschnitt 7.5.4.8 konnte wegen Geringfügigkeit vernachlässigt werden. Es ist davon auszugehen, dass die tatsächliche Ausnutzung des Baugrund noch geringer ist, da die Hinterfüllung bis zur Messreihe MR12 in einem Zeitraum von 141 Tagen aufgebracht wurde bei gleichzeitigem Vorhandensein von Vertikaldrainagen und einem horizontalen Gewebe im Baugrund.

Die Bestimmung der mittleren Horizontalspannung im Boden q_h erfolgte analog zu Bild 7.32 und Bild 7.34 ausgehend von den Bodenkenngrößen und geometrischen Verhältnissen nach Bild 7.36 a mit der gewachsenen Geländeoberkante (Kote 0,0) mit $z_1 = 2,55 \text{ m}$; $z_2 = 13,05 \text{ m}$; $y \approx 2,5 \text{ m}$ und der Bodenauflast $q = 2,2 \text{ m} \cdot \gamma_{\text{Auffüllung}} = 41,8 \text{ kN/m}^2$.

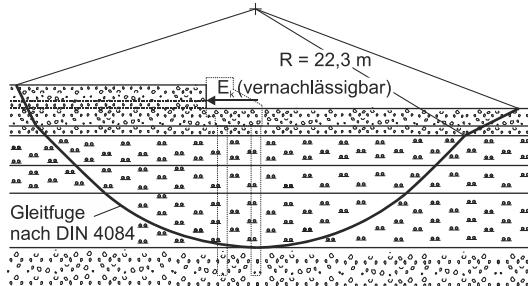


Bild 7.37:

Berechnung des Ausnutzungsgrades des Bodens am „entkleideten System“ nach Bild 7.36 a unter Berücksichtigung des aktiven und passiven Erddruckkeils

Tabelle 7.20: Ableitung des charakteristischen mittleren Seitendrucks P_k

Kenngroße	c_u -Ansatz	q_h -Ansatz	Anmerkung
$c_{u,k}$ bzw. $q_{h,k}$ in kN/m^2	30	19,0	Mittelwert
d_s in m		2,10	
μ	0,31	–	Hinweise siehe oben (Bild 7.37)
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m^2	0		nicht berücksichtigt
χ_{cu} bzw. $\chi_{qh,cu}$	1,3	1,28	$h_w > 6 \text{ m}$ (Tabelle 7.2 bzw. Tabelle K.1 in Anhang K.3)
χ_{hw} bzw. $\chi_{qh,hw}$	0,89	1,0	$h_w = 10,5 \text{ m}$ (Tabelle 7.3 bzw. Tabelle K.2 in Anhang K.3)
χ_E bzw. $\chi_{qh,E}$	1,0	1,0	$h_w \geq 4 \text{ m}$ (Tabelle 7.4 bzw. Tabelle K.3 in Anhang K.3)
χ_d	0,78		linear extrapoliert (Tabelle 7.5)
χ_R	1,0		Beton, rau (Tabelle 7.6)
χ_{SE}	1,0		keine Sandeinlagerung
χ_{yq}	0,97	–	Abstand $\approx 3,4 \text{ m}$ (Tabelle 7.8)
χ_{GP} (Pfahl vorn/hinten)	1,00/0,75		nicht versetzt, Pfahltyp A
P_k in kN/m (Pfahl vorn/hinten)	103,1/77,3	63,8/47,9	Gleichung (7.8) bzw. Gleichung (K.2) in Anhang K.3

Tabelle 7.21: Verteilung von P_k nach Tabelle 7.10 (Bodenotyp II; $h_w = 10,5$ m)

Faktor	Tiefe ab OK Ton	Seitendruck	Pfahl vorn/Pfahl hinten	
			c_u -Ansatz	q_h -Ansatz
$f_{p,o}$	0,85	0,5 m	$P_{k,o}$ in kN/m ²	87,6/65,7
$f_{p,max}$	1,78	$z_{fp,max}/h_w = 0,30 \Rightarrow 3,2$ m	$P_{k,max}$ in kN/m ²	183,5/137,6
$f_{p,u}$	0,11	10,0 m	$P_{k,u}$ in kN/m ²	11,3/8,5

Eine Gegenüberstellung der Messwerte der Messreihe MR12 und des mit den Näherungsansätzen abgeleiteten Seitendrucks zeigt Bild 7.36 b. Dabei ist mit beiden Ansätzen ein sehr viel höherer rechnerischer Seitendruck gegenüber dem gemessenen Seitendruck festzustellen. Zudem liegt der Seitendruck aus dem q_h -Ansatz deutlich unter dem des c_u -Ansatzes. Folgende Begründungen können für die Abweichungen genannt werden:

- Die Abweichung zwischen dem Seitendruck aus dem q_h -Ansatz und c_u -Ansatz ist nach den Erfahrungen der Berechnungsbeispiele in Abschnitt 7.6.3 und Abschnitt 7.6.4 auf einem zu hohen abgeleiteten Ausnutzungsgrad μ des Baugrunds zurückzuführen.
- Neben der grundsätzlich zu erwartenden Überschätzung des Seitendrucks aus den konservativen Näherungsansätzen werden weiterhin seitendruckreduzierende Effekte wie die hier vorhandene Vertikaldrainagen im Baugrund bei gleichzeitig langem Zeitraum der Hinterfüllung näherungsweise nicht berücksichtigt. Es kann nach Abschnitt 7.4.6 von einer maximalen Reduzierung des Seitendrucks um 20 % infolge dieser Effekte ausgegangen werden.
- Das horizontale Gewebe im Baugrund könnte ggf. zu einer erheblichen Reduzierung der Bodenverschiebung und damit des Seitendrucks geführt haben, was jedoch in *Dauksza/Thamm (1987)* und *Wolf/Thamm (1988)* nicht bewertet ist. Dies würde bei bekannten Randbedingungen in dem c_u -Näherungsansatz über den Ausnutzungsgrad μ des Baugrunds erfasst werden.
- Erwartungsgemäß weisen die Messwerte des Seitendrucks in Bild 7.36 b den größeren Seitendruck in den steiferen Kleischichten und ein Abfallen des Seitendrucks in der weicheren Torfschicht auf. Zu einer möglichen Berücksichtigung dieser Effekte bei der Verteilung des rechnerischen Seitendrucks siehe Abschnitt 7.5.5 und das Berechnungsbeispiel nach Abschnitt 7.6.2.

7.7 Zusammenfassende Bewertung

- Hinsichtlich der Seitendruckeinwirkung auf Pfähle im Anfangszustand konnte eine Analogie zwischen dem konventionellen bodenmechanischen Lösungsansatz (c_u -Ansatz) und einem strömungsmechanischen Ansatz hergeleitet werden. Dieser zeichnet sich gegenüber dem c_u -Ansatz durch seine fundierte physikalische Zuordnung aus. Vergleichsberechnungen mit beiden Ansätzen zeigten in erster Näherung vielversprechende Ergebnisse, die einer weiterführenden Untersuchung bedürfen. Jedoch ist aufgrund der nur mit hohem Aufwand abzuleitenden Berechnungsparameter ein strömungsmechanischer Ansatz für die ingenieurpraktische Anwendung als problematisch zu beurteilen.
- Bei einer numerischen Analyse des Erddruckansatzes zur Seitendruckberechnung u. a. nach *Fedders (1978)*, wiedergegeben in *EA-Pfähle (2012)*, wurden große Abweichungen in den Ergebnissen und teilweise gegensätzliche Parameterabhängigkeiten festgestellt. Eine weitere Verwendung des Erddruckansatzes nach *EA-Pfähle (2012)* in der Ingenieurpraxis kann daher nicht oder nur bedingt empfohlen werden.
- Basierend auf den Untersuchungsergebnissen in Kapitel 3 und Kapitel 6 konnte ein Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen abgeleitet werden, der die maßgeblichen bodenmechanischen bzw. strömungsmechanischen Parameterabhängigkeiten berücksichtigt. Dabei weist der Näherungsansatz die folgenden Ausgangsgrößen für die Ermittlung der Spannungen im Boden auf:
 - die undrainierte Kohäsion des Bodens c_u , wobei der Vorbruchzustand über den charakteristischen Ausnutzungsgrad des Bodens berücksichtigt ist.
 - die (vom Pfahl unbeeinflusste) Horizontalspannung im Boden q_h („entkleidetes System“).

Eine Umsetzung des Näherungsansatzes im Tabellenkalkulationsprogramm *Microsoft Excel* kann beim Verfasser dieser Arbeit angefordert werden.

- 5 Berechnungsbeispiele mit einer Bodenauflast/Aufschüttung neben der Pfahlgründung zeigten eine zufriedenstellende qualitative und quantitative Übereinstimmung der Ergebnisse des Näherungsansatzes mit den in der Literatur dokumentierten, gemessenen oder numerisch abgeleiteten, Seitendräcken.

8 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde die aus Bodenverschiebungen resultierende horizontale Einwirkung auf Pfähle in vorwiegend normalkonsolidierten bindigen Bodenschichten (Seitendruck) wissenschaftlich untersucht. Mit Hilfe von experimentellen, numerischen und analytischen Methoden konnten die maßgeblichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck bestimmt und Erkenntnisse über die Boden–Pfahl–Wechselwirkung bei verschiedenen Bodenverhältnissen und Pfahlgeometrien gewonnen werden.

Die Arbeit gliedert sich in drei aufeinander aufbauende Bearbeitungsschwerpunkte. In dem experimentellen Teil wurden kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche unter Anwendung der *PIV*- (*Particle Image Velocimetry*-) Methode mit dem Toneratzmaterial Kaolin bei varierten Scherfestigkeiten und Verformungsgeschwindigkeiten des Bodens sowie Pfahlgeometrien und -gruppenanordnungen durchgeführt. Dabei erfolgte die Verschiebung des Bodenkörpers horizontal gegen die fixierten Modellpfähle, was eine Abstraktion der realen Baugrund–Tragwerk–Verhältnisse darstellte. In dem darauffolgenden numerischen Teil zeigten Vergleichsberechnungen mit der Finite-Elemente-Methode und unterschiedlichen Stoffmodellen gute Übereinstimmungen zu den Messwerten der Modellversuche und eines dokumentierten *in situ*-Projekts sowie eines Zentrifugen-Modellversuchs. Es konnten dabei weiterführende bodenmechanische Kenntnisse zur Wechselwirkung von Boden und Pfahl gewonnen werden. Für daran anschließende umfangreiche Parameterstudien unter Variation der maßgeblichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck wurde ein validiertes FE-Ersatzmodell mit einer schlaffen Bodenauflast neben einer veränderlichen Anzahl und Anordnung von Pfählen abgeleitet. In Vordergrund der Modellierung standen dabei die Einfachheit der Systemrandbedingungen und die Möglichkeit der Abbildung der wesentlichen Parameterabhängigkeiten. Im letzten Bearbeitungsschritt erfolgte eine physikalische Zuordnung des konventionellen bodenmechanischen Lösungsansatzes zur Seitendruckberechnung zu strömungsmechanischen Ansätzen. Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den Modellversuchen und numerischen Parameterstudien wurde daraufhin der bodenmechanische Ansatz weiterentwickelt und ein Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen abgeleitet.

Nach dem bisherigen Kenntnisstand ergab sich die Seitendruckeinwirkung auf einen Pfahl i. d. R. bei vollständiger Plastifizierung des Bodens im Pfahlnahbereich. Die Seitendruckberechnung erfolgte dabei durch Verknüpfung der undrainierten Kohäsion des Bodens mit einem Faktor, der je nach den bei der Herleitung zugrunde gelegten Randbedingungen in der Literatur mit Werten zwischen etwa 2,5 bis 14 angeben wird. Abhängigkeiten zwischen der jeweiligen Größe des Faktors und unterschiedlichen Einflussfaktoren auf den Seitendruck ließen sich nur in Einzelfällen herstellen. Die Berechnung der realitätsnahen Seitendruckver-

teilung auf den Pfahl war mit diesen Ansätzen nicht möglich. Angaben zum Pfahlgruppenverhalten lagen in der Literatur widersprüchlich vor.

Mit Hilfe der eigenen Modellversuche und Vergleichsberechnungen mit der FEM konnten wesentliche Einflussfaktoren auf den Seitendruck sowie den auf die undrainierte Kohäsion des Bodens normierten Seitendruck identifiziert werden. Diese sind die Pfahlabmessung, -form und -rauheit, die Verformungsgeschwindigkeit des Bodens und die Größe der undrainierten Kohäsion. Der Einfluss der undrainierten Kohäsion konnte dabei auf eine unterschiedliche Einwirkungsform auf den Pfahl zurückgeführt werden mit einem Bodenumfließen des Pfahls bei niedriger und einem Aufstauen des Bodens vor dem Pfahl bei höherer Scherfestigkeit. Mittels Porenwasserdrukmessungen am Pfahlschaft wurde der Porenwasserdruk als ein maßgeblicher Spannungsanteil am Seitendruck identifiziert, sofern näherungsweise undrainierte Bodenverhältnisse vorliegen. Die Untersuchungen an Pfahlreihen mit zwei Pfählen, quer und längs zur Bodenanströmung, zeigten einen abnehmenden Seitendruck auf die zunehmend eng stehenden Gruppenpfähle, wobei sich diese ab dem Abstand des zehnfachen Pfahldurchmessers wie voneinander unabhängige Einzelpfähle verhielten.

Bei den FE-Berechnungen mit einer Bodenauflast neben der Pfahlgründung lag je nach Bodenbeschaffenheit und Mächtigkeit des bindigen Bodens die Pfahleinwirkung aus Seitendruck über die gesamte bindige Bodenschicht oder ggf. nur bis zu einer bestimmten Tiefenlage derselben vor. In den tiefliegenden, zumeist nichtbindigen, tragfähigen Schichten findet der Pfahl dagegen eine horizontale Bettung. Gegenüber dem bisherigen Kenntnisstand konnte festgestellt werden, dass i. d. R. mit Bruchzuständen im Baugrund zu rechnen ist, weit bevor eine vollständige Plastifizierung des Bodens, d. h. ein Buchzustand, im Pfahlnahbereich eintritt. Demnach zeigten die numerischen Untersuchungen, dass zusätzlich die Steifigkeit des Bodens und die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht als Einflussfaktoren auf den Seitendruck zu berücksichtigen sind.

Bei den Parameterstudien mit dem FE-Ersatzmodell konnten für die abgeleiteten Einflussfaktoren Wechselwirkungen und gegenseitige Abhängigkeiten bestimmt werden, die entsprechend die Seitendruckausbildung beeinflussen. Weiterhin wurden Untersuchungen zum Langzeitverhalten des Seitendrucks, zum Entfernungseinfluss zwischen der seitendruckerzeugenden Bodenauflast und der Pfahlgründung, zum Pfahlgruppenverhalten sowie zur Seitendruckausbildung beim Vorliegen von Sandeinlagerungen und Sandlinsen in der bindigen Bodenschicht durchgeführt. Erwartungsgemäß liegt dabei je nach Kriechneigung des Bodens eine lang anhaltende Seitendruckzunahme und mit zunehmendem Pfahlabstand von der Bodenauflast eine abnehmende Pfahleinwirkung vor. Beim Pfahlgruppenverhalten bestätigten sich im Wesentlichen die Ergebnisse der Modellversuche. Sandeinlagerungen und Sandlinsen ha-

ben ggf. eine stark seitendruckerhörende Wirkung, wohingegen bisher bei Berechnungsansätzen Sandeinlagerungen ggf. als Pfahlbettung angesetzt wurden.

Der auf diesen Untersuchungsergebnissen basierende Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen ermöglicht die Berücksichtigung aller ermittelten Einflussfaktoren und deren gegenseitige Abhängigkeiten. Dazu sind Modellfaktoren in Abhängigkeit der vorliegenden geometrischen Verhältnisse und Baugrundrandbedingungen angegeben, die mit der undrainierten Kohäsion des Bodens („ c_u -Ansatz“) oder alternativ mit der Horizontalspannung im Boden des „entkleideten Systems“ im Pfahlbereich („ q_h -Ansatz“) verknüpft werden. Der Seitendruck im Vorbruchzustand des Baugrundes wird beim c_u -Ansatz über den charakteristischen Ausnutzungsgrad des Bodens und beim q_h -Ansatz inhärent mit der Horizontalspannung im Boden erfasst. Auch die Seitendruckverteilung in der bindigen Bodenschicht kann näherungsweise über Modellfaktoren bestimmt werden.

In fünf Beispielberechnungen mit einer Bodenauflast/Aufschüttung neben einer Pfahlgründung konnten zufriedenstellende Übereinstimmungen zwischen dem mit dem Näherungsansatz berechneten und dem in der Literatur dokumentierten, gemessenen oder numerisch abgeleiteten, Seitendruck gezeigt werden. Damit liegt auch gegenüber den Regelungen in der EA-Pfähle (2012) ein durch Versuche und numerischen Berechnungen abgesicherter verbesserter Ansatz vor.

Als Ausblick werden weiterführende wissenschaftliche Untersuchungen insbesondere zu der Übertragung strömungsmechanischer Forschungsergebnisse auf bodenmechanische Problemstellungen mit viskosem Bodenverhalten als erforderlich erachtet. Dazu müssten weiterführende experimentelle Untersuchungen an bindigen Böden mit strömungsmechanischen Methoden erfolgen und die Beschreibung des Bodens mit zutreffenden viskosen Modellansätzen ermöglicht werden. Auf diesen Grundlagen könnte ggf. eine theoretische, physikalische Abrundung und Weiterentwicklung des in dieser Arbeit abgeleiteten Näherungsansatzes zur Seitendruckberechnung gelingen.

Für die ingenieurpraktische Anwendung wird von einer grundsätzlichen Übertragbarkeit des abgeleiteten Näherungsansatzes auf andere, als in dieser Arbeit zugrunde gelegten, Baugrund–Tragwerk–Verhältnisse ausgegangen, die jedoch weiterführender Untersuchungen bedürfen. Dies betrifft neben Herstellungseinflüssen von Bauwerken und Abgrabungen zu der angrenzenden Pfahlgründung auch Verdübelungsprobleme, die jedoch verstärkt von der geschwindigkeitsabhängigen Bodenverformung beeinflusst sind. Weiterhin wird die Untersuchung der Anwendbarkeit des Näherungsansatzes in Abgrenzung zu Erddrucktheorien im zunehmend steifen Boden als weiterer Forschungsansatz angesehen.

Summary

Lateral soil pressure on piles induced by horizontal soil movements in predominantly normally consolidated cohesive soils are investigated within this research work. The relevant factors governing the lateral pressures on piles are identified and investigated by experimental, numerical and analytical methods considering the soil-structure-interaction under varying soil conditions and pile geometry.

The presented research work is divided into three successive phases. Within the first experimental phase small scale 1g-model tests using the *PIV*-Method (*Particle Image Velocimetry*-Method) are carried out varying soil shear strength, strain rate, pile geometry and layout of pile groups. The lateral pressure on piles is induced by shifting the soil against fixed piles, which approximates an adequate soil-structure-interaction. The numerical simulation of lateral pressure on piles with the Finite Element Method as part of the second research phase is showing a good agreement with the measurements from previous small scale 1g-model tests, a prototype of a well-documented real case study and a ng-model test. A deeper understanding of the underlying basic principles of the soil-structure-interaction was gained as a result from the numerical analysis. A validated FE-model with a surcharge load next to a variable number and layout of piles is derived for the following parameter study of factors influencing lateral pressure on piles. In the last phase of the research project fluid mechanical principles are related to the soil mechanical approach for calculating the lateral pressure on piles. Based on the results of the experimental model tests and the numerical parameter study the soil mechanical approach has been advanced and an analytical calculation method for lateral pressure on piles has been derived.

In the current state of the art the lateral pressure on piles is established assuming fully plastified soil in immediate vicinity of the pile. The lateral pressure was calculated with the factorized undrained shear strength, with factors varying in literature from 2.5 to 14. However, a dependency of these factors on the parameters influencing the lateral pressure could be established only in particular cases. A realistic calculation of the distribution of the lateral pressure on piles is not possible with the previous existing approaches and pile group behaviour is treated within these approaches in different and inconsistent ways.

Based on the small scale 1g-model tests, their numerical back analysis and a numerical parameter study the fundamental factors influencing the lateral pressure on piles are identified. The main factors are size, shape and roughness of the pile, the strain rate of the soil moving around the pile and the undrained shear strength of the soil. The impact of the latter on lateral pressure can be explained with soil flowing around the pile for smaller values of the

undrained shear strength and with the retention of soil in front of the pile for higher values of undrained shear strength. Pore pressure measurements at the pile shaft indicate that the pore pressure amount to a major part of the lateral pressure on piles in undrained conditions. Furthermore, the layout of a pile group with two piles in direction of soil movement and two piles in orthogonal direction leads to a decreasing lateral pressure with decreasing distance between the piles. For a pile distance of ten times the pile diameter group effects more or less disappear.

Depending on the subsoil properties, the finite element analyses considering a surcharge load next to the pile indicated a varying distribution of the lateral pressure over the pile length embedded in the clayey soil layer. In deeper and stiffer soil layers a subgrade reaction is mobilised. It is shown that base failure occurs in the subsoil prior to a fully mobilisation of shear zones next to the pile surface which is in contradiction to existing solutions. Accordingly, the numerical analyses exhibited an influence of the soil stiffness and the thickness of the clay layer on the lateral pressure on piles.

The numerical parameter study showed interdependencies of the identified factors influencing lateral pressure on piles. Furthermore, the influences of long-term behaviour, distance between surcharge load and pile, pile group behaviour and sand lenses in the clay layer on lateral pressures on piles are investigated. As expected, piles located in soft soil with pronounced creep behaviour indicate a significant increase of the lateral pressure with time. An increasing distance between surcharge load and pile leads to decreasing lateral pressures on piles. The numerical parameter study on the pile group behaviour confirmed the results achieved in the model tests. The existence of sand lenses in the clay layer resulted in an increasing lateral pressure on piles which is in contradiction to the existing solutions considering a subgrade reaction for these sandy inclusions.

Based on the results of the numerical study a calculation method for lateral pressure on piles is derived which considers the aforementioned factors influencing the lateral pressure on piles and their interdependencies. Depending on geometric and subsoil specific conditions, model factors are specified in relation to the undrained shear strength (“ c_u -method”) or alternatively to the horizontal stress in the soil within a so-called “uncoupled system” (“ q_h -method”), i.e. without any influence from the pile. The lateral pressure in a pre-failure state is described within the c_u -method by means of a characteristic utilisation factor derived from classic base failure analysis and within the q_h -method by means of the horizontal stress of the soil in the “uncoupled system”. Furthermore, the distribution of the lateral pressure on piles within the clay layer can be approximated with another set of model factors.

The presented calculation method is satisfactorily validated with the back-analysis of five case studies where surcharge loads or embankments, respectively, have been placed next to piles and the lateral pressure on the piles has been measured or numerically derived. Compared to the recommendations of *EA-Pfähle (2012)* an advanced calculation method is developed and validated by test results and numerical calculations.

Further research on lateral pressure on piles should focus on relating fluid mechanic research results with the response of soils exhibiting viscous material behaviour. For this, advanced experimental tests with clayey soils and fluid mechanic methods will be required to describe the lateral pressure with a viscoplastic approach. Based on this an enhancement of the presented advanced calculation method could be achieved.

The application of the presented advanced calculation method for lateral pressure on piles for other boundary conditions than presented within this work is possible, but subjected to additional investigations. This includes the installation effect of neighbouring structures and excavations next to piles as well as piles used to stabilize creeping slopes, which is predominantly governed by the strain rate of soil deformation. Furthermore, the applicability of the advanced calculation method for stiff clays with increasing undrained shear strength should be studied to work out differences to existing earth pressure theories.

9 Literaturverzeichnis

- Abdulhadi, N. O. (2009): An Experimental Investigation into the Stress-Dependent Mechanical Behavior of Cohesive Soil with Application to Wellbore Instability.* PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, U. S. A.
- Al-Kafaji, I. K. J. (2013): Formulation of a dynamic material point method (MPM) for geomechanical problems.* Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- Alpan, I. (1970): The Geotechnical Properties of Soils.* Earth-Science Reviews, Vol. 6, No. 1, pp. 5–49.
- Anantanasakul, P. (2010): Three-dimensional experiments and Modeling of anisotropic clay.* PhD thesis, Oregon State University, U.S.A.
- Aschrafi, J. (2014): Untersuchungen zur numerischen Modellierung von passiv horizontal beanspruchten Pfählen.* 33. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure – Beiträge der Spezialsitzung, Berlin, S. 175–183.
- Aschrafi, J. S./Moermann, C. (2012): Passive Horizontalbeanspruchung von Pfählen in weichen bindigen Böden.* 8. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern, S. 231–237.
- Aubram, D. (2013): An Arbitrary Lagrangian-Eulerian Method for Penetration into Sand at Finite Deformation.* Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 62.
- Aubram, D. (2014): Über die Berücksichtigung großer Bodendeformationen in numerischen Modellen.* Ohde-Kolloquium 2014 – Aktuelle Themen der Geotechnik, S. 109–122.
- Becker, P. (2009): Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden.* Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 22.
- Begemann, H. K. S./de Leeuw, E. H. (1972): Horizontal earth pressures on foundation piles as a result of nearby soil fills.* Proceedings of the 5th European Conference of Soil Mechanic and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 1–9.
- Benz, T. (2007): Small strain stiffness of soils and its numerical consequences.* Mitteilung des Institutes für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 55.
- Benz, T./Schwab, R./Vermeer, P. A. (2007): Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen.* Bautechnik 84, Heft 11, S. 749–761.
- Bjerrum, L. (1967): Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clay as related to settlement of building.* Géotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 83–118.

- Bjerrum, L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structurally unstable soils. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, pp. 111–159.*
- Bjerrum, L./Simons, N. E. (1960): Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. Proceedings of the ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulde, Colorado, U. S. A., pp. 711–726.*
- Blümel, W. (1974): Ein Beitrag zum eindimensionalen Konsolidierungsverhalten von Klei im Kompressionsversuch. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, Heft 7.*
- Bönsch, C. (2005): Wie wichtig ist die Vorschubgeschwindigkeit beim direkten Scherversuch bindiger Böden? Bull. Angew. Geologie, Zürich, Vol. 10, Heft 2, S. 49–59.*
- Böswirth, L./Bschorer, S. (2012): Technische Strömungslehre. 9. Auflage. Springer Verlag.*
- Bransby, M. F. (1995): Piled Foundations adjacent to surcharge Loads. PhD thesis, University of Cambridge, UK.*
- Bransby, M. F./Springman, S. M. (1996): 3-D finite element modeling of pile groups adjacent to surcharge loads. Computers and Geotechnics, Vol. 19, No. 4, pp. 301–324.*
- Bransby, M. F./Springman, S. M. (1997): Centrifuge modelling of pile groups adjacent to surcharge loads. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, pp. 39–49.*
- Brinch Hansen, J./Lundgren, H. (1960): Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag.*
- Brinkgreve, R. B. J./Broere, W./Waterman, D. (2008): Plaxis 2D Version 9.0. Benutzerhandbuch.*
- Burland (1990): On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique, Vol. 40, No. 3, pp. 329–378.*
- Butterfield, R. (1979): A natural compression law for soils. Géotechnique, Vol. 29, No. 4, pp. 469–480.*
- Cañizo, L./Merino, M. (1977): Bending of piles due to nearby surface loads in elastic soil. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Speciality Session, Tokyo, Vol. 10, pp. 59–63.*
- Carter, J. P. (1982): A numerical method for pile deformations due to nearby surface loadings. Proceedings of the 4th International Conference of Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Vol. 2, pp. 811–817.*
- Casagrande, A. (1936): The determination of pre-consolidation load and its practical significance. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 3, pp. 60–64.*

- Cevikbilen, G./Saglamer, G. (2003): Effects of organic content on secondary and tertiary compression behavior of a soft clay. Proceedings of International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, pp. 403–409.*
- Chaudhuri, D. (2005): Pile foundation response to lateral ground movement. Geotechnical Special Publication No. 132, Advances in Deep Foundations. GeoFrontiers 2005, pp. 1–15.*
- Chen, C.-Y./Martin, G. R. (2002): Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles. Computers and Geotechnics, Vol. 29, No. 5, pp. 363–386.*
- Chen, L. T. (1994): The effect of lateral soil movements on pile foundation. PhD thesis, University of Sydney, Australia.*
- Chen, L. T./Poulos, H. G. (1997): Piles subjected to lateral soil movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, pp. 802–811.*
- Chen, L. T./Poulos, H. G. (1999): Design charts for analysis of piles subjected to lateral soil movements. Proceedings of the 8th Australia New Zealand Conference of Geomechanics, Hobart, Tasmania, Vol. 1, pp 367–373.*
- Chen, L. T./Poulos, H. G. (2001): Approximation of lateral soil movement for analyzing lateral pile response. Geotechnical Deformation and Movements, Proc. HKIE Geotechnical Division Annual Seminar, pp. 13–23.*
- Costa, S./Kodikara, J./Thusyanthan, N. I. (2008): Modelling of desiccation crack development in clay soils. Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, pp. 1099–1107.*
- Dauksza, B./Thamm, B. R. (1987): Messungen unter dem Anschlussdamm und an Großbohrpfählen eines Brückenwiderlagers. Bundesanstalt für Straßenwesen, Abteilung Erd- und Grundbau.*
- de Beer, E. E. (1977): The effects of horizontal loads on piles, due to surcharge or seismic effects. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Speciality Session, Tokyo, Vol. 10, pp. 547–558.*
- de Beer, E. E./Wallays, M. (1972): Forces Induced in Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soil around the Pile. Proceedings of the 5th European Conference of Soil Mechanic and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 325–332.*
- DIN 1054 (2010): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*

- DIN 1319-1 (1995): Grundlagen der Messtechnik – Teil 1: Grundbegriffe. Normenausschuss Einheiten und Formelgrößen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*
- DIN 18122-1 (1997): Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*
- DIN 18137-3 (2002): Baugrund, Versuche von Versuchsgeräte „Bestimmung der Scherfestigkeit“ – Teil 3: Direkter Rahmenscherversuch. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*
- DIN 4017 (2006): Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*
- DIN 4022-1 (1987): Baugrund und Grundwasser – Teil 1: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*
- DIN 4084 (2009): Baugrund – Geländebruchberechnungen. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin.*
- DIN EN 1997-1 (2014): Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Technisches Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“, Beuth-Verlag, Berlin.*
- Dusenkova, I./Stepanova, V./Vecstaudza, J./Lakevics, V./Malers, J./Berzina-Cimdina, L. (2013): Rheological properties of latvian illite clays. Acta Geodynamica et Geomaterialia, Vol. 10, No. 4, pp. 459–464.*
- EA-Pfähle (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. 2. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.*
- EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. 11. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft (HTG) und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn, Berlin.*
- Edil, T. B./Fox, P. J./Lan, L.-T. (1994): Stress-induced one-dimensional creep of peat. Proceedings of the international workshop on advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat, Delft, Netherlands, pp. 3–18.*
- Ellis, E. A./Springman, S. M. (2001): Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain FEM analyses. Computers and Geotechnics, Vol. 28, No. 2, pp. 79–98.*
- Fedders, H. (1978): Seitendruck auf Pfähle durch Bewegung von weichen bindigen Böden – Empfehlung für Entwurf und Bemessung. Geotechnik, Heft 2, S. 100–104.*

- Franke, E. (1972): Diskussion zu den Vorträgen der Spezialsitzung Pfähle. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 745–747.
- Franke, E./Schuppener, B. (1982): Horizontalbelastung von Pfählen infolge seitlicher Erdauflasten. Geotechnik, Heft 5, S. 189–197
- Franklin, A. G./Krizek, R. J. (1969): Complex viscosity of a kaolin clay. Clays and Clay Minerals. Vol. 17, No. 2, pp. 101–110.
- Fukuoka, M. (1977): The effects of horizontal loads on piles due to Landslides. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Speciality Session, Tokyo, Vol. 10, pp. 27–42.
- Gebreselassie, B. (2003): Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 14.
- Gersten, K./Herwig, H. (1992): Strömungsmechanik. Vieweg Verlag.
- Ghezzehei, T. A./Or, D. (2001): Rheological properties of wet soils and clays under steady and oscillatory stresses. Soil Science Society of America Journal, Vol. 65, No. 3, pp. 624–637.
- Goh, A. T. C./Teh, C. I./Wong, K. S. (1997): Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, pp. 792–801.
- Grabe, J./Pucker, T. (2012): Zur numerischen Modellierung von Vollverdrängungsbohrpfählen. Geotechnik, Heft 2, S. 109–118.
- Graham, J./Crooks, J. H. A./Bell, A. L. (1983): Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. Géotechnique, Vol. 33, No. 3, pp. 327–340.
- Graham, J./Houlsby, G. T. (1983): Anisotropy elasticity of a natural clay, Géotechnique, Vol. 33, No. 2, pp. 165–180.
- Gudehus, G. (1981): Bodenmechanik. Enke Verlag, Stuttgart.
- Gudehus, G. (1984): Seitendruck auf Pfähle in tonigen Böden. Geotechnik, Heft 2, S. 73–84.
- Gudehus, G. (2004): A visco-hypoplastic constitutive relation for soft soils. Soils and Foundations, Vol. 44, No. 4, pp. 11–25.
- Gudehus, G./Leinenkugel, H.-J. (1978): Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden: Neue Methoden. Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, S. 411–429.
- Guo, W. D. (2003): A simplified approach for piles due to soil movement. Proceedings of the 12th Panamerican Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, MIT, USA, Vol. 2, pp. 2215–2220.

- Guo, W. D. (2006): On limiting force profile, slip depth and lateral pile response. Computers and Geotechnics, Vol. 33, No. 1, pp. 47–67.*
- Guo, W. D./Ghee, E. H. (2004): Response of free-head piles due to lateral soil movement. Proceedings of the 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, New Zealand, Vol. 2, pp. 1957–1962.*
- Hardin, B. O./Drnevich, V. P. (1972): Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. 7, pp. 667–692.*
- Hau, K. W. (2003): Application of a three-surface kinematic hardening model to the repeated loading of thinly surfaced pavements. PhD thesis, University of Nottingham, UK.*
- Havel, F. (2004): Creep in soft soils. PhD thesis, University of Trondheim, Norwegian.*
- Hauser, C. (2005): Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallelwandigen Verbundsystemen – Bodenmechanische Modellversuche unter Anwendung innovativer Auswerteverfahren. Bericht Nr. 29 des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik. Bergische Universität Wuppertal, Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen.*
- Hauser, C./Walz, B. (2004): Bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode. Geotechnik, Heft 4, S. 339–343.*
- Heitz, C. (2006): Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungslagen aus Geogittern. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 19.*
- Hettler, A. (2008): Möglichkeiten und Grenzen der Modelltechnik. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Frideriana in Karlsruhe, Heft 170, Grundlagen und Anwendungen der Geomechanik, GKK 08 – Geomechanik Kolloquium Karlsruhe, S. 31–42.*
- Heyman, L./Boersma, L. (1961): Bending moment in piles due to lateral earth pressure. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, pp. 425–429.*
- Hölzer, A. (2007): Bestimmung des Widerstandes, Auftriebs und Drehmoments und Simulation der Bewegung nichtspärischer Partikel in laminaren und turbulenten Strömungen mit dem Lattice-Boltzmann-Verfahren. Dissertation am Lehrstuhl für Mechanische Verfahrenstechnik der Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg.*
- Hörtkorn, F. (2011): Wirksamkeit von flexiblen stabförmigen Elementen bei Böschungsstabilisierungen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 24.*

- Horch, M. (1980): Zuschrift zu: Seitendruck auf Pfähle durch Bewegung von weichen bindigen Böden – Empfehlung für Entwurf und Bemessung, Geotechnik, Heft 4, S. 207–208.
- Hossain, M. S./Hu, Y./Randolph, M. F./White, D. J. (2005): Limiting cavity depth for spudcan foundations penetrating clay. Géotechnique, Vol. 55, No. 9, pp. 679–690.
- Hucho, W.-H. (2011): Aerodynamik der stumpfen Körper. 2. Auflage. Vieweg & Teubner Verlag.
- ILA (2004): VidPIV – Introduction to VidPIV – User Manual; ILA Intelligent Laser Applications GmbH, Jülich
- Ito, T./Matsui, T. (1975): Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. Soils and Foundations, Vol. 15, No. 4, pp. 43–59.
- Ito, T./Matsui, T./Hong, W. P. (1982): Extended design method for multi-row stabilising piles against landslides. Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 1–13.
- Jáky, J. (1944): The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects an Engineers, Vol. 78, pp. 355–358.
- Jeong, S./Kim, B./Won, J./Lee, J. (2003): Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes. Computers and Geotechnics, Vol. 30, No. 8, pp. 671–682.
- Jeong, S./Seo, D./Lee, J./Park, J. (2004): Time-dependent behavior of pile groups by staged construction of an adjacent embankment on soft clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, No. 4, pp. 644–656.
- Jirka, G. H. (2007): Einführung in die Hydromechanik. 3. Auflage. Universitätsverlag Karlsruhe.
- Jovanović, M. (2002): Historische Holzgründungen – Tragverhalten in weichem Baugrund. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 153.
- Karthigeyan, S./Ramakrishna, V. V. G. S. T./Rajagopal, K. (2003): Numerical Modeling of Piles Under Induced Lateral Movement in Soft Clay. Proceedings of the International Workshop on Geotechnics of Soft Soil, Theory and Practice, Netherlands, pp. 311–316.
- Karthigeyan, S./Ramakrishna, V. V. G. S. T./Rajagopal, K. (2004): 3D finite element analysis of single pile under induced lateral soil movement. Proceedings of the International E-Conference on Modern trends in Foundation Engineering, Geotechnical Challenges and Solutions, Chennai.
- Kempfert, H.-G. (2001): Pfahlgründungen (Abschnitte 1–7). Grundbautaschenbuch, Verlag Ernst & Sohn, 6. Auflage, Teil 3, Kapitel 3.2, S. 87–206.

- Kempfert, H.-G. (2010): Pfahlgründungen. Grundbautaschenbuch, Verlag Ernst & Sohn, 7. Auflage, Teil 3, Kapitel 3.2, S. 73–277.*
- Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (2002): Zur Diskussion von dränierten und undränierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden, Bautechnik 79, Heft 9, S. 603–611.*
- Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (2006): Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer Verlag.*
- Kempfert, H.-G./Raithel, M. (2012): Geotechnik nach Eurocode. Bodenmechanik (Band 1), Grundbau (Band 2). Bauwerk-Beuth Verlag, Berlin.*
- Knappett, J. A./Mohammadi, S./Griffin, C. (2010): Lateral spreading forces on bridge piers and pile caps in laterally spreading soil: effect of angle of incidence. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 12, pp. 1589–1599.*
- Kok, S. T./Bujang, B. K. H./Jamaloddin, N./Mohd, S. J. (2009): Modeling of Passive Piles – An Overview. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 14, Skopus.*
- Krieg, S. (2000): Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 150.*
- Kuralowicz, Z. (2003): Untersuchungen zum Seitendruck auf Pfähle. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern, Heft 9, S. 161–172.*
- Kuralowicz, Z. (2004): Boczne obciążenia pali warstwą gruntu o małej wytrzymałości. Politechnika Gdańsk, Monografie 45, Gdańsk (Danzig).*
- Ladd, C. C./Foot, R./Ishihara, K./Schlosser, F./Poulos, H. G. (1977): Stress-deformation and strength characteristics. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 421–494.*
- Lamb, H. (1911): On the uniform motion of a sphere through a viscous fluid. Philosophical Magazine and Journal of Science, Vol. 21, No. 121, pp. 112–121.*
- Leinenkugel, H. J. (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Bedeutung. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 66.*
- Leung, C. F./Chow, Y. K./Shen, R. F. (2000): Behaviour of pile subjected to excavation-induced soil movement. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 11, pp. 947–954.*
- Leung, C. F./Lim, J. K./Shen, R. F./Chow, Y. K. (2003): Behaviour of pile groups subject to excavation-induced soil movement. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 1, pp. 58–65.*

- Leussink, H./Wenz, K. P. (1969): Storage yard foundations on soft cohesive soils. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Vol. 2, Mexiko, pp. 149–155.*
- Liingaard, M./Augustesen, A./Lade, P. V. (2002): Observed time dependent behavior of soils. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, New York, U. S. A.*
- Lin, H./Penumadu, D. (2005): Experimental Investigation on principal stress rotation in Kaolin Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 5, pp. 633–642.*
- Loh, A. K./Holt, R. T. (1974): Directional Variation in Undrained Shear Strength and Fabric of Winnipeg Upper Brown Clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 3, pp. 430–437.*
- Lüking, J. (2010): Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 23.*
- MacLeod, I. A./Murray, M./Webster, I./Rafiq, M. Y. (1990): Foundation monitoring for the cardoness bridge. Structures Today and Beyond, Glasgow, UK, pp. 14–18.*
- Mahajan, S. P./Budhu, M. (2008) : Shear viscosity of clays to compute viscous resistance. Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, pp. 1516–1523.*
- Marche, R./Lacroix, Y. (1972): Stabilité des cléées de ponts établies sur des pieux traversant une couche molle. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 1, pp. 1–24.*
- Mašín, D. (2005): A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 29, No. 4, pp. 311–336.*
- Mašín, D. (2006): Hypoplastic models for fine-grained soils. PhD Thesis, Charles University, Prague.*
- Matsui, T./Hong, W. P./Ito, T. (1982): Earth pressures on piles in a row due to lateral soil movements. Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 71–81.*
- McGinty, K. (2006): The stress-strain behaviour of Bothkennar clay. PhD thesis, University of Glasgow.*
- Mesri, G./Choi, Y. K. (1979): Strain rate behavior of Saint-Jean-Vianney clay; Discussion. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, No. 4, pp. 831–834.*
- Mezger, T. G. (2010): Das Rheologie Handbuch. 3. Auflage, Vincentz Network, Hannover.*

- Miao, L. F./Goh, A. T. C./Wong, K. S./Teh, C. I. (2006): Three-dimensional finite element analyses of passive pile behaviour. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 30, No. 7, pp. 599–613.*
- Miao, L. F./Goh, A. T. C./Wong, K. S./Teh, C. I. (2008): Ultimate soil pressure for pile groups in soft clay subjected to lateral soil movements. DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute, Vol. 2, No. 1, pp. 42–51.*
- Möller, O. (2010): Zum Langzeit-Kompressionsverhalten weicher organischer Sedimente. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 21.*
- Moormann, C. (2003): Zur Tragwirkung und Beanspruchung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub. Pfahlsymposium. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 71, S. 351–378.*
- Moormann, C./Aschrafi, J. (2014): Numerical investigation of passive loads on piles in soft soils. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 45 No.2, pp. 1–11.*
- Mühl, K./Röder, K./Glockner, A. (2009): Untersuchung zum Seitendruck auf Pfähle einer Brückenkrananlage. 4. Symposium Umweltgeotechnik & 5. Freiberger Geotechnik-Kolloquium, Freiberg, S. 297–312.*
- Nahrgang, E. (1972): Reichweite von horizontalen Fließbewegungen in weichen bindigen Böden unter hohen Flächenlasten bei schneller Belastung – Diskussion zum Vortrag Wenz. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 691–694.*
- Nazem, M./Sheng, D. C./Carter, J. P./Sloan, S. W. (2008): Arbitrary Lagrangian-Eulerian method for large strain consolidation problems. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 32, No. 9, pp. 1023–1050.*
- Neher, H. P. (2008): Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart. Heft 60.*
- Niemunis, A. (1996): A visco-plastic model for clay and its FE-implementation. Resultats récents en mécanique des sols et des roches. XI Colloque Franco-Polonais, Gdańsk, pp. 151–162.*
- Niemunis, A. (2003): Extended hypoplastic models for soils. Schriftreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34.*
- Niemunis, A./Herle, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Vol. 2. pp. 279–299.*

- Obermayr, M./Vrettos, C. (2013): Anwendung der Diskrete Elemente Methode zur Vorhersage von Kräften bei der Bodenbearbeitung. *Geotechnik*, Heft 4, S. 231–242.
- Ohde, J. (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. *Der Bauingenieur* 20.
- Ong, D. E. L./Leung, C. F./Chow, Y. K. (2003a): Time-dependent pile behavior due to excavation-induced soil movement in clay. *Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Boston, MIT, U. S. A., Vol. 2, pp. 2035–2040.
- Ong, D. E. L./Leung, C. F./Chow, Y. K. (2003b): Piles subject to excavation-induced soil movement in clay. *Proceedings of the 13th European Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Praque, Chech Republic, Vol. 2, pp. 777–782.
- Oteo, C. S. (1977): Horizontal loaded piles – Deformation influence. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering*, Speciality Session, Tokyo, Vol. 10, pp. 101–106.
- Pan, J. L./Goh, A. T. C./Wong, K. S./Teh, D. I. (2000): Model tests on single piles in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, No. 4, pp. 890–897.
- Pan, J. L./Goh, A. T. C./Wong, K. S./Selby, A. R. (2002a): Three-dimensional analysis of single pile response to lateral soil movements. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 26, pp. 747–758.
- Pan, J. L./Goh, A. T. C./Wong, K. S./Teh, D. I. (2002b): Ultimate soil pressures for piles subjected to lateral soil movements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 6, pp. 530–535.
- Parry, R. H. G./Nadarajah, V. (1974): Anisotropy in a natural soft clayey silt. *Engineering Geology*, Vol. 8, No. 3, pp. 287–309.
- Parry, R. H. G./Wroth, C. P. (1981): Shear properties of soft clay. *Soft Clay Engineering*, Brand & Brenner (eds), Elsevier, Amsterdam, pp. 311–364.
- Plaxis (2010): Reference Manual & Material Models Manual.
- Pokpong, S. (2007): Nonlinear response of laterally loaded piles in soft Bangkok clay. *Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 77.
- Poulos, H. G. (1973): Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, Vol. 99, No. 5, pp. 391–406.
- Poulos, H. G. (1989): Pile behaviour – theory and application. *Géotechnique*, Vol. 39, No. 3, pp. 365–415.
- Poulos, H. G./Davis, E. H. (1974): Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley and Sons, New York.

- Poulos, H. G./Davis, E. H. (1980): Pile foundation analysis and design. John Wiley and Sons, New York.
- Prandtl, L. (1920): Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Berichte der mathem.-physikal. Klasse, Heft 1, S. 74–85.
- Prashant, A./Penumadu, D. (2005): A laboratory study of normally consolidated kaolin clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42, No. 1, pp. 27–37.
- Punlor, A. (2004): Numerical Modelling of the Visco-Plastic Behaviour of Soft Soils. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 163.
- Quast, P. (1977): Ein Beitrag zum Kriechverhalten eines norddeutschen Kleis. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, Heft 13.
- Qiu, G./Grabe, J. (2011): Explicit modeling of cone and strip footing penetration under drained and undrained conditions using a visco-hypoplastic model. Geotechnik, Heft 3, S. 205–217.
- Randolph, M. F./Houlsby, G. T. (1984): The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. Géotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 613–623.
- Randolph, M. F./Springman, S. M. (1991): Analysis of pile response due to external loads and soil movement. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Vol. 2, pp. 525–528.
- Raffel, M./Willert, C. E./Wereley, S. T./Kompenhans, J. (2007): Particle Image Velocimetry – A Practical Guide. Second Edition, Springer Verlag.
- Reul, O./Bauer, J./Röder, K./Mühl, A. (2013): Messungen und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Pfahlgründung für eine Brückenkrankenlage im weichen Ton. 20. Geotechnik-Kolloquium, Darmstadt, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 92, S. 181–209.
- Reul, O./Bauer, J./Niemann, C. (2014): Numerical study on the bearing behaviour of pile groups subjected to lateral pressure due to soil movements. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 45, No. 2, pp. 106–114.
- Sawaguchi, M. (1989): Prediction of bending moment of a batter pile in subsiding ground. Soils and Foundations. Vol. 29, No. 4, pp. 120–126.
- Schad, H. (1992): Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 36.
- Schade, H./Kunz, E./Kameier, F./Paschereit, C. O. (2013): Strömungslehre. 4. Auflage. De Gruyter Verlag.

- Schanz, T. (1998): Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 45.*
- Schanz, T. (2006): Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnung in der Geotechnik. Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4. Geotechnik 29, Heft 1, S. 13–27.*
- Schenk, W./Smoltczyk, H.-U. (1966): Pfahlroste, Berechnung und Ausbildung. Grundbautaschenbuch, Verlag Ernst & Sohn, 2. Auflage, Teil 1, Kapitel 2.7, S. 658–715.*
- Seo, D./Jeong, S./Kim, Y. (2006): Physical Modelling of pile groups subjected to lateral soil movement. Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modeling in Geotechnics, Hong Kong, Vol. 2, pp. 1043–1048.*
- Schmiedel, L. (1984): Seitendruck auf Pfähle. Bauingenieur, Heft 59, S. 61–66.*
- Siddique, A./Clayton, C. R. I. (1999): Mechanical Properties of Reconstituted Soft London Clay. Journal of Civil Engineering, The Institution of Engineers, Bangladesh, Vol. CE 27, No. 1, pp. 81–98.*
- Sigloch, H. (2012): Technische Fluidmechanik. 8. Auflage. Springer Verlag.*
- Sivaram, B./Swamee, P. K. (1977): A Computational Method for Consolidation Coefficient. Soils and Foundations, Vol. 17, No. 2, pp. 48–52.*
- Soos, P. v./Engel, J. (2008): Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. Grundbautaschenbuch, Verlag Ernst & Sohn, 7. Auflage, Teil 1, Kapitel 1.3, S. 123–218.*
- Soumaya, B. (2005): Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 16.*
- Springman, S. M. (1989): Lateral Loading on Piles Due to Simulated Embankment Construction. PhD thesis, University of Cambridge, UK.*
- Springman, S. M./Ng, C. W. W./Ellis, E. A. (1994): Centrifuge and Analytical Studies of Full Height Bridge Abutment on Piled Foundation Subjected to Lateral Loading. Technical Report: CUED/D-SOILS/TR278. Cambridge University Engineering Department.*
- Steinfeld, K. (1983): Fließdrücke auf Pfähle und Pfahlsysteme. Berichte der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik. Arbeitstagung Nr. 8, Lahnstein. Eigenverlag der Bundesvereinigung, S. 83–123.*
- Stermac, A. G./Devata, M./Selby, K. G. (1968): Unusual movements of abutments supported on end-bearing piles. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5, No. 2, pp. 69–79.*
- Stewart, D. P. (1992): Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction. PhD thesis, University of Western Australia, Australia.*

- Stewart, D. P./Jewell, J. R./Randolph, M. F. (1994): Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements. Geotechnique, Vol. 44, No. 2, pp. 277–296.*
- Stoewahse, C./Blümel, W. (2001): Einfluss der Rahmenlagerung auf die Messwerte der Scherfestigkeit im Rahmenscherversuch. 1. Siegener Symposium "Messtechnik im Erd- und Grundbau", S. 1–15.*
- Stroh, D. (1974): Berechnung verankter Baugruben nach der Finite Elemente Methode. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau TH Darmstadt, Heft 13.*
- Takahashi, K. (1985): Bending of a batter pile due to ground settlement. Soils and Foundations. Vol. 25, No. 4, pp. 75–91.*
- Tavenas, F./Mieussens, C./Bourges, F. (1979): Lateral displacements in clay foundations under embankments. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, No. 3, pp. 532–550.*
- Taylor, D. W. (1942): Research on consolidation of clays. Department of Civil and Sanitation Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Report 82.*
- Teachavorasinskun, S. (2007): Stress State and Stress Rate Dependencies of Stiffness of Soft Clays. In: Ling et al., Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Chapter 18, Springer Netherlands, Dordrecht 2007, pp. 351–356.*
- Tekinsoy, M. A./Taşkiran, T./Kayadelen, C./Baran, T. (2009): An approximation to the stress distribution analysis for anisotropic clayey soil. Scientific Research and Essay, Vol. 4, No. 2, pp. 78–87.*
- Thamm, B. (1994): Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Arbeitsausschuss: Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke, Köln.*
- Thomas, S. (2011): Zum Tragverhalten unter zyklisch axialer Belastung. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 25.*
- Thusyanthan, N. I./Take, W. A./Madabhushi, S. P. G./Bolton, M. D. (2007): Crack initiation in clay observed in beam bending. Géotechnique, Vol. 57, No. 7, pp. 581–594.*
- Trausch-Giudici, J. L. (2004): Stress-strain Characterisation of Seebodenlehm. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik an der ETH Zürich, Band 223.*
- Tschebotarioff, G. P. (1973): Foundations, retaining and earth structures. McGraw-Hill, New York.*
- Uriel, S./Uriel, A. O./Oteo, C. S./Canizo, L. (1976): Behaviour of precast piles under lateral pressures at a shipbuilding site. Proceedings of the 6th European Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Wien, pp. 585–590.*

- Vaid, Y. P./Campanella, R. G. (1977): Time-dependent behaviour of undisturbed clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. 7, pp. 693–709.
- Vermeer, P. A./Meier, C.-P. (1998): Standsicherheit und Verformung bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart 1998, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 133–148.
- Vermeer, P. A./Verruijt, A. (1981): An Accuracy Condition for Consolidation by Finite Elements. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 5, No. 1, pp. 1–14.
- Wakai, A./Ugai, K./Matsuda, T./Gose, S. (1997): Analysis of lateral displacement of a pile supported abutment constructed in a soft subsoil profile. *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 65–76.
- Walz, B. (1988): Qualitative bodenmechanische Modellversuche. Beiträge zur Modellversuchstechnik in der Geotechnik, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 18, S. 17–31.
- Walz, B. (2006): Möglichkeiten und Grenzen bodenmechanischer 1g-Modellversuche. Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik. Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. S. A. Savidis, Springer-Verlag, S. 63–78.
- Watanabe, M./Nishikawa, K./Hara, T./Yu, Y./Tomita, S. (2000): FEM analysis of a test construction of abutment and embankment on soft ground. Proceedings of GEOENG 2000 Conference, Melbourne.
- Wehnert, M. (2006): Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 53.
- Weißbach, A./Hettler, A./Simpson, B. (2003): Stability of excavations. *Geotechnical engineering Handbook*, Verlag Ernst & Sohn, 1. Auflage, Volume 3, Kapitel 3.4, pp. 273–407.
- Wenz, K.-P. (1963): Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle in bindigen Erdstoffen. Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 12.
- Wenz, K.-P. (1972): Seitendruck auf Pfähle in weichen bindigen Erdstoffen. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 681–690.
- Werner, U. (1963): Die Stoffkonstanten im Prandtl-Eyringschen Fließgesetz – Bestimmung, Anwendung, Grenzen der Gültigkeit. *Rheologica Acta*, Band 3, Heft 1, Springer-Verlag.
- Wheeler, S. J./Näätänen, A./Karstunen, M./Lojander, M. (2003): An anisotropic elasto plastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, No. 2, pp. 403–418.

- White, D. J./Take, W. A./Bolton, M. D. (2001a): Measuring Soil Deformation in Geotechnical Models Using Digital Images and PIV Analysis. Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, Arizona, pp. 997–1002.*
- White, D. J./Take, W. A./Bolton, M. D./Munachen, S. E. (2001b): A deformation measurement system for geo-technical testing based on digital imaging, close-range photogrammetry, and PIV image analysis. Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, pp. 539–542.*
- White, D. J./Take, W. A./Bolton, M. D. (2003): Soil Deformation Measurement Using Particle Image Velocimetry (PIV) and Photogrammetry. Géotechnique, Vol. 53, No. 7, pp. 619–631.*
- Winter, H. (1979): Fließen von Tonböden. Eine mathematische Theorie und ihre Anwendung auf den Fließwiderstand von Pfählen. Veröffentlichung des Instituts für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 82.*
- Winter, H. (1980): Bemessung von Pfahlgründungen und Hangverdübelungen auf Fließdruck. Vorträge der Baugrundtagung 1980 in Mainz, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 539–563.*
- Witzel, M. (2004): Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 15.*
- Wolf, A./Thamm, B. (1988): Messungen des Seitendrucks auf Großbohrpfähle eines Brückenwiderlagers. Bautechnik 65, Heft 3, S. 80–87.*

Anhänge

- A: Liste häufig verwendeter Symbole und Abkürzungen**
- B: Erläuterungen zur PIV-Methode bei den Modellversuchen**
- C: Boden der Modell- und Laborversuche (Kaolin)**
- D: Messtechnik bei den Modellversuchen**
- E: Zusammenstellung der Modellversuche**
- F: Stoffmodelle und vergleichende numerische Simulationen**
- G: Ermittlung der Spannungen auf die Pfahlelemente und Ergebnisdarstellungen aus den FE-Berechnungen**
- H: Zusammenstellung von Ergebnissen der numerischen Parameterstudien**
- I: Ergebnisse von Viskositätsuntersuchungen bindiger Böden aus der Literatur**
- J: Bestimmung der Horizontalspannung im Boden infolge einer Bodenauflast/Aufschüttung**
- K: Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen basierend auf der Horizontalspannung im Boden**
- L: Ergänzungen zu den Berechnungsbeispielen**

A Liste häufig verwendeter Symbole und Abkürzungen

Tabelle A.1: Lateinische Buchstaben

Symbol	Einheit	Beschreibung
$a_L; a_Q$	m	Pfahlabstand bei Pfahlgruppen in Lasteinwirkungsrichtung bzw. orthogonal zur Lasteinwirkung
a_s	m	Schaftabmessung eines quadratischen Pfahlquerschnitts und längere Schaftabmessung eines rechteckigen Pfahlquerschnitts
$b; b_Q$	m	Einflussbreite eines Pfahl bei Ermittlung der Seitendruckkraft aus resultierendem Erddruck nach EA-Pfähle (2012)
b	m	Länge eines Bauteils in x -Richtung
B	–	B-Wert eines Bodens
BM	–	Abkürzung für Basismodell der numerischen Parameterstudien zur Seitendruckeinwirkung auf Pfahlgründungen (Abschnitt 6.3)
c	kN/m ²	Kohäsion eines bindigen Bodens (allgemein)
$c'; c_u$	kN/m ²	effektive bzw. undrainierte Kohäsion
$c_{u,cal}$	kN/m ²	über eine experimentell abgeleitete Korrelationsfunktion berechnete undrainierte Kohäsion in Abhängigkeit des Wassergehalts w
$c_{u\alpha}$	kN/m ²	undrainierte Kohäsion bei einer definierten Referenzverformungsgeschwindigkeit oder -rate nach Leinenkugel (1976)
c_w	–	Widerstandsbeiwert eines angestromten Widerstandskörpers
C_α	–	Kriechbeiwert im Zeit-Porenzahl-Diagramm
C_C	–	Kompressionsbeiwert im Druck-Porenzahl-Diagramm
C_V	m ² /s	Konsolidationsbeiwert
$C_{\Delta p}$	(kN/m ²)/(log t)	Langzeit-Seitendruck infolge Bodenkonsolidation und -kriechen in Abhängigkeit des Zeitverlaufs (Bild 6.17)
d	m	Dicke allgemein; projizierte Bauteilfläche in der Strömungsmechanik; Mächtigkeit einer Sandeinlage in einer bindigen Bodenschicht
d_s	m	Schaftdurchmesser eines runden Pfahlquerschnitts
$d_{s,E}$	m	Ersatzdurchmesser für einen quadratischen Pfahlquerschnitt mit $d_{s,E} = 2 \cdot a_s / \sqrt{\pi}$
$e; e_0$	–	Porenzahl (allgemein) bzw. Anfangsporenzahl eines Bodens
$e_a; e_p$	kN/m ²	aktiver bzw. passiver ebener Erddruck

Fortsetzung Tabelle A.1

Symbol	Einheit	Beschreibung
e_{e0}	–	Referenzporenzahl bei p_{e0} beim Viskohypoplastischen Stoffmodell
Δe	kN/m ²	resultierender Erddruck nach EA-Pfähle (2012)
E	kN/m ²	Young-Modul
E_{50}	kN/m ²	Sekantenmodul bei 50% der Deviatorspannung beim Bruch
E_{50}^{ref}	kN/m ²	Referenz-Sekantenmodul bei 50% der Deviatorspannung beim Bruch
E_{oed}	kN/m ²	Kompressionsmodul bei eindimensionaler Kompression ($= E_S$)
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	Referenz-Kompressionsmodul bei eindimensionaler Kompression ($= E_S^{ref}$)
E_S	kN/m ²	Steifemodul ($= E_{oed}$)
E_S^{ref}	kN/m ²	Referenz-Steifemodul ($= E_{oed}^{ref}$)
E_u	kN/m ²	Elastizitätsmodul bei undrainierten Randbedingungen
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	Referenz-Ent- und Wiederbelastungsmodul
$f_{p,max} ; f_{p,o/u}$	–	Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über den Pfahlabschnitt in der bindigen Bodenschicht (Bild 6.2 und Bild 7.29)
g	m/s ²	normale Erdbeschleunigung
h_W	m	Mächtigkeit einer bindigen Bodenschicht; entspricht bei 1g-Modellversuchen i. d. R. der Pfahllänge l
$I_C ; I_P$	%	Konsistenzzahl bzw. Plastizitätszahl eines bindigen Bodens
$I_{va} ; I_v$	–	Viskositätsindex abhängig von einer Referenzverformungsgeschwindigkeit oder -rate nach Leinenkugel (1976) bzw. unabhängig von einer solchen nach Krieg (2000)
k	m/s	Durchlässigkeit eines Bodens
$k_h ; k_v$	m/s	horizontale bzw. vertikale Durchlässigkeit eines Bodens
K	–	Spannungsverhältnis horizontal/vertikal (Erddruckbeiwert allgemein)
K_0	–	Erdruhedruckbeiwert
$K_{0,nc}$	–	Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden
$K_{ah} ; K_{ph}$	–	aktiver bzw. passiver, horizontaler Erddruckbeiwert
l	m	Pfahllänge, Länge eines Bauteils in y -Richtung; Entfernung

Fortsetzung Tabelle A.1

Symbol	Einheit	Beschreibung
m	–	Steifigkeitsexponent für E_{s0}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_s^{ref} , E_{ur}^{ref}
M	–	Neigung der Critical State-Line bei den Cam-Clay-basierten numerischen Stoffmodellen
$M_y; M_{y,\max}$	kNm	Biegemoment des Pfahls bzw. maximales Biegemoment des Pfahls
OCR	–	Überkonsolidationsverhältnis bezogen auf σ'_{vc}
$p; p'$	kN/m ²	mittlere totale bzw. effektive Hauptspannung
p	kN/m ²	Seitendruck allgemein als (totale) Gesamtreaktion des Pfahls
p'	kN/m ²	effektive Spannung am Pfahl als Spannungsanteil des Seitendrucks p
$p_B; p'_B$	kN/m ²	Seitendruck allgemein als (totale bzw. effektive) Einwirkung auf den Pfahl, abgeleitet auf der zur Lasteinwirkung abgewandten Seite („Bettungsseite“)
p'_c	kN/m ²	Vorbelastung des überkonsolidierten Bodens ($p'_c = POP$)
p_e	kN/m ²	Seitendruck aus resultierendem Erddruck als (totale) Gesamtreaktion des Pfahls bei dem Bemessungsverfahren nach EA-Pfähle (2012)
$p_{e0}; p^{ref}$	kN/m ²	Referenzspannung (generell: $p^{ref} = p_{e0} = 100$ kN/m ²)
$p_E; p'_E$	kN/m ²	Seitendruck allgemein als (totale bzw. effektive) Einwirkung auf den Pfahl, abgeleitet auf der Seite der Lasteinwirkung („Anströmseite“)
p_f	kN/m ²	Seitendruck aus Fließdruck als (totale) Gesamtreaktion des Pfahls bei dem Bemessungsverfahren nach EA-Pfähle (2012)
p_s	kN/m ²	Fließdruck ermittelt auf strömungsmechanischer Grundlage
p_X	kN/m ²	Seitendruck allgemein (total), unbekannt ob nur Einwirkung auf den Pfahl, siehe p_E , oder Gesamtreaktion des Pfahls, siehe p , (Kapitel 2)
Δp_t	kN/m ²	Langzeit-Seitendrucks infolge Bodenkonsolidation und -kriechen in Abhängigkeit des Zeitverlaufs
P	kN/m	Seitendruckkraft allgemein als (totale) Gesamtreaktion des Pfahls
P_e	kN/m	Seitendruckkraft aus resultierendem Erddruck als (totale) Gesamtreaktion des Pfahls in Anlehnung an EA-Pfähle (2012)
P_f	kN/m	Seitendruckkraft aus Fließdruck als (totale) Gesamtreaktion des Pfahls bei dem Bemessungsverfahren nach EA-Pfähle (2012)
P_E	N	gemessene Widerstandskraft der Pfähle bei den Modellversuchen

Fortsetzung Tabelle A.1

Symbol	Einheit	Beschreibung
PM	–	Abkürzung für Parameter als Platzhalter
POP	kN/m ²	Vorbelastung des überkonsolidierten Bodens ($POP = p'_c$)
q	kN/m ²	Bodenauflast; Last bei Modellversuchung; Deviatorspannung
q_c	MN/m ²	Spitzenwiderstand der Labor-Drucksonde
q_{dyn}	kN/m ²	dynamischer Anströmungs-Staudruck (Strömungsmechanik)
q_h	kN/m ²	Horizontalspannung im Boden in einem definierten Vertikalschnitt infolge einer Bodenauflast („entkleidetes System“)
q_{max}	kN/m ²	maximale Bodenauflast bei einer kontinuierlichen Steigerung dieser
q_{ult}	kN/m ²	Grundbruchspannung des Bodens im Anfangszustand des Bodens („entkleidetes System“)
Re	–	Reynoldszahl
R_{inter}	–	Rauheit der Pfahloberfläche: Abminderungsfaktor der Scherfestigkeit und ggf. Steifigkeit in der Kontaktzone zwischen zwei Materialien bei numerischen Berechnungen (Interface); entspricht dem Wandreibungswinkel δ'/φ'
S_r	–	Sättigungsgrad eines Bodens
t	mm, cm	Dicke eines Bauteils, z. B. Wanddicke eines Stahlhohlprofils
t	s, min, h	Zeitverlauf
t_0 ; t_x	s, min, h	Ausgangszeitpunkt bzw. definierter Zeitpunkt x im Zeitverlauf
U	–	Konsolidationsgrad eines Bodens
u	kN/m ²	Porenwasserdruck (allgemein)
u_0	kN/m ²	hydrostatischer Porenwasserdruck
Δu	kN/m ²	Porenwasserüber- oder -unterdruck (negativ bzw. positiv definiert)
Δu_{res}	kN/m ²	resultierender Porenwasserdruck am Pfahl als Spannungsanteil des Seitendrucks des Pfahls p
v	mm/min	Kriechgeschwindigkeit/Verformungsgeschwindigkeit eines Bodens
w	%	Wassergehalt eines Bodens
w_L ; w_p	%	Wassergehalt an der Fließgrenze bzw. Plastizitätsgrenze

Fortsetzung Tabelle A.1

Symbol	Einheit	Beschreibung
x	cm, m	Koordinate orthogonal zur Lasteinwirkungsrichtung
x_E	cm	Einflussmaß des vom Pfahl beeinflussten Bodenbereichs (Bild 3.9)
y	cm, m	Koordinate in Lasteinwirkungsrichtung
y	cm, m	entspricht y_{Boden} , sofern nicht anders vermerkt; bei 1g-Modellversuchen gilt i. d. R. $y = y_{\text{Boden}} = \delta$
y_{Boden}	cm, m	Bodenverschiebung in definierter Bodentiefe in unterschiedlicher Entfernung zum Pfahl
$y_{\text{Boden,max}}$	cm, m	Bodenverschiebung in definierter Bodentiefe im vom Pfahl unbeeinflussten Bereich im Boden
y_E	cm	Einflussmaß des vom Pfahl beeinflussten Bodenbereichs (Bild 3.9)
$y_{\text{fließ}}$	cm, m	Bodenverschiebung y_{Boden} , ab der im Pfahlnahbereich der Boden vollständig plastifiziert ist
y_{Pfahl}	cm, m	Verschiebung des Pfahl in definierter Bodentiefe; bei Berechnung von δ in derselben Tiefe wie y_{Boden} oder $y_{\text{Boden,max}}$
z	cm, m	Koordinate in der Tiefe, i. d. R. ausgehend vom Pfahlkopf oder GOK
z	mm, cm	Bodenverschiebung in z -Richtung (Setzung/Aufwölbung des Bodens)
$z_{\text{fp,max}}$	m	Tiefe des maximalen Seitendrucks auf den Pfahl in der bindigen Bodenschicht (Bild 6.2 und Bild 7.29)
$z_{\text{fp,max}}/h_W$	—	Faktor für die Verteilung des Seitendrucks über den Pfahlabschnitt in der bindigen Bodenschicht (Bild 6.2 und Bild 7.29)

Tabelle A.2: Griechische Buchstaben

Symbol	Einheit	Beschreibung
α	—	Faktor für den Steifigkeitsunterschied zwischen der bindigen Bodenschicht und der darin eingelagerten Sandschicht (Gleichung (7.10))
γ	kN/m ³	Feuchtwichte eines Bodens
γ'	kN/m ³	Wichte eines Bodens unter Auftrieb
γ_r	kN/m ³	gesättigte Wichte eines Bodens
$\dot{\gamma}$	1/s	Scherrate

Fortsetzung Tabelle A.2

Symbol	Einheit	Beschreibung
δ	mm, cm	Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden
δ	°	Erddruckneigungswinkel
ε	%	Stauchung eines Bodens im Laborversuch
$\varepsilon_{y,\text{fließ}}$	%	auf Pfahlschaftabmessung bezogene Verschiebung eines Bodens, ab der im Pfahlnahbereich der Boden vollständig plastifiziert ist
$\dot{\varepsilon}$	%/min	Kriechrate/Verformungsrate eines Bodens
$\dot{\varepsilon}_\alpha$	%/min	Referenzverformungsrate für eine undrainierte Referenz-Kohäsion $c_{u\alpha}$ eines Bodens nach <i>Leinenkugel</i> (1976)
$\eta; \eta^*$	Pa · s	(dynamische) Scherviskosität bzw. komplexe Viskosität
η_a	—	Faktor zur Berücksichtigung des Verbauverhältnisses von Pfählen nach <i>EA-Pfähle</i> (2012), basierend auf <i>Wenz</i> (1963)
$\kappa; \kappa^*$	—	Schwellbeiwert bzw. modifizierter Schwellbeiwert
λ	—	geometrischer Maßstabsfaktor zur Skalierung von Modellversuchs- und <i>in situ</i> -Randbedingungen
$\lambda; \lambda^*$	—	Kompressionsbeiwert bzw. modifizierter Kompressionsbeiwert
$\lambda_c; \lambda_{cu}$	—	normalisierte effektive bzw. undrainierte Kohäsion
μ	—	Ausnutzungsgrad eines Bodens (Teilsicherheitskonzept)
ν	—	Querdehnzahl (allgemein)
ν'	—	Querdehnzahl bei drainierten Randbedingungen
ν_u	—	Querdehnzahl bei undrainierten Randbedingungen ($\nu_u = 0,5$)
ν_{ur}	—	Querdehnzahl bei Ent- und Wiederbelastung
$\rho; \rho_d; \rho_s$	g/cm ³	Feuchtdichte; Trockendichte; Korndichte eines Bodens
σ	kN/m ²	Totale Spannung (allgemein); (totale) Normalspannung auf den Pfahlquerschnitt bezogen auf den Pfahldurchmesser oder der Pfahlkantenlänge
$\sigma_1; \sigma'_1$	kN/m ²	größte totale bzw. effektive Hauptspannung
$\sigma_3; \sigma'_3$	kN/m ²	kleinste totale bzw. effektive Hauptspannung
σ'	kN/m ²	effektive Spannung (allgemein)

Fortsetzung Tabelle A.2

Symbol	Einheit	Beschreibung
$\sigma_N; \sigma'_N$	kN/m ²	totale bzw. effektive Normalspannung auf den Pfahlquerschnitt, orientiert orthogonal auf den Pfahlmantel
$\sigma'_{N,vc}$	kN/m ²	effektive Primär-Normalspannung auf den Pfahlquerschnitt, orientiert orthogonal auf den Pfahlmantel
σ'_{vc}	kN/m ²	(effektive) Überlagerungsspannung im Boden
$\Delta\sigma, \Delta\sigma'$	kN/m ²	Zunahme an (totaler bzw. effektiver) Hauptspannung
τ	kN/m ²	Schubspannung (allgemein); Schubspannung auf den Pfahlquerschnitt, bezogen auf den Pfahldurchmesser oder der Pfahlkantenlänge
τ_0	kN/m ²	Rheologische Grenze eines Mediums (entspricht i. d. R. der Scherfestigkeit des Bodens)
$\tau_f; \tau'_f$	kN/m ²	totale bzw. effektive Scherfestigkeit eines Bodens
τ_{x-z}	kN/m ²	Schubspannung am Pfahlquerschnitt, orientiert normal zum Pfahlmantel
τ_{yield}	kN/m ²	rheologische Nachgebegrenze eines Mediums
$\Delta\tau$	kN/m ²	Zunahme der Schubspannung auf den Pfahlquerschnitt
φ	°	Reibungswinkel eines Bodens (allgemein)
φ'	°	effektiver Reibungswinkel
φ'_{cs}	°	Winkel der Gesamtscherfestigkeit im kritischen Zustand des Bodens
φ'_{s}	°	Winkel der Gesamtscherfestigkeit
φ_u	°	Reibungswinkel der undrainierten Scherfestigkeit ($\varphi_u \approx 0$)
χ	—	Vorfaktor in Gleichung (2.5) für die Berechnung des Fließdrucks/Seitendrucks auf Grundlage der undrainierten Kohäsion c_u
χ	—	Faktoren für die Beurteilung des Seitendrucks in Kapitel 6 bzw. Modellfaktoren für die Berechnung des Seitendrucks in Kapitel 7
$\chi_{p,GP}, \chi_{GP}$	—	Faktor bzw. Modellfaktor für den Seitendruck auf den einzelnen Pfahl in einer Gruppe (Gleichung (6.4))
$\chi_{p,yq}, \chi_{yq}$	—	Faktor bzw. Modellfaktor für die Berücksichtigung des Entfernungseinflusses zwischen Pfahl und seitendruckerzeugender Bodenauflast (Gleichung (6.3))
ψ	°	Dilatanzwinkel eines Bodens

Tabelle A.3: Indizes für Größen

Index	Beschreibung
c	Größe im konsolidierten Zustand des Bodens
d	Größe als Bemessungswert (Teilsicherheitskonzept)
k	charakteristische Größe (Teilsicherheitskonzept)
mittel	Mittelwert einer Größe über eine definierte Schichtmächtigkeit des Boden, i. Allg. die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w
u	Größe im undrainierten Zustand des Bodens (Anfangszustand)
ult	Größe im Bruchzustand des Bodens
'	effektive Größe

B Erläuterungen zur PIV-Methode bei den Modellversuchen

B.1 Grundlagen der Particle Image Velocimetry Method

Das Grundprinzip der *PIV*-Methode ist der Vergleich zweier Bildaufnahmen zu zwei aufeinanderfolgenden Zeitpunkten t_i und t_{i+1} , während dessen dem aufgenommenen Material eine Verschiebung widerfahren ist. Weist das untersuchte Material eine ausreichende Textur auf, ermöglicht dieses einer Berechnungssoftware eine statistisch hohe wahrscheinliche Wiedererkennung eines definierten Bildausschnittes (Patch) nach einer Verschiebung. Jedes aufgenommene Bild wird von der Berechnungssoftware in eine endliche Anzahl von Patches unterteilt, die i. d. R. vom Anwender in ihrer Größe wählbar sind. Die statistische Wahrscheinlichkeit der Wiedererkennung eines Patches berechnet sich über eine normalisierte Kreuzkorrelation (*NCCF*) (ILA, 2004). Das Ergebnis der *NCCF* wird dem Anwender i. d. R. in seiner Güte angegeben, bspw. über einen Plot der Korrelationsfunktion. Eindeutig ist das Ergebnis beim Vorliegen eines signifikanten Maximalwertes (Korrelations-Peak), der sich vom Hintergrundrauschen abhebt. Die neue Position des Patches zum Zeitpunkten t_{i+1} ist in dem Fall mit großer statistischer Wahrscheinlichkeit ermittelt. Ein nicht eindeutiges Ergebnis liegt vor, wenn mehrere Peak-Werte berechnet wurden. Der normalisierten Kreuzkorrelation nachgeschaltet werden können globale und lokale Filter. Diese ermöglichen i. d. R. eine Vernachlässigung von Berechnungsergebnissen mit definierbarer Abweichung vom Median. Eine weitere Verbesserung des Ergebnisses ist durch die Anwendung von nachgeschalteten adaptiven Kreuzkorrelationen (*ACC*) erreichbar. Berechnet die *NCCF* Verschiebungen überwiegend im Bereich ganzzahliger Pixelwerte, liefert die *ACC* in einem iterativen Prozess auch nicht ganzzahlige Werte. Die Patches sollten sich zwischen zwei Bildaufnahmen maximal um ihre halbe Größe überschneiden, der Suchbereich wird somit stets auf die doppelte Größe eines Patches festgelegt. Da ein Patch des Weiteren eine möglichst gute Bildauflösung aufweisen sollte, ist dies als Randbedingung bei der Festlegung der Größe der Verschiebung des Materials zwischen zwei aufeinanderfolgenden Bildaufnahmen zu beachten.

Sofern das untersuchte Material keine ausreichende Textur aufweist, muss diesem ein Markierungs-Partikel (Tracer) zugegeben werden. Zu Erfahrungen mit unterschiedlichen Bodenmaterialien bei bodenmechanischen Versuchen siehe Abschnitt 3.3.4 und Anhang B.3.

Nach Bestimmung der neuen Position eines jeden Patches wird als Berechnungsergebnis der *PIV*-Software ein Feld von Verschiebungsvektoren für jeden Patch ausgegeben. Ist die Zeitdifferenz zwischen zwei aufeinanderfolgenden Bildaufnahmen bekannt, können zudem Geschwindigkeiten einer Materialverschiebung ausgewertet werden. Bild B.1 zeigt schematisch den Ablauf des zuvor dargestellten Prinzips einer *PIV*-Auswertung.

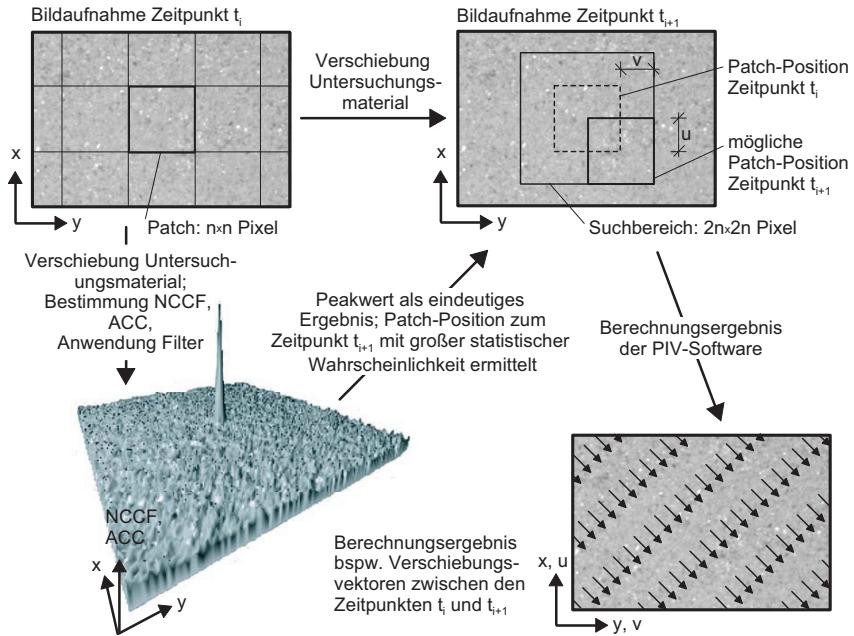


Bild B.1: Prinzip der Ergebnisberechnung mit PIV, angelehnt an *White et al. (2003)*

Abweichend zu den Definitionen dieser Arbeit sind in diesem Anhang die Verschiebungen in x -Richtung mit u und in y -Richtung mit v bezeichnet.

Auf Grundlage der ermittelten Verschiebungsvektoren für jeden Patch können zudem die Scher- und Normaldehnungen in einer Nachlaufrechnung abgeleitet werden. Diese berechnet die Software aus den Relativbewegungen der Bodenteilchen untereinander, schematisch dargestellt in Bild B.2. Relativverschiebungen quer zur Begrenzung der Patches liefern Normaldehnungen, relative Winkeländerungen führen zu Scherdehnungen. Starrkörperverdrehung können ebenfalls abgeleitet werden, sind jedoch bei den durchgeführten Modellversuchen von untergeordnetem Interesse. Starrkörperverschiebungen liefern keine Dehnungen. Die Berechnungen der Scherdehnungen $\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx}$ und Normaldehnungen ε_{xx} und ε_{yy} erfolgen nach den Gleichungen (B.1) und (B.2). Weiterführend siehe bspw. *Raffel et al. (2007)*.

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \right) \quad (\text{B.1})$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{du}{dx} \quad \text{und} \quad \varepsilon_{yy} = \frac{dv}{dy} \quad (\text{B.2})$$

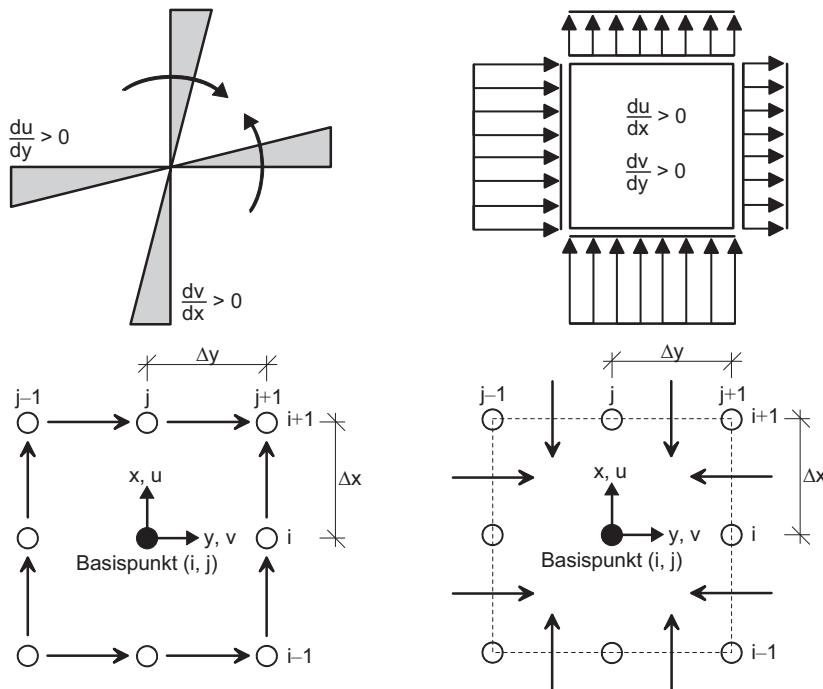


Bild B.2: Berechnungsprinzip der Scherdehnungen (links) und Normaldehnungen (rechts) auf einer Oberfläche mit PIV, nach Raffel et al. (2007)

B.2 Versuchstechnik und Vorgehensweise der PIV-Versuche

Die Fotoaufnahmen als Grundlage der PIV-Auswertungen erfolgten mit einer digitalen Spiegelreflexkamera, *Canon EOS 350*, mit der maximal möglichen Auflösung von 3456 x 2304 Pixel im verlustfreien *RAW*-Format. Die Kamera befand sich dabei 2,0 m oberhalb der Bodenoberfläche (Bild B.3). Um Vibrationen zu vermeiden, war die Festhaltekonstruktion der Kamera unabhängig vom Versuchsstand und die Aufnahmen wurden mittels Fernauslöser getätig. Die Belichtungsautomatik der Kamera wurde nach einmaligem Scharfstellen vor Versuchsbeginn deaktiviert, um eine gleichmäßige Belichtungszeit während eines Versuchsdurchgangs zu gewährleisten. Zudem kamen zwei Baustrahler mit je 1000 W zur gleichmäßigen Ausleuchtung der Bodenoberfläche zum Einsatz und der Laborraum wurde während des Versuchszeitraumes zur Vermeidung von Sonneneinstrahlung abgedunkelt.

Ausgewertet wurden die Aufnahmen mit dem Programm *VidPIV*, Version 4.3, Release 4.6 XP der Firma *ILA GmbH*. Die grundsätzliche Vorgehensweise der Durchführung eines jeden *PIV*-Versuchs war folgende:

- Versuchswagen in Ausgangslage bringen. Pfähle und Messtechnik installieren sowie Bodeneinbau (Abschnitt 3.5).
- Installation der Kamera (Bild B.3). Waagerechte Ausrichtung in *x-y*-Ebene mit Kreuzlibelle. Ausrichtung der Verdrehung um die *z*-Achse über ein temporär installierbares Ausrichtungskreuz auf dem Versuchswagen. Die Übereinstimmung des Kamera-Messfeldes mit den Fixierungspunkten des Ausrichtungskreuzes ermöglichte reproduzierbare Fotoausschnitte sowie Kameraausrichtungen.
- Ausleuchtung der Bodenoberfläche mit Baustrahlern.
- Letztmaliges Scharfstellen der Kamera bezogen auf die Bodenoberfläche.
- Fotoaufnahme eines Referenzkoordinatensystems, welches der Bodenoberfläche jeweils temporär aufgelegt wurde (Bild B.3). Waagerechte Ausrichtung in *x-y*-Ebene mit Kreuzlibelle. Ausrichtung der Verdrehung um die *z*-Achse durch Anlegen des Referenzkoordinatensystems an die Außenwände des Versuchswagens.
- Aufnahme eines ersten Fotos bei einer Wagenverschiebung von null. Weitere Aufnahmen je mm Vorschub der Presse.
Aufgrund der Verbindung Presse–Versuchswagen mit einem Stahlseil, welchem elastische Dehnungen widerfahren können, konnte ein zeitgleicher, größtmäßig identischer Vorschub von Presse und Versuchswagen nicht gewährleistet werden. Als Vergleichswert der *PIV*-Auswertungen diente die gemessene, gemittelte Verschiebung des Versuchswagens mittels 2 Wegaufnehmern.
- Umwandeln der Fotoaufnahmen im *RAW*-Format (Canon) ohne Datenverlust zu *TIFF*-Dateien im 8-bit Graustufenformat (3456 x 2304 Pixel).
- Auswertung der Aufnahmen mit dem Programm *VidPIV*. Manuelle Fixierung der Referenzkoordinaten mit dem Raster von 150 x 150 mm und einer Strichstärke von 3 Pixeln in der Software. Ausblenden der Randbereiche der Fotoaufnahmen.

Die weitere Auswertung mit *VidPIV* entspricht im Wesentlichen dem Vorgehen wie im Anhang B.1 beschrieben. Weitergehende Hinweise zur Vorgehensweise siehe *ILA (2004)*.

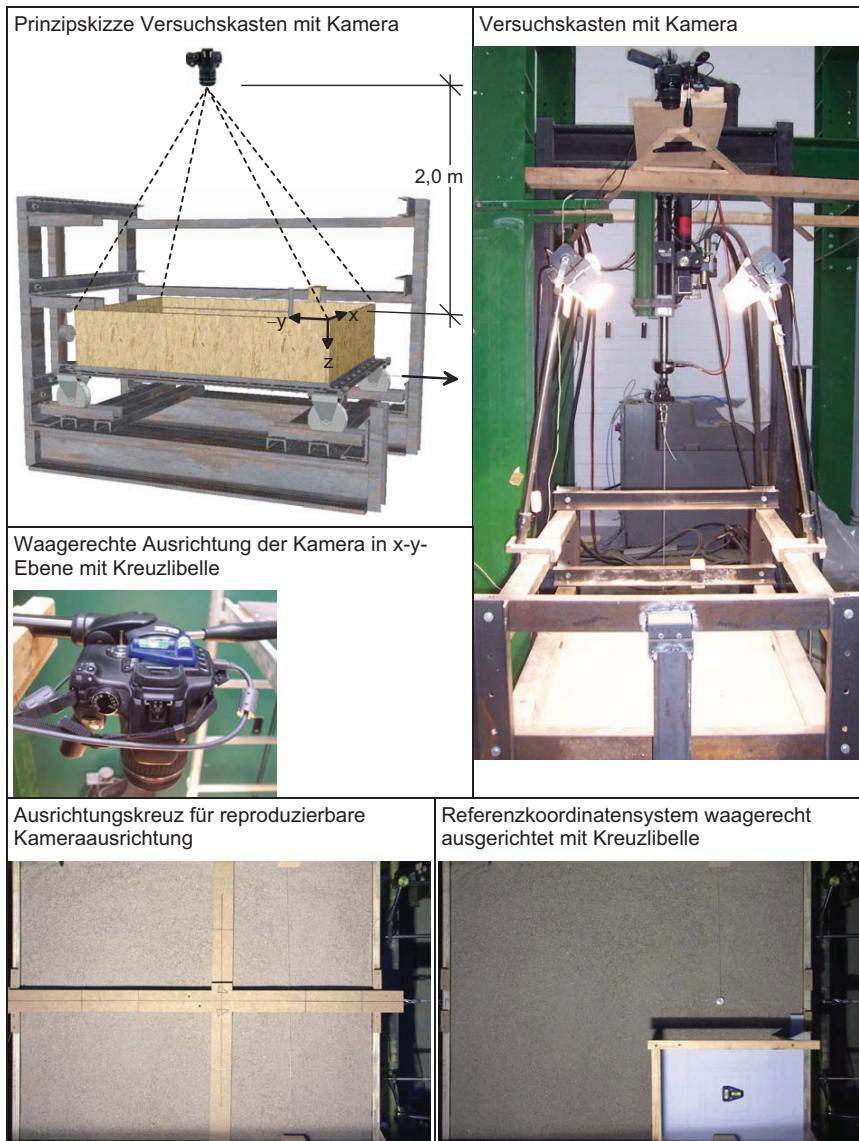


Bild B.3: Versuchstechnik bei den PIV-Versuchen

B.3 Untersuchungen zur Messunsicherheit der PIV-Versuche

DIN 1319-1 (1995) unterscheidet die Zusammensetzung von Messwerten in „wahren Wert“ sowie systematische und zufällige Messabweichungen. Während systematische Abweichungen i. d. R. determiniert und minimiert werden können, sind zufällige Abweichungen nur grob abschätzbar, da der Erwartungswert der Messung nicht genau bekannt ist. Ein Ausgleich ist nicht möglich. Der Schätzwert für den wahren Wert einer Messung ergibt sich auf Grundlage von Messwerten und bekannten systematischen Abweichungen. Die Unsicherheit über die Kenntnis des wahren Wertes wird als Messunsicherheit bezeichnet. Somit sind Messabweichungen Grundlage für eine Aussage über die Messunsicherheit. Bei der Durchführung von *PIV*-Versuchen ist u. a. mit den folgenden Messabweichungen zu rechnen:

- Systematische Messabweichungen:
 - Nicht waagerechte oder verdrehte Installation der Kamera oder des Referenzkoordinatensystems.
 - Fehlerhafte manuelle Fixierung der Referenzkoordinaten bei der *PIV*-Auswertung.
- Zufällige Messabweichungen:
 - Messgenauigkeiten der Wegaufnehmer bei Vergleich mit *PIV*-Ergebnissen.
 - Bildrauschen.
 - Approximation der Kreuzkorrelations-Algorithmen der *PIV*-Software. Die Abweichung kann mit 0,39 % angenommen werden (*Thomas, 2011*).

Die in Tabelle B.1 zusammengestellten Vorversuche dienten der Analyse der Messunsicherheiten der *PIV*-Methode mit den Untersuchungsschwerpunkten:

- 1) Einfluss der Größe der Verschiebung auf die Messergebnisse.
- 2) Einfluss des Bodenmaterials, Sand und Kaolin, auf die Messergebnisse.
- 3) Einfluss der ungenauen Kamerainstallation auf die Messergebnisse.

Tabelle B.1: Vorversuche zur Genauigkeitsprüfung der *PIV*-Versuche

Vorversuch	Kamerainstallation	Boden ¹⁾	Untersuchung
VV-01	gut reproduzierbar ausgerichtet, siehe Anhang B.2	Sand	1) und 2)
VV-02	gut reproduzierbar ausgerichtet, siehe Anhang B.2	Kaolin	1) und 2)
VV-03	Verdrehung $\varphi_x = 1^\circ$, siehe Bild B.5	Sand	3)
VV-04	Verdrehung $\varphi_y = 1^\circ$, siehe Bild B.5	Sand	3)
VV-05	Verdrehung $\varphi_z = 1^\circ$, siehe Bild B.5	Sand	3)

¹⁾ Angaben zum Sand siehe *Witzel (2004)* und *Heitz (2006)*, zu Kaolin Anhang C und Abschnitt 3.4

Grundlage der Untersuchungen war der mit Bodenmaterial gefüllte Wagen ohne Pfahl mit der Grundfläche von 112 cm x 84 cm (2,7 Pixel/mm). Je Vorversuch erfolgte eine Verschiebung Σu_i des Versuchswagens um zirka 10 mm, wobei nach zirka jedem Millimeter Verschiebung u_i ein Foto aufgenommen wurde. Zur Problematik eines konstanten Vorschubs des Versuchswagens siehe Anhang B.2. Die Verschiebungsmessung des Wagens fand mit zwei Wegaufnehmern (WA) statt (Tabelle 3.1), deren Mittelwert die Bezugsgröße darstellte. Dem gegenübergestellt wurden die mit der PIV-Methode berechneten mittleren Verschiebungen. Den Berechnungen der Messabweichungen liegen die Gleichungen B.3 bis B.5 zugrunde.

$$\Delta u_{i,\text{abs.}} = u_{i,\text{PIV}} - u_{i,\text{WA}} \quad [\text{in mm}] \quad (\text{B.3})$$

$$\Delta u_{i,\text{rel.}} = \frac{\Delta u_{i,\text{abs.}}}{u_{i,\text{WA}}} \cdot 100 \quad [\text{in \%}] \quad (\text{B.4})$$

$$\Sigma \Delta u_{i,\text{rel.}} = \frac{\Sigma u_{i,\text{PIV}} - \Sigma u_{i,\text{WA}}}{\Sigma u_{i,\text{WA}}} \cdot 100 \quad [\text{in \%}] \quad (\text{B.5})$$

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der Vorversuche VV-01 und VV-02 zeigt Bild B.4.

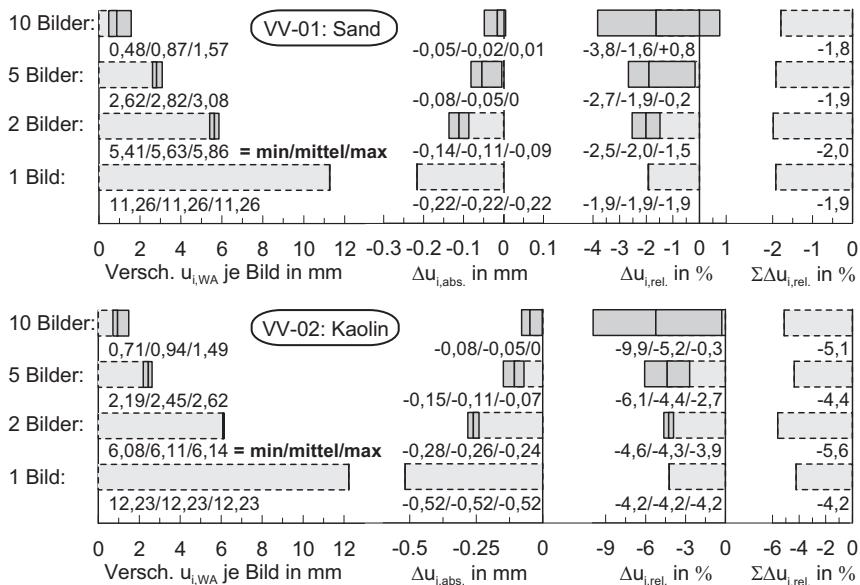


Bild B.4: Messabweichungen bei den PIV-Versuchen in Abhängigkeit der Größe der Verschiebung des Bodens und in Abhängigkeit des Bodenmaterials

Bei kleineren Bodenverschiebungen zeigen sich bodenunabhängig größere zufällige Messabweichungen mit Maximalwerten von zirka 4 % bei Sand und zirka 10 % bei Kaolin (Bild B.4). Kumuliert man diese zu einer Verschiebungsgröße von zirka 10 mm bildet sich eine relativ gleichmäßige zufällige Messabweichung heraus, die bei Sand mit zirka 2 % und bei Kaolin mit zirka 4,0 % bis 5,5 % angegeben werden kann. Messabweichungen können sowohl mit positivem wie negativem Vorzeichen auftreten. Auch kann festgestellt werden, dass die Untersuchung von nichtgranularen Materialien mit der *PIV*-Methode einer größeren zufälligen Messabweichung unterliegt, grundsätzlich aber möglich ist.

Zur Untersuchung der systematischen Messabweichung infolge Relativverdrehung zwischen Kamera und Referenzkoordinatensystem wurden die Vorversuche VV-03 bis VV-05 durchgeführt (Tabelle B.1 und Bild B.5). Es ergaben sich dabei im Vergleich zu VV-01 mit einer maximalen Messabweichung von zirka $\pm 4\%$ erhöhte Werte bis zu $\pm 8\%$.

Bei der Anwendung der *PIV*-Methode beim Versuchsprogramm mit Pfählen ist nicht damit zu rechnen, dass die festgestellten Messabweichungen einen erheblichen Einfluss auf die Untersuchungsergebnisse haben. Als Konsequenz der erhöhten Messabweichungen bei Untersuchungen mit Kaolin wurde die Oberfläche des Kaolins mit Sandpartikeln benetzt.

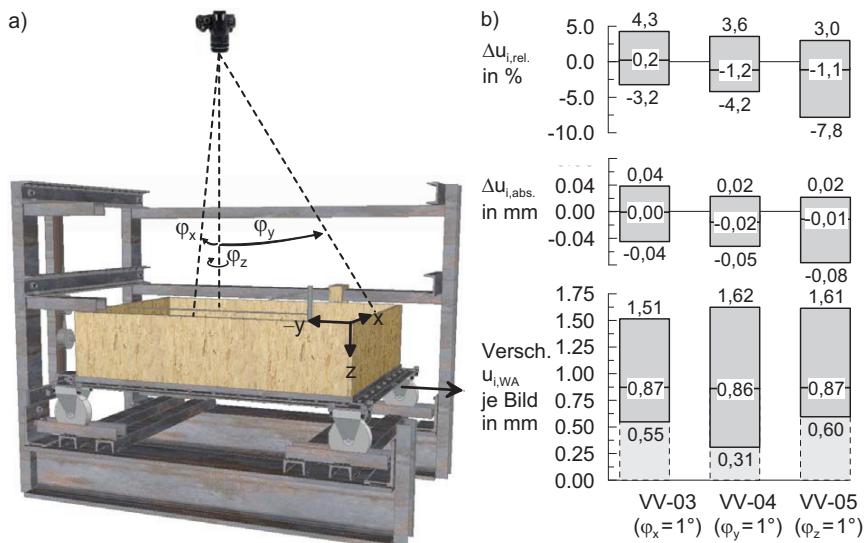


Bild B.5: Messabweichungen bei *PIV*-Auswertung bei um jeweils 1° verdrehter Kamerainstallation: a) Definition der Winkelverdrehungen, b) Messabweichungen

C Boden der Modell- und Laborversuche (Kaolin)

C.1 Materialeigenschaften und Versuchsprogramm

Das für die Modell- und Laborversuche verwendete Kaolin entstammt der Tongrube Burbach, Nordrhein-Westfalen (Kaolin weiß, Typ S 62) und fand am Fachgebiet bereits von *Soumaya (2005)* und *Becker (2009)* für Forschungsvorhaben Verwendung. Im Rahmen der Fragestellungen dieser Arbeit wurden zu den vorliegenden Versuchsergebnissen ergänzende Versuchsdurchführungen notwendig, die im Folgenden zusammengestellt sind. Dies umfasst die folgenden Laborversuche:

- 12 isotrop konsolidierte, undrainierte Triaxialversuche (CU-Versuche) mit varierten Abschergeschwindigkeiten und varierten Seitendruckspannungen $\sigma_{3,c}$,
- 4 eindimensionale Kompressionsversuche (Ödometer) mit denselben Versuchsrandbedingungen (Wiederholungsversuche),
- 54 Rahmenscherversuche (18 Versuchsreihen mit je 3 Einzelversuchen) mit varierten Abschergeschwindigkeiten und varierten Auflastspannungen σ' .

Zur Zusammenstellung bodenmechanischer Kenngrößen und der Körnungslinie des Materials siehe Abschnitt 3.4. Vergleichende Darstellungen der Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen zur Fragestellung der Abhängigkeit der undrainierten und effektiven Scherparameter von der Verformungsgeschwindigkeit sind in Abschnitt 4.2.3 zusammengestellt. Da bei den durchgeführten Rahmenscherversuchen im untersuchten Bereich der varierten Abschergeschwindigkeiten nur ein sehr geringer Einfluss auf die effektive Scherfestigkeit festgestellt werden konnte, sind bei den folgenden Ergebnisdarstellungen alle Rahmenscherversuche zusammengefasst. Eine Mineralanalyse und chemischen Analyse des Materials zeigt Bild C.1.

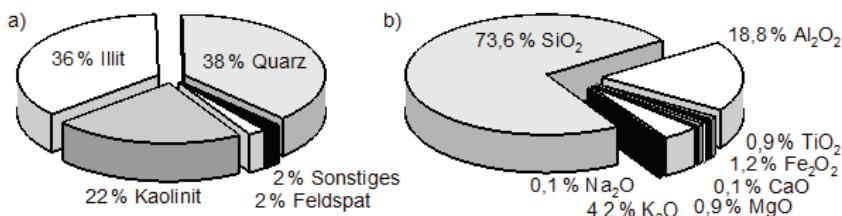


Bild C.1: Zusammensetzung des Kaolins nach Angaben des Anbieters: a) Mineralanalyse; b) chemische Analyse

C.2 Probenvorbereitung

Die Probekörper der Laborversuche aus Kaolin wurden im flüssigen Zustand hergestellt. Dabei erwies sich ein Einbauwassergehalt von etwa $w = 40\%$, der damit oberhalb der Fließgrenze von $w_L = 36,4\%$ liegt, als zweckmäßig. So konnte eine Minimierung von Luftein schlüssen im Material bei dessen Herstellung erzielt werden. Zudem konnte eine vergleichbare Ausgangsporenzahl stets mit hoher Genauigkeit erreicht werden, was eine hohe Homogenität der Proben sowie eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche ermöglichte. Das aufbereitete Kaolin wurde direkt in die Rahmen des Rahmenschergerätes und des Ödometerversuchs eingebaut. Die Herstellung der Triaxialproben geschah in einem Ausstechzylinder. Um eine standfeste Probe für den Einbau in die Triaxialzelle zu erhalten, war ein kurzzeitiges Einfrieren der Probekörper notwendig. Eine mögliche Störung der Bodenstruktur beim Gefriervorgang kann vernachlässigt werden, da Kaolin unmittelbar nach dessen Aufbereitung ein strukturiloses Material ist (Abschnitt 3.4).

Soumaya (2005) konnte mit ebenso hergestellten Kaolinproben in Rahmenscher-, Triaxial- und Ödometerversuchen gute Übereinstimmungen zu den Ergebnissen mit See- und Beckenton feststellen. Auf eine Vorkonsolidierung der Proben vor deren Einbau in die Laborversuchsgeräte, wie von *Lin/Penumadu (2005)* und *Becker (2009)* durchgeführt, wurde zur Beschleunigung des Versuchsprogramms verzichtet.

C.3 Isotrop konsolidierte, undrainierte Triaxialversuche (CU-Versuche)

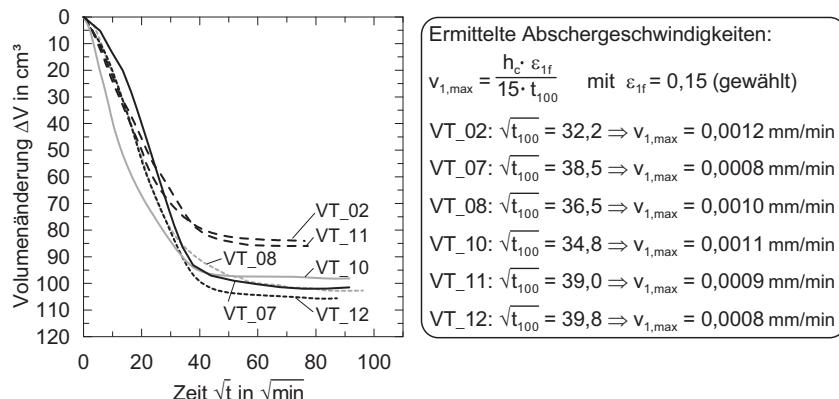


Bild C.2: Zeit-Volumenänderungslinien der Triaxialversuche mit Bestimmung von t_{100} und der maximalen Abschergeschwindigkeit $v_{1,\max}$ an 6 ausgewählten Versuchen

Tabelle C.1: Parameter, Abmessungen und Zustandsgrößen der Triaxialversuche

Versuch	$\sigma_{3,c}$ in kN/m ²	v_l in mm/min	h_0 in cm	D_0 in cm	w_0 in %	e_0	$S_{r,0}$	w_A in %	h_c in cm
Versuche mit $v_l = 0,01$ mm/min									
VT_02	100	0,01	10,35	9,88	40,20	1,24	0,96	28,93	9,38
VT_07	300	0,01	10,55	9,90	39,48	1,25	0,93	25,22	9,40
VT_08	200	0,01	11,00	9,95	39,66	1,21	0,97	27,23	10,00
VT_10	200	0,01	11,40	9,87	39,58	1,25	0,93	25,97	10,30
VT_11	100	0,01	10,92	9,90	39,68	1,20	0,97	28,19	9,90
VT_12	300	0,01	10,97	9,92	39,79	1,22	0,97	24,91	9,58
Versuche mit $v_l = 0,1$ mm/min									
VT_01	100	0,1	10,50	9,90	40,24	1,25	0,95	28,31	9,89
VT_03	200	0,1	10,30	9,94	39,80	1,20	0,98	26,55	9,63
VT_04	300	0,1	10,72	9,94	39,62	1,22	0,95	–	9,80
VT_05	100	0,1	10,15	9,89	40,45	1,22	0,98	28,84	9,61
VT_06	300	0,1	10,12	9,94	40,45	1,22	0,98	24,26	9,17
VT_09	200	0,1	10,82	9,91	39,99	1,23	0,96	–	9,76

Legende:

- $\sigma_{3,c}$: Konsolidationsspannung
- v_l : Abschereschwindigkeit
- h_0 , D_0 : Probenhöhe bzw. Probendurchmesser beim Probeneinbau
- e_0 ; $S_{r,0}$: Porenzahl bzw. Sättigungsgrad beim Probeneinbau
- w_0 ; w_A : Wassergehalt der Probe beim Probeneinbau bzw. -ausbau
- h_c : Höhe der Probe nach der Konsolidation und vor dem Abscheren
- : keine Messwerte vorhanden

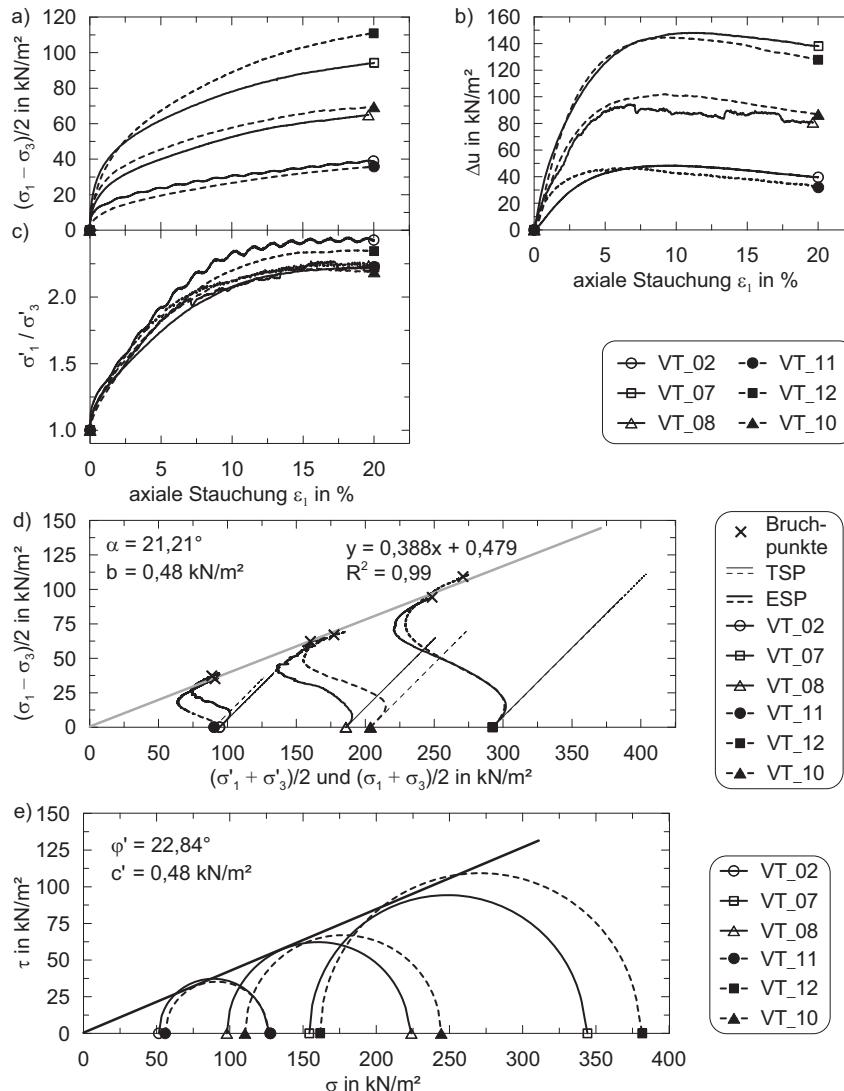


Bild C.3: Versuchsergebnisse mit der Abschergeschwindigkeit $v_1 = 0,01 \text{ mm/min}$: a) Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, b) Porenwasserüberdruck Δu und c) Spannungsverhältnis σ'_1 / σ'_3 über axiale Stauchung ε_1 ; d) Spannungspfade und e) Spannungskreise mit Angabe der effektiven Scherparameter ϕ' und c'

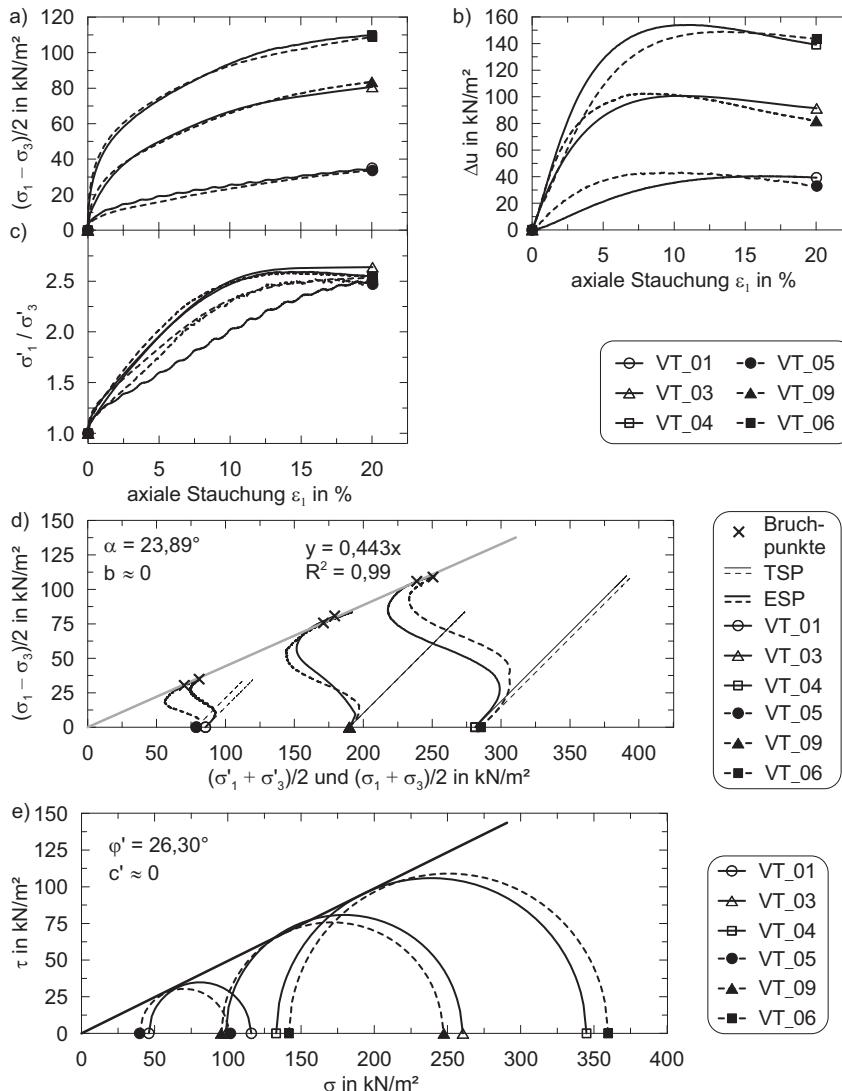
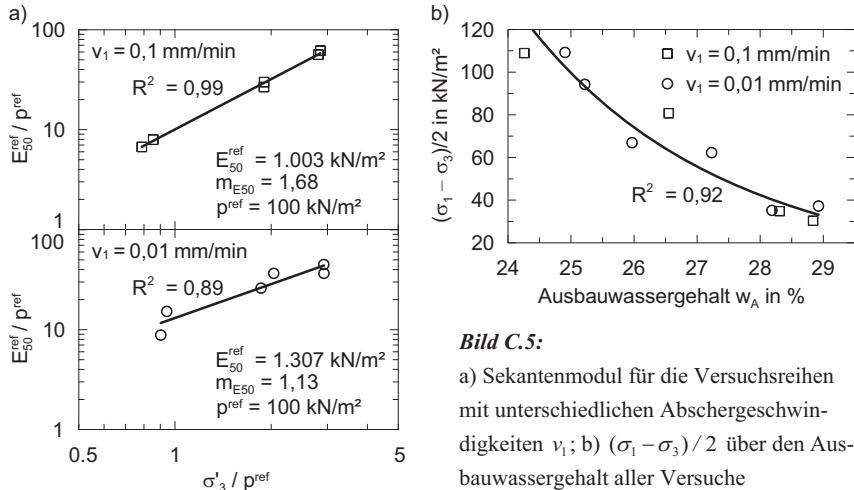


Bild C.4: Versuchsergebnisse mit der Abschergeschwindigkeit $v_1 = 0,1$ mm/min: a) Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, b) Porenwasserüberdruck Δu und c) Spannungsverhältnis σ'_1 / σ'_3 über axiale Stauchung ε_1 ; d) Spannungspfade und e) Spannungskreise mit Angabe der effektiven Scherparameter φ' und c'

**Bild C.5:**

a) Sekantenmodul für die Versuchsreihen mit unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten v_1 ; b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ über den Ausbauwassergehalt aller Versuche

C.4 Eindimensionaler Kompressionsversuch (Ödometerversuch)

Tabelle C.2: Parameter, Abmessungen und Zustandsgrößen der Ödometerversuche

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	w_0 in %	e_0	$S_{r,0}$	ρ_0 in g/cm^3	$\rho_{d,0}$ in g/cm^3	w_A in %
VÖ_01	1,98	7,14	38,07	1,122	0,92	1,763	1,277	29,59
VÖ_02	1,96	7,14	38,07	1,117	0,93	1,767	1,280	29,72
VÖ_03	1,99	7,13	38,07	1,116	0,93	1,768	1,281	30,36
VÖ_04	1,99	7,15	38,07	1,098	0,94	1,783	1,292	30,61
Mittel	1,98	7,14	38,07	1,113	0,93	1,771	1,282	30,07

Legende: h_0, D_0 : Probenhöhe bzw. Probendurchmesser beim Probeneinbau
 $e_0, S_{r,0}$: Porenzahl bzw. Sättigungsgrad beim Probeneinbau
 w_0, w_A : Wassergehalt der Probe beim Probeneinbau bzw. -ausbau
 $\rho_0, \rho_{d,0}$: Feuchtedichte bzw. Trockendichte beim Probeneinbau

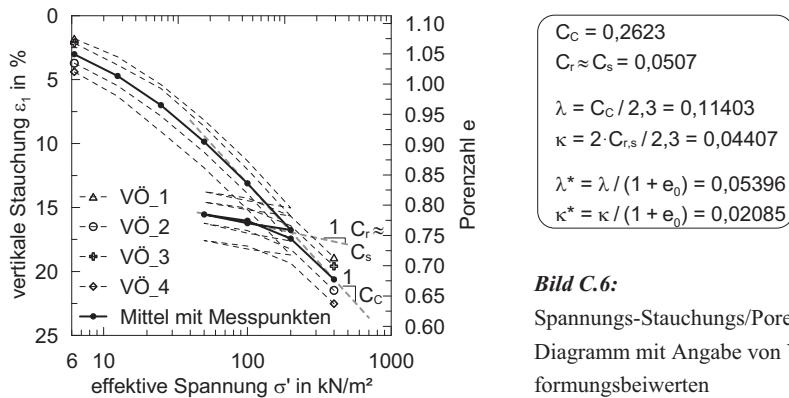


Bild C.6:

Spannungs-Stauchungs/Porenzahl-Diagramm mit Angabe von Verformungsbeiwerten

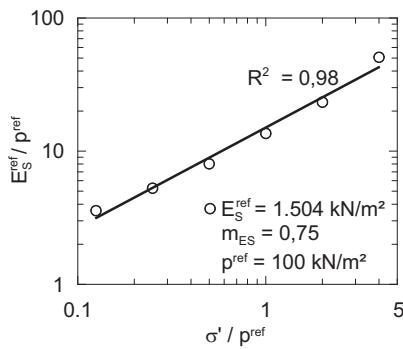


Bild C.7:

Steifemodul für die Erstbelastung

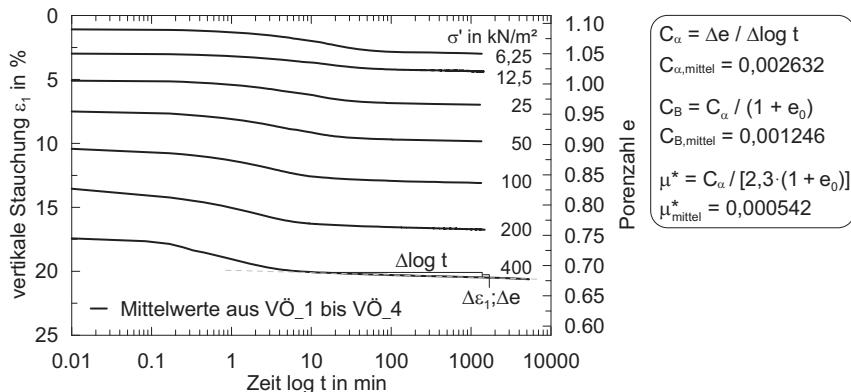
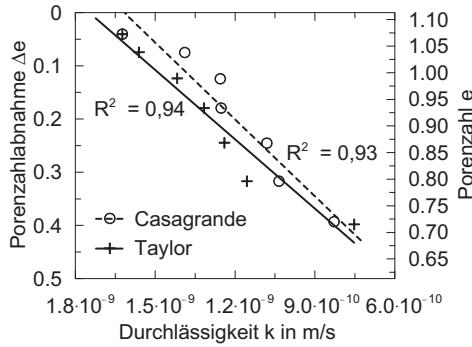


Bild C.8: Zeit-Stauchungs/Porenzahl-Diagramm mit Angabe von Kriechbeiwerten



Casagrande (1936):

$$k = -2,076 \cdot 10^{-9} \cdot \Delta e_0 + 1,617 \cdot 10^{-9}$$

$$k_{\text{mittel}} = 1,209 \cdot 10^{-9} \text{ m/s } (e_0 = 1,113 - 0,720)$$

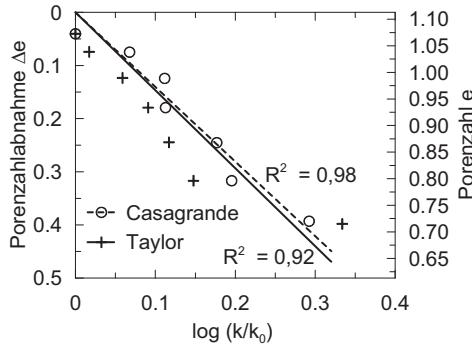
Taylor (1948):

$$k = -2,302 \cdot 10^{-9} \cdot \Delta e_0 + 1,748 \cdot 10^{-9}$$

$$k_{\text{mittel}} = 1,295 \cdot 10^{-9} \text{ m/s } (e_0 = 1,113 - 0,720)$$

Bild C.9:

Porenzahl-Durchlässigkeits-Verhalten mit Angabe der Durchlässigkeiten k_y



$$c_k = \Delta e / \log(k/k_0)$$

Casagrande (1936):

$$\log(k/k_0) = 0,712 \cdot \Delta e \Rightarrow c_k = 1,404$$

Taylor (1948):

$$\log(k/k_0) = 0,682 \cdot \Delta e \Rightarrow c_k = 1,467$$

$$k_0 = 1,62 \cdot 10^{-9} \text{ bei } \sigma' = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

Bild C.10:

Ableitung der Änderung der Durchlässigkeiten mit der Porenzahl c_k

C.5 Rahmenscherversuche

Die quaderförmigen Probekörper hatten die Abmessungen 63,2 mm x 63,2 mm bei einer Ausgangshöhe nach Einbau von $h_0 = 30,3$ mm.

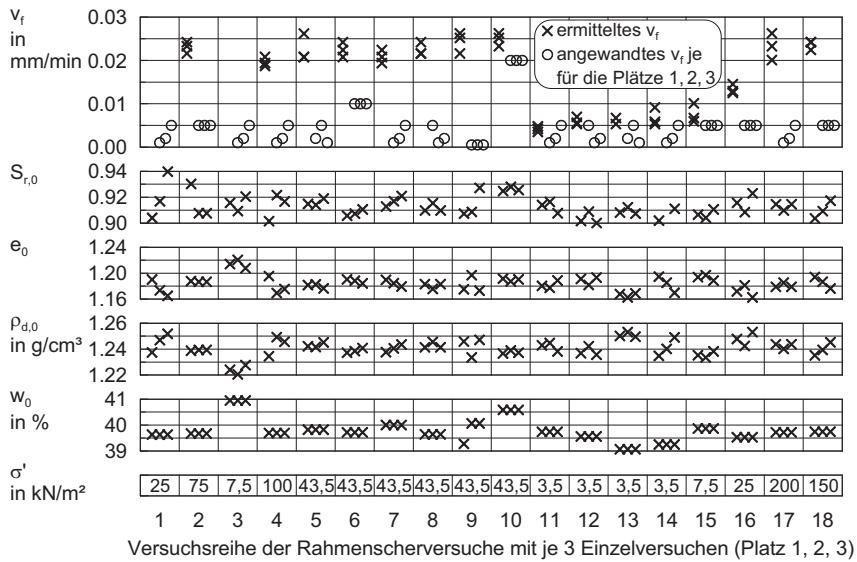


Bild C.11: Parameter, Abmessungen und Zustandsgrößen der Rahmenscherversuche

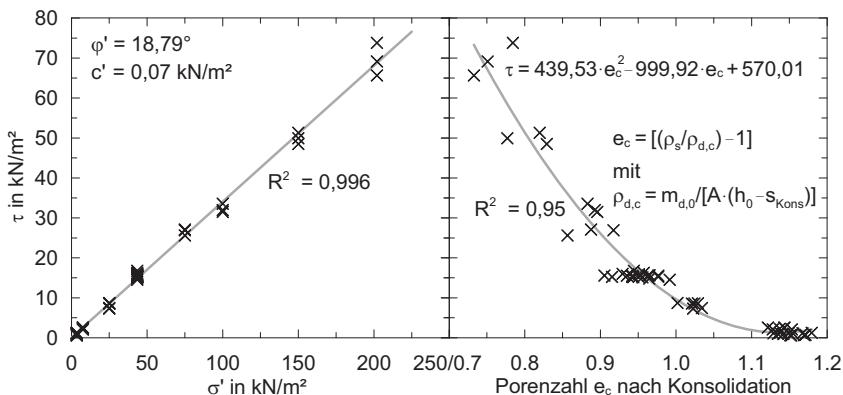


Bild C.12: Scherfestigkeit τ_f in Abhängigkeit der Auflastspannung σ' und der Porenzahl e_c nach der Konsolidation mit Angabe der effektiven Scherparameter ϕ' und c'

D Messtechnik bei den Modellversuchen

D.1 Labordrucksonde

Bei der Durchführung von Modellversuchen kann es beim Einbau der Böden aufgrund verschiedenster Randbedingungen vorkommen, dass der vor dem Versuch festgelegte Zustand des Bodens nicht erreicht wird. Dies kann zu Unsicherheiten bei der Interpretation der Ergebnisse führen. Deshalb wurde mittels einer Labordrucksonde nach jedem Versuch geprüft:

- ob der Boden gleichmäßig eingebaut wurde und
- ob der Boden den Zustand aufweist, der entsprechend den Randbedingungen beim Einbau erreicht werden sollte.

Die verwendete Labordrucksonde ist in *Lüking (2010)* beschrieben. Da bei den Modellversuchen der Boden nur bis in 20 cm Tiefe und mit i. d. R. weicher Konsistenz anstand, wurde im Vergleich zu *Lüking (2010)* ein größerer Kegel als Aufsatz verwendet. Somit wurde der Spitzenwiderstand im Boden erhöht, was Messwerte der applizierten Dehnmessstreifen (DMS) im vom Hersteller empfohlenen Messbereich ermöglichte. Die Abmessungen der Labordrucksonde zeigt Bild D.1. Da die Drucksonde nur Vergleichswerte zwischen Vorversuchen und Modellversuchen liefern sollte, konnte von den normativ festgelegten Abmessungen des Kegels für Drucksonden abgewichen werden.

Die Ableitung der Spannungen auf den Kegel (Spitzenwiderstand q_c) erfolgt über die Messwerte zweier Dehnmessstreifen (DMS) und den Gleichungen (D.1) und (D.2). Die DMS sind auf ein rechteckiges Stahlvollprofil appliziert, das die Verbindung zwischen Kegel und Ge stänge der Labordrucksonde herstellt (Bild D.1). Weitere Informationen zur Labordrucksonde sind *Lüking (2010)* zu entnehmen.

$$\varepsilon = \frac{1}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot R \quad (\text{D.1})$$

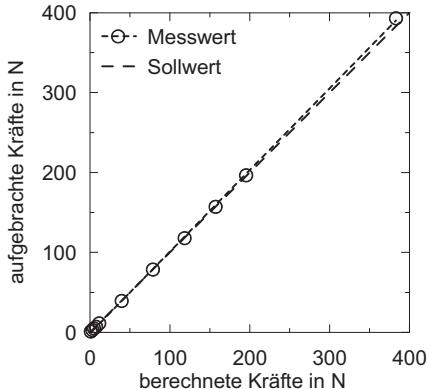
$$q_c = E \cdot \varepsilon \quad (\text{D.2})$$

mit:	ε	Dehnung (Berechnungswert)
	ν	Poissonzahl des Stahls, $\nu = 0,28$
	k	DMS-spezifischer Faktor, $k = 1,98$
	R	Widerstandsänderung (Messwert) in mV/V
	q_c	Spitzenwiderstand der Labordrucksonde in MN/m ² (Berechnungswert)
	E	Elastizitätsmodul des Stahls, $E = 210.000 \text{ MN/m}^2$

<p>Skizze Labordrucksonde</p> <p><u>Längsschnitt</u></p> <p>Alle Längenangaben in mm</p>	<p>Foto: Labordrucksonde</p> <p>Foto: Detailansicht Kegel</p> <p>Einbringung der Labordrucksonde</p>
---	---

Bild D.1: Aufbau der Laborsonde und Einbringung in den Versuchsboden

Vor der Anwendung der Labordrucksonde bei den Modellversuchen erfolgte eine Kalibrierungskontrolle, indem auf die Labordrucksonde (mittels Gewichten) Kräfte im Bereich der später bei den Modellversuchen zu erwarteten Spitzenwiderstände q_c aufgebracht wurden. Dabei konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den aufgebrachten Kräften und den Berechnungswerten der Kräfte über die Messwerte der DMS nach Gleichung (D.1) und Gleichung (D.2) festgestellt werden (Bild D.2).

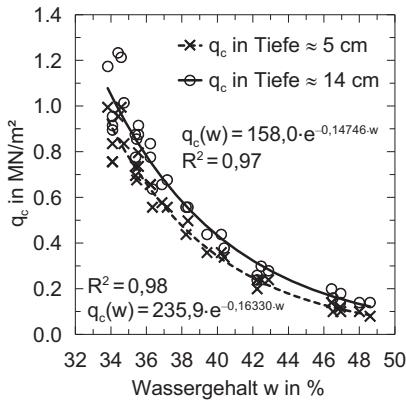
**Bild D.2:**

Aufgebrachte Kräfte auf die Labordrucksonde vs. berechnete Kräfte aus Messwerten der DMS

Um die definierten Anforderungen beim Bodeneinbau bei den Modellversuchen erfüllen zu können, war es notwendig, Vorversuche mit der Labordrucksonde und dem Boden der Modellversuche (Kaolin) durchzuführen. Der Wassergehalt des Kaolins wurde wie bei den Modellversuchen zwischen etwa $w \approx 34\%$ bis $w \approx 49\%$ variiert. Das Bodenbehlätnis der Vorversuche war ein Stahlwürfel mit Kantenlängen von jeweils 20 cm. Der Bodeneinbau erfolgte wie im Abschnitt 3.5 beschrieben.

Anschließend wurde die Labordrucksonde mit einer Kurbelkonstruktion und einer Geschwindigkeit v von zirka 1,5 mm/s bis 2,1 mm/s – wie auch bei den Modellversuchen – in den Boden eingedrückt (Bild D.1). Dabei war mit einem Einfluss der Eindrückgeschwindigkeit auf das Messergebnis zu rechnen. Bei einer Untersuchung mit etwa doppelter Eindrückgeschwindigkeit von $v \approx 4$ mm/s für drei unterschiedliche Zustände des Kaolins konnte jedoch kein signifikanter Einfluss festgestellt werden, (Bild D.4 b).

Es wurden 31 Vorversuche durchgeführt. Den charakteristischen Verlauf des Spitzenwiderstands q_c über die Tiefe zeigt Bild D.4. Zu den Spitzendrücken q_c über den Wassergehalt w des Kaolins für die Einbindetiefen 5 cm und 14 cm der Labordrucksonde siehe Bild D.3. Es lässt sich mit Hilfe des Bestimmtheitsmaßes R^2 eine gute Übereinstimmung im Vergleich zu dem Zusammenhang zwischen der undrainierten Kohäsion c_u und dem Wassergehalt w nach Bild 3.7 feststellen.

**Bild D.3:**

Spitzendrücke q_c der Labordrucksonde über den Wassergehalt w des Kaolins für die Einbindetiefen 5 cm und 14 cm

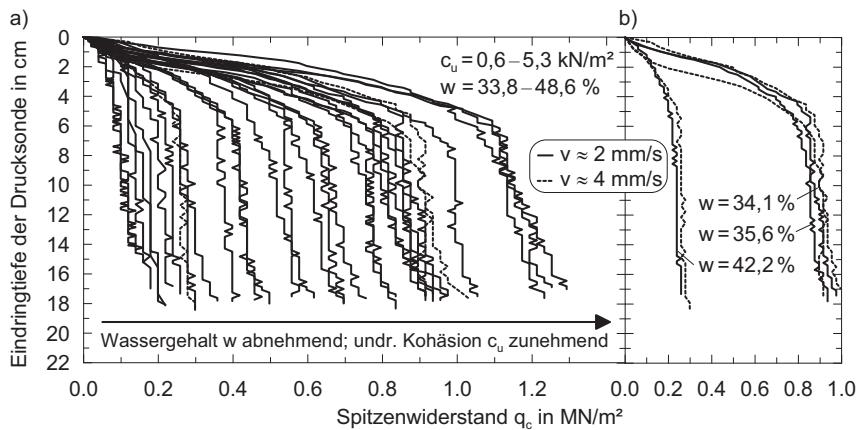


Bild D.4: Vorversuche zu Sondierungen mit der Labordrucksonde in Kaolin: a) Spitzenwiderstände über die Eindringtiefe; b) Variation der Eindrückgeschwindigkeit v

D.2 Laborflügelsonde

Bei der Durchführung der Modellversuche wurde die undrainierte Kohäsion c_u mittels einer Laborflügelsonde an verschiedenen Orten des Bodens bestimmt. Dies ermöglichte u. a. – neben den Drucksondierungen – eine weitere Kontrolle der Gleichmäßigkeit des Bodeneinbaus. Mit einem vierblätterigen Flügel mit 25,4 mm Durchmesser und 50,8 mm Länge konnte ein Messbereich bis $c_u = 12,5 \text{ kN/m}^2$ abgedeckt werden. Beim Messvorgang wurde die Sonde

mit einer sehr langsam und konstanten Geschwindigkeit gedreht. Die Ablesegenauigkeit ist bis zu einem Wert von $\Delta c_u \approx \pm 0,05 \text{ kN/m}^2$ möglich, was insbesondere bei sehr kleinen c_u -Werten eine hohe Ungenauigkeit bei der Bestimmung der c_u -Werte bedeutet.

Es wurden 31 Vorversuche zur Herstellung und dem Einbau von Kaolin in einem Stahlwürfel durchgeführt (s. a. Abschnitt D.1). Nach jeweils einer Messung mit der Labordrucksonde erfolgten jeweils 8 Messungen mit der Laborflügelsonde. Der jeweilige Mittelwert von c_u über den Wassergehalt w ist in Bild 3.7 dargestellt.

D.3 Porenwasserdruckgeber

Hinweise zu Bauart, Messbereich und Messgenauigkeit der Porenwasserdruckgeber (PWD-Sensoren) finden sich im Abschnitt 3.3.3. Die Kalibrierung der Sensoren wurde von *Bekker (2009)* anhand einer hydrostatischen Wassersäule vorgenommen. Eine Prüfung der Kalibrierung über einen geeichten Druckgeber lieferte gute Ergebnisse (Bild D.5).

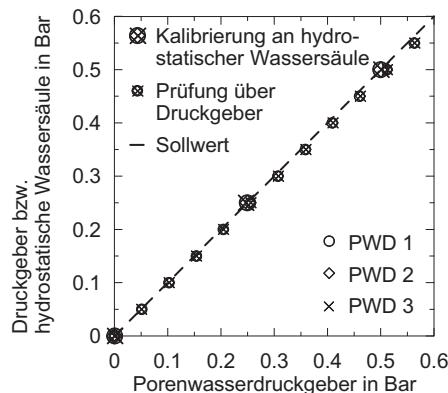


Bild D.5:

Kalibrierung und Prüfung der bei den Modellversuchen verwendeten Porenwasserdruckgeber

Zur Untersuchung der Funktionalität der PWD-Sensoren unter Einbaubedingungen in Kaolin wurden Vorversuche durchgeführt. Dazu diente ein Versuchszylinder mit einer Höhe des eingeschlossenen Kaolins von zirka 20 cm und einem Innendurchmesser von 15,2 cm. Das Kaolin konnte nach oben und unten konsolidieren und wurde mit einer Stahlplatte und aufgebrachten Kräften (mittels Gewichten) zu definierten Zeitpunkten belastet. Zur Versuchstechnik siehe Bild D.6.

Der Untersuchungsschwerpunkt lag bei den folgenden unterschiedlichen Messaufbauten:

- Schlauchdicken mit den Innendurchmessern d_i von 0,5 mm und 4,0 mm.
- Befüllungen der Schläuche mit Wasser und Silikonöl (kinematische Viskosität des Silikonöls mit 1000 cSt = 1000 mm²/s).
- Filtersysteme zum Schutz der Schläuche vor Eindringung von Bodenteilchen, was i. d. R. zum Ausfall der Messungen führt, zusammengestellt in Bild D.7.

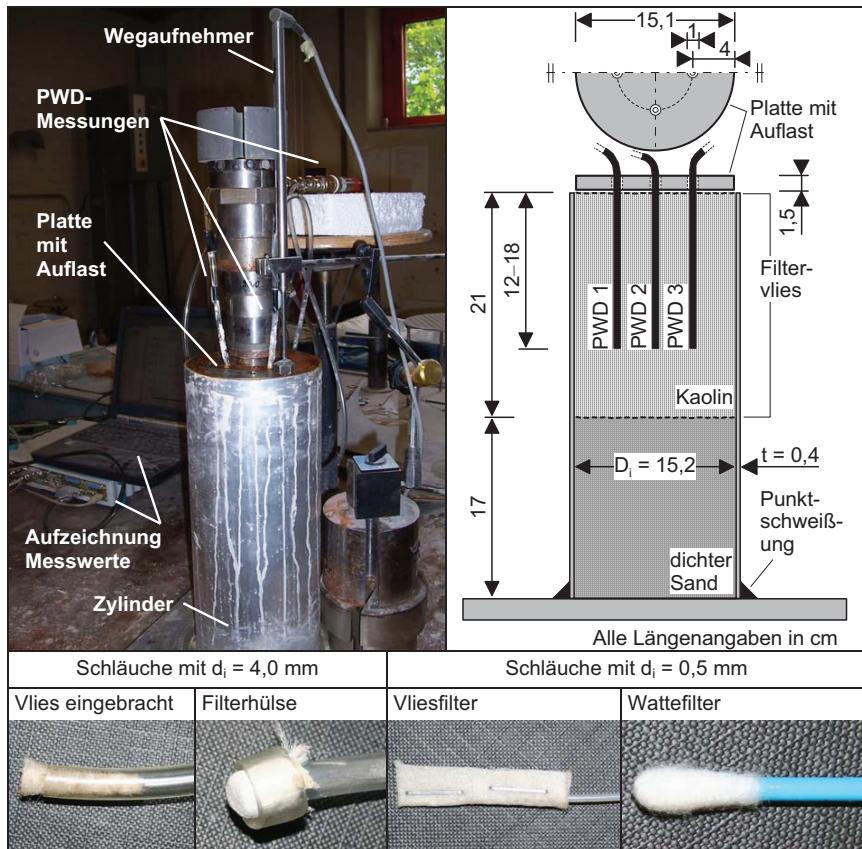


Bild D.6: Versuchstechnik der Vorversuche zu PWD-Messungen (oben) und untersuchte Filtersysteme (unten)

Ausgewählte Ergebnisse der PWD-Messungen der Vorversuche sind im Bild D.7 dargestellt. Folgende Schlussfolgerungen konnten aus den Vorversuchen abgeleitet werden:

- Langzeitmessungen (Konsolidationsvorgang) unterliegen oft schwer zu interpretierenden Schwankungen, z. B. aufgrund Temperaturänderungen. Hingegen konnten kurzzeitige PWD-Anstiege hervorgerufen durch Auflastaufbringung auf den Boden überwiegend zuverlässig gemessen werden, sofern die Sensoren nicht zuvor ausgefallen waren, vgl. z. B. VVKP 01 mit VVKP 02.
- Beide Schlauchdicken mit Wasserbefüllung und ohne Schutz vor Eindringung von Bodenteilchen lieferten keine zuverlässigen Ergebnisse und fielen fast immer direkt nach dem Einbau aus.
- Problematisch sind Lufteinschlüsse in den Schläuchen, die schwer interpretierbare Ergebnisse zur Folge haben. Während Lufteinschlüsse bei dicken Schläuchen gut erkennbar sind, ist dies bei sehr dünnen Schläuchen nur schwer möglich. Abhilfe konnte eine möglichst dunkle Färbung des Wassers schaffen, wobei unterschiedliche Färbemittel getestet wurden. Dabei lieferte die Verwendung von Tinte, die i. d. R. eine Dispersion ohne Bindemittel darstellt, gute Ergebnisse.
- Anfangswerte der PWD-Messungen kurz nach Einbau sind nur schwer interpretierbar und unter Bodeneigengewicht in geringen Tiefen außerhalb des sinnvoll messbaren Bereiches.
- Schlauch mit $d_i = 0,5$ mm und Wasserbefüllung reagierten träger auf eine Auflastaufbringung als Schlauch mit $d_i = 4,0$ mm, vgl. VVKP 02.
- Bei Silikonbefüllung konnte bei Schläuchen mit $d_i = 4,0$ mm ohne Schutz vor Eindringung von Bodenteilchen gute Messwerte erzielt werden, vgl. VVKP 03. Während dessen erwiesen sich Schlauch mit $d_i = 0,5$ mm und Silikonbefüllung mit der untersuchten Viskosität als unbrauchbar.
- Die Filtersysteme „Filterhülse“ bei Schläuchen mit $d_i = 4,0$ mm und „Vliesfilter“ bei Schläuchen mit $d_i = 0,5$ mm lieferten insgesamt die zuverlässigsten Messwerte.
- Insgesamt lag eine hohe Ausfallrate bei den Porenwasserdruckmessungen vor.

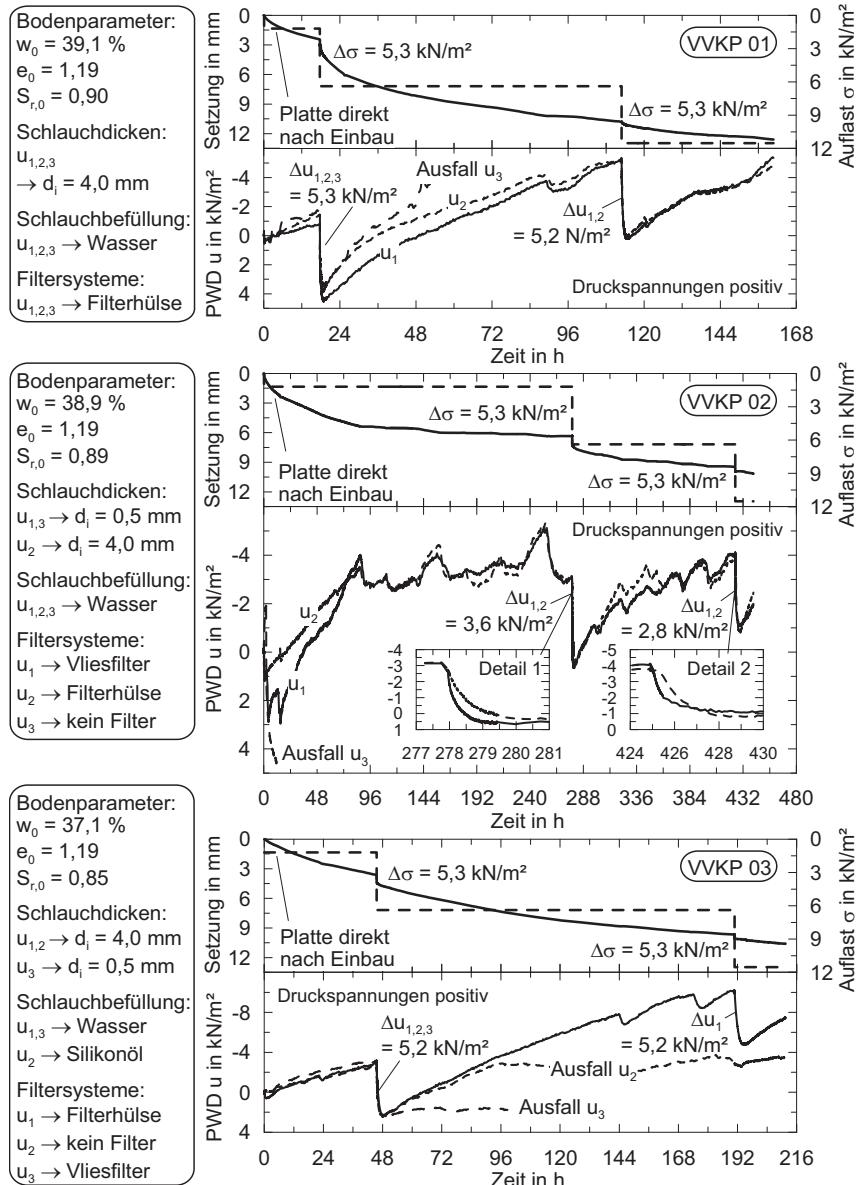


Bild D.7: Messergebnisse der Vorversuche zu PWD-Messungen

E Zusammenstellung der Modellversuche

E.1 Allgemeines

Im Folgenden sind die Ergebnisse aller durchgeföhrten Modellversuche sowie die numerischen Analysen dieser Modellversuche zusammengestellt. Angaben zu den Versuchsaufbauten finden sich im Kapitel 3, die numerischen Modelle sind im Abschnitt 5.3 beschrieben. Bei Ermittlung der Einflussbereiche der Pfähle auf die Bodenverschiebung wurde für die *PIV*-Auswertungen die Genauigkeit auf 1 % bis 2 % festgelegt. Ein geringer Interpretationsspielraum konnte bei diesen Auswertungen verfahrensbedingt nicht verhindert werden. Die Einflussbereiche der Pfähle auf die Bodenverschiebung sind in etwa bei den Bodenverschiebungen y/d_s bzw. y/a_s von 0,1; 0,2; 0,5 und 1,0 dargestellt.

E.2 Modellversuche mit Einzelpfählen

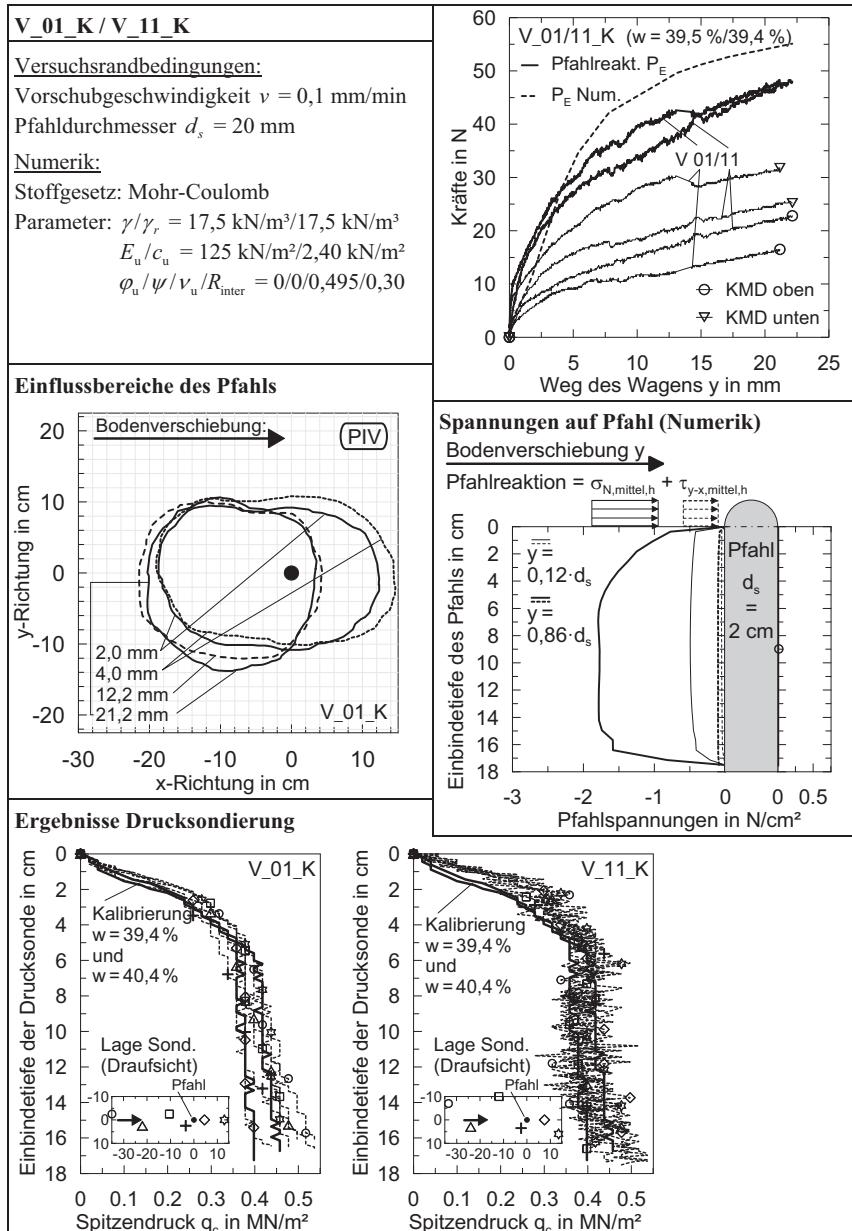
Tabelle E.1 stellt die durchgeführten Modellversuche mit Einzelpfählen in Kaolin zusammen. Eine Drucksondierung nach dem Abscheren wurde bei allen Versuchen durchgeführt.

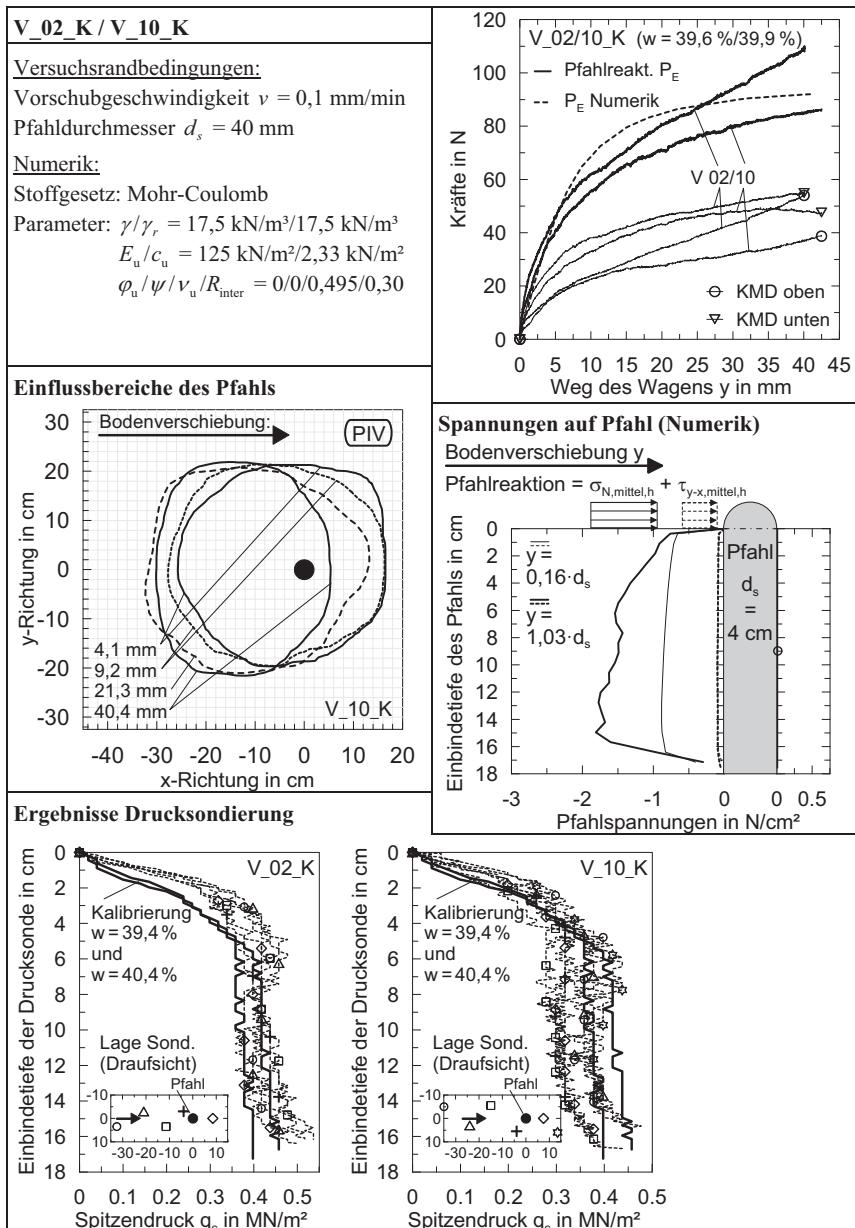
Tabelle E.1: Zusammenstellung der Modellversuche mit Einzelpfählen

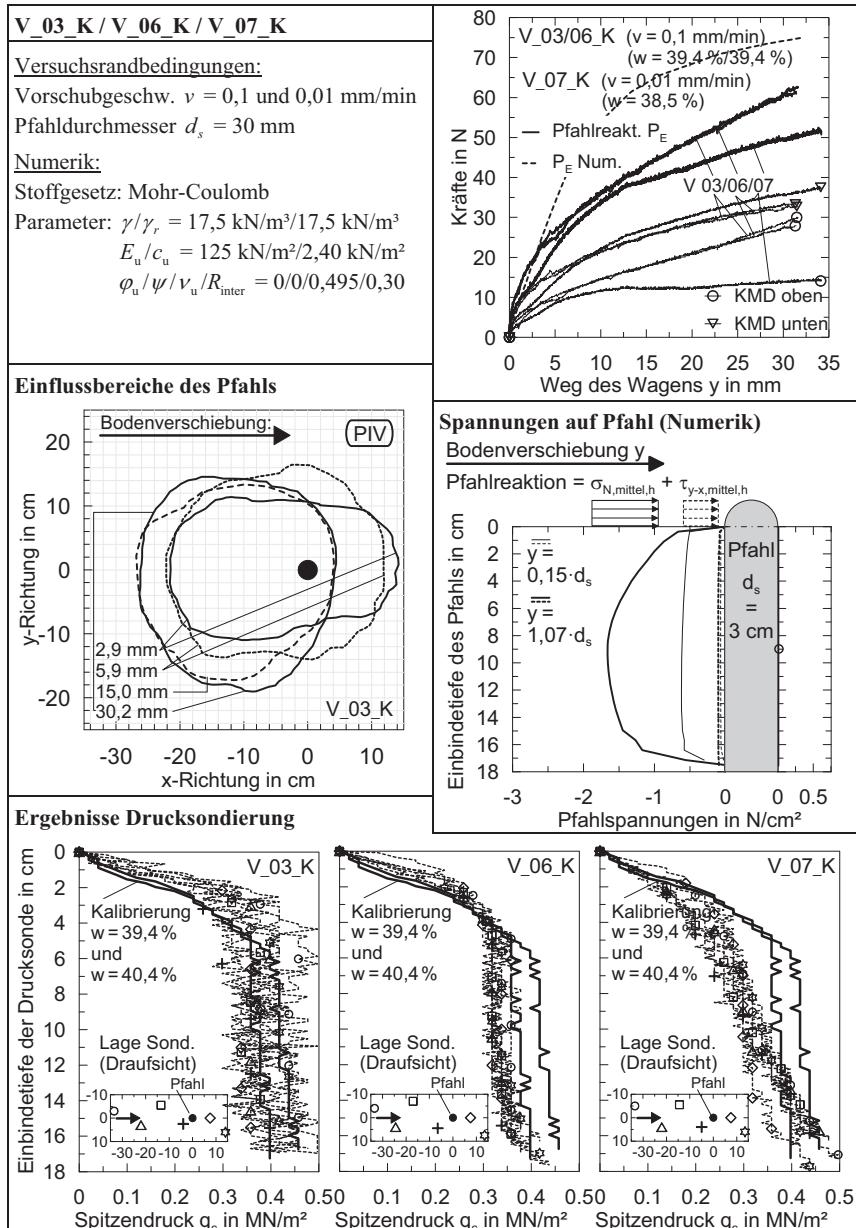
Bezeichnung Versuch	Versuchsboden beim Ausbau ¹⁾					Pfahl Form	Abmes- sung	Ober- fläche	PIV	Vor- schub v in
	w_{mittel} in %	$\rho_{\text{mittel}} / \rho_{d,\text{mittel}}$	$e_{0,\text{mittel}}$	$S_{r,\text{mittel}}$	$c_{u,\text{mittel}} / c_{u,\text{cal}}^{2)}$					
V_01_K	39,5	–	–	–	2,49/2,35	rund	20 mm	glatt	+	0,1
V_02_K	39,6	–	–	–	2,53/2,33	rund	40 mm	glatt	+	0,1
V_03_K	39,4	1,77/1,27	1,14	0,94	2,34/2,40	rund	30 mm	glatt	+	0,1
V_04_K	39,2	1,78/1,28	1,12	0,95	2,71/2,47	rund	30 mm	glatt	+	1
V_05_K	39,0	1,77/1,27	1,13	0,94	2,35/2,56	quad.	30 mm	glatt	+	0,1
V_06_K	39,4	1,76/1,27	1,14	0,94	2,42/2,39	rund	30 mm	glatt	+	0,1
V_07_K	38,5	1,78/1,28	1,11	0,94	2,69/2,74	rund	30 mm	glatt	–	0,01
V_08_K	40,2	1,76/1,26	1,15	0,94	2,24/2,11	rund	30 mm	glatt	+	1
V_09_K	39,6	1,76/1,26	1,15	0,94	2,27/2,32	quad.	30 mm	glatt	+	0,1
V_10_K	39,9	1,77/1,26	1,15	0,94	2,27/2,21	rund	40 mm	glatt	+	0,1
V_11_K	39,4	1,77/1,27	1,14	0,94	2,09/2,40	rund	20 mm	glatt	+	0,1
V_12_K	34,5	1,82/1,36	1,00	0,93	5,04/5,16	rund	30 mm	glatt	+	0,1
V_13_K	44,5	1,73/1,20	1,26	0,96	1,28/1,09	rund	40 mm	glatt	+	1
V_14_K	46,7	1,72/1,17	1,32	0,96	0,75/0,78	rund	40 mm	glatt	+	0,1
V_15_K	48,0	1,71/1,16	1,34	0,97	0,64/0,64	rund	40 mm	glatt	+	1
V_16_K	47,1	1,72/1,17	1,32	0,94	0,54/0,73	rund	40 mm	glatt	–	0,1
V_17_K	46,2	1,72/1,17	1,31	0,96	0,81/0,84	rund	40 mm	glatt	–	0,01
V_18_K	46,7	1,71/1,17	1,32	0,96	0,53/0,78	rund	30 mm	glatt	–	0,1
V_19_K	45,7	1,72/1,18	1,29	0,96	0,62/0,90	rund	20 mm	glatt	–	0,1
V_20_K	38,5	1,78/1,28	1,11	0,94	2,30/2,74	quad.	20 mm	glatt	+	0,1
V_21_K	46,0	1,72/1,18	1,30	0,96	0,58/0,86	rund	30 mm	rau	–	0,1
V_22_K	39,1	1,77/1,27	1,13	0,94	2,14/2,51	rund	30 mm	rau	+	0,1
V_23_K	39,3	1,77/1,27	1,13	0,95	2,26/2,43	quad.	40 mm	glatt	+	0,1

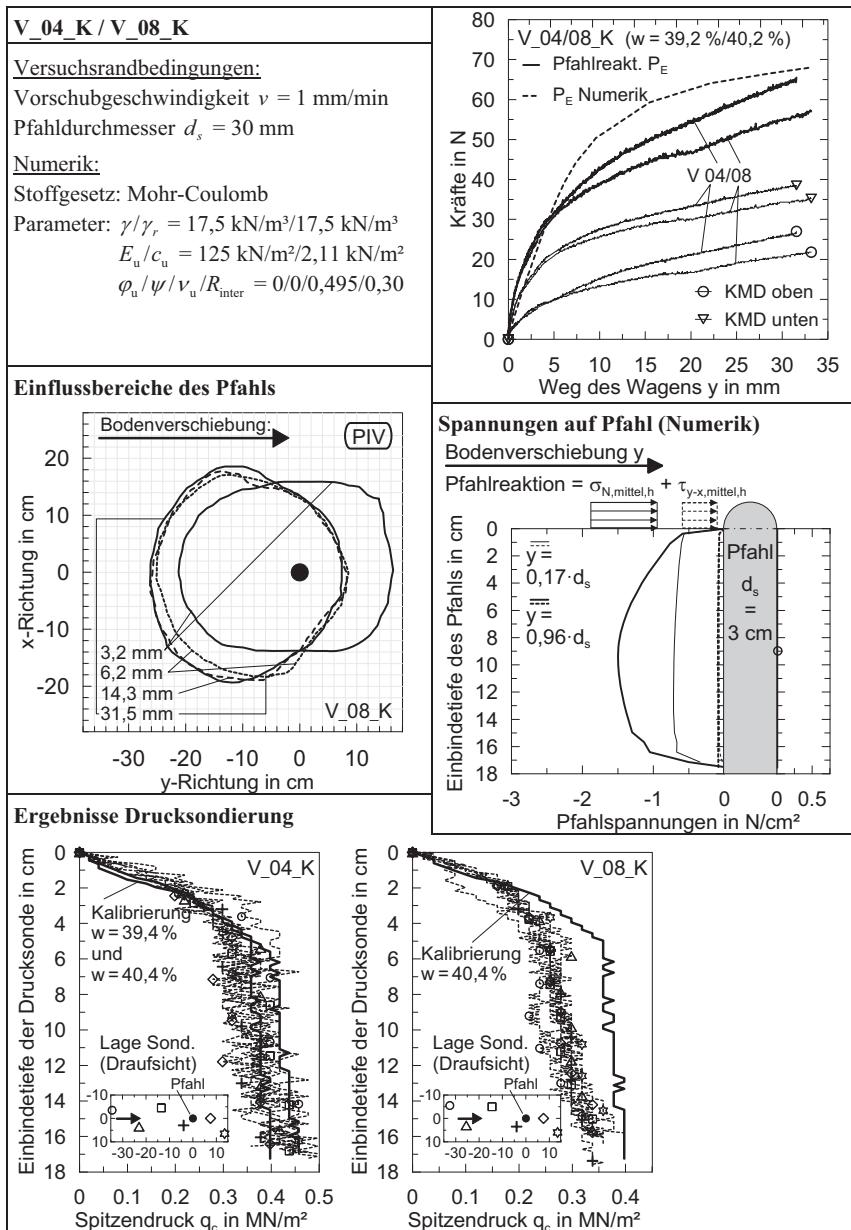
¹⁾ Zur Bestimmung der Bodenparameter siehe Abschnitt 3.6.

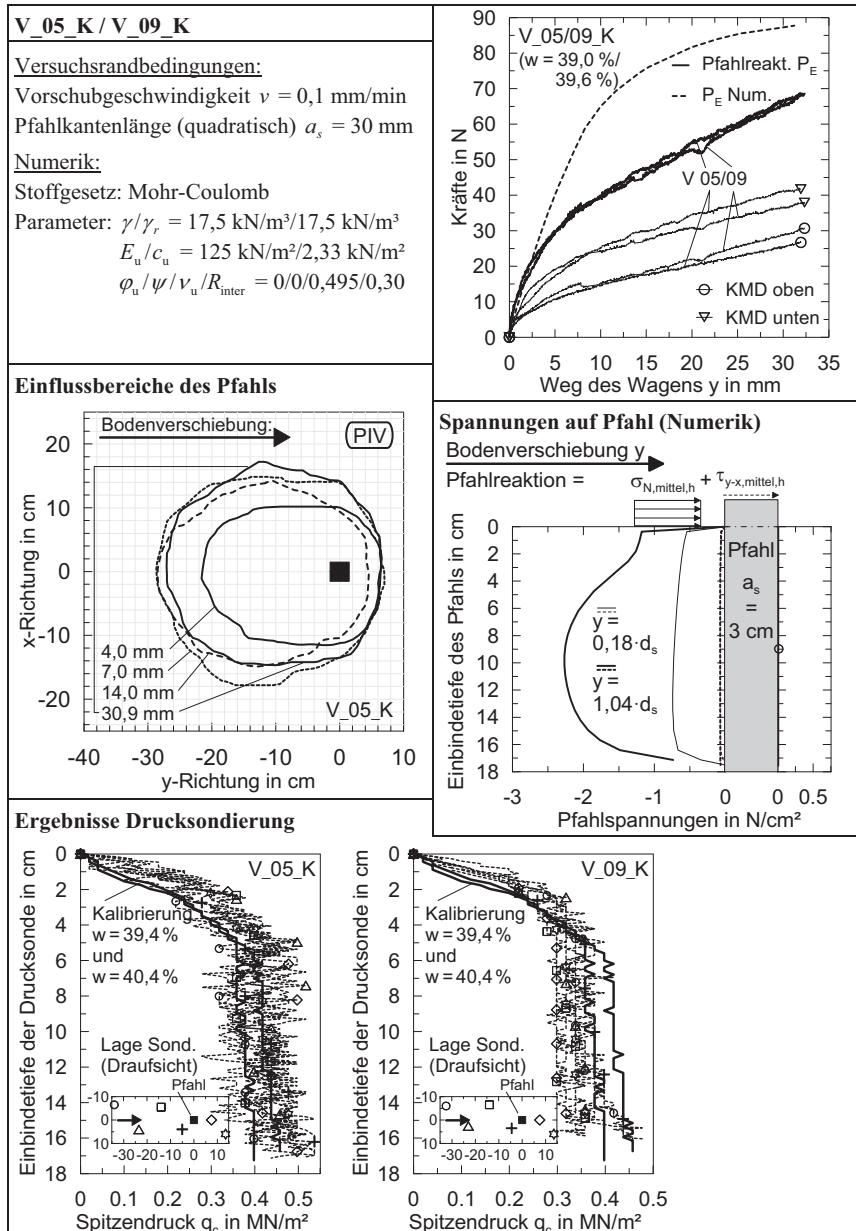
²⁾ $c_{u,\text{mittel}}$ entspricht den Messwerten beim Ausbau, $c_{u,\text{cal}}$ und wurde entsprechend Bild 3.7 berechnet.

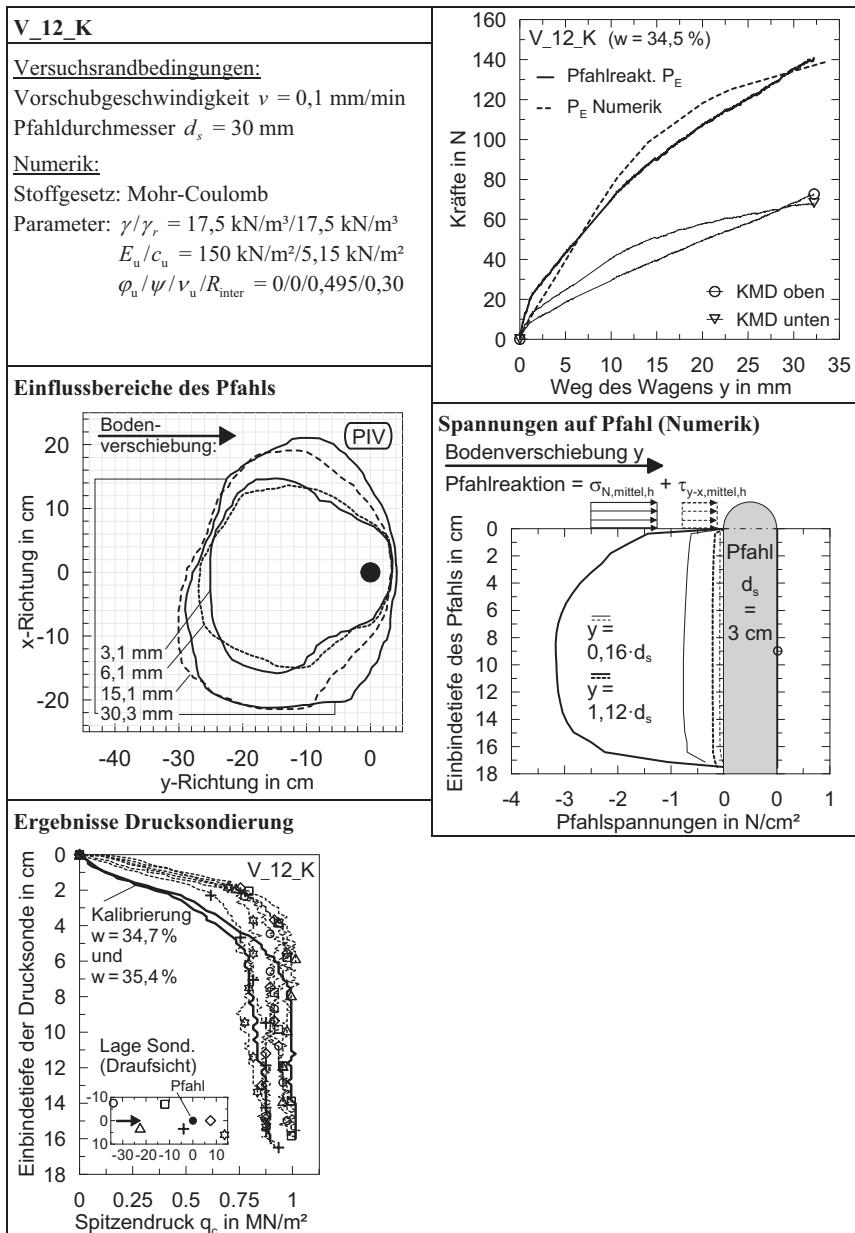


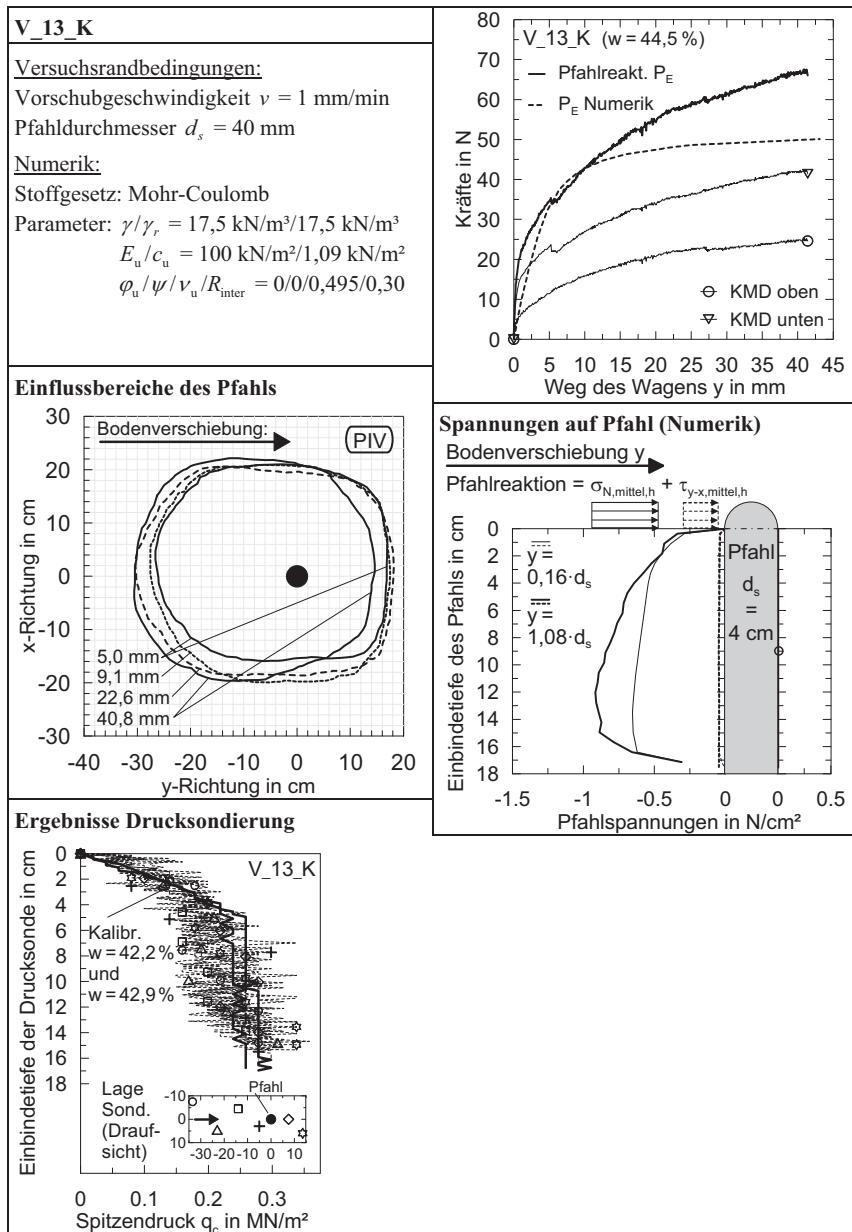


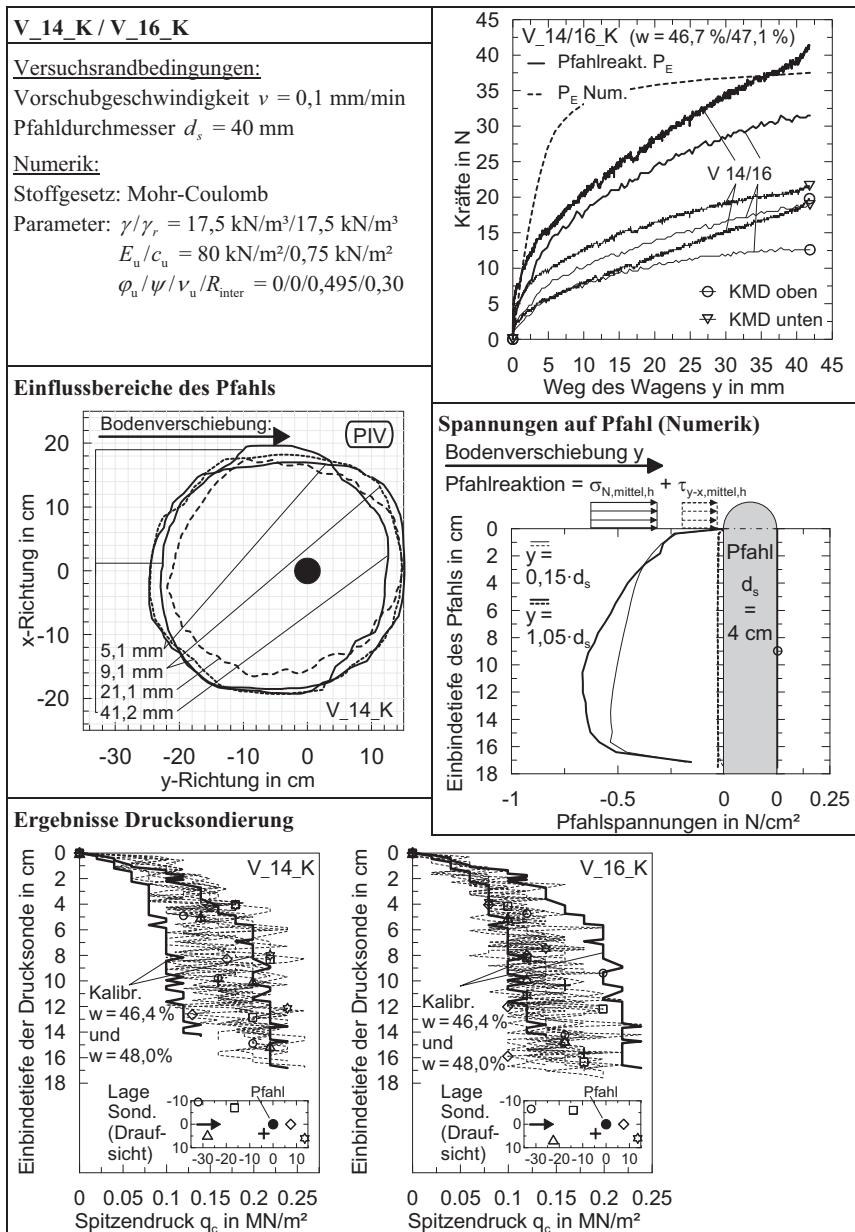


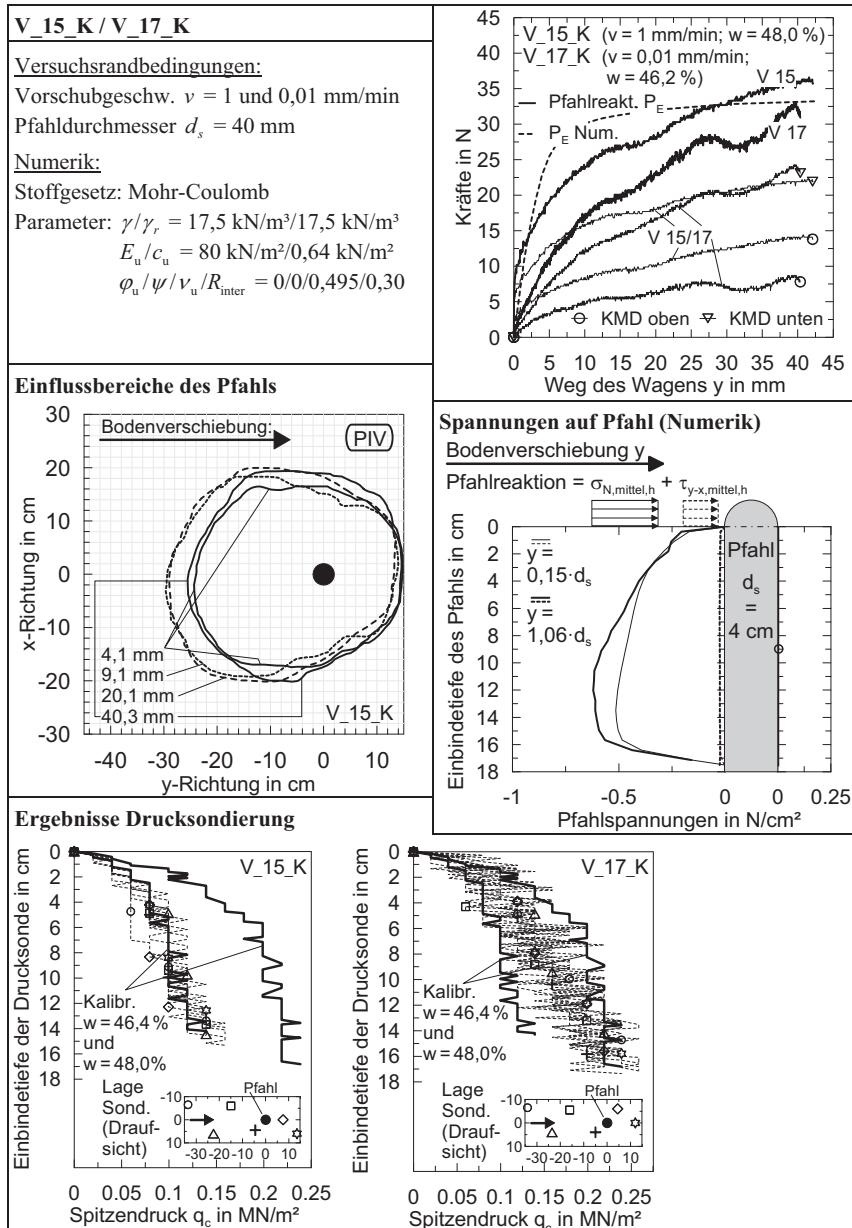


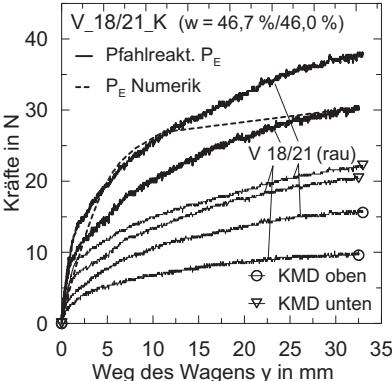
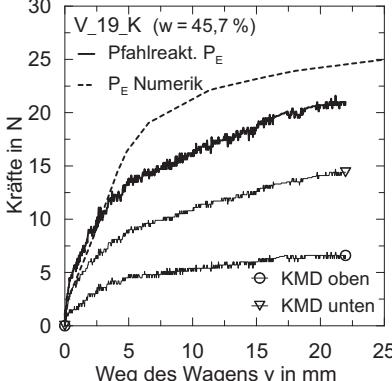
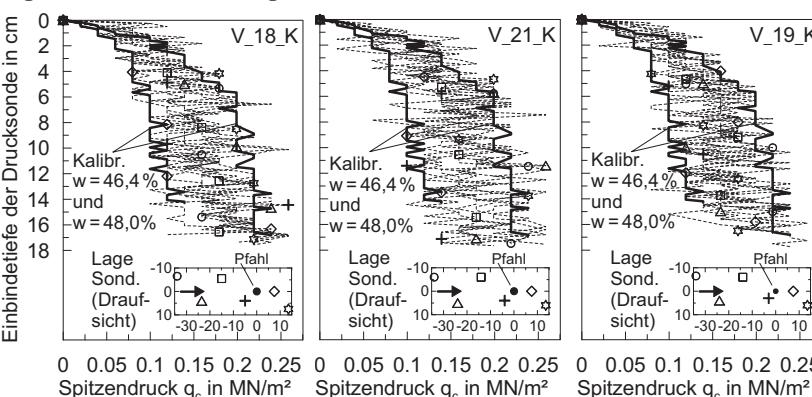


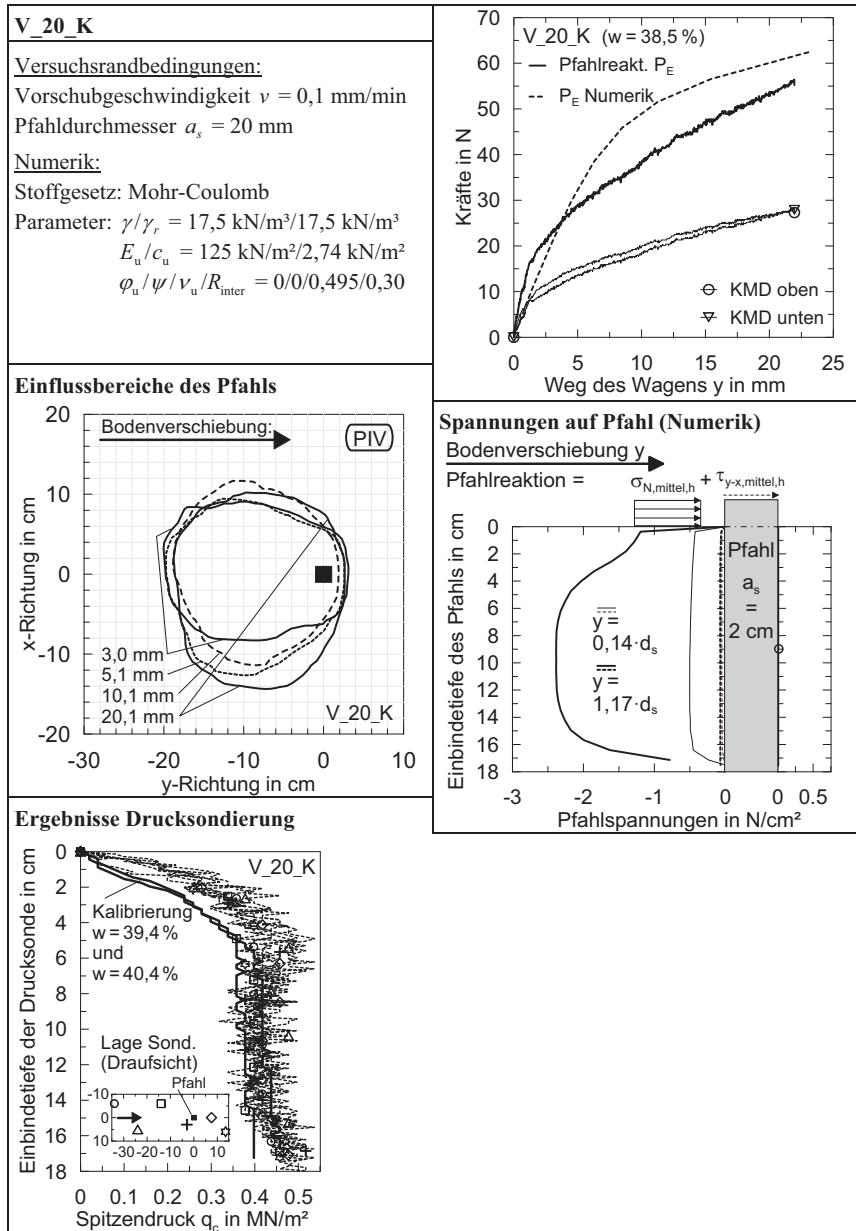


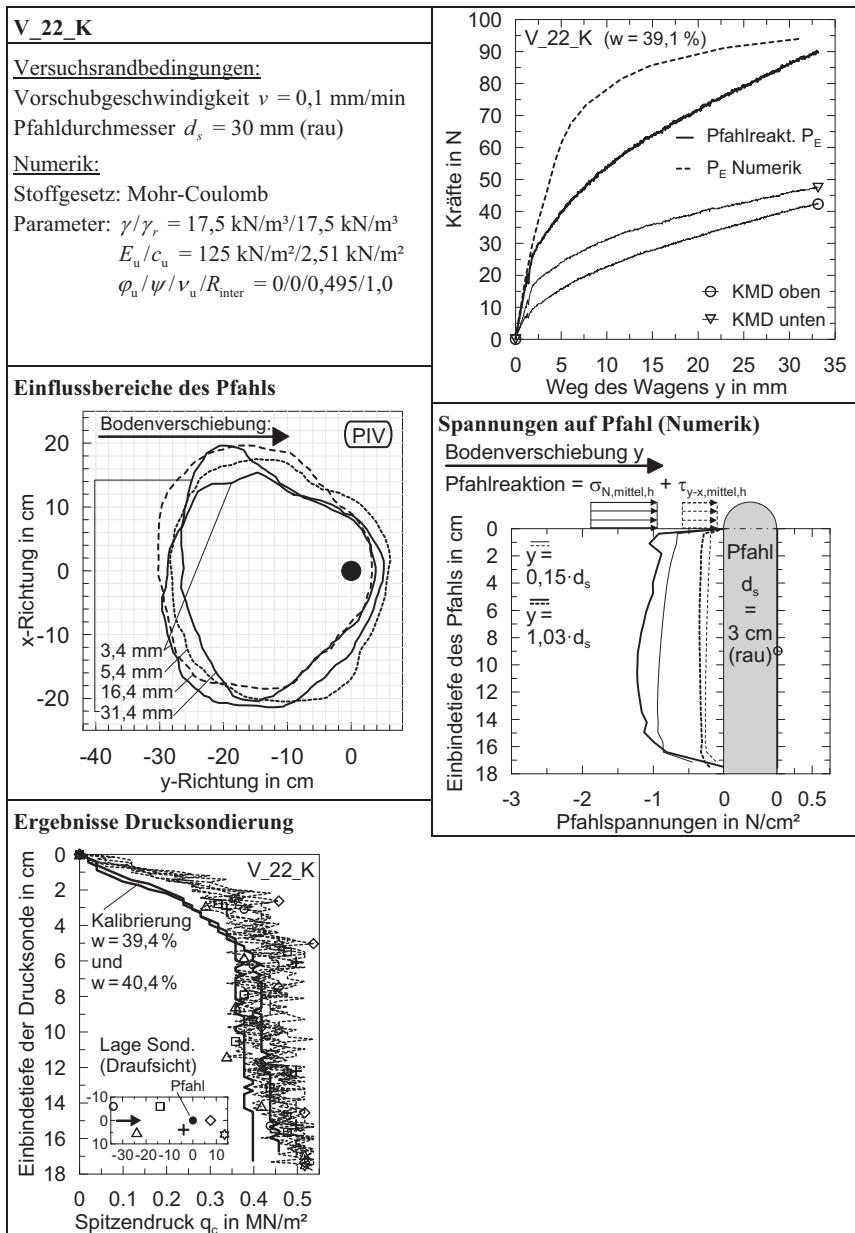


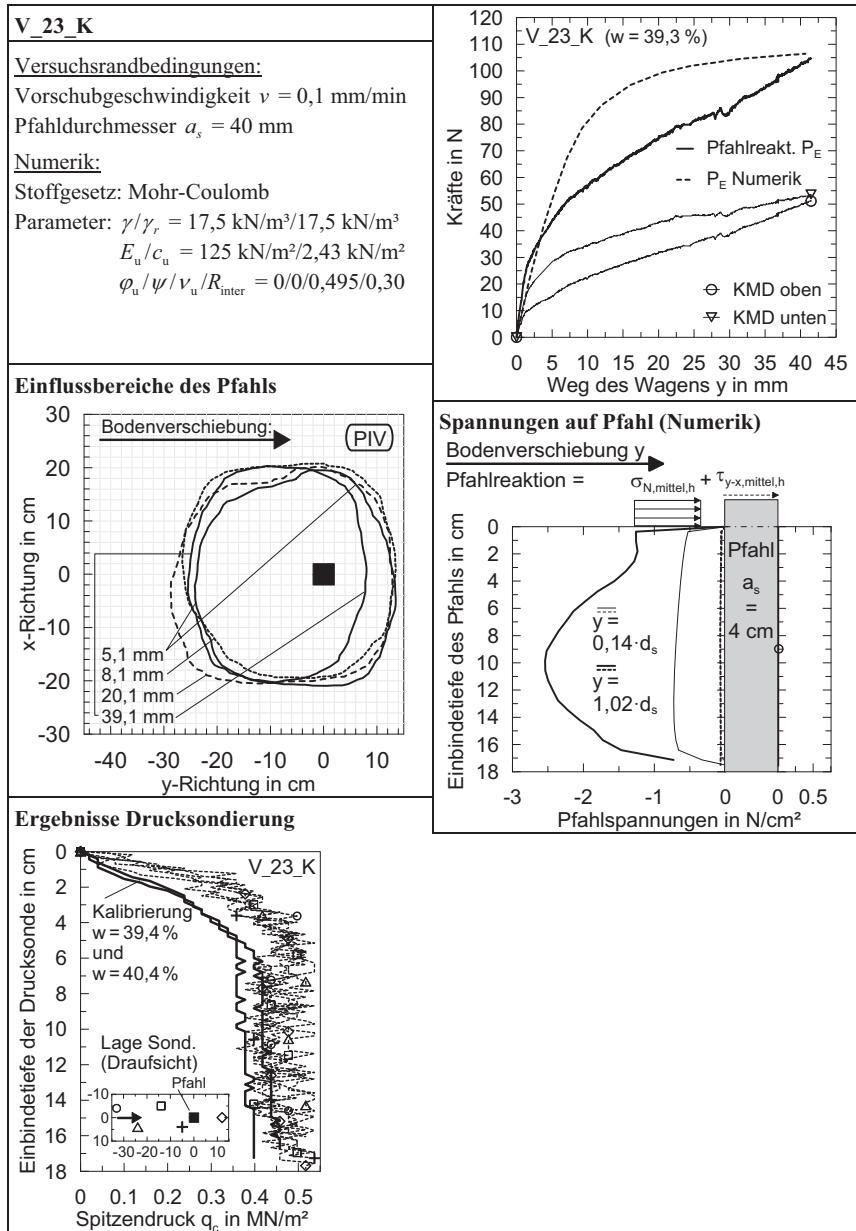




V_18_K / V_21_K	V_19_K
<u>Versuchsrundbedingungen:</u> Vorschubgeschwindigkeit $v = 0,1 \text{ mm/min}$ Pfahldurchm. $d_s = 30 \text{ mm}$ (V_21_K rau)	<u>Versuchsrundbedingungen:</u> Vorschubgeschwindigkeit $v = 0,1 \text{ mm/min}$ Pfahldurchmesser $d_s = 20 \text{ mm}$
<u>Numerik:</u> Stoffgesetz: Mohr-Coulomb Parameter: $\gamma/\gamma_r = 17,5 \text{ kN/m}^3/17,5 \text{ kN/m}^3$ $E_u/c_u = 80 \text{ kN/m}^2/0,78 \text{ kN/m}^2$ $\varphi_u/\psi/v_u/R_{\text{inter}} = 0/0/0,495/0,30$	<u>Numerik:</u> Stoffgesetz: Mohr-Coulomb Parameter: $\gamma/\gamma_r = 17,5 \text{ kN/m}^3/17,5 \text{ kN/m}^3$ $E_u/c_u = 80 \text{ kN/m}^2/0,90 \text{ kN/m}^2$ $\varphi_u/\psi/v_u/R_{\text{inter}} = 0/0/0,495/0,30$
	
Ergebnisse Drucksondierung 	







E.3 Modellversuche mit Pfahlreihen

Tabelle E.2 stellt die durchgeführten Modellversuche mit Gruppenpfählen in Quer- und Längsrichtung zur Bodenverschiebung in Kaolin zusammen. Alle Versuche wurden mit der PIV-Methode untersucht und hatten die folgenden Randbedingungen gemeinsam:

- runde Pfähle mit dem Durchmesser $d_s = 20$ mm und glatter Pfahloberfläche,
- Vorschub des Wagens mit der Geschwindigkeit von $v = 0,1$ mm/min und
- bei allen Versuchen wurden anschließende Drucksondierungen durchgeführt.

Tabelle E.2: Modellversuche und Bodenparameter¹⁾ mit Gruppenpfählen in Kaolin

Bezeichnung Versuch	Anzahl Pfähle	Pfahlabstand $a_Q ; a_L$	w_{mittel}	$\rho_{\text{mittel}} / \rho_{d,\text{mittel}}$	$e_{0,\text{mittel}}$	$S_{r,\text{mittel}}$	$c_{u,\text{mittel}} / c_{u,\text{cal}}^2)$
		in cm	a_L/d_s	in %	in g/cm ³		in kN/m ²
Pfahlquerreihe	VKQ_2d _s	2	4	2	39,3 1,78/1,28	1,12	0,95 2,35/2,43
	VKQ_4d _s	2	8	4	39,2 1,78/1,28	1,12	0,95 2,35/2,49
	VKQ_6d _s	2	12	6	39,3 1,78/1,28	1,12	0,95 2,42/2,43
	VKQ_8d _s	2	16	8	39,9 1,78/1,27	1,13	0,96 2,17/2,21
	VKQ_10d _s	2	20	10	39,5 1,79/1,28	1,11	0,96 2,30/2,35
	VKQ_2d _s _3Pf_1	3	4	2	38,6 1,77/1,28	1,12	0,94 2,69/2,73
	VKQ_2d _s _3Pf_2	3	4	2	39,5 1,77/1,27	1,12	0,94 2,16/2,36
Pfahlängsreihe	VKL_2,5d _s	2	5	2,5	39,2 1,79/1,29	1,10	0,96 2,45/2,46
	VKL_5d _s	2	10	5	39,4 1,79/1,28	1,11	0,96 2,22/2,41
	VKL_7,5d _s	2	15	7,5	38,9 1,79/1,29	1,10	0,96 2,59/2,60
	VKL_10d _s	2	20	10	39,4 1,78/1,28	1,12	0,95 2,37/2,40

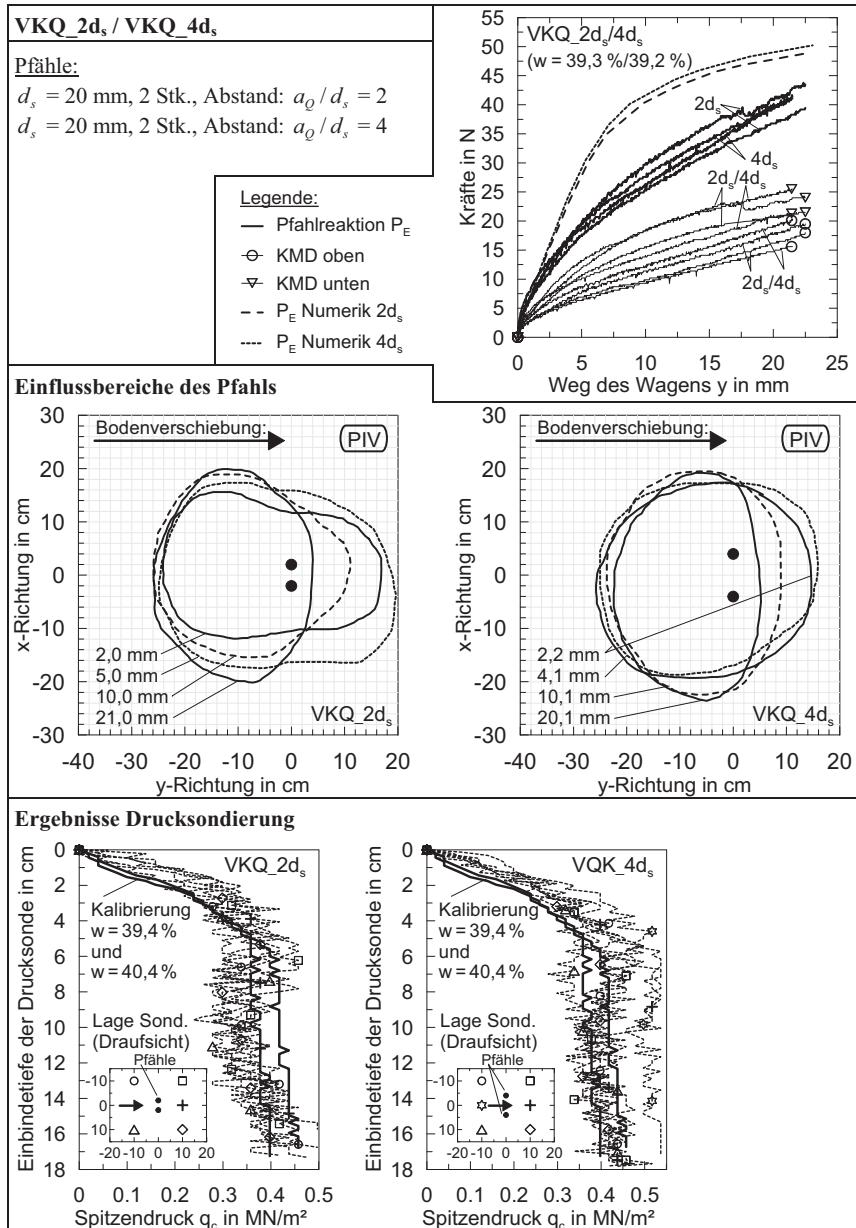
¹⁾ Zur Bestimmung der Bodenparameter siehe Abschnitt 3.6.

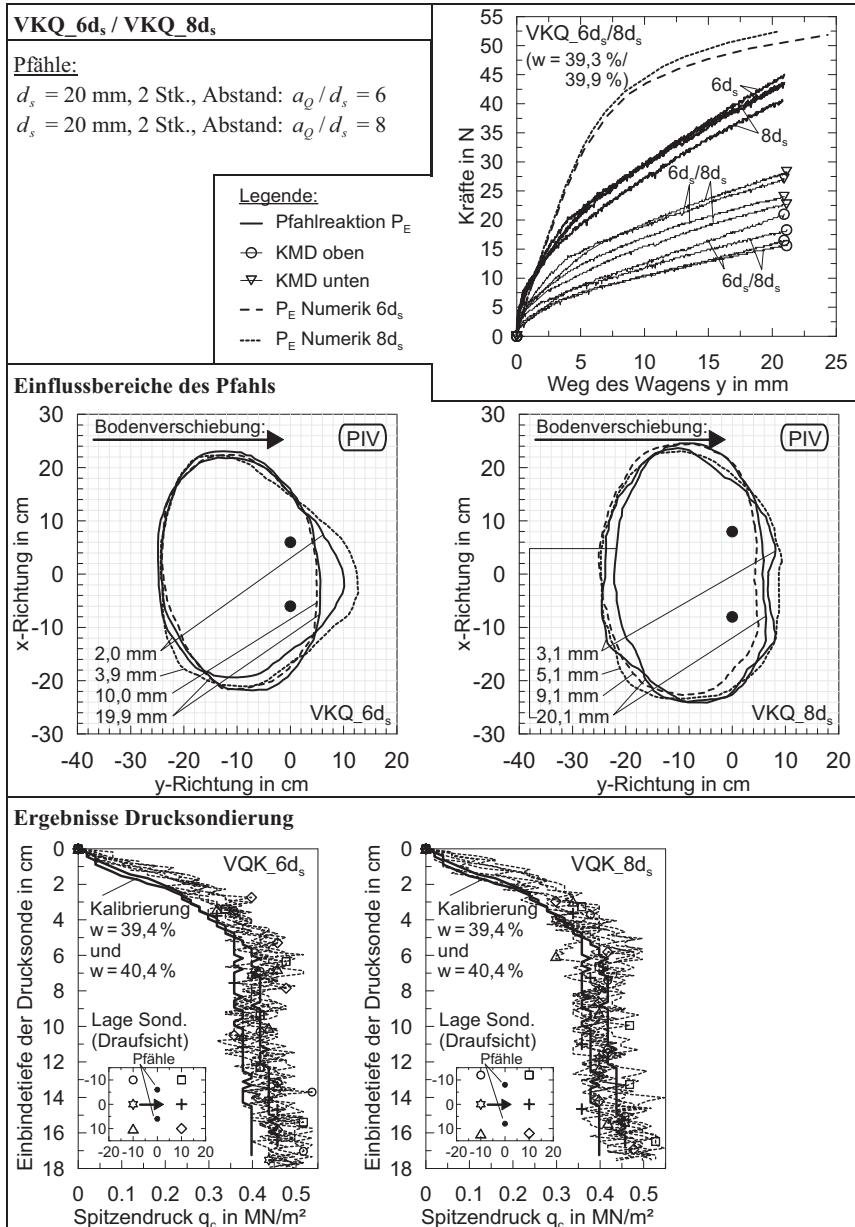
²⁾ $c_{u,\text{mittel}}$ entspricht den Messwerten beim Ausbau, $c_{u,\text{cal}}$ und wurde entsprechend Bild 3.7 berechnet.

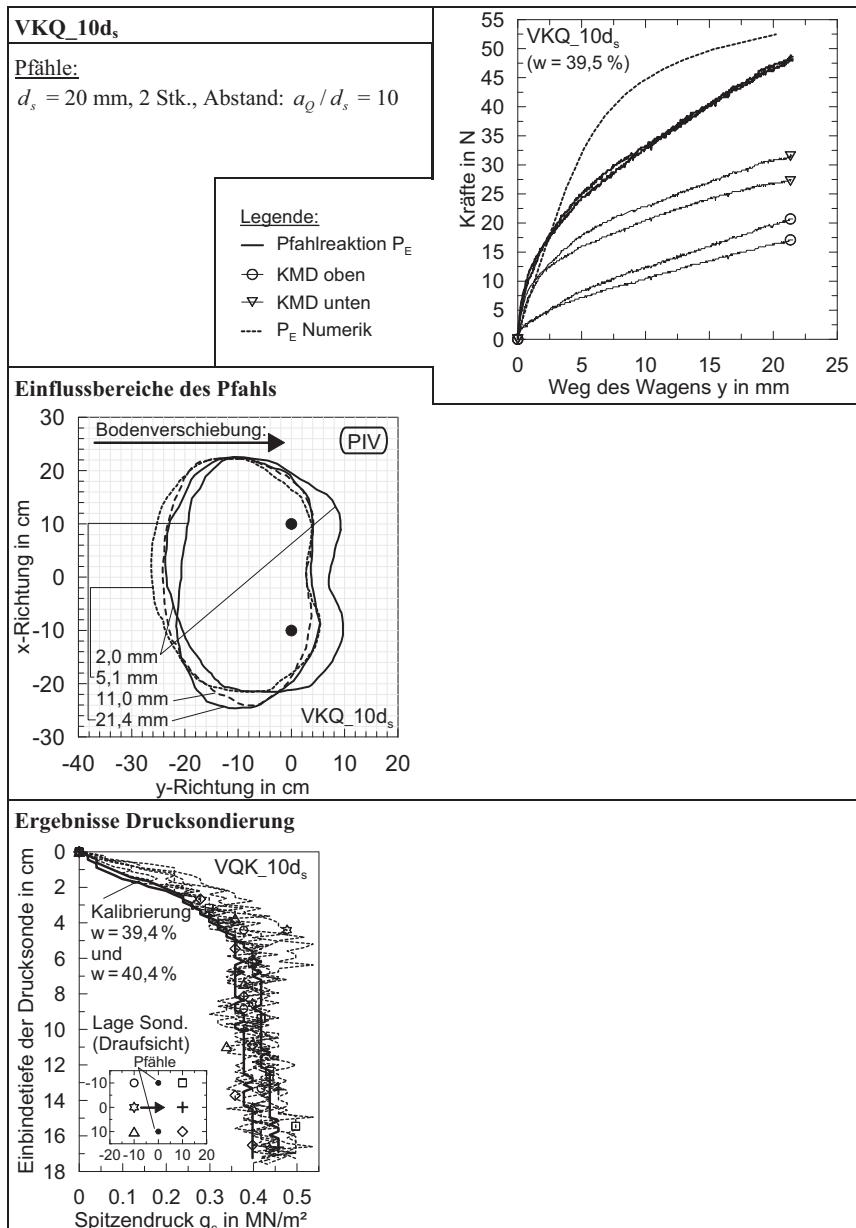
Die numerische Modellierung der Modellversuche mit Gruppenpfählen erfolgte mit dem Mohr-Coulomb-Modell mit den in Tabelle E.3 angegebenen Bodenkenngrößen für Kaolin.

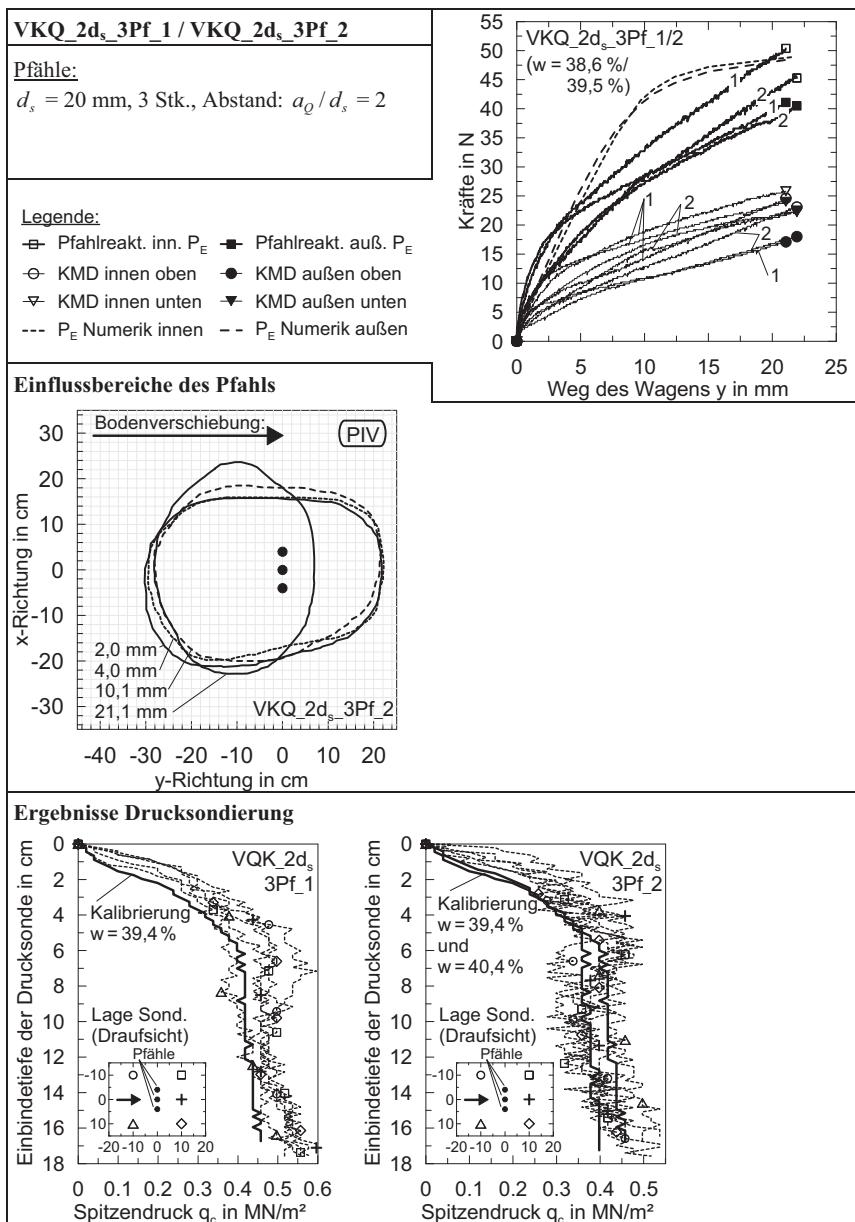
Tabelle E.3: Bodenkenngrößen für die Modellierung des Kaolins (Mohr-Coulomb-Modell)

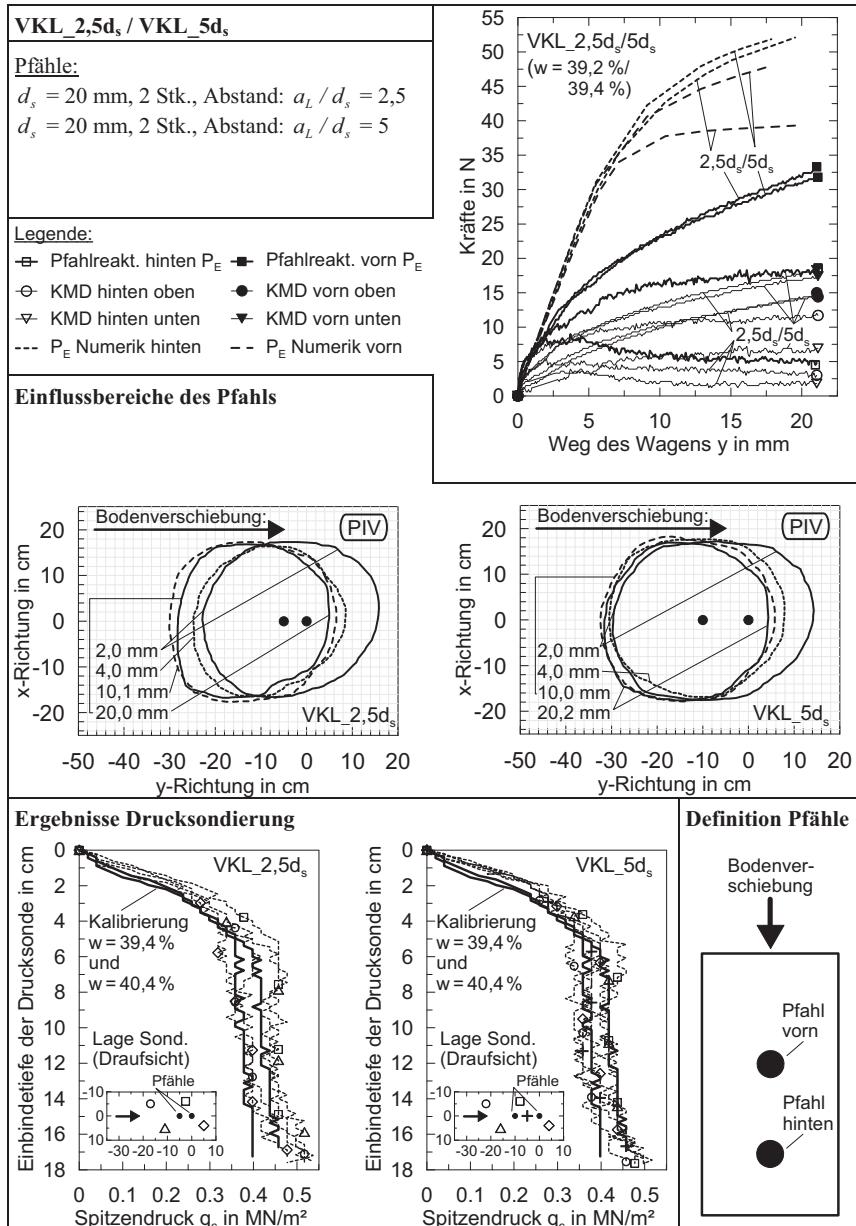
γ / γ_r in kN/m ³	E_u in kN/m ²	φ_u in °	c_u in kN/m ²	ψ in °	ν_u	R_{inter}
17,5/17,5	125	0	2,40	0	0,495	0,30

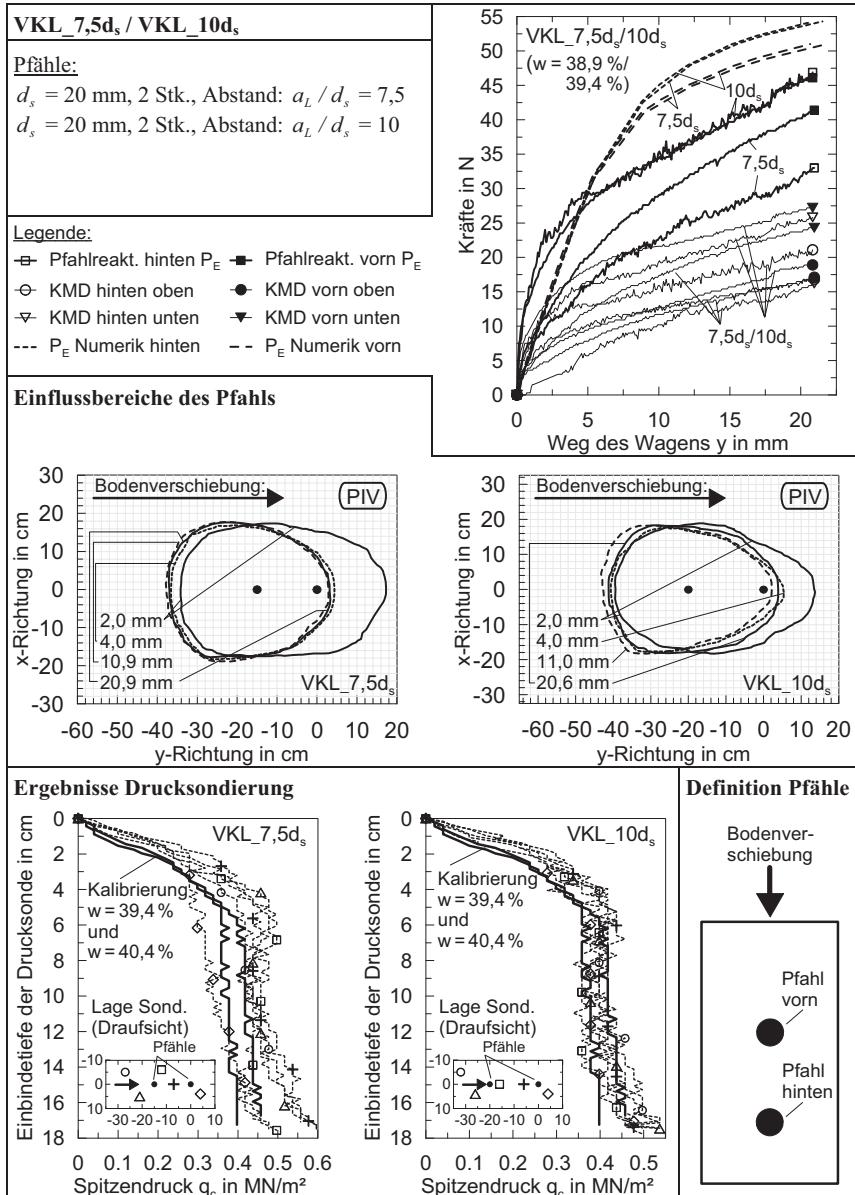












E.4 Modellversuche mit Porenwasserdruckmessung

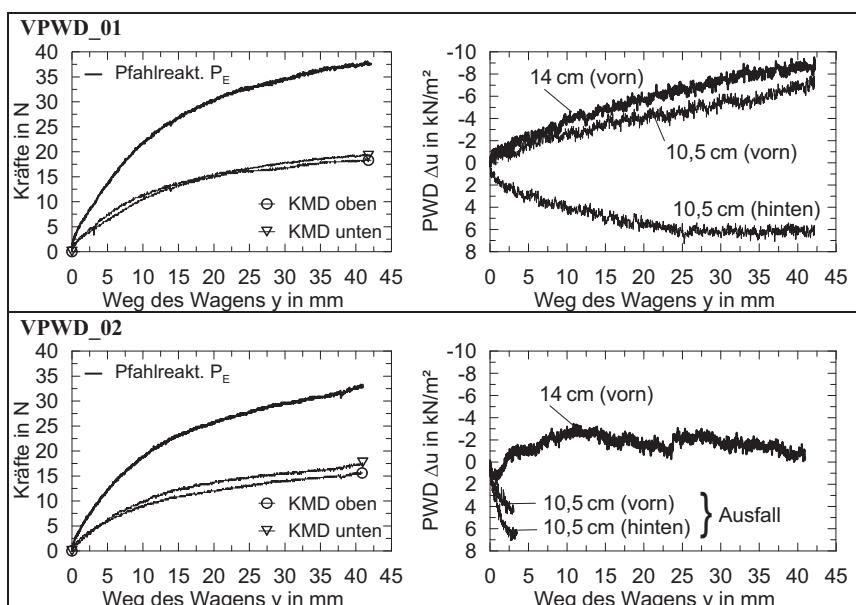
Tabelle E.4 stellt die durchgeführten Modellversuche mit Porenwasserdruckmessungen in Kaolin zusammen. Alle Versuche wurden an runden Pfählen mit 40 mm Durchmesser und glatter Pfahloberfläche durchgeführt. Porenwasserüberdruck ist negativ definiert.

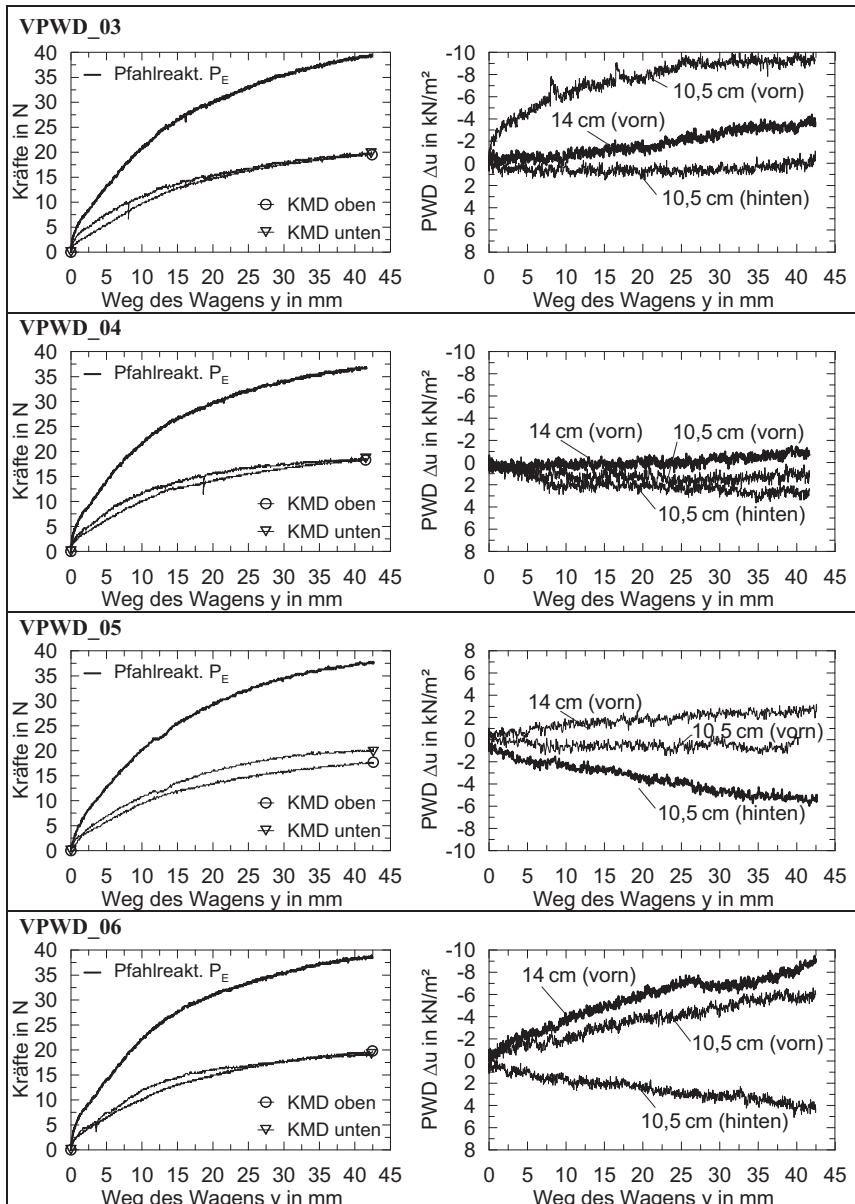
Tabelle E.4: Zusammenstellung der Modellversuche mit PWD-Messungen

Bezeichnung Versuch	w_{mittel} in %	Versuchsboden beim Ausbau ¹⁾				Vor- schub v in mm/min
		$\rho_{\text{mittel}} / \rho_{d,\text{mittel}}$	$e_{0,\text{mittel}}$	$S_{r,\text{mittel}}$	$c_{u,\text{mittel}} / c_{u,\text{cal}}^2)$	
VPWD_01	47,1	1,71/1,16	1,33	0,96	0,68/0,72	1
VPWD_02	47,0	1,69/1,15	1,35	0,94	0,67/0,73	0,1
VPWD_03	47,1	1,70/1,15	1,35	0,95	0,67/0,72	1
VPWD_04	47,9	1,70/1,15	1,36	0,96	0,65/0,64	1
VPWD_05	47,9	1,70/1,15	1,36	0,96	0,65/0,64	1
VPWD_06	48,0	1,69/1,14	1,38	0,95	0,62/0,64	1

¹⁾ Zur Bestimmung der Bodenparameter siehe Abschnitt 3.6.

²⁾ $c_{u,\text{mittel}}$ entspricht den Messwerten beim Ausbau, $c_{u,\text{cal}}$ und wurde entsprechend Bild 3.7 berechnet.





F Stoffmodelle und vergleichende numerische Simulationen

F.1 Charakteristiken der ausgewählten Stoffmodelle

Auf Grundlage der in Abschnitt 4.3 ausgewählten Stoffmodelle folgt eine kurze Erläuterung zu deren wesentlichen Charakteristiken und Eingangsparametern.

Das *Mohr-Coulomb*-Modell (*MC*) beschreibt ein elastisch-idealplastisches Materialverhalten mit dem Bruchkriterium nach *Mohr-Coulomb*, das über die Kenngrößen des effektiven Reibungswinkels φ' und der effektiven Kohäsion c' bestimmt wird. Zusätzlich ist ein plastisches Potential eingeführt, gesteuert über den Dilatanzwinkel ψ , sodass auch eine nicht-assoziierte Fließregel möglich ist. Es kann für sehr einfache Probleme ausreichend gute Ergebnisse liefern, wobei die Anwendbarkeit aufgrund dessen Einfachheit im Einzelfall zu prüfen ist. Weiterführend siehe bspw. *Wehnert (2006)*.

Dem elastoplastischen Verhalten sind die Stoffmodelle *Hardening Soil (HS)*, *Hardening Soil Small (HSS)*, *Soft Soil Creep (SSC)* und *S-CLAY1 (SCI)* zuzuordnen. Diese Modelle weisen für Be- und Entlastung getrennte Beziehungen zwischen der Spannungs- und Dehnungsrate auf, wodurch unterschiedliche Steifigkeiten bei Be- und Entlastung berücksichtigt werden können. Auch werden Volumenänderungen erfasst, sodass auch volumetrische Dehnungen bei reiner Schubbeanspruchung (Dilatanz und Kontraktanz) berechnet werden. Die Fließregeln dieser Stoffmodelle, welche im Hauptspannungsräum eine Fließfläche bilden, schließen den Bereich des elastischen Materialverhaltens ein. Diese Fließfläche ist nicht fixiert, sondern ändert ihre Größe bei Erstbelastung (oder bekommt bei Vorbelastung ihre Ausgangsgröße) einhergehend mit plastischen Dehnung bis ein im dem jeweiligen Stoffmodell implementiertes Bruchkriterium erfüllt ist. Dieser Zuwachs an plastischen Dehnungen wird als Verfestigung bezeichnet (*hardening law*), wobei zwischen deviatorischer Verfestigung (irreversible Schubverzerrungen) und volumetrischer Verfestigung (irreversible Volumendehnungen) unterschieden werden kann, d. h. Erstbelastungen mit ausschließlicher Erhöhung des Hauptspannungsverhältnisses bzw. hydrostatischer Erstbelastung. Auch kombinierte Verfestigungen sind möglich. Hinsichtlich der Modellierung der Fließflächen und damit der Regeln zur Verfestigung sowie der implementierten Bruchkriterien unterscheiden sich die o. g. elastoplastischen Stoffmodelle (Bild F.1).

Beim *HS*- und *HSS*-Modell liegt neben der deviatorischen Fließfläche eine davon getrennte volumetrische Fließfläche mit assoziierter Fließregel, die sog. Kappen-Fließfläche vor, siehe Bild F.1 a und weiterführend *Schanz (1998)* und *Wehnert (2006)*. Aufgrund der Verwendung einer nicht-assoziierten Fließregel für die deviatorischen Fließflächen ist das *HS*- und *HSS*-Modell für normal- und überkonsolidierte bindige Böden sowie Sande geeignet. Die Grenz-

bedingung ist analog zum *MC*-Modell implementiert. Als Besonderheit zeichnet sich das *HS*-Modell mit einer spannungsabhängigen Steifigkeit bei Erstbelastung mit einem Potenzansatz mit dem Steifigkeitsexponenten m aufbauend auf *Ohde* (1939) aus. Das *HSS*-Modell ist eine Weiterentwicklung des *HS*-Modells und kann zusätzlich größere Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen berücksichtigen, weiterführend siehe *Benz* (2007) und *Benz et al.* (2007). Als zusätzliche Eingabeparameter werden dabei der Referenz-Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_0^{ref} und die Dehnung $\gamma_{0,7}$ benötigt, die i. d. R. über Korrelationen abgeleitet werden.

Sowohl das *SCI*- wie auch das *SSC*-Modell bauen auf dem *Modified Cam-Clay*-Modell (*MCC*) auf, welches wiederum zum *Soft Soil*-Modell weiterentwickelt wurde, das dem *SSC*-Modell zugrunde liegt. Bei allen diesen Modellen hat die Fließfläche die Form einer Ellipse, die ihre Größe bei Erstbelastung in Abhängigkeit der Porenzahl beim *SCI*-Modell bzw. der Volumendehnung beim *SSC*-Modell ändert. Effektive Spannung und Porenzahl (*SCI*-Modell) bzw. Spannung und Volumendehnung (*SSC*-Modell) stehen dabei in linearer halblogarithmischer Beziehung, sodass auch eine spannungsabhängige Steifigkeit berücksichtigt ist. Die Steifigkeit bei Erst- und Wiederbelastung wird dabei von dem Kompressionsbeiwert λ und dem Schwellbeiwert κ (*SCI*-Modell) bzw. dem modifizierten Kompressions- und Schwellbeiwert λ^* und κ^* nach *Butterfield* (1979) (*SSC*-Modell) bestimmt.

Die Höhe der Ellipse (Ordinate in Bild F.1 b) wird beim *MCC*- und *SCI*-Modell von der *Critical-State-Line* bestimmt und ihre Breite (Abszisse in Bild F.1 b) vom Erstbelastungspfad bzw. der Vorbelastung. Die Neigung der *Critical-State-Line* mit der Steigung M berechnet sich über den kritischen Reibungswinkel φ'_{cs} und stellt gleichzeitig das Bruchkriterium (*Drucker-Prager*) dar. Dies kann zur Überschätzung des Scherwiderstandes führen (*Schanz*, 2006). Aufgrund der assoziierten Fließregel ist dieses Stoffmodell für stark überkonsolidierte Tone und Sande ungeeignet. Als Weiterentwicklung zum *MCC*-Modell liegt beim *SCI*-Modell eine Berücksichtigung der plastischen Anisotropie vor (Abschnitt 4.2.1). Eine Berücksichtigung von elastischer Anisotropie wie ein richtungsabhängiges Steifigkeitsverhalten (Tabelle 4.1), erfolgt jedoch nicht. Die elliptische Fließfläche findet ihre Mittelachse auf der ggf. anisotropen K_0 -Linie und ändert ihre Neigung α mit dem Auftreten von plastischen Volumen- und Scherdehnungen (Bild F.1 b). Damit liegt im Vergleich zum *MCC*-Modell neben der aktuellen Breite der Ellipse (Abszisse in Bild F.1 b), die nur von den Volumenänderungen bestimmt ist, ein zweites, Rotations-Verfestigungsgesetz vor (*rotational hardening law*). Die Initialverdrehung der Ellipse α_0 wird in Abhängigkeit von M und K_0 berechnet und repräsentiert die Spannungs- und Dehnungsvorgeschichte des Bodens. Für $\alpha_0 = 0$ ist das *SCI*-Modell auf das *MCC*-Modell zurückgesetzt. Zwei weitere neue Parameter im Vergleich zum *MCC*-Modell, β und μ , steuern die Wirksamkeit der Rotationsverfestigung und können in Abhän-

gigkeit von M , K_0 und dem Kompressionsbeiwert λ berechnet werden. Weiterführend siehe *Wheeler et al. (2003)*.

Das *SSC*-Modell verwendet entgegen dem *MCC*- und *SCI*-Modell die zutreffendere Grenzbedingung nach *Mohr-Coulomb*. Die Höhe der Ellipse (Ordinate in Bild F.1 c) bestimmt sich nun über eine Gerade mit der Steigung M^* , die u. a. über den normalkonsolidierten Erdruhedruckbeiwert $K_{0,nc}$ berechnet wird. Dies hat im Gegensatz zum *MCC*- und *SCI*-Modell den Vorteil, dass das Stoffmodell auch den Erdruhedruckbeiwert bei Erstbelastung korrekt vorhersagt. Die Breite der Ellipse bzw. die Kappe (Abszisse in Bild F.1 c) wird wiederum vom Erstbelastungspfad bzw. der Vorbelastung bestimmt. Als Weiterentwicklung zum *Soft Soil*-Modell kann das *SSC*-Modell zusätzlich viscoplastische Volumendehnungen im Rahmen von Verfestigungen berücksichtigen. Die Fließfläche des *SSC*-Modells ist dabei eher eine Zustandsfläche, da auch Spannungszustände außerhalb dieser möglich sind. Diese führen jedoch zu sehr großen viscoplastischen Dehnungsgeschwindigkeiten, während dessen innerhalb der Zustandsfläche keine ebensolche erzeugt werden. Damit sind auch sekundäres Kriechen und eine ratenabhängige Entwicklung der Scherfestigkeit (Abschnitt 4.2.4 bzw. Abschnitt 4.2.3), möglich. Als zusätzlicher Eingabeparameter zum *Soft Soil*-Modell ist ein modifizierter Kriechindex μ^* notwendig, der aus dem Kriechbeiwert C_a berechnet werden kann. Weiterführend siehe *Neher (2008)*.

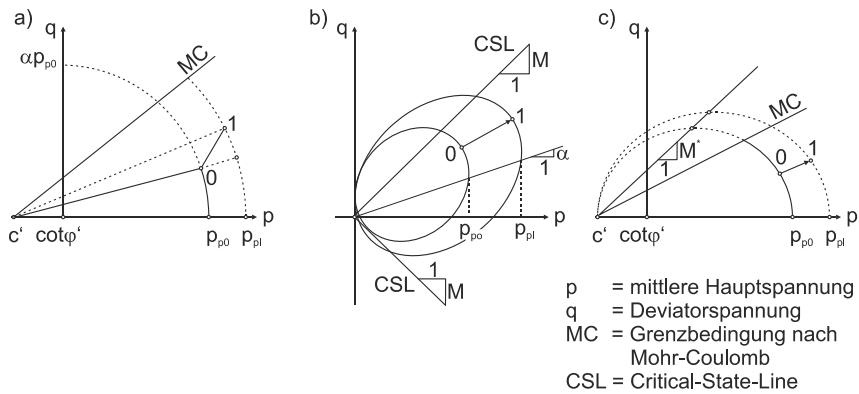


Bild F.1: Fließ- und Grenzbedingungen unterschiedlicher Stoffmodelle: a) *Hardening Soil*-Modell nach *Wehnert (2006)*; b) *S-CLAY1*-Modell nach *Wheeler et al. (2003)*; c) *Soft Soil*-Modell nach *Wehnert (2006)*

Hypoplastische Stoffmodelle mit der Eignung für bindige Böden beschreiben ebenfalls nur isotropes Materialverhalten und liegen derzeit u. a. von Mašin (HPM) und Niemunis als *Viscohypoplastic* Modell (VHP) vor. *Hypoplastische* Modelle zeichnen sich dadurch aus, dass zwischen elastischer und plastischer Dehnung nicht unterschieden wird, was die Beschreibung des Stoffverhaltens durch nur eine tensorielle, nichtlineare Gleichung möglich macht. Entsprechend entfallen auch Fließregeln und Verfestigungsgesetze. Sowohl das HPM- wie das VHP-Modell berücksichtigen Effekte der Barotropie und Pyknotropie, d. h. die Druck- (Spannungs-) und Dichteabhängigkeit der Steifigkeit und Scherfestigkeit von Böden. Dies lässt in Verbindung mit dem Konzept der intergranularen Dehnungen auch die Berücksichtigung von erhöhten Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen zu. Zudem werden mit den Effekten der Barotropie und Pyknotropie kritische Zustände erfasst, die des Weiteren vom kritischen Reibungswinkel φ'_{cs} abhängen und ihre Grenzbedingung im Bruchkriterium nach Matsuoka/Nakai finden. Das Bruchkriterium nach Matsuoka/Nakai berücksichtigt im Gegensatz zum Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung. Die Steifigkeit bei Erst- und Wiederbelastung wird wie beim Soft Soil-Modell u. a. von dem modifizierten Kompressions- und Schwellbeiwert λ^* bzw. κ^* nach Butterfield (1979) bestimmt. Entsprechend werden diese Parameter an einem Ödometerversuch, d. h. bei isotoner Erst- und Wiederbelastung, kalibriert. (Mašin, 2005). Das Konzept der intergranularen Dehnungen wird über fünf Eingabeparameter mit „Standardwerten“ für R_{\max} , β_r und χ und aus aufwendigen Laborversuchen bestimmmbaren Werten für m_R und m_T definiert, wobei i. d. R. $m_R \approx m_T$ gilt (Niemunis/Herle, 1997; Mašin, 2005).

Neben den genannten Parametern müssen beim HPM-Modell Werte für N , r und für die Anfangsporenzahl e_0 angegeben werden. Dabei erweist sich insbesondere die Anfangsporenzahl e_0 als sehr bestimmender und empfindlicher Eingangsparameter, der jedoch häufig schwer abzuleiten ist. Während e_0 beim Ödometerversuch leicht bestimmt werden kann, ist diese beim CU-Triaxialversuch nach dem Sättigungs- und Konsolidationsvorgang sowie bei in situ-Bodenverhältnissen i. d. R. nur abschätzbar. Der Parameter N bestimmt die Lage der Normalkompressionslinie und ist am Ödometerversuch zu kalibrieren. Der Parameter r beschreibt das Verhältnis von der Steifigkeit bei isotoner Kompression zum Schubmodul, dessen Bestimmung von Mašin (2005) als Ergebnis einer Parameterstudie, d. h. Kalibrierung an Versuchsergebnissen von Laborversuchen, vorgeschlagen wird. Obwohl das HPM-Modell für überkonsolidierte Tone entwickelt wurde, ist es in der vorliegenden Arbeit näherungsweise für normalkonsolidierte Tone angewendet, vgl. Becker (2009). Weiterführend siehe Mašin (2005, 2006).

Gegenüber dem *HPM*-Modell zeichnet sich das *VHP*-Modell dadurch aus, dass die meisten Parameter zutreffender, d. h. i. d. R. ohne die Notwendigkeit einer aufwendigen Kalibrierung, aus dem Ödometerversuch abgeleitet werden können. Grundsätzlich ist das *VHP*-Modell für weiche Böden konzipiert und lässt die Berücksichtigung viskoser Effekte zu. Dabei greift das *VHP*-Modell bezüglich des Konzeptes des kritischen Zustandes und der Konstruktion der Fließfläche auf das *MCC*-Modell zurück und stellt somit eine Kombination aus *elastoplastischem* und *hypoplastischem* Modell dar. Jedoch liegt die Steigung M der *Critical-State-Line* im Gegensatz zum *MCC*-Modell veränderlich in Abhängigkeit des *Lode*-Winkels vor. Neben den bereits genannten Parametern müssen Werte für die Poissonzahl ν , die Referenzporenzahl e_{e0} für eine Referenzspannung p_{e0} , die bspw. einem Ödometerversuch entnommen werden kann, sowie der Formfaktor β_r vorgegeben werden. Der Formfaktor β_r bestimmt die Form der Kappe bzw. die volumetrische Verfestigung, die analog zum *MCC*-Modell modelliert ist, und wird für die meisten Fälle mit 0,95 angegeben. Alternativ ist die Ableitung aus einem CU-Triaxialversuch möglich (*Punlor, 2004*). Die viskosen Effekte werden über die Parameter des Viskositätsindexes I_v (Abschnitt 4.2.3) und der Referenzstauchungsrate D_r bestimmt. D_r kann zum einen experimentell bestimmt werden (*Niemunis, 2003*), zum anderen ist jedoch die Annahme mit 10^{-6} 1/s in den meisten Fällen berechtigt (*Gudehus, 2004; Punlor, 2004*). Weiterführend siehe *Niemunis/Herle (1997)* und *Niemunis (1996, 2003)*.

F.2 Materialparameter zur Simulation von Laborversuchen mit Kaolin

Für die in Anhang F.3 simulierten und vergleichend dargestellten Laborversuchen sowie in Anhang F.4 durchgeführten Untersuchungen am idealisierten Baugrundmodell mit unterschiedlichen Stoffmodellen sind in Tabelle F.1 bis Tabelle F.7 die zugrunde gelegten Bodenkenngrößen dokumentiert. Diese leiten sich aus den experimentell durchgeführten und im Anhang C dokumentierten Laborversuchen ab.

Tabelle F.1: Bodenkenngrößen für das *Mohr-Coulomb*-Modell im Anfangszustand mit effektiven und undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern

	γ / γ_r	E_{50}	E_{oed}	E_u	$\nu'; \nu_u$	φ'	φ_u	c'	c_u	ψ	$K_{0,nc}$
	kN/m³	kN/m²	kN/m²	kN/m²	—	°	°	kN/m²	kN/m²	°	—
effektiv	18/18	2330	1)	—	0,35	22,8	—	0,1	—	0	0,613 3)
undrainiert	18/18	—	—	2535 2)	0,495	—	0	—	67,0	0	0,613 3)

Anmerkungen: 1) Je Laststufe den experimentellen Ergebnisse des Ödometerversuchs entnommen

$$2) E_u = \frac{3}{2 \cdot (1+\nu)} \cdot E \text{ und } E = \frac{(1-2 \cdot \nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \cdot E_{50} \text{ (Elastizitätstheorie)}$$

$$3) K_{0,nc} = 1 - \sin \varphi' \text{ näherungsweise nach Jaky (1944)}$$

Tabelle F.2: Bodenkenngrößen für das *Hardening Soil*-Modell im Anfangs-/Endzustand mit effektiven Steifigkeits- und Festigkeitsparametern und im Anfangszustand mit undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern

	γ / γ_r	$k_h = k_v$	c_k	B	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_u	p^{ref}	m	$\nu_w; \nu_u$	$\varphi'; \varphi_u; c'$	$c_u; \psi; K_{0,nc}$
	kN/m³	m/d	—	—	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²	—	—	—	—
effektiv	18/18	$1,05 \cdot 10^{-5}$ 1)	1,41	0,99	1310	1500	—	100	0,72	0,15 3)	2)	—
undrainiert	18/18	—	—	—	—	—	2535 2)	—	—	0,495	—	—

Anmerkungen: 1) näherungsweise Mittelwert aus allen Durchlässigkeiten des Ödometerversuchs

2) siehe *Mohr-Coulomb*-Modell; 3) nach Vermeer/Meier (1998)

Tabelle F.3: Ergänzende Bodenkenngrößen für das *Hardening Soil Small*-Modell

Referenz-Schubmodul G_0^{ref} in kN/m²	Scherdehnung $\gamma_{0,7}$
26.000	$4,60 \cdot 10^{-4}$
Referenz: Alpan (1970)	Referenz: Hardin/Drnevich (1972)

Tabelle F.4: Bodenkenngroßen für das *Soft Soil Creep*-Modell

γ / γ_r	λ^*	κ^*	μ^*	e_0	B	ν_{ur}	φ'	c'	M^*	ψ	$K_{0,nc}$
kN/m ³	—	—	—	—	—	—	°	kN/m ²	—	°	—
18/18	0,05396	0,02085	0,00054	1,11	0,99	0,15 ¹⁾	22,8	0,1	1,164 ²⁾	0	0,613 ¹⁾

Anmerkungen: ¹⁾ siehe *Mohr Coulomb- und Hardening Soil*-Modell

$$^{2)} M^* = 3 \cdot \sqrt{\frac{(1-K_0)^2}{(1+2 \cdot K_0)^2} + \frac{(1-K_0)(1-2 \cdot \nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1+2 \cdot K_0)(1-2 \cdot \nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0)(1+\nu_{ur})}},$$

siehe *Neher (2008)*

Tabelle F.5: Bodenkenngroßen für das *S-CLAYI*-Modell

γ / γ_r	$k_x = k_y$	c_k	λ	κ	e_0	M	ν'	α_0	β	μ
kN/m ³	m/d	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18/18	$1,05 \cdot 10^{-5}$ ¹⁾	1,41	0,1140	0,0441	1,11	0,89 ²⁾	0,35	0,349 ³⁾	0,363 ⁴⁾	100 ⁵⁾

Anmerkungen: ¹⁾ näherungsweise Mittelwert aus allen Durchlässigkeiten des Ödometerversuchs

$$^{2)} M = \frac{6 \cdot \sin \varphi'_{cs}}{3 - \sin \varphi'_{cs}} \text{ mit näherungsweise } \varphi'_{cs} \approx \varphi' = 22,8^\circ$$

$$^{3)} \alpha_0 = \frac{\eta_{K0}^2 + 3 \cdot \eta_{K0}^2 - M^2}{3} \text{ mit } \eta_{K0} = \frac{3 \cdot (1 - K_0)}{1 + 2 \cdot K_0} \text{ mit } K_0 = K_{0,nc}, \text{ siehe } MC\text{-Modell}$$

$$^{4)} \beta = \frac{3 \cdot (4 \cdot M^2 - 4 \cdot \eta_{K0}^2 - 3 \cdot \eta_{K0})}{8 \cdot (\eta_{K0}^2 - M^2 - 2 \cdot \eta_{K0})}; \quad ^{5)} \mu = \frac{1}{\lambda} \cdot 10 \text{ bis } \frac{1}{\lambda} \cdot 20$$

²⁾ bis ⁵⁾ siehe *Wheeler et al. (2003)*

Tabelle F.6: Bodenkenngroßen für das *hypoplastische* Modell nach *Mašín*

γ / γ_r	λ^*	κ^*	φ'_{cs}	N	r	$e_{0,Oedo}$	$e_{0,Triax}$	m_R	m_T	R_{max}	β_r	χ
kN/m ³	—	—	°	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18/18	0,05396	0,02085	22,8 ¹⁾	0,83 ²⁾	3,0 ²⁾	1,113	0,667 ³⁾	5	5	10^{-4}	0,1	6,0

Anmerkungen: ¹⁾ näherungsweise $\varphi'_{cs} \approx \varphi'$

²⁾ N und r wurden anhand der Laborversuche kalibriert

³⁾ da e_0 zu Beginn des Abschervorgangs unbekannt ist, musste der Wert kalibriert werden

m_R , m_T , R_{max} , β_r und χ beschreiben die intergranularen Dehnungen, Wertebereiche siehe bspw. *Niemunis/Herle (1997)* und *Mašín (2005)*

Tabelle F.7: Bodenkenngroßen für das *viskohypoplastische* Modell nach *Niemunis*

γ / γ_r	λ^*	κ^*	φ'_{cs}	ν	e_0	e_{e0}	I_v	D_r	β_R	$m_R; m_T;$
kN/m ³	—	—	°	—	—	—	—	1/s	—	$R_{max}; \beta_r; \chi$
18/18	0,05396	0,02085	22,8 ¹⁾	0,35	1,113	0,809 ²⁾	0,01 ³⁾	10^{-6} ⁴⁾	0,95 ⁵⁾	6)

Anmerkungen: ¹⁾ näherungsweise $\varphi'_{cs} \approx \varphi'$

²⁾ Für Referenzspannung $p_{e0} = 100 \text{ kN/m}^2$, näherungsweise abgeleitet aus dem Ödometerversuch für die Auflastspannung $\sigma' = 139 \text{ kN/m}^2$, da gilt:

$$p_{e0} = \sigma' \cdot (2 \cdot K_0 + 1) / 3 \quad \text{mit } K_0 = \frac{a}{a+3}, \text{ wobei } a = \frac{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi'_{cs})}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot \sin \varphi'_{cs}},$$

siehe bspw. *Niemunis/Herle (1997)*

³⁾ $I_v = C_a / C_c$, siehe Abschnitt 4.2.3

⁴⁾ Annahme nach *Gudehus (2004)* und *Punlor (2004)*

⁵⁾ „Standard“-Eingabewert, siehe *Punlor (2004)*

⁶⁾ m_R , m_T , R_{max} , β_r und χ siehe Tabelle F.6

F.3 Simulation von Laborversuchen

F.3.1 Gegenüberstellung der untersuchten Stoffmodelle

Im Folgenden sind Versuchsergebnisse aus Triaxial- und Ödometerversuchen nach Anhang C den Berechnungen mit der FE-Methode unter Anwendung der Stoffmodelle nach Tabelle 4.2 (Kapitel 4) gegenübergestellt. Die FE-Berechnungen erfolgten mit *Plaxis 2D* und *Plaxis 3D Foundation* mit der Funktion des *Soil Test*, wobei keine Abweichungen zwischen den Programmen festgestellt wurden. Für FE-Berechnungen mit *Tochnog* mussten die Versuche modelliert werden. Zur FE-Modellierung von Triaxialversuchen siehe bspw. *Gebreselasie (2003)* und *Neher (2008)*.

Alle Materialparameter für die Stoffmodelle wurden, sofern möglich, aus den Versuchsergebnissen der Laborversuche nach Anhang C abgeleitet und ohne weiteren Anpassungen angewendet. Beim *HSS*-, *SCI*-Modell sowie den hypoplastischen Modellen mussten einige Parameter nach Literaturempfehlungen ermittelt werden. Alle angewendeten Parameter sind in Anhang F.2 zusammengestellt. Die folgenden vergleichenden Darstellungen beschränken sich auf ausgewählte Versuchskurven eines CU-Triaxialversuchs unter der Konsolidationsspannung $\sigma_{3,c} \approx 200 \text{ kN/m}^2$ mit der Abschergeschwindigkeit $v_l = 0,01 \text{ mm/min}$ (VT_10) (Bild F.2) und des Ödometerversuchs (Bild F.3).

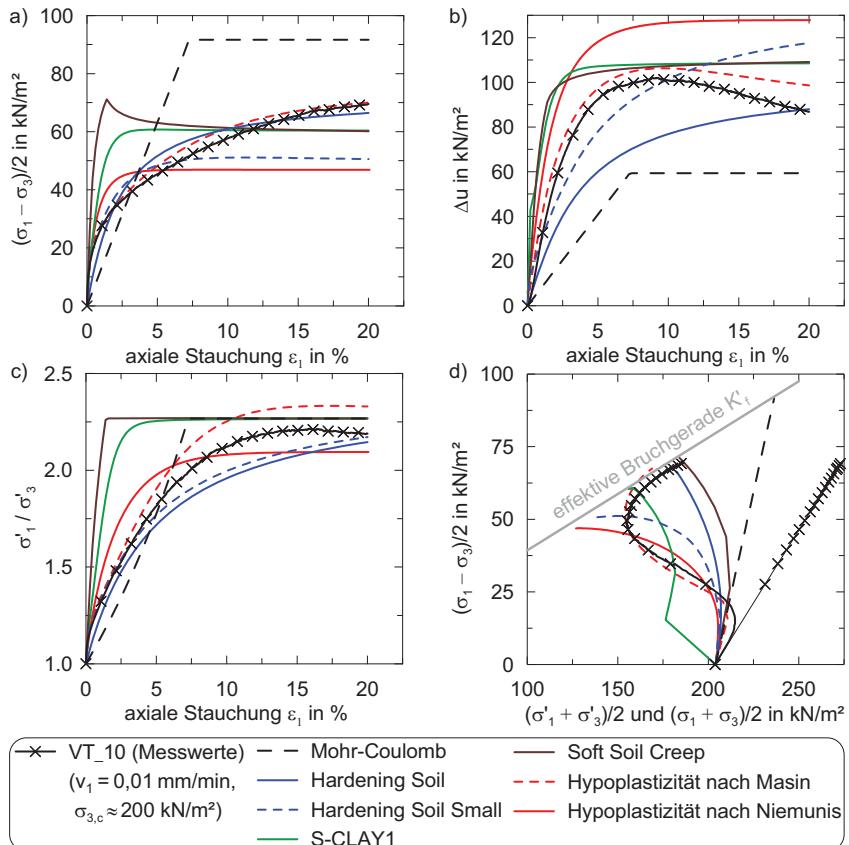


Bild F.2: Gegenüberstellung des Triaxialversuchs VT_10 zu FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Stoffmodellen: a) Deviatorspannung-Dehnung ε_1 ; b) Porenwasserüberdruck- ε_1 c) Spannungsverhältnis- ε_1 ; d) Spannungspfade

Insgesamt zeigt sich in Bild F.2 und Bild F.3 eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen numerischer Simulation und Versuchsergebnissen für alle untersuchten Stoffmodelle.

Bei der Simulation des Triaxialversuchs in Bild F.2 liegen beim MC-Modell die bekannten Einschränkungen vor, insbesondere der elastische Spannungspfad entspricht den realen Verhältnissen kaum. Die elastoplastischen Stoffmodelle auf *Modified Cam Clay*-Grundlage, SSC und SCI, lassen bei der Simulation der Triaxialversuche eine zu hohe Anfangssteifigkeit erkennen, treffen jedoch größtmäßig den Porenwasserüberdruck sowie die Deviatorspannung

in guter Näherung. Dies trifft mit etwas größeren Abweichungen auch für das *HS*- und *HSS*-Modell zu. Die etwas höhere Anfangssteifigkeit des *HSS*-Modells ist erkennbar, doch berechnet dieses etwas zu hohe Porenwasserüberdrücke, sodass eine etwas zu starke Verdrehung des Spannungspfades vorliegt. Das *HS*-Modell liefert bei kleinen Dehnungen etwas zu niedrige Porenwasserüberdrücke, doch stimmen die Deviatorspannungen gut mit den Versuchsergebnissen überein. Vergleichweise große Abweichungen zu den experimentellen Ergebnissen des Triaxialversuchs lässt das *VHP*-Modell erkennen, das aufgrund zu großer Porenwasserdrücke eine zu starke Verdrehung des Spannungspfades ermittelt, was gleichzeitig eine zu geringe Deviatorspannung bedeutet.

Hinsichtlich des Ödometerversuchs in Bild F.3 verhalten sich das *HS*- und *HSS*-Modell etwas zu weich bei großen Auflasten. Das *SSC*-Modell liefert insbesondere wegen der zu großen Verformungen bei kleinen Auflasten die größten Abweichungen zum Versuchsergebnis.

Die besten Übereinstimmungen zu den experimentellen Ergebnissen zeigt das *HPM*-Modell, das die Versuchskurven nahezu identisch wiedergeben kann. Jedoch ist dies auch auf die Notwendigkeit der Kalibrierung dieses Modells zurückzuführen, die gegenüber den elastoplastischen Modellen aufgrund einiger nur schwer bestimmbarer Stoffparameter erforderlich ist. So beeinflusst schon eine geringe Änderung der Porenzahl e_0 insbesondere das Steifigkeitsverhalten signifikant. Zusätzlich müssen die Parameter N und r kalibriert werden, die bspw. eine erhebliche Beeinflussung des Spannungs-Stauchungsverhaltens beim Ödometerversuch und der Form des Spannungspfades beim Triaxialversuch zur Folge haben.

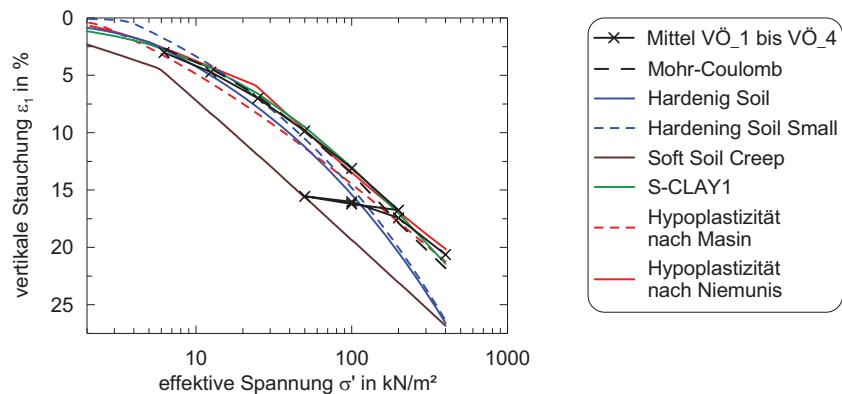


Bild F.3: Gegenüberstellung der gemittelten Spannungs-Stauchungskurve der Ödometerversuche VÖ_1 bis VÖ_4 zu FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Stoffmodellen (nur Erstbelastung simuliert)

F.3.2 Effektive vs. undrainierte Festigkeits- und Steifigkeitsparameter

Eine praktikable numerische Simulation undrainierter Verhältnisse (Anfangszustand) auf Grundlage der undrainierten Scherfestigkeit c_u und $\varphi_u = 0$ lassen die Stoffmodelle *Mohr-Coulomb* (*MC*) und *Hardening Soil* (*HS*) zu. Dabei ist die Poisson-Zahl mit annähernd $\nu_u = 0,5$ vorzugeben. Lediglich totale Spannungen, nicht aber Porenwasserüber- und -unterdrücke werden berechnet. Weiterhin ist zu beachten, dass die Steifigkeitsparameter undrainiert sind (E_u) und beim *HS*-Modell die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit genauso verloren geht wie die isotrope Verfestigung. Auch ist der Erdruhedruckbeiwert $K_{0,nc}$ in den Berechnungen manuell vorzugeben. Weiterführend siehe *Wehnert (2006)* und *Plaxis (2010)*.

Eine Simulation des Triaxialversuchs VT_10 (vgl. Bild F.2) mit effektiven und undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern zeigt die wesentlichen Unterschiede zwischen dem *MC*- und *HS*-Modell (Bild F.4). Bei Vorgaben von c_u , hier als Ergebnis des Triaxialversuchs, berechnen beide Stoffmodelle in gute Annäherung die Deviatorspannung über die Dehnung (Bild F.4 a). Die Simulation mit effektiven Festigkeits- und Steifigkeitsparametern dagegen liefert für c_u als Berechnungsergebnis beim *MC*-Modell einen zu hohen Wert, während dessen das *HS*-Modell einen realistischen Wert berechnet (Bild F.4 b). Eine Berechnung von c_u als Ergebnis einer undrainiert durchgeführten effektiven Spannungsanalyse, wenn nur effektive Scherparameter bekannt sind, ist beim *MC*-Modell demnach schwierig. Eine theoretische Umrechnung der undrainierten Scherfestigkeit zu der effektiven Gesamtscherfestigkeit im Bruchzustand zeigen *Kempfert/Gebreselassie (2002)* und *Gebreselassie (2003)*.

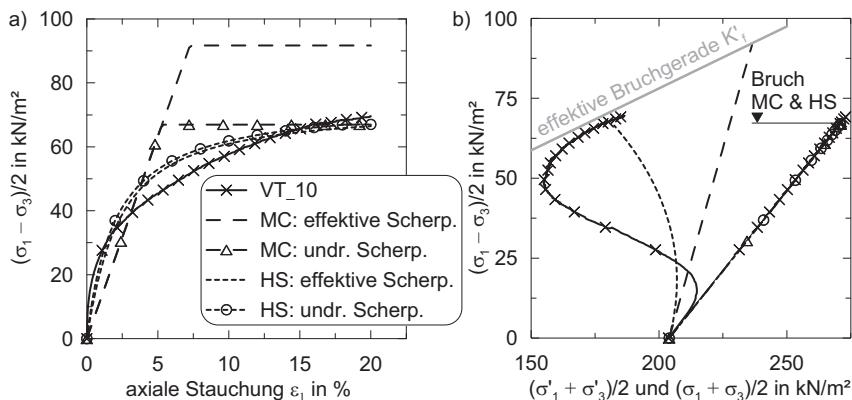


Bild F.4: Gegenüberstellung von Triaxialversuch und FE-Berechnungen mit dem *MC*- und *HS*-Modell bei Vorgabe von effektiven und undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern: a) Deviatorspannung über Dehnung; b) Spannungspfade

F.3.3 Viskoses Materialverhalten

Bild F.5 stellt die numerische Simulation von viskosem Materialverhalten mit dem *Soft Soil Creep*-Modell (SSC) und dem *viscohypoplastischen* Modell nach *Niemunis* (VHP) Versuchsergebnissen gegenüber. Untersucht wurde das Kriechverhalten im Ödometerversuch mit Variation von C_a , ausgehend von der Anfangsporenzahl $e_0 = 0,745$ zu Beginn der Lastaufbringung $\sigma' = 400 \text{ kN/m}^2$, (Bild F.5 a) und die Ausbildung der Deviatorspannung im Triaxialversuch mit Variation der Abschergeschwindigkeit (Bild F.5 b).

Hinsichtlich des Kriechverhaltens in Bild F.5 a können beide Stoffmodelle das Versuchsergebnis realistisch berechnen. Mit Erhöhung des Kriechbeiwerts erhöht sich erwartungsgemäß auch die Kriechverformung. Das SSC-Modell liefert jedoch bei größeren Kriechbeiwerten und derselben Ödometerauflast σ' eine erhöhte Porenzahl zu Beginn des Kriechens, was nicht plausibel ist, aber seinen Grund in der Konstruktion des Stoffmodells findet (Neher, 2008).

Die Spannungspfade beider Modelle in Bild F.5 b verdrehen sich mit zunehmendem C_a und/oder zunehmender Abschergeschwindigkeit in Richtung des Spannungspfades des MC-Modells. Entsprechend nimmt die undrainierte Kohäsion c_u zu, während die effektive Bruchfunktion K_f' unverändert bleibt.

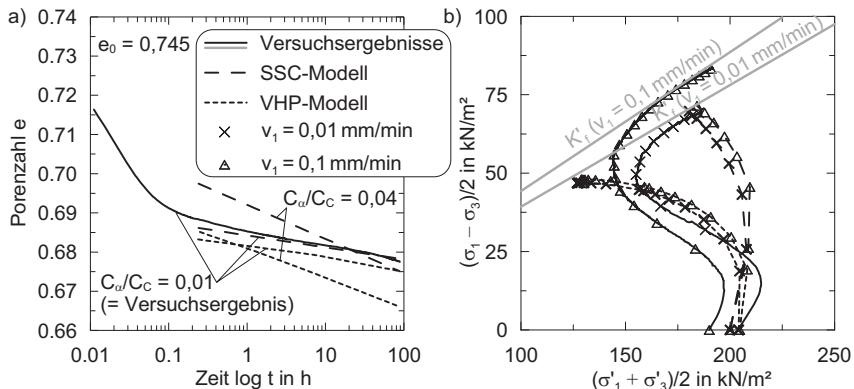


Bild F.5: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und FE-Berechnungen mit dem SSC- und VHP-Modell unter dem Aspekt des viskosen Verhaltens: a) Kriechkurven bei Auflast $\sigma' = 400 \text{ kN/m}^2$; b) effektive Spannungspfade geschwindigkeitsabhängig

F.3.4 Anisotropes Materialverhalten

Eine Untersuchung zur Abbildung der plastischen Anisotropie von Böden durch das *SCI*-Modell kann aufgrund fehlender eigener Versuchsergebnisse, d. h. anderen Spannungspfaden als in Bild F.2 dargestellt, nicht erfolgen. Zu entsprechenden Untersuchungen siehe *Trausch-Giudici (2004)* und *McGinty (2006)*, wobei eine Eignung des Stoffmodells zur Abbildung der plastischen Anisotropie festgestellt wurde.

F.4 Untersuchungen an einem idealisierten Baugrundmodell

F.4.1 Numerisches Modell

Im Folgenden findet eine Gegenüberstellung der ausgewählten Stoffmodelle nach Tabelle 4.2 (Kapitel 4) unter dem Aspekt der Vergleichbarkeit bei Berücksichtigung der unterschiedlichen Eigenschaften der Stoffmodelle an einem idealisierten Baugrundmodell statt (Bild F.6). Dieses ermöglicht durch Aufbringung einer schlaffen Bodenauflast die Analyse der Horizontalverschiebungen im bindigen Boden. Damit wird der Standardfall eines infolge einer Bodenauflast durch Seitendruck beanspruchten Pfahls in einem ersten Schritt vereinfacht im Hinblick auf das numerische Bodenverhalten untersucht. Weiterhin ist das Langzeitverhalten bei Konsolidationsvorgängen und Kriechen sowie die Vergleichbarkeit bei Anwendung von effektiven und undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern im Anfangszustand Gegenstand der Untersuchung.

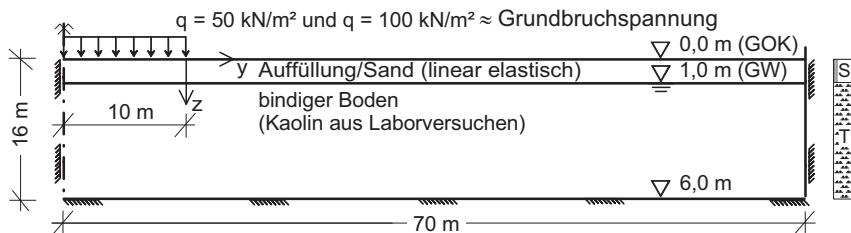


Bild F.6: Idealisiertes Baugrundmodell mit Bodenprofil

Die Auffüllung ist näherungsweise mit einem linear elastischen Materialverhalten beschrieben mit den Materialkenngrößen $E = 60 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0,30$ und $\gamma = \gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$. Die bindige Bodenschicht ist mit den Kenngrößen des in dieser Arbeit untersuchten Kaolins modelliert. Diese lagen bereits der Simulation der Elementversuche in Anhang F.3 zugrunde und sind für alle Stoffmodelle in Anhang F.2 zusammengestellt. Jedoch mussten einige Anpas-

sungen vorgenommen werden. Der Steifemodul des *MC*-Modells wurde in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung σ'_{vc} im bindigen Boden aus der Referenzsteifigkeit des *HS*-Modells E_{50}^{ref} rückgerechnet zu $E_s = 340 \text{ kN/m}^2 + 80 \text{ kN/m}^2/\text{m}$. Mit derselben Abhängigkeit wurde beim *HSS*-Modells das Schubmodul mit $G_0 = 11.800 \text{ kN/m}^2$ nach *Alpan* (1970) und die Scherdehnung mit $\gamma_{0,7} = 4 \cdot 10^{-4}$ nach *Hardin/Drnevich* (1972) bestimmt. Die Festlegung der Anfangsporenzahl beim *HPM*- und *VHP*-Modell erfolgte im Mittel mit $e_0 = 0,85$.

F.4.2 Gegenüberstellung der untersuchten Stoffmodelle

Vergleichende Ergebnisse mit den untersuchten Stoffmodellen im Anfangszustand mit einer effektiven Spannungsanalyse haben Bild F.7 (Spannungspfade) und Bild F.8 (Horizontalverformungen im Boden) zum Inhalt.

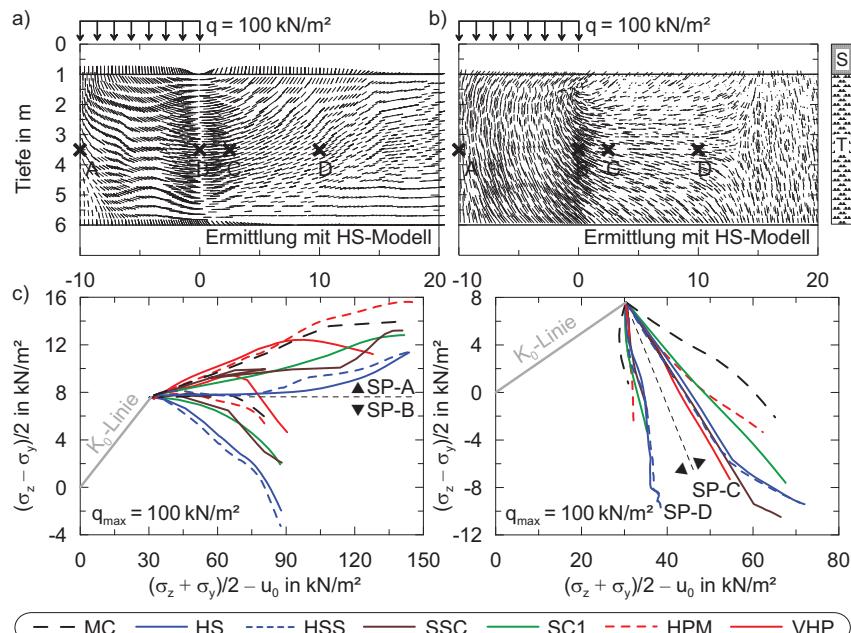


Bild F.7: Bodenverhalten im Anfangszustand bei einer effektiven Spannungsanalyse:
a) Verschiebungsvektoren; b) Hauptspannungsverläufe σ_1 ; c) Totale Spannungspfade in den in a) und b) angegebenen Spannungspunkten (SP)

Bild F.7 a, b zeigt in vektorieller Darstellung das Verschiebungsfeld bzw. die Hauptspannungsverläufe von σ_1 , wobei bis zu einem Abstand von zirka 15 m von der Auflast eine Bodenhebung festgestellt werden kann. In denselben Bereich sind im Vergleich zum Primärspannungszustand auch Verdrehungen der größeren Hauptspannung σ_1 vorhanden und die totalen Spannungspfade (Bild F.7 c) treten dazu erwartungsgemäß auf (Bild 4.1 im Kapitel 4). Dabei wurden mit allen untersuchten Stoffmodellen vergleichbare totale Spannungspfade berechnet.

Den Verlauf der über die Tonschicht gemittelten Horizontalverschiebungen $u_{y,\text{mittel}}$ mit zunehmendem Abstand y von der Bodenauflast im Verhältnis zur mittleren Vertikalverschiebung unter der Bodenauflast $u_{z,\text{mittel}}$ nach Bild F.8 a zeigt Bild F.8 b. $u_{y,\text{mittel}}$ im Verhältnis zur mittleren Horizontalverschiebungen direkt neben der Bodenauflast im vertikalen Schnitt bei $y = 0$, $u_{y,\text{mittel}}(y=0)$, ist im Bild F.8 c dargestellt. Die Berechnungen wurden jeweils für die Bodenauflast $q = 50 \text{ kN/m}^2$ und $q = 100 \text{ kN/m}^2 \approx \text{Grundbruchspannung}$ durchgeführt.

Grundsätzlich lässt sich zum einen feststellen, dass mit allen Stoffmodellen ein vergleichbarer Verlauf der Horizontalverschiebungen mit zunehmendem Abstand y berechnet wird, wobei die Horizontalverschiebungen bei etwa $y = 25 \text{ m}$ vernachlässigbar klein sind. Zum anderen lässt sich feststellen, dass bei größeren Bodenauflasten in großer Entfernung prozentual etwas geringere Horizontalverschiebungen auftreten, was mit beginnenden Brüchen im Boden in auflastnähe erklärt werden kann. Entsprechend sind die prozentualen Horizontalverschiebungen in Nähe zur Bodenauflast größer (Bild F.8 b). Hinsichtlich der berechneten Vertikalverschiebung unter der Bodenauflast $u_{z,\text{mittel}}$ in Bild F.8 a zeigen sich große Unterschiede, die auch schon bei der Simulation der Laborversuche auftraten, vgl. z. B. das weichere Verhalten des HS- und HSS-Modells bei großen Lasten bei Simulation des Ödometerversuchs in Bild F.3. Schlussfolgerungen aus den Ergebnissen von Bild F.7 und Bild F.8 zu einzelnen Stoffmodellen sind in Abschnitt 4.3 zusammengefasst.

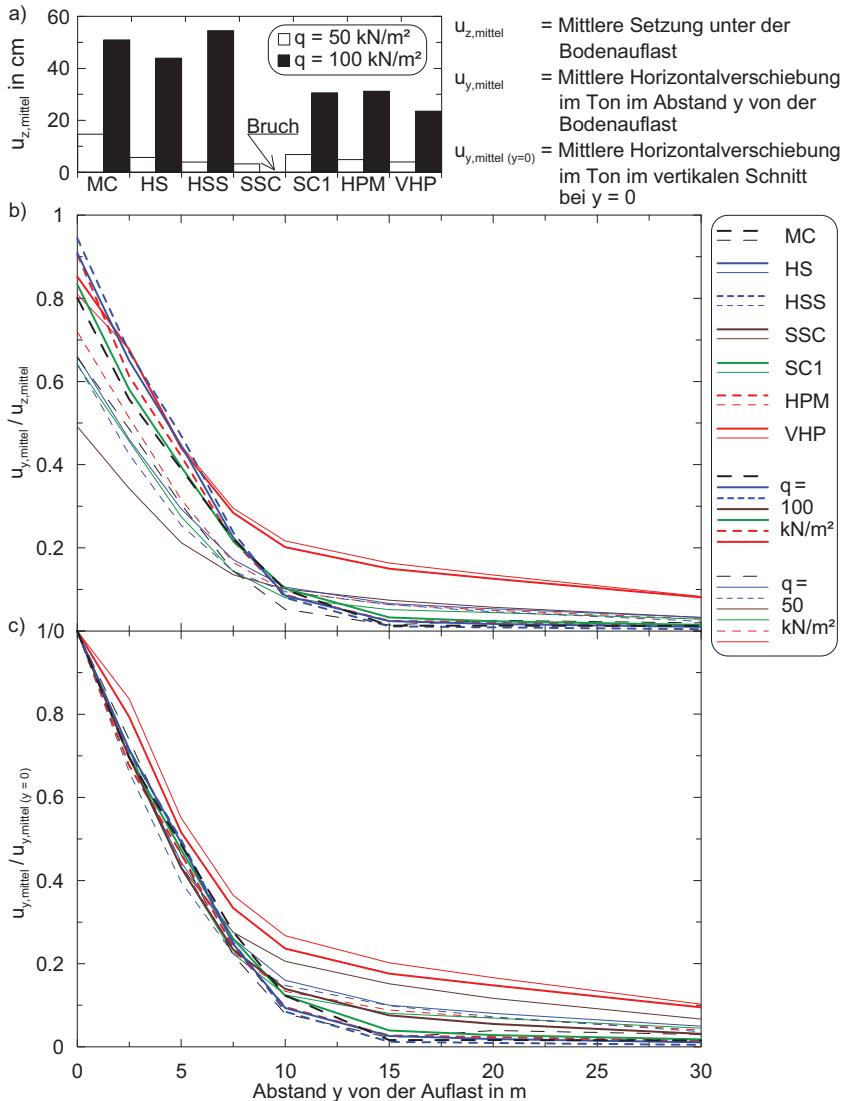


Bild F.8: Bodenverhalten im Anfangszustand bei einer effektiven Spannungsanalyse:
a) mittlere Setzung unter der Bodenauflast $u_{z,\text{mittel}}$; b) und c) Horizontalverschiebung im Boden $u_{y,\text{mittel}}$ im Abstand y von der Bodenauflast bezogen auf $u_{z,\text{mittel}}$ (b)
bzw. bezogen auf die Horizontalverschiebung bei $y = 0$ $u_{y,\text{mittel}(y=0)}$ (c)

F.4.3 Effektive vs. undrainierte Festigkeits- und Steifigkeitsparameter

In Bild F.9 sind Ergebnisse zur Untersuchung des Anfangszustandes mit dem *MC*- und *HS*-Modell bei Vorgabe von effektiven und undrainierten Steifigkeits- und Festigkeitsparametern dargestellt (vgl. Bild F.4). Die undrainierte Steifigkeit beim *HS*-Modell wurde bei der Berechnung mit $\nu_u = 0,495$ als Mittelwert über die Schichtdicke konstant vorgegeben, beim *MC*-Modell mit der Tiefe linear zunehmend.

Im Gegensatz zum Laborversuch nach Bild F.4 ist der c_u -Wert für eine Berechnung mit $\nu_u = 0,495$ nicht bekannt und muss zuvor den effektiven Spannungspfaden einer undrainiert durchgeführten effektiven Spannungsanalyse entnommen werden. Dabei ergeben sich erwartungsgemäß unterschiedliche Werte mit $c_u = 14,0 \text{ kN/m}^2$ (*MC*-Modell) und $c_u = 11,7 \text{ kN/m}^2$ (*HS*-Modell) (Bild F.9 a). Dennoch kann hinsichtlich der berechneten Vertikalverschiebung unter der Bodenauflast $u_{z,\text{mittel}}$ in Bild F.9 b und dem Verhältnis der mittleren Horizontal- und Vertikalschiebung im Boden $u_{y,\text{mittel}}/u_{z,\text{mittel}}$ in Bild F.9 c für beide untersuchte Berechnungsmethoden (mit effektiven bzw. undrainierten Festigkeits- und Steifigkeitsparametern) im Anfangszustand eine gute Übereinstimmung festgestellt werden, was auf eine zutreffende Festlegung der effektiven und undrainierten Steifigkeit schließen lässt.

Weiterhin sind in Bild F.9 b, c Ergebnisse im Anfangs- und Endzustand mit dem *HS*- und *SCI*-Modell gegenübergestellt, wobei zwei unterschiedliche Berechnungsmethoden für den Endzustand untersucht wurden. Gegenüber einer Konsolidationsanalyse nach Auflastaufbringung bis $\Delta u \approx 0$ liefert eine reine Betrachtung des Endzustands (Berechnungen mit drainierten Randbedingungen, d. h. ohne Erzeugung von Porenwasserüberdruck) erwartungsgemäß kleinere Setzungen (Bild F.9 b) und Verhältnisse Horizontal- zu Vertikalverschiebungen $u_{y,\text{mittel}}/u_{z,\text{mittel}}$ (Bild F.9 c). Demnach ist eine klassische Konsolidationsanalyse zur Berechnung des Endzustandes vorzuziehen. Gegenüber dem Anfangszustand zeigt sich im Endzustand erwartungsgemäß eine erhebliche Zunahme an Vertikalverschiebungen (Bild F.9 b), während die Horizontalverschiebungen im Verhältnis dazu stark reduziert sind (Bild F.9 c). In absoluten Werten ist kaum eine Zunahme der Horizontalverschiebungen im Endzustand gegenüber dem Anfangszustand festzustellen. Die Berücksichtigung der plastischen Anisotropie beim *SCI*-Modell ist in Form einer Verringerung der Horizontal- gegenüber der Vertikalverschiebung in geringem Maße erkennbar (Bild F.9 c).

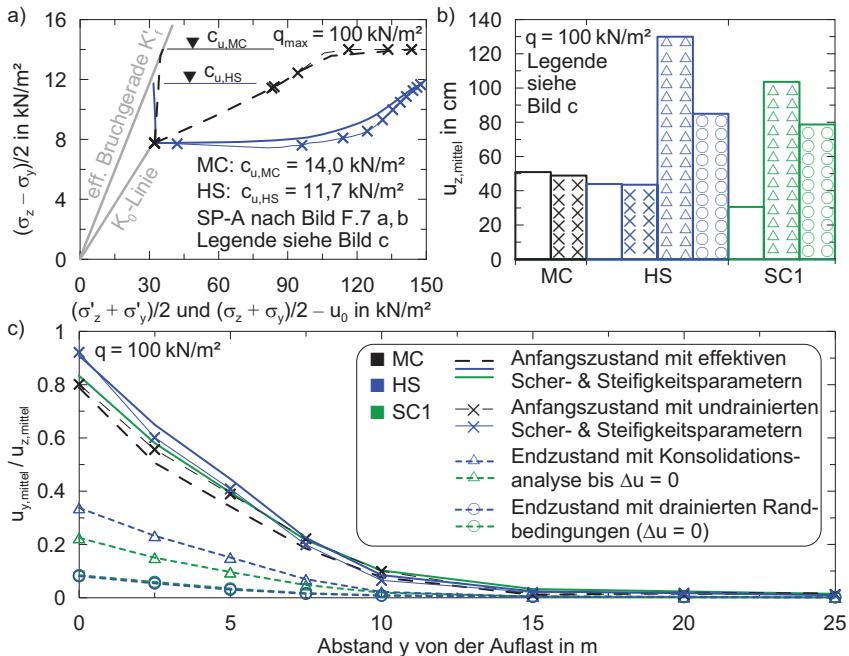


Bild F.9: Bodenverhalten im Anfangszustand und Endzustand bei unterschiedlichen numerischen Berechnungsmethoden: a) effektive und totale Spannungspfade bei Berechnung mit effektiven und undrainierten Bodenparametern; b) Vergleich der berechneten mittleren Vertikalverschiebung unter der Bodenuflast $u_{z,mittel}$; c) Horizontalverschiebung im Boden im Abstand y von der Bodenauflast bezogen auf $u_{z,mittel}$

F.4.4 Viskoses Materialverhalten (Einfluss des Bodenkriechens)

Bild F.10 zeigt die Gegenüberstellung des Kriechverhaltens des Bodens nach Abschluss der Primärkonsolidation über 100 Jahre bei unterschiedlichen Kriechbeiwerten für das SSC- und VHP-Modell. Vereinfacht wurde der Ausgangszeitpunkt der Untersuchung (Zeitpunkt 0) mit einer Berechnung mit drainierten Randbedingungen (reine Betrachtung des Endzustands) erzeugt.

Erwartungsgemäß ist eine Zunahme der Vertikal- und Horizontalverformungen mit zunehmendem Kriechbeiwert gegenüber dem Zustand nach der Primärkonsolidation ($\Delta u = 0$) fest-

zustellen. Im Vergleich zum Bild F.5 zeigt sich beim *VHP*-Modell gegenüber dem *SSC*-Modell ein verstärkter Einfluss des Kriechens auf die Bodenverschiebungen, die jedoch von der Wahl der Ausgangsporenzahl e_0 beeinflusst ist.

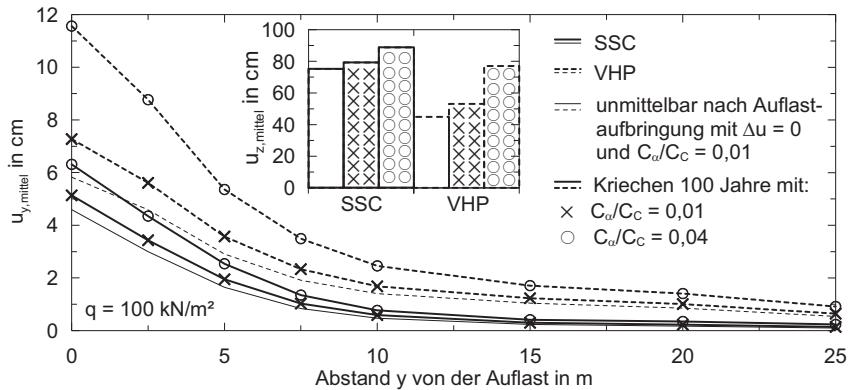
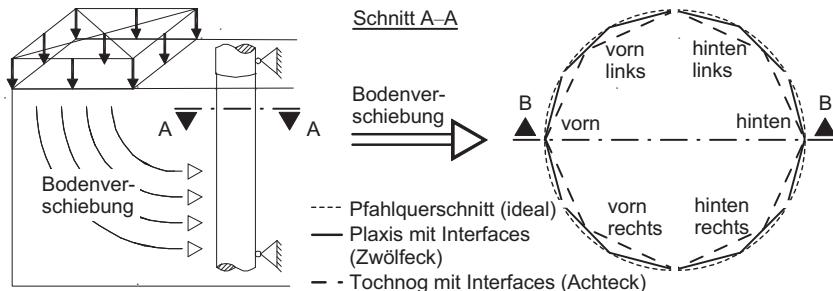


Bild F.10: Bodenverhalten beim Kriechen bis 100 Jahre nach Abschluss der Primärkonsolidation berechnet mit dem *SSC*- und *VHP*-Modell

G Ermittlung der Spannungen auf die Pfahlelemente und Ergebnisdarstellungen aus den FE-Berechnungen

Die Modellierung von Pfahlelementen mit den Programmen *Plaxis 3D Foundation* und *Tochnog* findet als Strukturelement (*Volume Piles*) bzw. Volumenelement statt. Runde Pfahlquerschnitte werden dabei näherungsweise als Zwölfeck (*Plaxis*) bzw. Achteck (*Tochnog*) abgebildet. Als Übergangselemente zwischen Boden und Pfahl dienen Interface-Elemente, die u. a. dazu dienen, Spannungen auf die modellierten Pfähle abzuleiten, welche von den Programmen grafisch und tabellarisch ausgegeben werden können. Folgende Spannungen sind für die Randwertprobleme dieser Arbeit von Interesse (s. a. Bild G.1):

- effektive und totale Normalspannungen σ'_N und σ_N ,
- horizontale Scherspannungen τ_{y-x} ,
- hydrostatischer Porenwasserdruk p_{steady} bzw. u_0 ,
- Porenwasserüberdruck bzw. -unterdruck p_{excess} bzw. Δu .



Schnitt B-B

Spannungseinwirkungen auf Pfahl/Interfaces: Plaxis (links) und Tochnog (rechts)

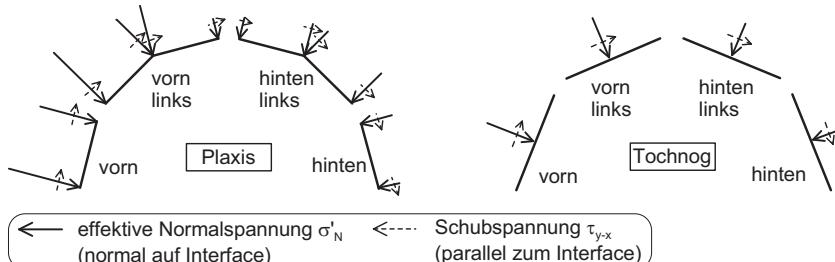


Bild G.1: Spannungen auf die Interface-Elemente bei Pfahlanströmung durch Boden (hydrostatisch wirkender Porenwasserdruk auf die Interfaces nicht dargestellt)

Mittels der Interface-Elemente ist es zudem möglich, die Scherfestigkeiten und Steifigkeiten in der Kontaktzone zwischen Pfahl und Boden zu modellieren. Beide verwendete Programme bilden diese Kontaktzone mit dem *Mohr-Coulomb*-Modell ab. Die Scherfestigkeiten werden je nach Material der Pfahloberfläche i. d. R. mit der faktorisierten Scherfestigkeit des anstehenden Bodens im Bereich von 0 bis 1,0 gewählt. Beim Programm *Plaxis 3D Foundation* wird dieser Faktor mit einem Wert für die Größe R_{inter} angegeben, wobei auch die Steifigkeit des anstehenden Bodens in der Kontaktzone mit dem quadrierten Faktor R_{inter}^2 abgemindert wird. Bei dem Programm *Tochnog* sind die Scherfestigkeiten und Steifigkeiten in der Kontaktzone individuell anzugeben.

Zur zweckmäßigen Darstellung der Spannungen auf einen Pfahl wird dieser in der vorliegenden Arbeit in zwei Bereiche eingeteilt: Einer *Anströmseite* (Seite der Bodenanströmung in der bindigen Bodenschicht bzw. auflastzugewandte Seite) und einer *Bettungsseite* (auflastabgewandte Seite unabhängig einer tatsächlich vorhandenen Bettung) (Bild G.2). Dazu ist es notwendig, die Normal- und Schubspannungen auf den Pfahl über trigonometrische Funktionen in die Wirkungsebene der Pfahlanströmung zu zerlegen. Die Spannungsanteile quer zu dieser Wirkungsebene sind von untergeordneter Bedeutung und werden vernachlässigt.

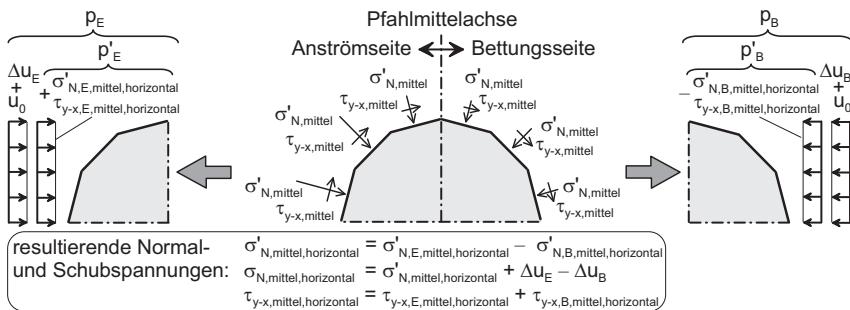


Bild G.2: Umrechnung der Spannungen auf die Interfaces zu in Richtung der Pfahlanströmung wirkende Spannungen auf die Anström- und Bettungsseite des Pfahls

I. d. R. genügt es, den halben Pfahl bei der Spannungsumrechnung nach Bild G.2 zu berücksichtigen, da symmetrische Systeme vorliegen. Dies gilt nicht, wenn außenstehende Gruppenpfähle betrachtet werden oder unsymmetrische FE-Netze modelliert sind.

Die Darstellung der Spannungen über die Pfahlänge erfolgt in der vorliegenden Arbeit auf Grundlage der oben beschriebenen Umrechnungen i. d. R. in der Ansicht (Bild G.3). Der Wasserdruk u_0 und die effektiven Spannungen aus dem K_0 -Zustand, wirkend auf alle Seiten des Pfahls, heben sich bei der resultierenden Pfahlspannung ($\text{Seitendruck } p$) auf.

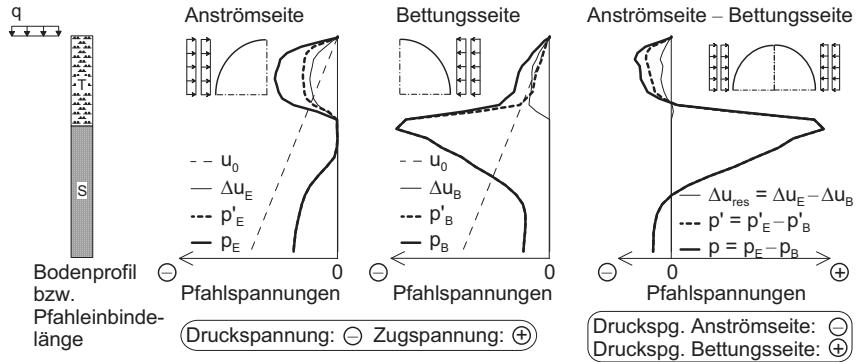


Bild G.3: Darstellung der Spannungskomponenten auf einen Pfahl über die Pfahllänge

Bei zunehmender Bodenauflast q können aus der damit einhergehenden zunehmenden resultierenden Pfahlspannung (Seitendruck p) nach Bild G.3 sowie zunehmenden Pfahl- und Bodenverschiebungen y_{Pfahl} bzw. y_{Boden} (Bild G.4), tiefenabhängige $p-y$ -Kurven und $p-\delta$ -Kurven abgeleitet werden (Bild G.5 a bzw. Bild G.5 b). Dabei ist δ die Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl mit $\delta = y_{Boden} - y_{Pfahl}$. Neben der tiefen- und verschiebungsabhängigen Darstellung des Seitendrucks in Bild G.5 kann auch eine tiefen- und auflastabhängige Darstellung erfolgen, in der vorliegenden Arbeit als $p-q$ -Kurven bezeichnet (Bild G.5 c).

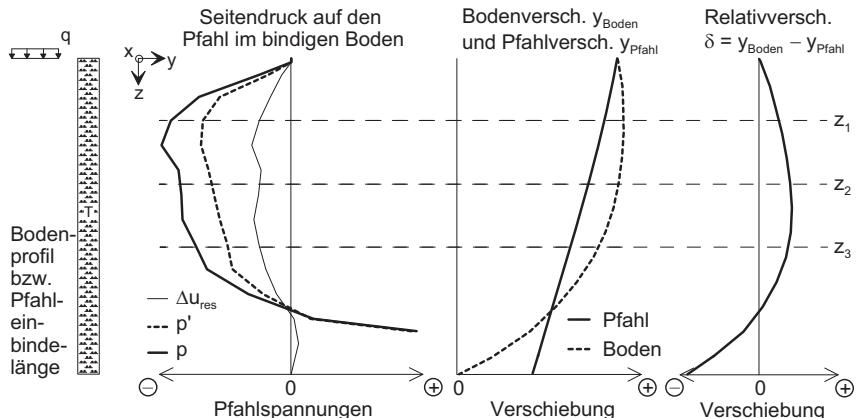
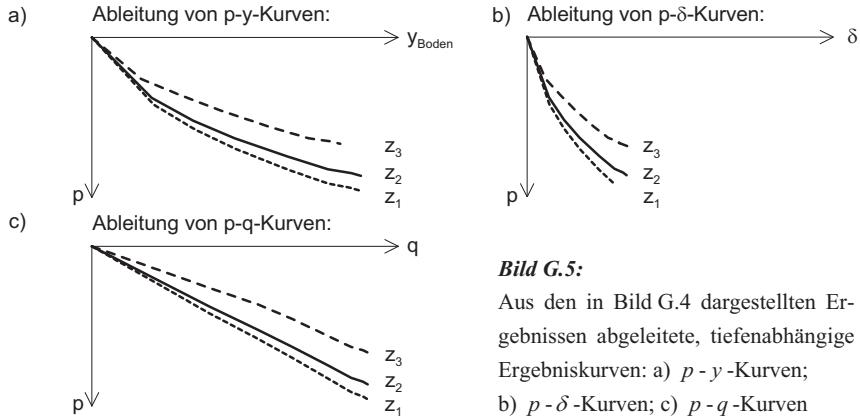
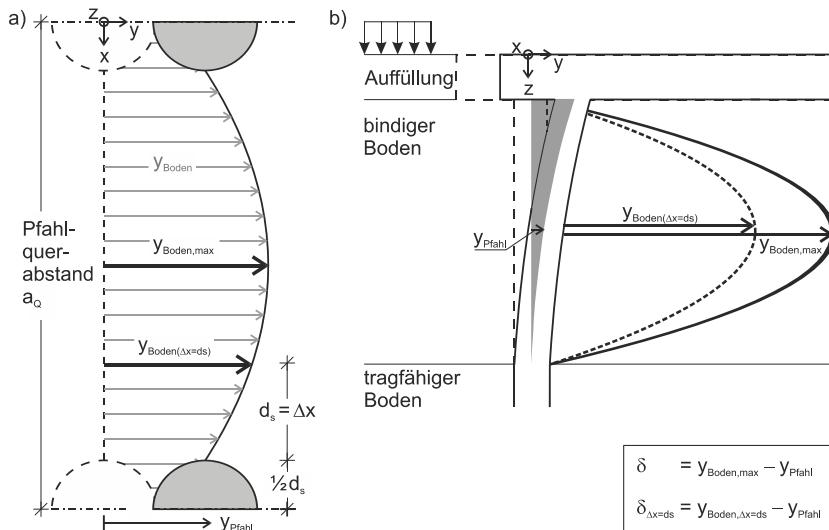


Bild G.4: Seitendruck in der bindigen Bodenschicht und Verschiebungen des Pfahls sowie des Bodens und daraus abgeleitete Relativverschiebung für eine Bodenauflast q

**Bild G.5:**

Aus den in Bild G.4 dargestellten Ergebnissen abgeleitete, tiefenabhängige Ergebniskurven: a) p - y -Kurven; b) p - δ -Kurven; c) p - q -Kurven

Für die Ableitung von p - y - und p - δ -Kurven können unterschiedliche Bodenverschiebungen y_{Boden} in Abhängigkeit des betrachteten Ortes im Boden zugrunde gelegt werden, definiert in Bild G.6.

**Bild G.6:** Definition der Pfahl- und Bodenverschiebungen und der daraus abgeleiteten Relativverschiebungen δ : a) Draufsicht; b) Ansicht

In der vorliegenden Arbeit ist, sofern nicht anders angegeben, in x -Richtung, d. h. quer zur Bodenanströmung, i. d. R. die maximale Bodenverschiebung maßgebend, die sich bei Pfahlquerreihen mittig der Pfähle bzw. bei Einzelpfählen im vom Pfahl weitgehend unbeeinflussten Bereich (i. d. R. Modellrand) befindet (Bild G.6 a). In z -Richtung wird die Bodenverschiebung entweder tiefenabhängig zugrunde gelegt oder die maximale Bodenverschiebung ist für die Ergebnisdarstellungen gewählt. Für die tiefenabhängige Berechnung der Relativverschiebung δ sind y_{Boden} und y_{Pfahl} in der jeweils gleichen Tiefe anzusetzen (Bild G.6 b).

Sofern in der vorliegenden Arbeit die Verteilung des Seitendrucks über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht nicht vom Interesse ist, ist dieser vereinfacht als Mittelwert über die bindige Bodenschicht dargestellt (Bild G.7). Den abgeleiteten $p - y$ - und $p - \delta$ -Kurven ist in dem Fall die maximale Bodenverschiebung in z -Richtung nach Bild G.6 zugrunde gelegt.

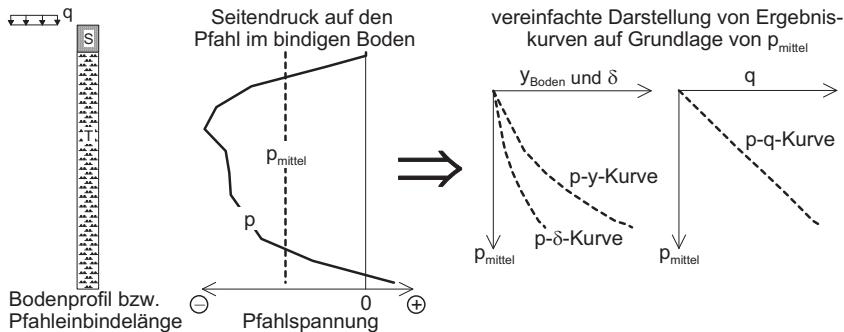


Bild G.7: Vereinfachte Darstellungen der Ergebnisse nach Bild G.5 mit einem über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht gemittelten Seitendruck p_{mittel}

Neben der Ableitung des gemittelten Seitendrucks p_{mittel} aus den Interfaces mit der Spannungsumrechnung nach Bild G.2 kann der Seitendruck vereinfachend aus der Querkraft Q_y der Pfähle ermittelt werden (Bild G.8). Dazu ist im gewählten Bereich im Boden, i. d. R. die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht, die Differenz der Querkräfte an der oberen und unteren Grenze $Q_{y,o}$ bzw. $Q_{y,u}$ zu bilden, was der resultierenden Einwirkungskraft im gewählten Bereich auf den Pfahl, $P = Q_{y,o} - Q_{y,u}$, entspricht. Aus dieser resultierenden Einwirkungskraft P kann mit der Pfahlabmessung, z. B. Pfahlkantenlänge a_s oder Pfahldurchmesser d_s , und der Höhe des gewählten Bereichs, z. B. die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w , der Seitendruck auf den Pfahl abgeleitet werden mit $p = P/(a_s \cdot h_w)$ oder $p = P/(d_s \cdot h_w)$.

Die Gegenüberstellung des Seitendrucks p abgleitet zum einen aus den Interfaces und zum anderen aus den Querkräften der Pfähle ergaben beim Programm *Tochnog* stets Abweichungen von < 1% und beim Programm *Plaxis 3D Foundation* Abweichungen von i. d. R. 5 % bis 10 %.

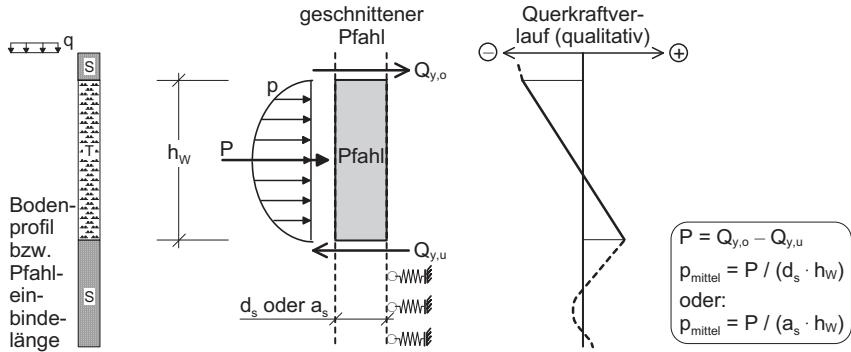


Bild G.8: Ableitung des über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht gemittelten Seitendrucks p_{mittel} aus den Querkräften des Pfahls

H Zusammenstellung von Ergebnissen der numerischen Parameterstudien

H.1 Allgemeines

Im Folgenden sind wesentlichen Ergebnisse der numerischen Parameterstudien zum:

- Einzelpfahl,
- Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast,
- Pfahlgruppenverhalten,

zusammengestellt. Grundlage der Untersuchungen sind die im Kapitel 6 beschriebenen numerischen Modelle und Parametervariationen und -kombinationen.

H.2 Einzelpfahl

H.2.1 Zusammenstellung der abgeleiteten undrainierten Kohäsion c_u aus den effektiven Bodenkenngrößen

Zur Ableitung der in Tabelle H.1 zusammengestellten Größen der über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w gemittelten c_u -Werte siehe Abschnitt 6.3.6.

Tabelle H.1: Aus den effektiven Bodenkenngrößen abgeleitete mittlere c_u -Werte in Abhängigkeit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w für die Untersuchungen mit varierten Parametern und Einzelpfählen

effektive Kenngrößen	c' in kN/m ² ($\varphi' = 20^\circ$)							φ' in $^\circ$ ($c' = 5$ kN/m ²)			
	0,1	2	5	10	15	20	25	15	20	25	30
c_u in kN/m ² infolge variiertem c' , φ' und h_w											
$h_w = 1$ m	4,24	5,44	7,27	14,28	21,41	28,54	35,67				
$h_w = 2$ m	4,84	6,05	7,91	14,28	21,41	28,54	35,67				
$h_w = 4$ m	6,03	7,25	9,16	14,28	21,41	28,54	35,67				
$h_w = 6$ m	7,23	8,23	10,40	15,12	21,41	28,55	35,67	9,43	10,40	11,24	11,87
$h_w = 8$ m	8,41	9,65	11,59	15,95	21,61	28,56	35,67				
$h_w = 10$ m	9,61	10,84	12,80	17,19	22,46	28,56	35,67				
$h_w = 12$ m	10,8	12,04	14,00	18,43	23,30	28,95	35,67				

H.2.2 Einfluss der Scherfestigkeit des Bodens auf das Boden- und Pfahlverhalten

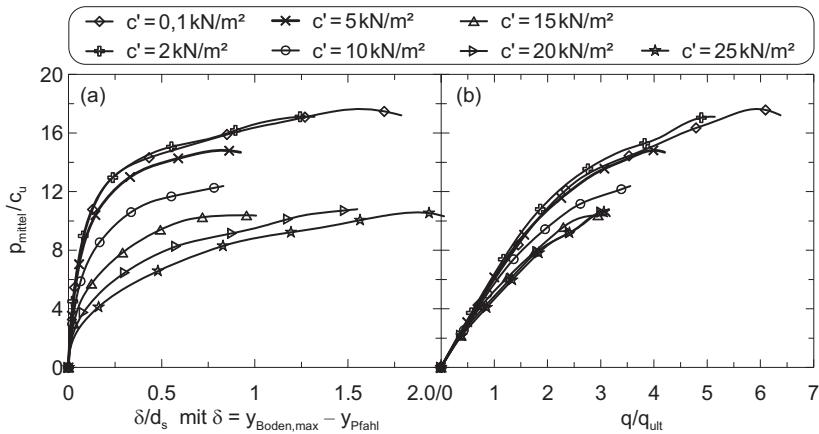


Bild H.1: Variation der Scherfestigkeit des Bodens (Einzelpfahl): a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/d_s ; b) p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

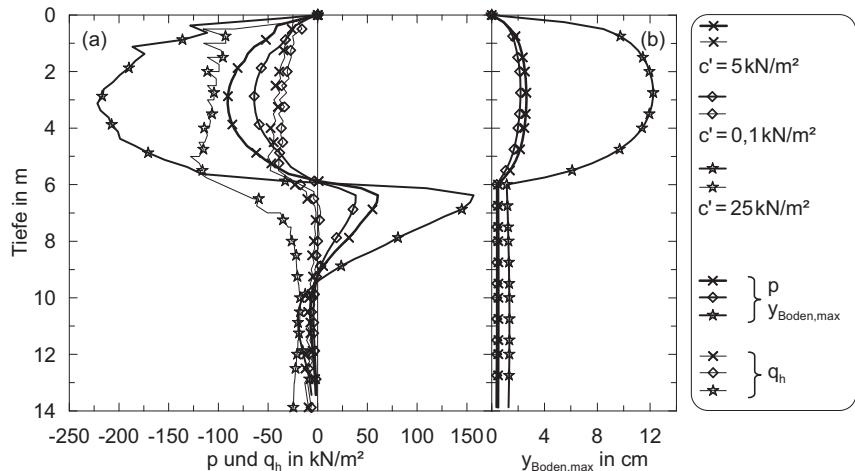


Bild H.2: Variation der Scherfestigkeit des Bodens (Einzelpfahl): a) Seitendruck p und Horizontalspannung q_h und b) Bodenverschiebung $y_{\text{Boden,max}}$ über die Pfahleinbindetiefe bei der normierten Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1$

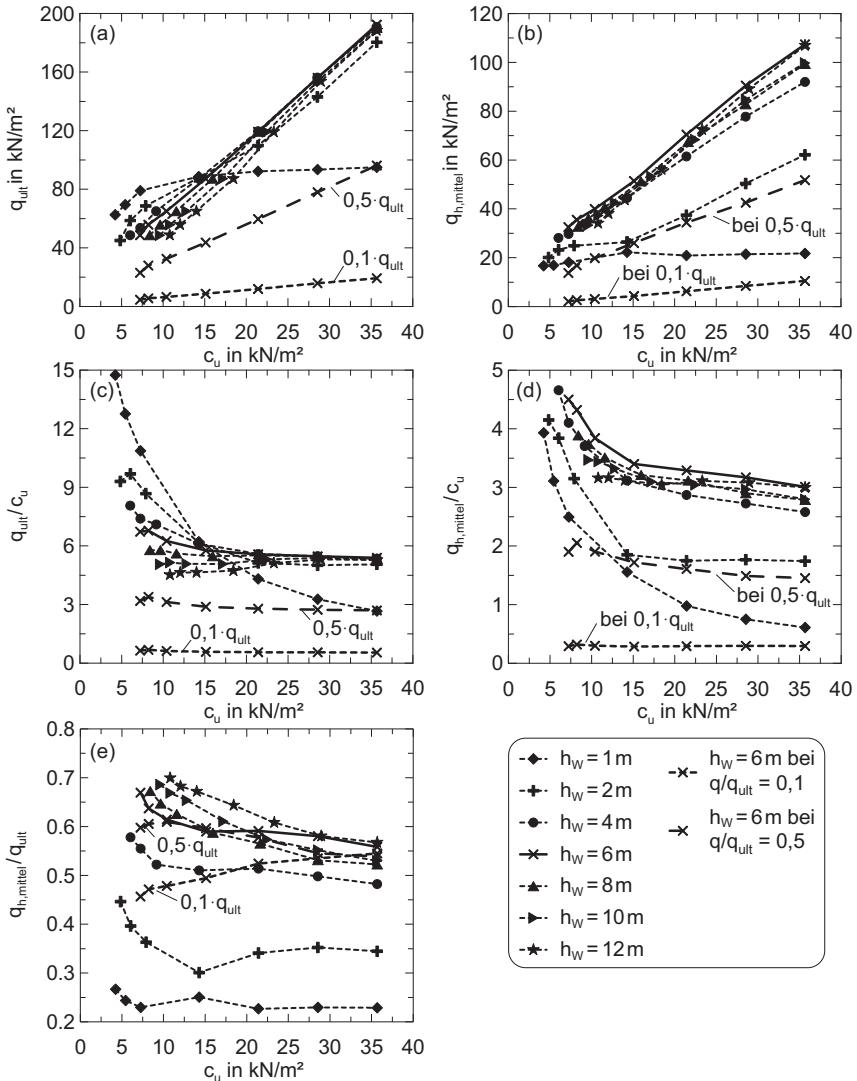


Bild H.3: Variation der Scherfestigkeit des Bodens (Einzelpfahl); Bruchspannung q_{ult} des Bodens und mittlere Horizontalspannung im Boden q_h unmittelbar neben der Bodenauflast bei variiertem Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und variiertem c_u -Wert: a) q_{ult} ; b) q_h ; c) q_{ult}/c_u ; d) q_h/c_u und e) q_h/q_{ult}

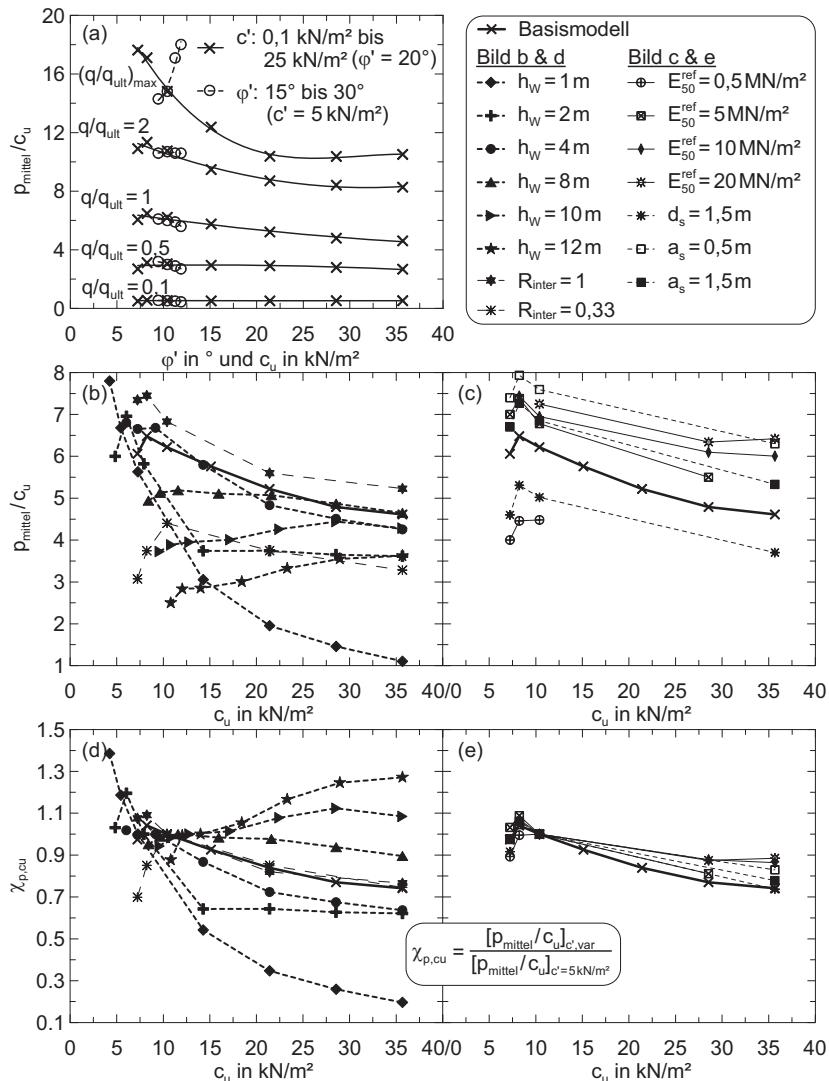


Bild H.4: Variation der Scherfestigkeit des Bodens (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/c_u für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/c_u bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/c_u ausgehend von den Werten p/c_u bei der effektiven Kohäsion von $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

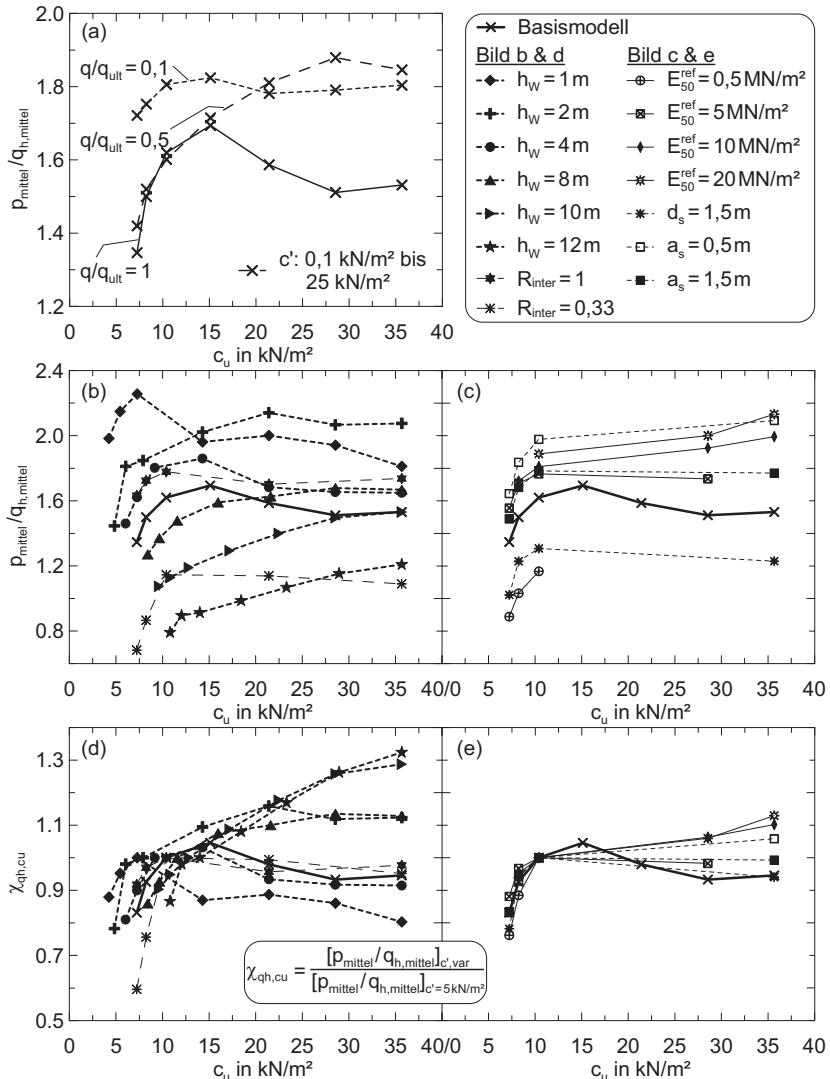


Bild H.5: Variation der Scherfestigkeit des Bodens (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/q_{h} für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/q_{h} bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/q_{h} ausgehend von den Werten p/q_{h} bei der effektiven Kohäsion von $c' = 5\text{kN/m}^2$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

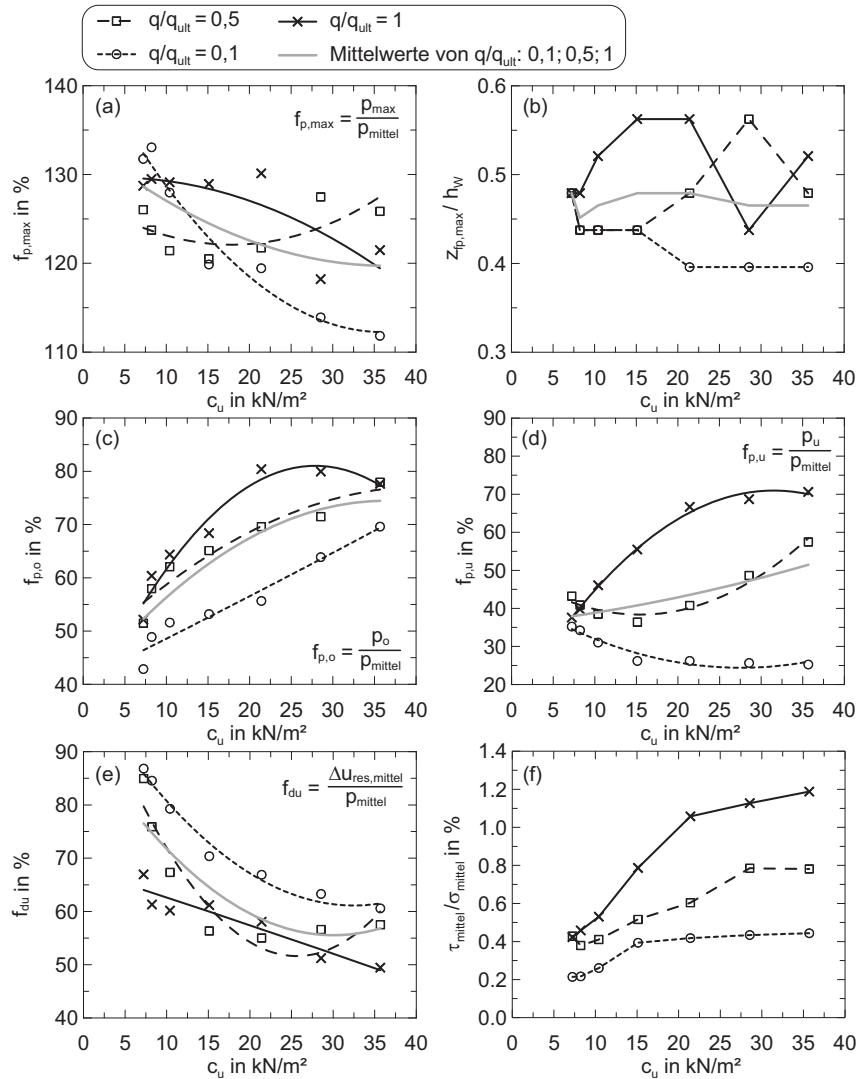


Bild H.6: Variation der Scherfestigkeit des Bodens (Einzelpfahl): a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2; e) Anteil des Porenwasserüberdrucks am mittleren Seitendruck; f) Reibungsanteile am Pfahl (alle Ergebnisse für unterschiedliche q/q_{ult})

H.2.3 Einfluss der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht auf das Boden- und Pfahlverhalten

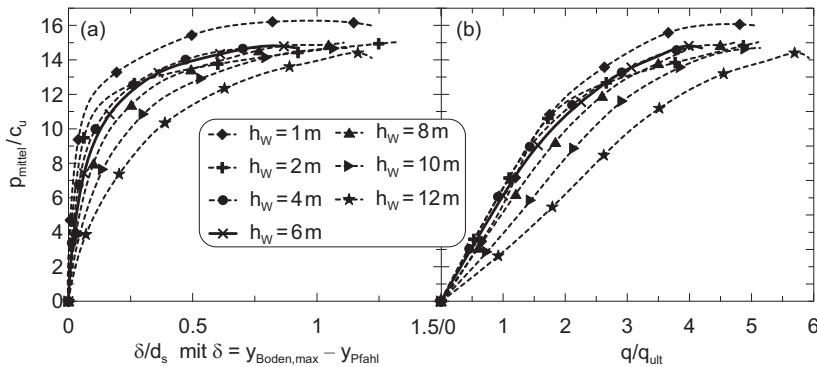


Bild H.7: Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Einzelpfahl): a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/d_s ; b) p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

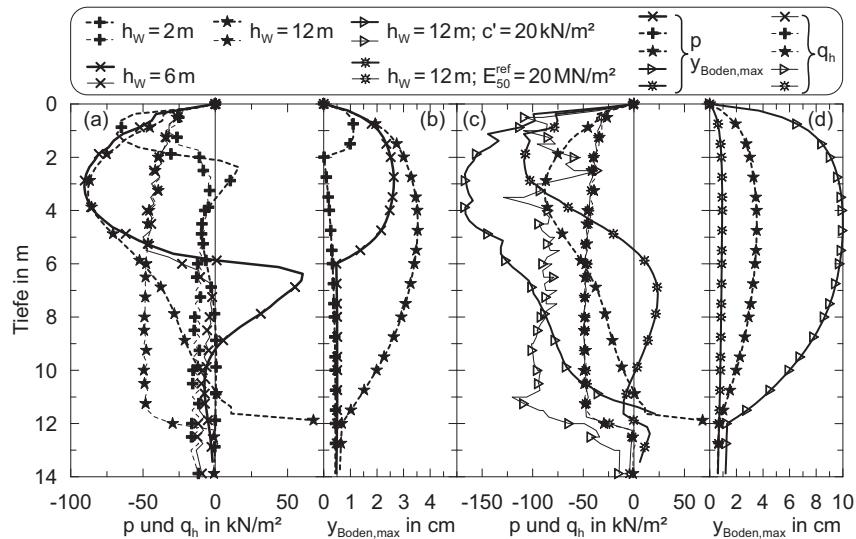


Bild H.8: Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Einzelpfahl): a) und c) Seitendruck p und Horizontalspannung q_h und b) und d) Bodenverschiebung $y_{Boden,max}$ über die Pfahleinbindetiefe bei der normierten Bodenauflast $q/q_{ult} = 1$

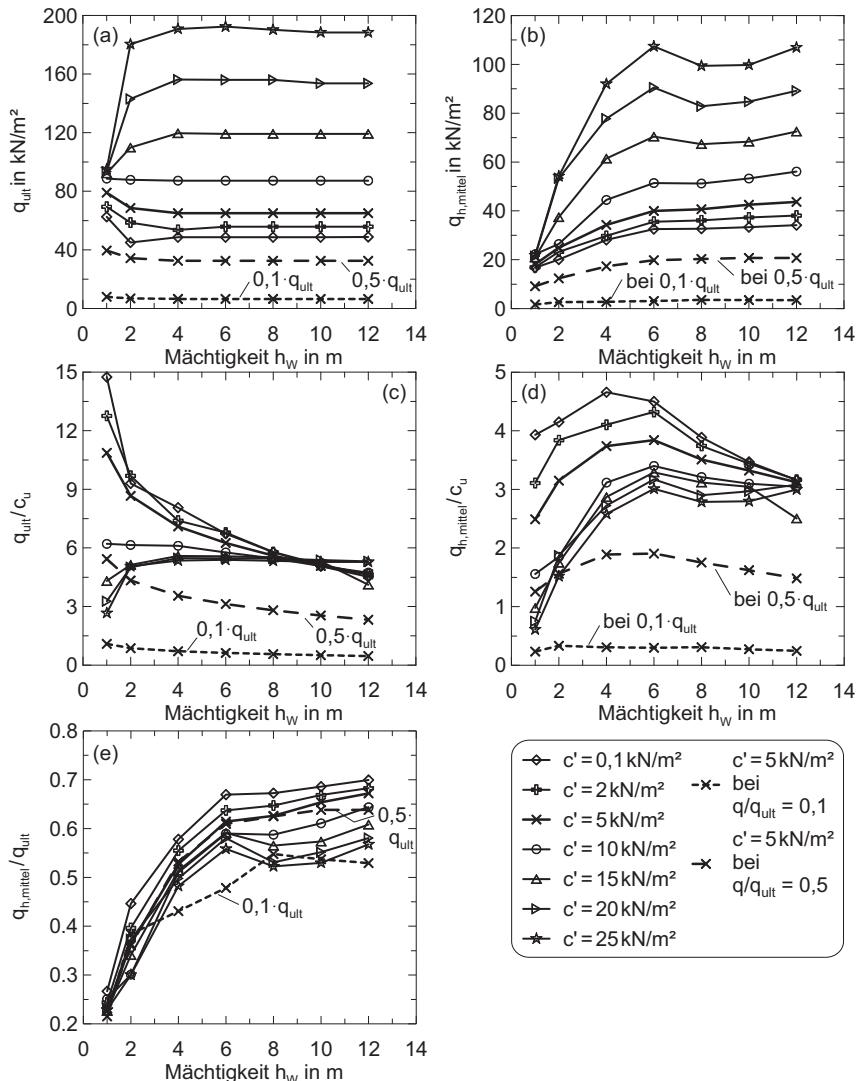


Bild H.9: Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Einzelpfahl); Bruchspannung q_{ult} des Bodens und mittlere Horizontalspannung im Boden q_h unmittelbar neben der Bodenauflast bei varierter eff. Kohäsion c' und varierter Mächtigkeit h_w des bindigen Bodens: a) q_{ult} ; b) q_h ; c) q_{ult}/c_u ; d) q_h/c_u und e) $q_{h,mittel}/q_{ult}$

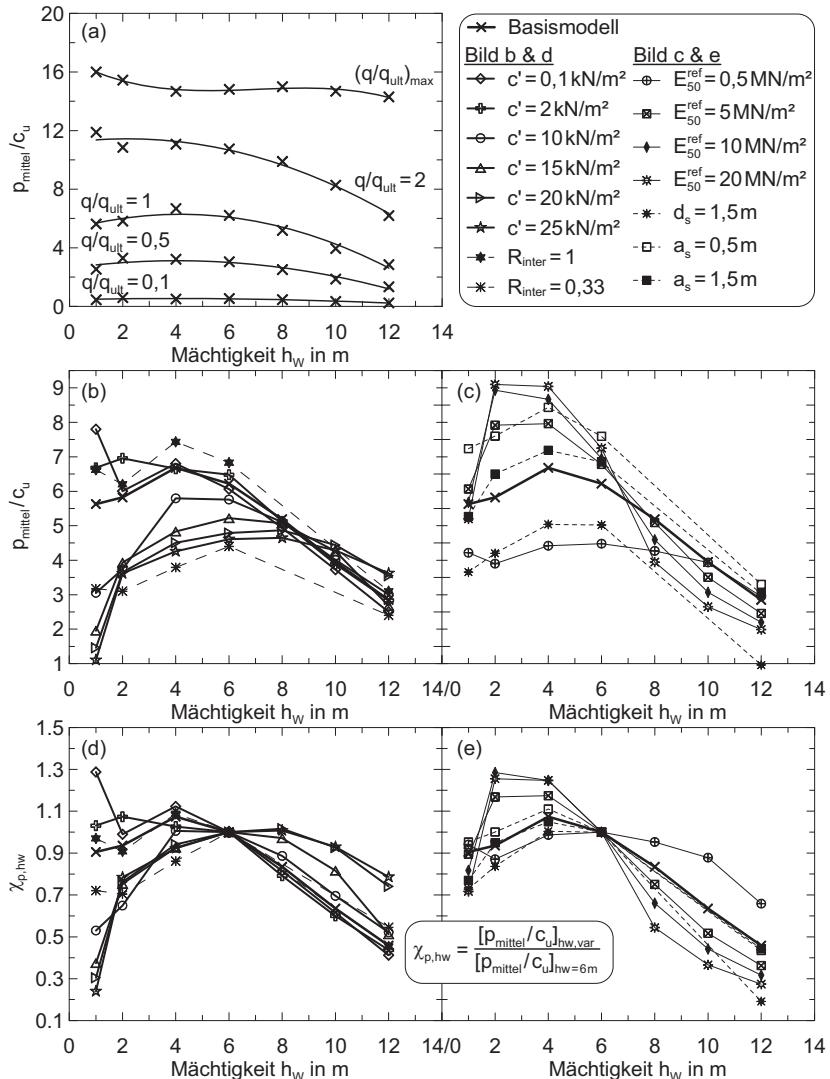


Bild H.10: Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/c_u für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/c_u bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/c_u ausgehend von den Werten p/c_u bei der Mächtigkeit von $h_w = 6 \text{ m}$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

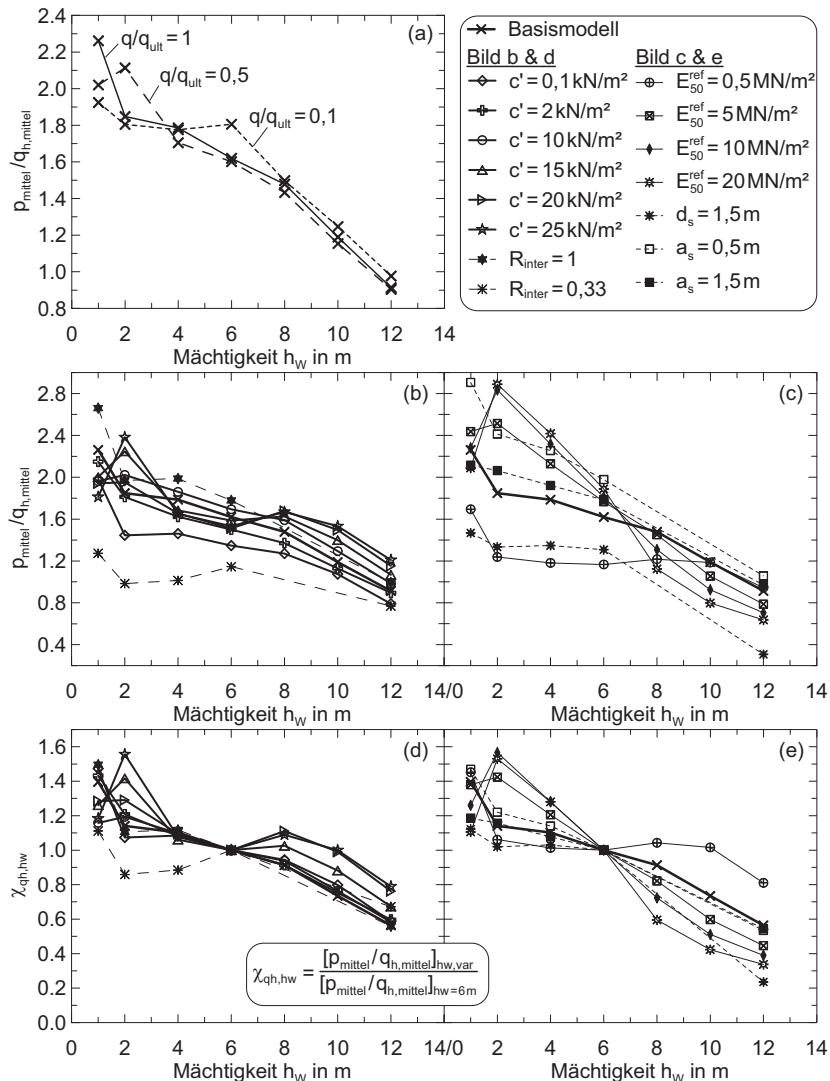


Bild H.11: Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/q_h für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/q_h bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/q_h ausgehend von den Werten p/q_h bei der Mächtigkeit von $h_w = 6 \text{ m}$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

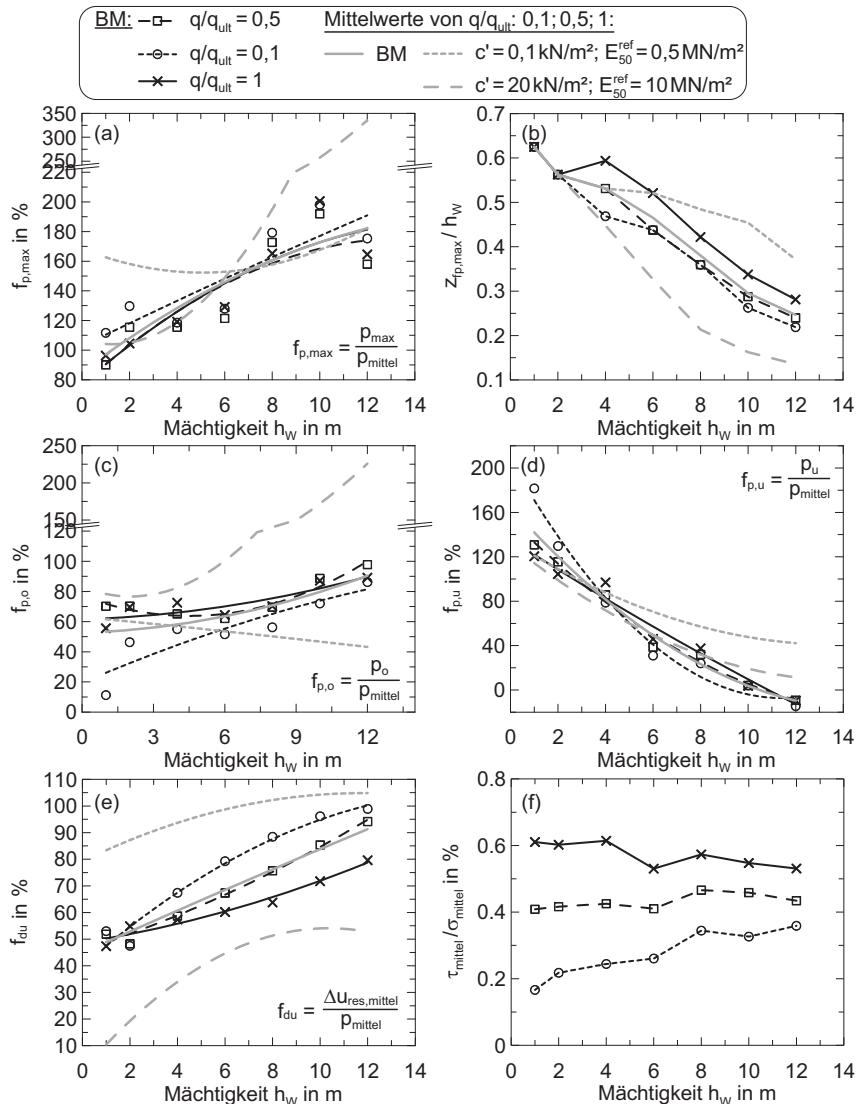


Bild H.12: Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Einzelpfahl): a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2; e) Anteil des Porenwasserüberdrucks am mittleren Seitendruck; f) Reibungsanteile am Pfahl (alle Ergebnisse für unterschiedl. q/q_{ult})

H.2.4 Einfluss der Steifigkeit des Bodens auf das Boden- und Pfahlverhalten

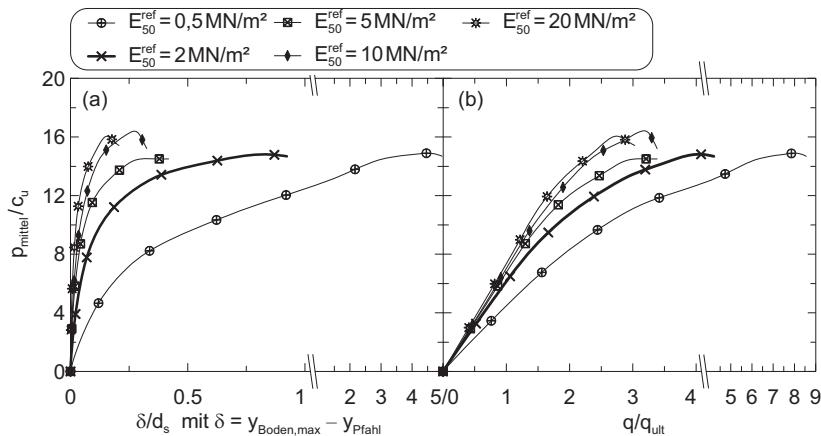


Bild H.13: Variation der Steifigkeit des Bodens (Einzelpfahl): a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/d_s ; b) p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

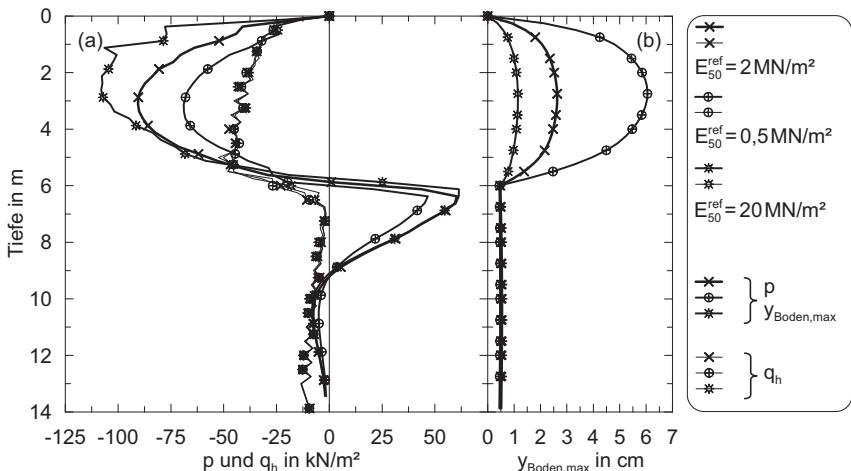


Bild H.14: Variation der Steifigkeit des Bodens (Einzelpfahl): a) Seitendruck p und Horizontalspannung q_h und b) Bodenverschiebung $y_{\text{Boden,max}}$ über die Pfahleinbindetiefe bei der normierten Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1$

Eine Beeinflussung der Bruchlast q_{ult} infolge der Variation der Steifigkeit liegt nicht vor.

Zu den Bruchlasten q_{ult} in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Bodens und der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht siehe Bild H.3 a & c bzw. Bild H.9 a & c.

Die Horizontalspannung im Boden q_h ist lediglich in der Kombination von der Änderung der Steifigkeit und Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w im geringen Maße beeinflusst, siehe Bild a & b.

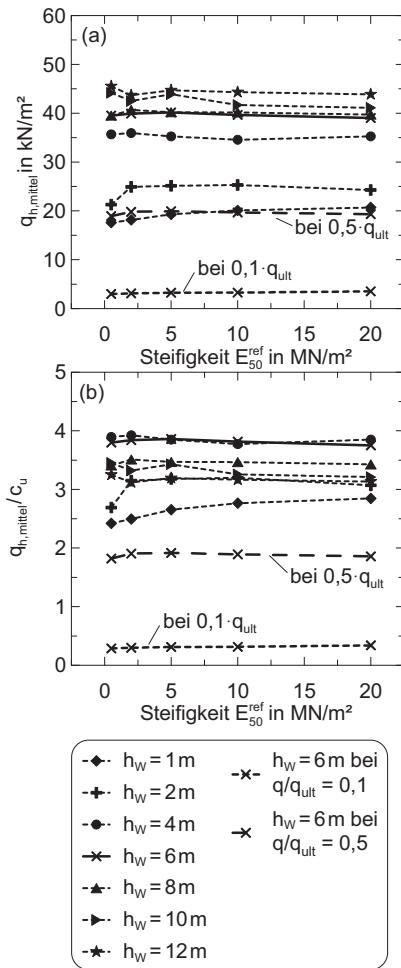
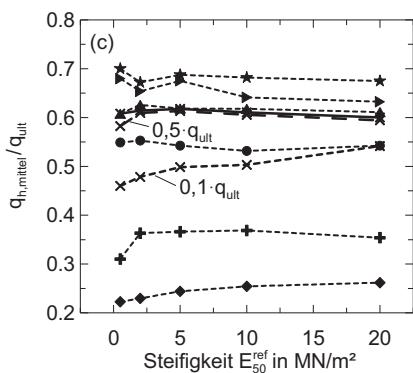


Bild H.15: Variation der Steifigkeit des Bodens (Einzelpfahl); mittlere Horizontalspannung im Boden q_h bei der Bruchspannung des Bodens unmittelbar neben der Bodenauflast bei variiert Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und varierter Steifigkeit E_{50}^{ref} : a) q_h ; b) q_h/c_u und c) q_h/q_{ult}

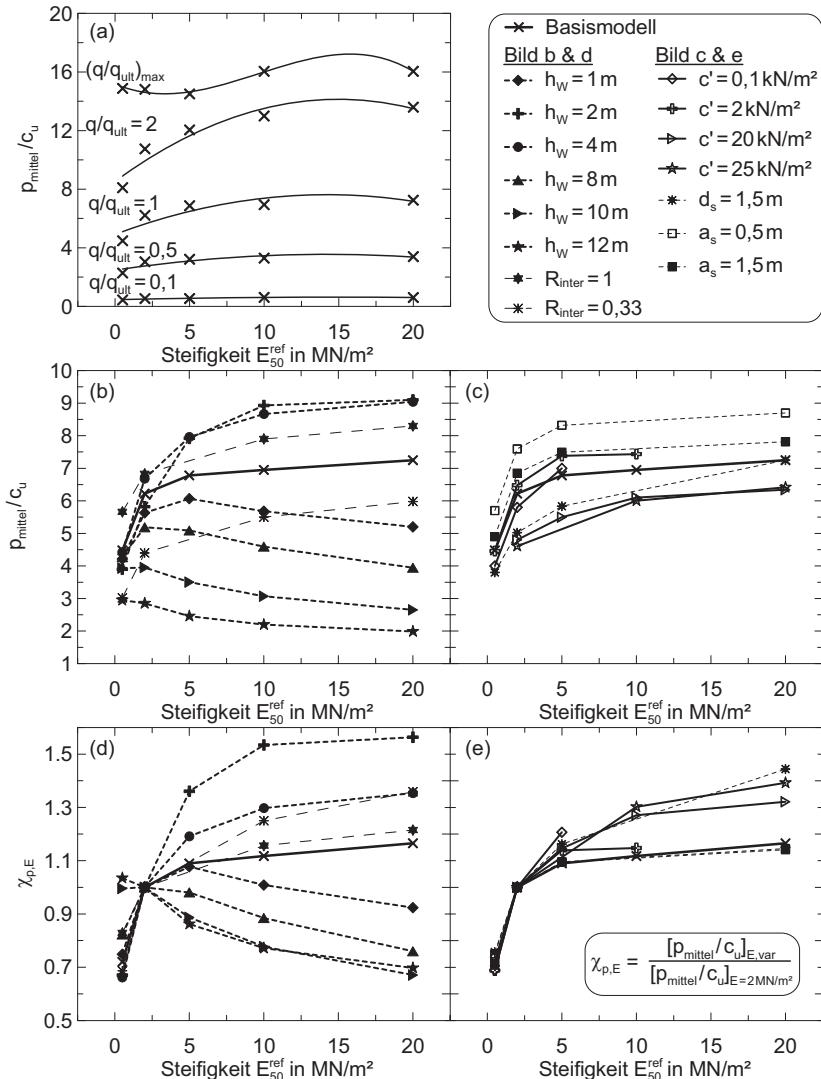


Bild H.16: Variation der Steifigkeit des Bodens (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/c_u für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/c_u bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/c_u ausgehend von den Werten p/c_u bei der Steifigkeit von $E_{50}^{\text{ref}} = 2 \text{ MN/m}^2$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

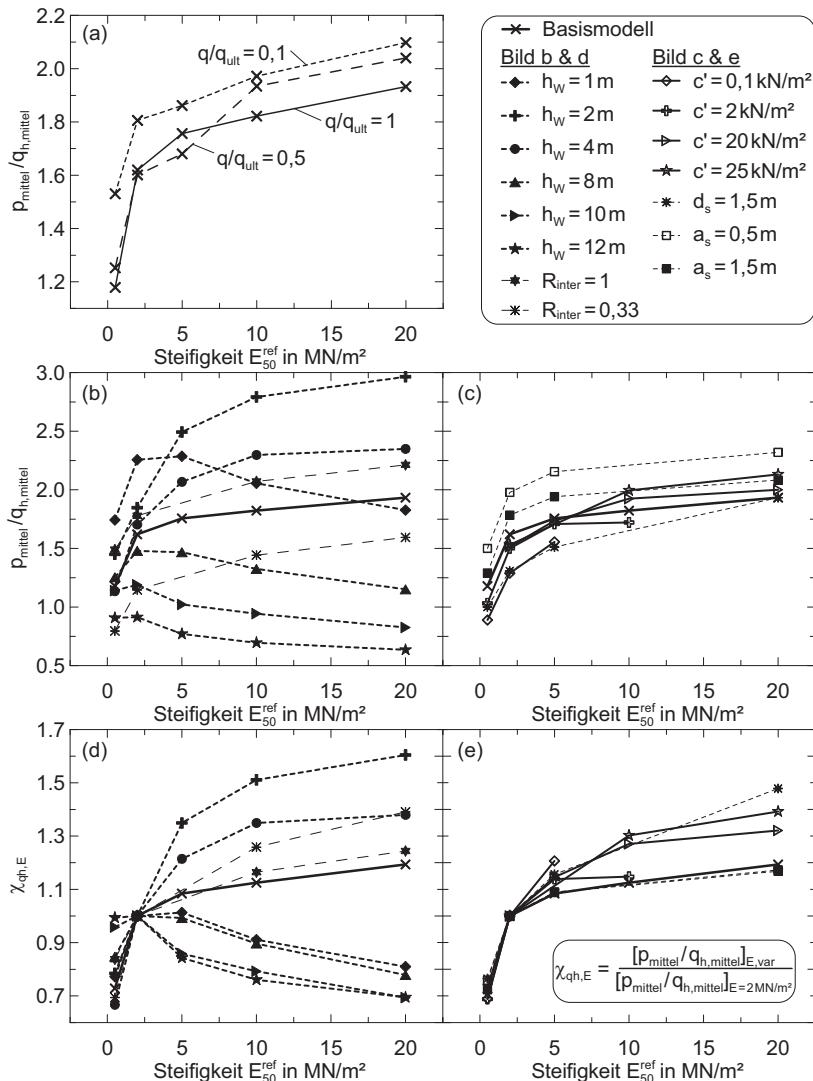


Bild H.17: Variation der Steifigkeit des Bodens (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/q_h für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/q_h bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/q_h ausgehend von den Werten p/q_h bei der Steifigkeit von $E_{50}^{\text{ref}} = 2\text{ MN/m}^2$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

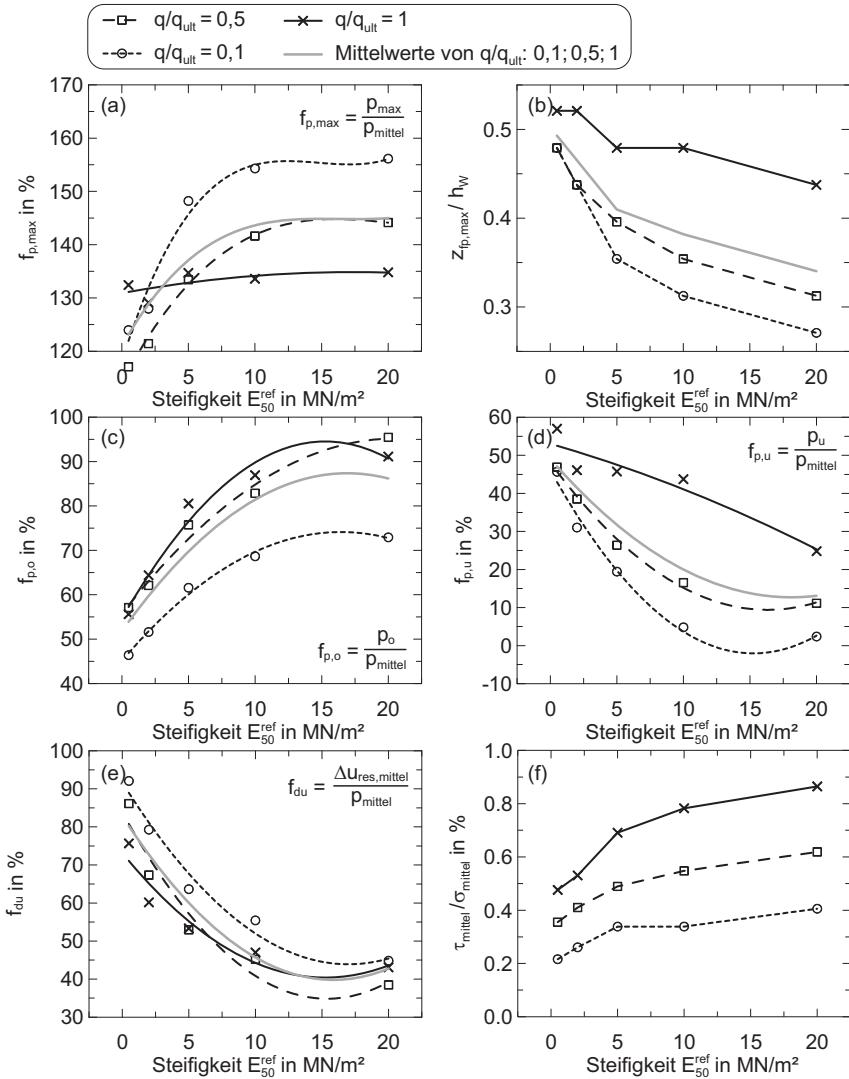


Bild H.18: Variation der Steifigkeit des Bodens (Einzelpfahl): a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2; e) Anteil des Porenwasserüberdrucks am mittleren Seitendruck; f) Reibungsanteile am Pfahl (alle Ergebnisse für unterschiedliche q/q_{ult})

H.2.5 Einfluss des Pfahldurchmessers (runde Pfähle) auf das Pfahlverhalten

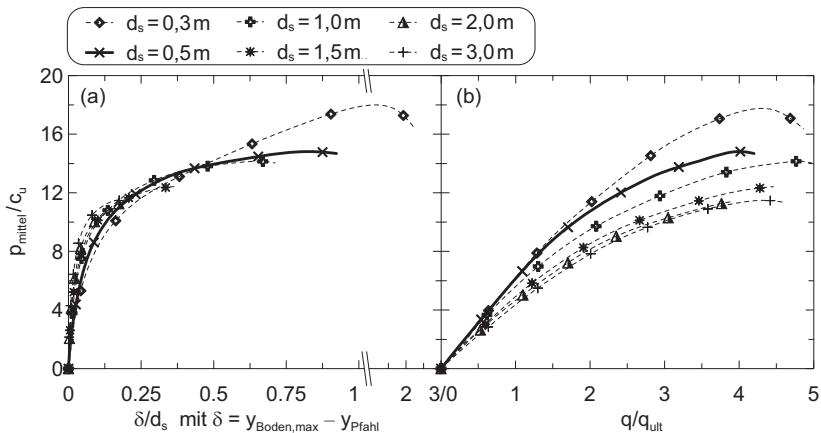


Bild H.19: Variation des Pfahldurchmessers des runden Pfahls (Einzelpfahl): a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/d_s ; b) p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

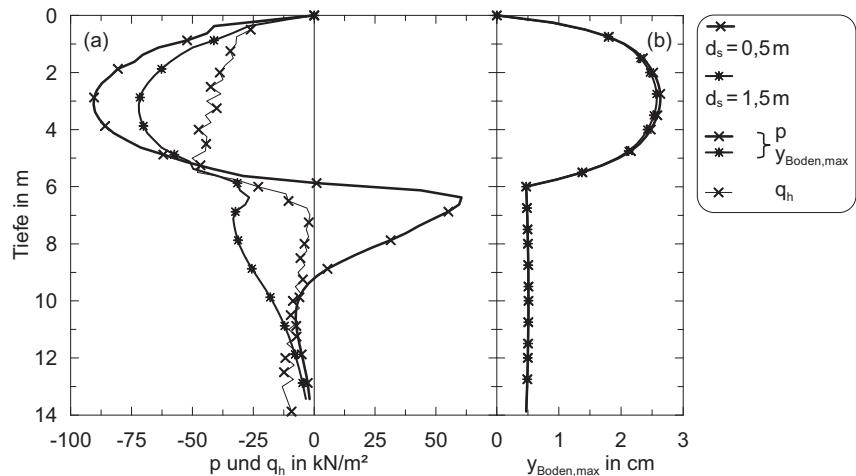


Bild H.20: Variation des Pfahldurchmessers des runden Pfahls (Einzelpfahl): a) Seitendruck p und Horizontalspannung q_h und b) Bodenverschiebung $y_{Boden,max}$ über die Pfahleinbindetiefe bei der normierten Bodenauflast $q/q_{ult} = 1$

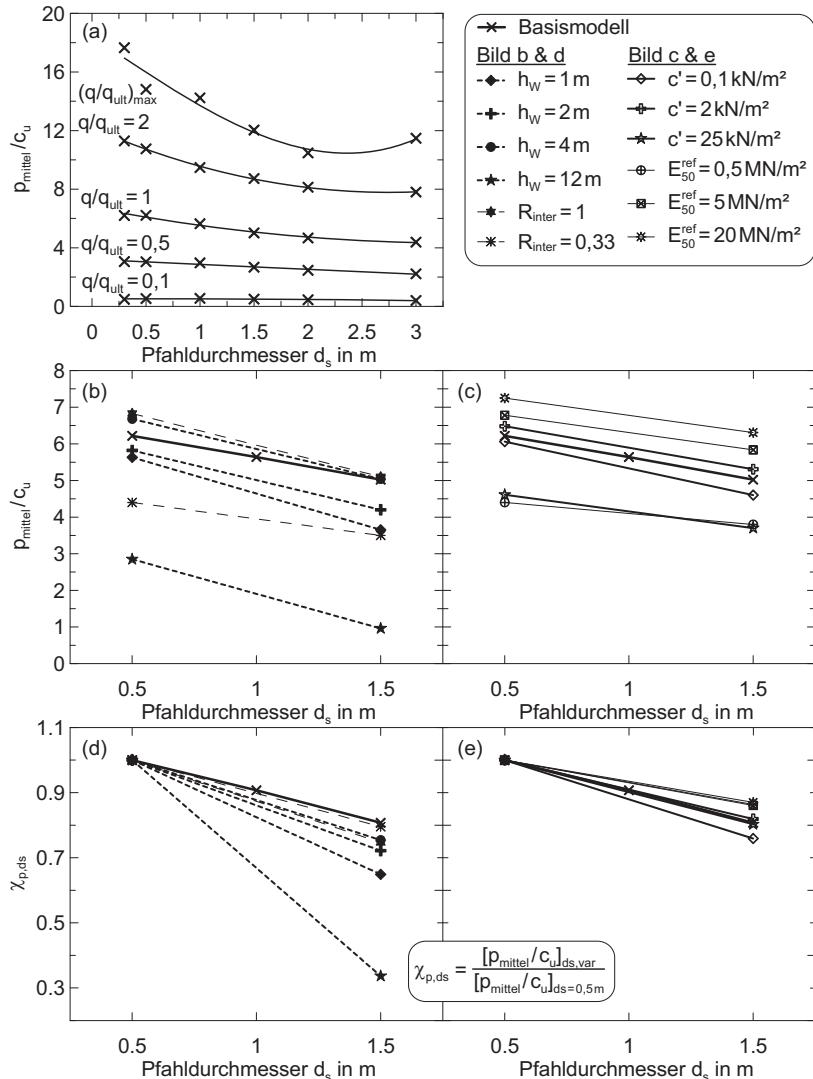


Bild H.21: Variation des Pfahldurchmessers des runden Pfahls (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/c_u für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/c_u bei $q/q_{ult} = 1$; d) und e) Änderung von p/c_u ausgehend von den Werten p/c_u des runden Pfahls mit dem Durchmesser $d_s = 0,5\text{ m}$ bei $q/q_{ult} = 1$

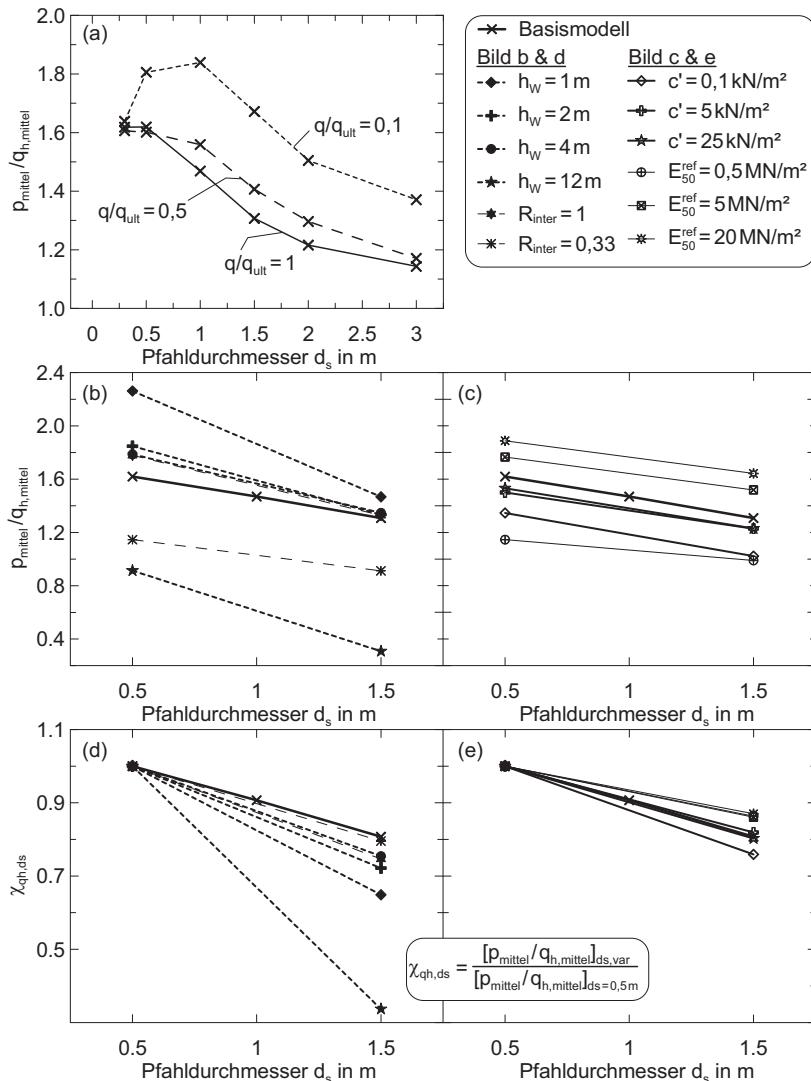


Bild H.22: Variation des Pfahldurchmessers des runden Pfahls (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/q_h für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/q_h bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/q_h ausgehend von den Werten p/q_h des runden Pfahls mit dem Durchmesser $d_s = 0,5 \text{ m}$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

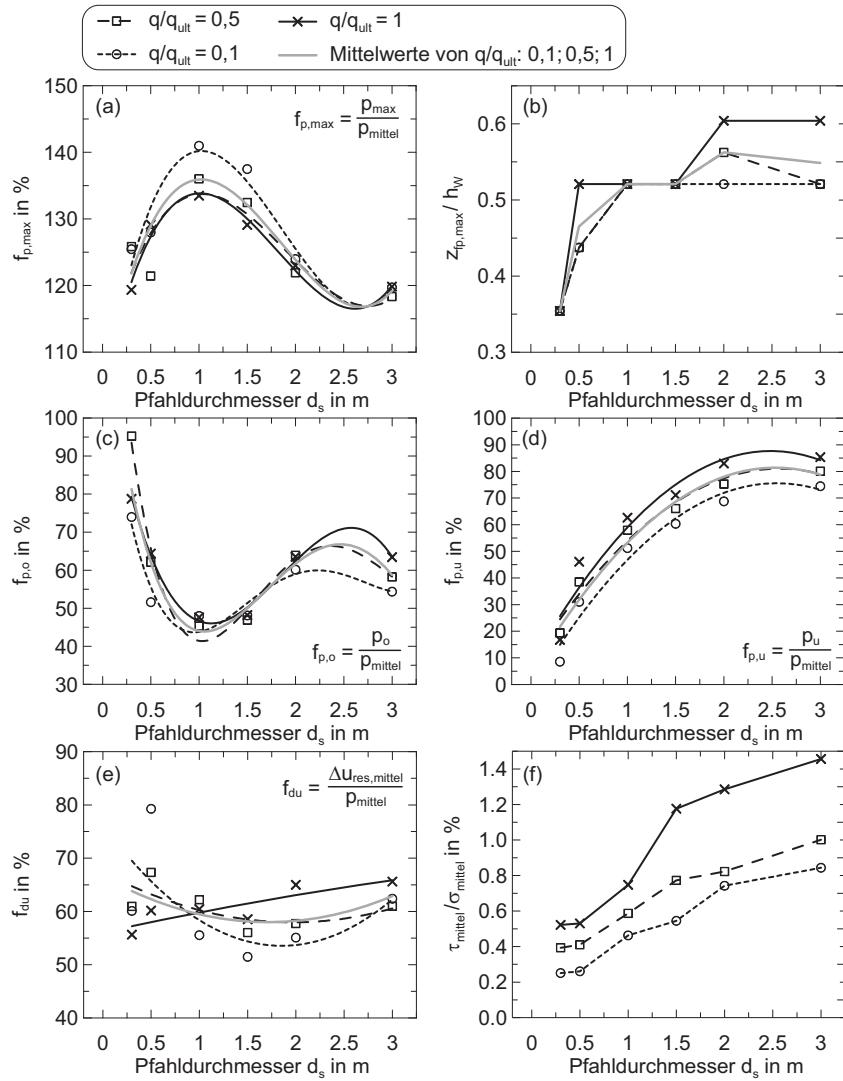


Bild H.23: Variation des Pfahldurchmessers des runden Pfahls (Einzelpfahl): a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2; e) Anteil des Porenwasserüberdrucks am mittleren Seitendruck; f) Reibungsanteile am Pfahl (alle Ergebnisse für unterschiedl. q/q_{ult})

H.2.6 Einfluss der Pfahlkantenlänge (quadratische Pfähle) auf das Pfahlverhalten

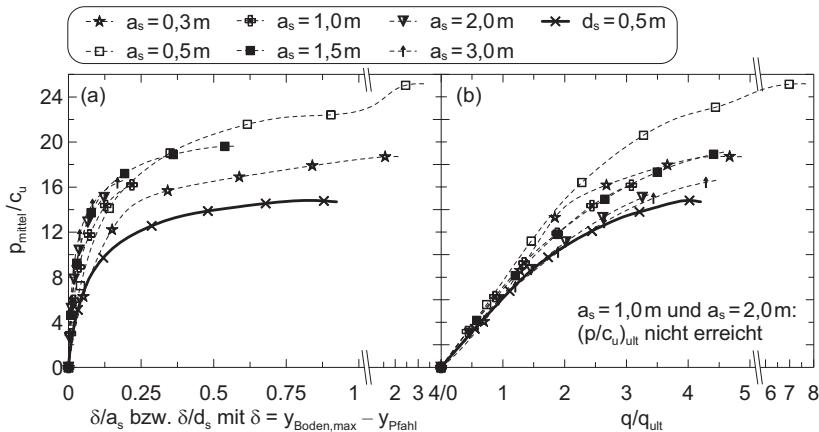


Bild H.24: Variation der Pfahlkantenlänge des quadratischen Pfahls (Einzelpfahl): a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/d_s ; b) p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

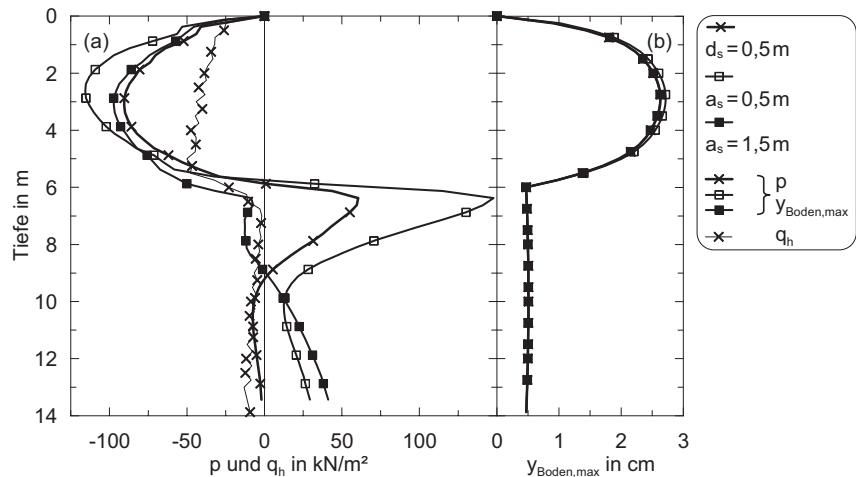


Bild H.25: Variation der Pfahlkantenlänge des quadratischen Pfahls (Einzelpfahl): a) Seitendruck p und Horizontalspannung q_h und b) Bodenverschiebung $y_{Boden,max}$ über die Pfahleinbindetiefe bei der normierten Bodenauflast $q/q_{ult} = 1$

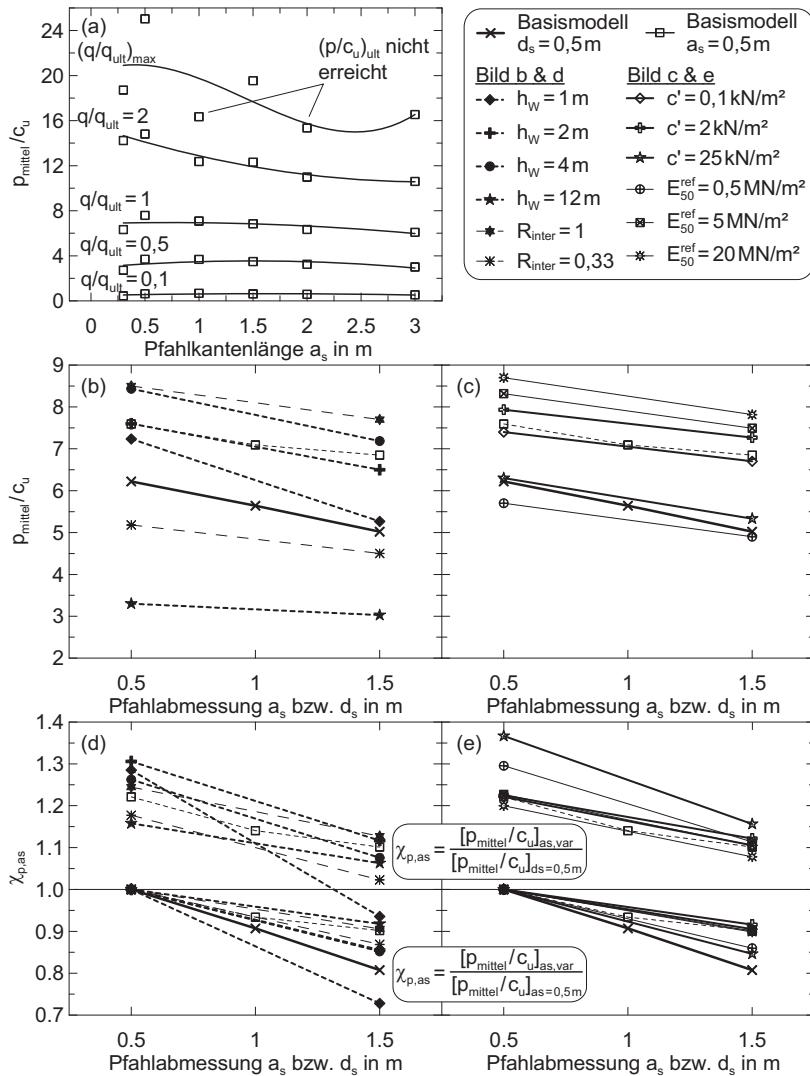


Bild H.26: Variation der Pfahlkantenlänge des quadratischen Pfahls (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/c_u für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/c_u bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/c_u ausgehend von den Werten p/c_u des quadratischen Pfahls mit $a_s = 0,5$ m (Faktoren ≤ 1) und von den Werten p/c_u des runden Pfahls mit $d_s = 0,5$ m (Faktoren > 1) bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

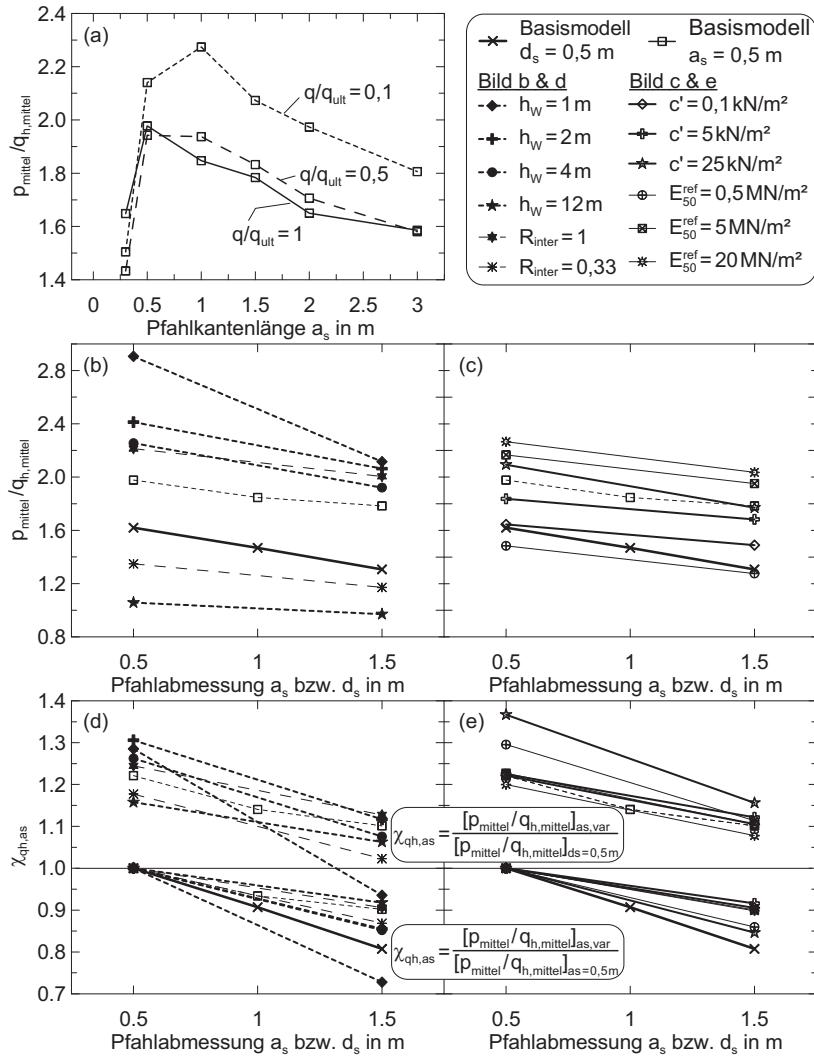


Bild H.27: Variation der Pfahlkantenlänge des quadratischen Pfahls (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/q_h für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/q_h bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/q_h ausgehend von den Werten p/q_h des quadratischen Pfahls mit $a_s = 0,5 \text{ m}$ (Faktoren ≤ 1) und von den Werten p/q_h des runden Pfahls mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ (Faktoren > 1) bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

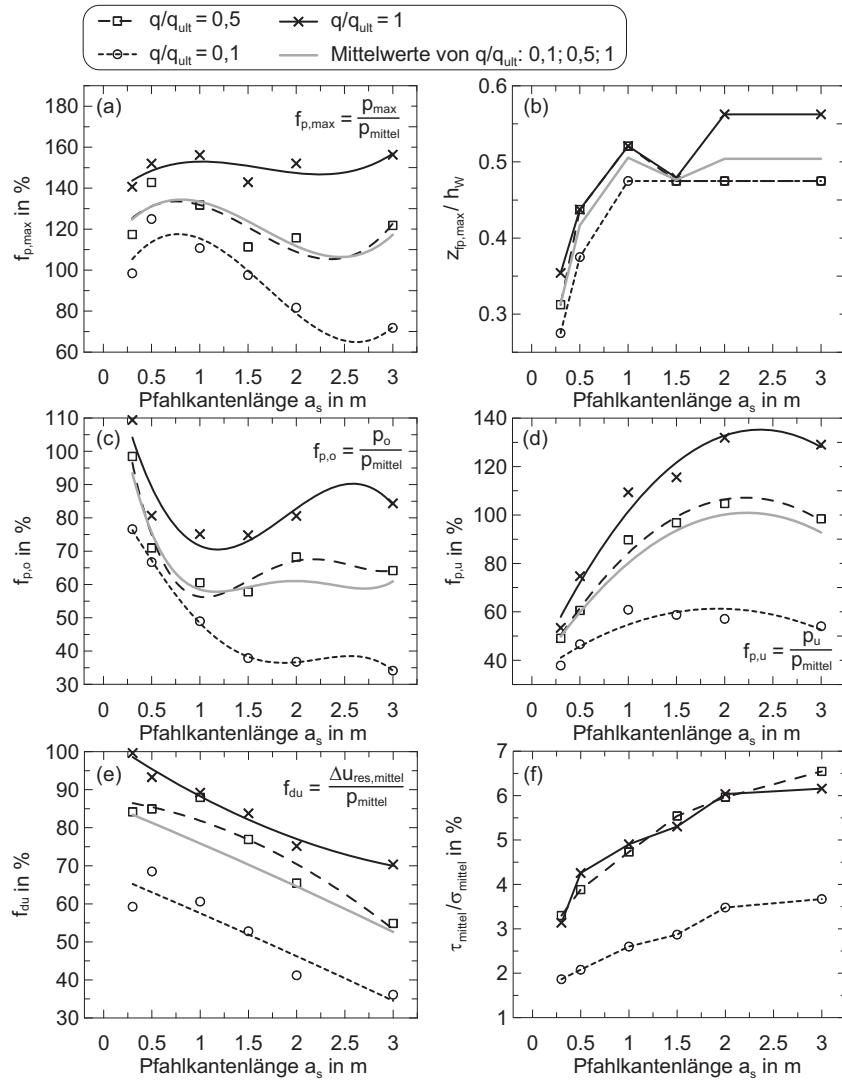


Bild H.28: Variation des der Pfahlkantenlänge des quadratischen Pfahls (Einzelpfahl): a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2; e) Anteil des Porenwasserüberdrucks am mittleren Seitendruck; f) Reibungsanteile am Pfahl (alle Ergebnisse für unterschiedliche q/q_{ult})

H.2.7 Einfluss der Rauheit der Pfahloberfläche auf das Pfahlverhalten

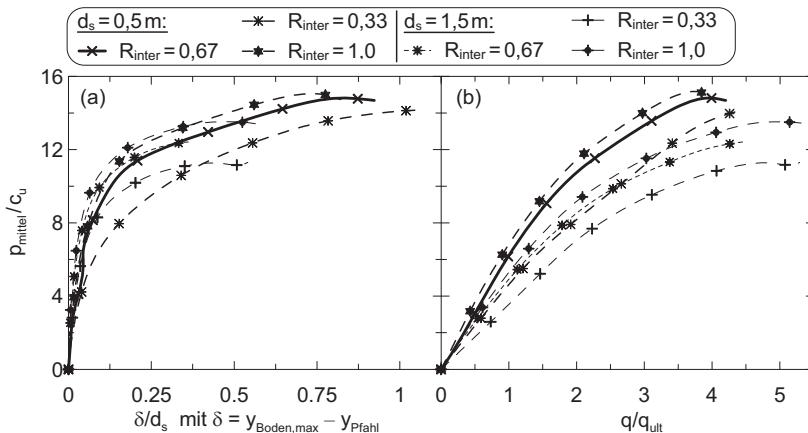


Bild H.29: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} bei runden Pfählen (Einzelpfahl):

- a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/d_s ; b)
 p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

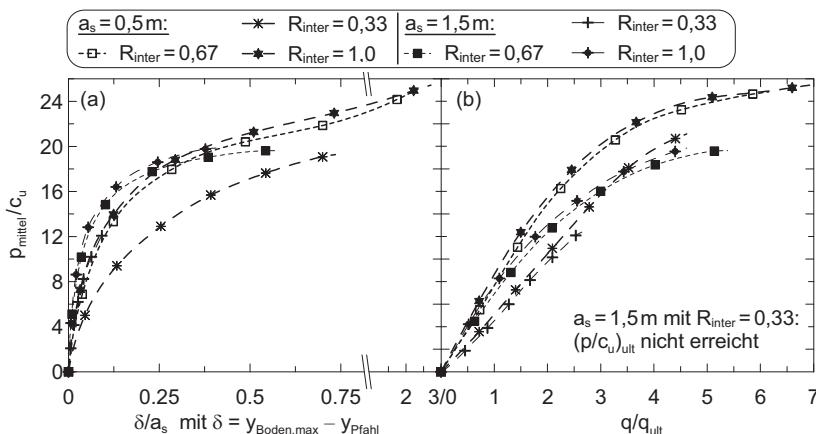


Bild H.30: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} bei quadratischen Pfählen (Einzelpfahl): a) normierter Seitendruck p/c_u über normierte Relativverschiebung δ/a_s ; b) p/c_u über normierte Bodenauflast q/q_{ult}

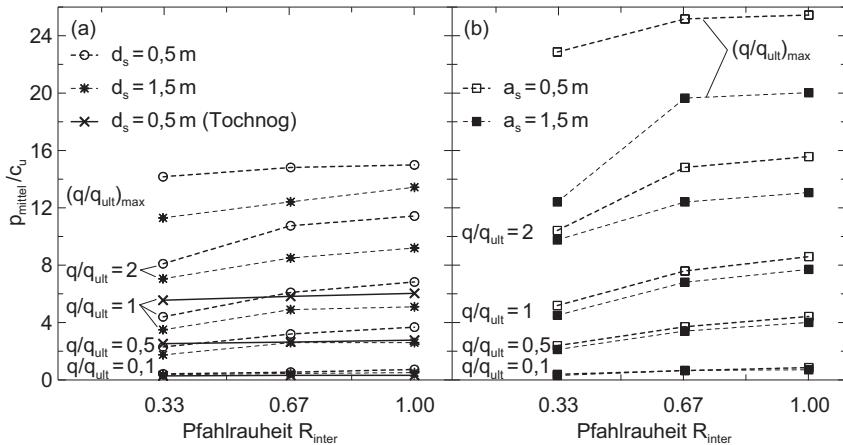


Bild H.31: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} (Einzelpfahl); p/c_u für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; a) runde Pfähle (mit Gegenüberstellung der Ergebnisse der Programme *Plaxis 3DF* und *Tochnog*); b) quadratische Pfähle

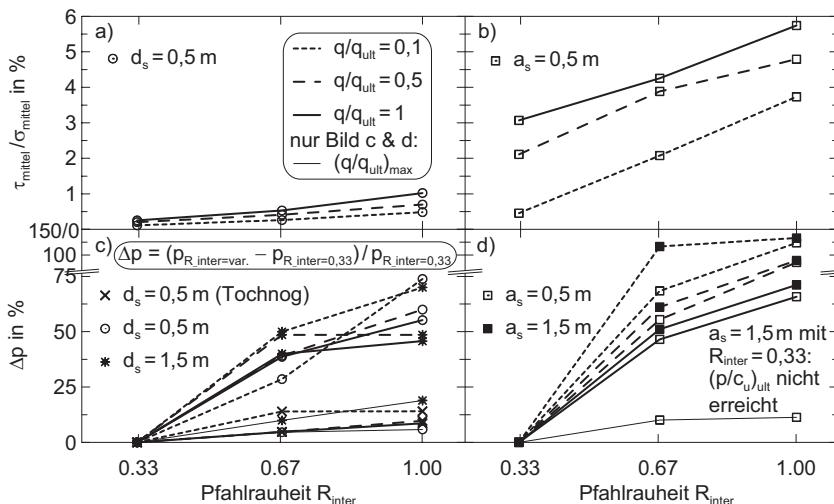


Bild H.32: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} (Einzelpfahl); a) und b) Reibungsanteile am Pfahl bei runden bzw. quadratischen Pfählen; c) und d) Prozentuale Änderung des Seitendrucks p ausgehend von p bei $R_{\text{inter}} = 0,33$ bei runden bzw. quadratischen Pfählen (alle Ergebnisse für unterschiedliche q/q_{ult})

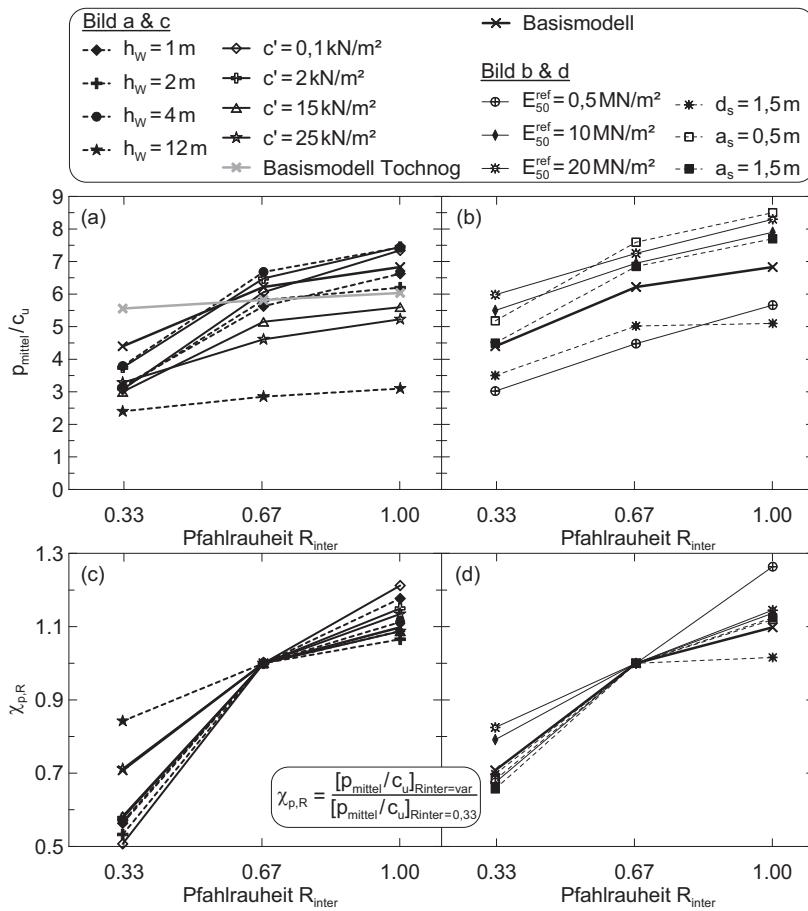


Bild H.33: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) und b) p/c_u bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; c) und d) Änderung von p/c_u ausgehend von den Werten p/c_u bei der Pfahrlrauheit $R_{\text{inter}} = 0,33\text{ m}$ bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

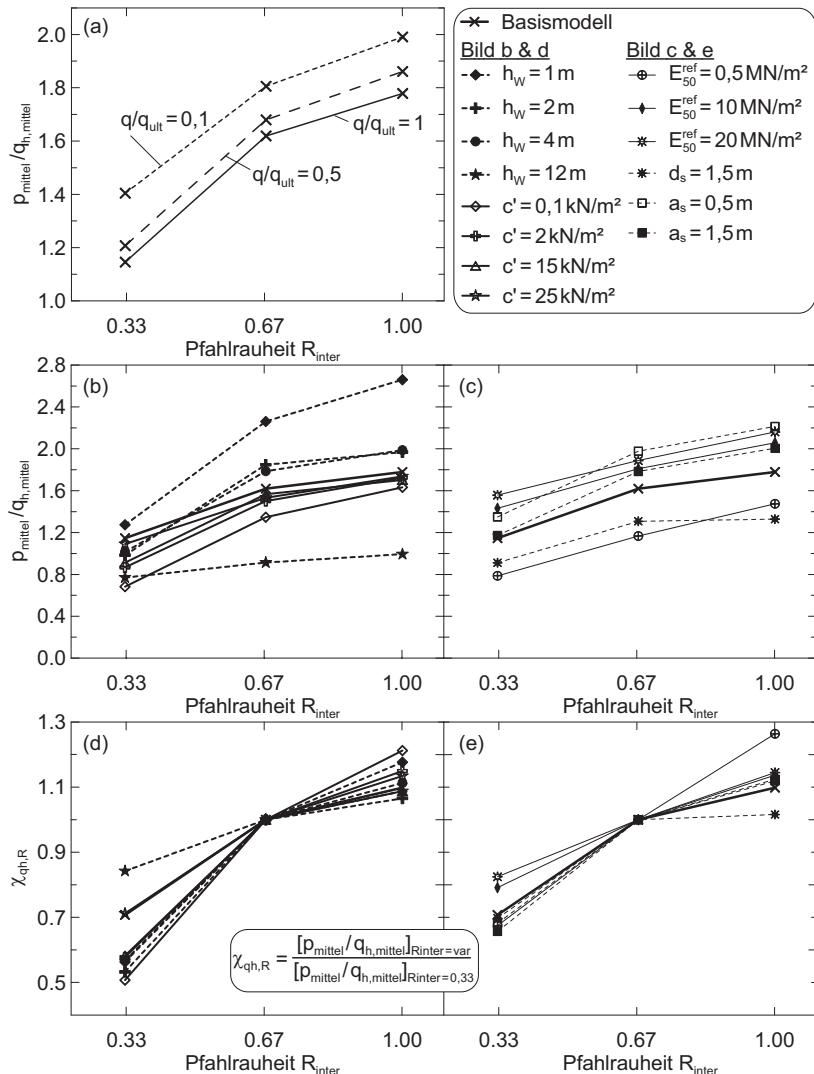


Bild H.34: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} (Einzelpfahl); Kombinierte Parametervariationen: a) p/q_h für unterschiedliche Verhältnisse von q/q_{ult} ; b) und c) p/q_h bei $q/q_{\text{ult}} = 1$; d) und e) Änderung von p/q_h ausgehend von den Werten p/q_h bei der Pfahlrauheit $R_{\text{inter}} = 0,33$ m bei $q/q_{\text{ult}} = 1$

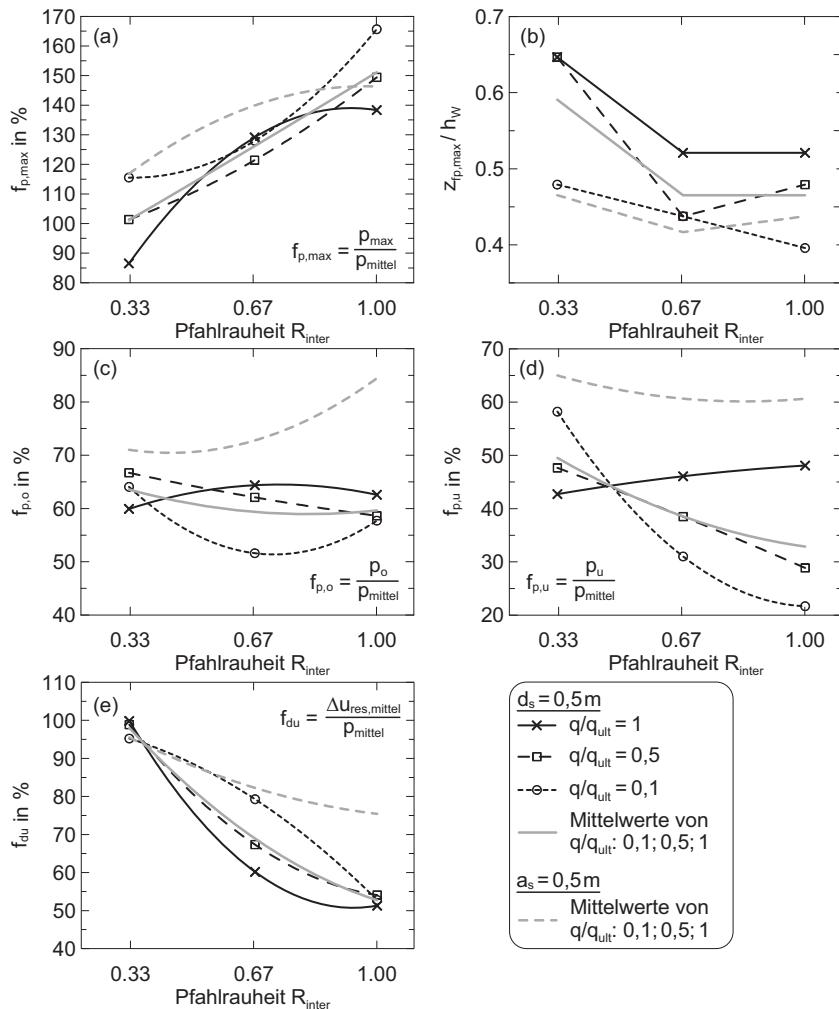


Bild H.35: Variation der Rauheit der Pfahloberfläche R_{inter} (Einzelpfahl): a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2; e) Anteil des Porenwasserüberdrucks am mittleren Seitendruck (alle Ergebnisse für unterschiedliche q/q_{ult} ; Darstellung bei runden Pfählen für unterschiedliche q/q_{ult} , bei quadratischen Pfählen nur Mittelwerte)

H.2.8 Einfluss von Sandeinlagerungen in der bindigen Bodenschicht

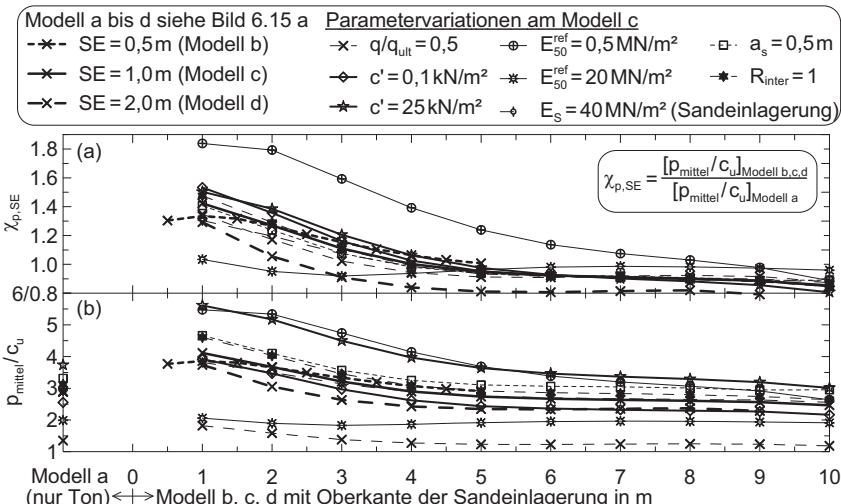


Bild H.36: Variation der Sandeinlagerung (SE) in der bindigen Bodenschicht mit $h_w = 12 \text{ m}$ und Parametervariationen bei i. d. R. $q/q_{ult} = 1$ (Einzelpfahl): a) Änderung von p/c_u der Modelle b, c, d bezogen auf p/c_u beim Modell a (nur Ton); b) p/c_u

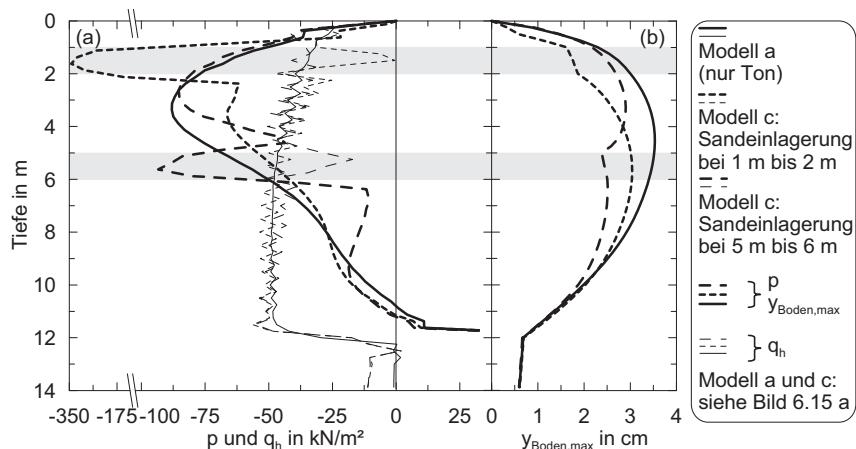


Bild H.37: Variation der Sandeinlagerung in der bindigen Bodenschicht mit $h_w = 12 \text{ m}$ und bei der Bodenauflast $q/q_{ult} = 1$ (Einzelpfahl): a) Seitendruck p und Horizontalspannung q_h und b) Bodenverschiebung $y_{\text{Boden},\text{max}}$ über die Pfahleinbindetiefe

H.2.9 Langzeitverhalten des Bodens und des Seitendrucks

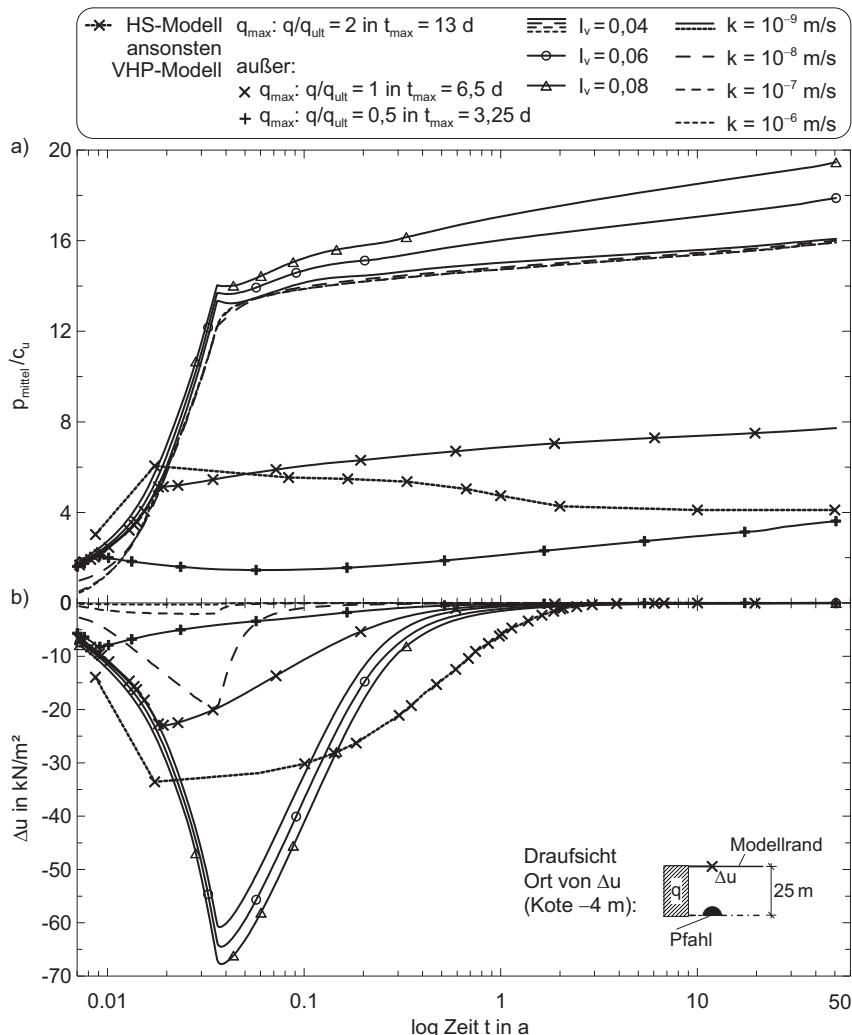


Bild H.38: Langzeituntersuchungen zur Seitendruckentwicklung mit *Plaxis* und *Tochnog* bei Variation der maximalen normierten Bodenauflast $q_{\max} = q/q_{ult}$, des Viskositätsindex I_v und der Durchlässigkeit des Bodens $k : a)$ p/c_u über Zeit t ; b) Δu über Zeit t ;

H.3 Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast

H.3.1 Zusammenstellung der abgeleiteten undrainierten Kohäsion c_u aus den effektiven Bodenkenngrößen der Böden Schluff, Ton und Torf

Zur Ableitung der in Tabelle H.2 zusammengestellten Größen der über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w gemittelten c_u -Werte siehe Abschnitt 6.3.6. Zu den Kenngrößen der verwendeten Böden siehe Tabelle 6.5.

Tabelle H.2: Aus den effektiven Bodenkenngrößen abgeleitete mittlere c_u -Werte in Abhängigkeit der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w für die Untersuchungen zum Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast

Boden	Schluff	Ton	Torf
effektive Kenngrößen	$c' = 10 \text{ kN/m}^2$ $\varphi' = 25^\circ$	$c' = 7,5 \text{ kN/m}^2$ $\varphi' = 20^\circ$	$c' = 5,0 \text{ kN/m}^2$ $\varphi' = 15^\circ$
c_u bei $h_w = 2 \text{ m}$	15,7 kN/m^2	11,1 kN/m^2	8,64 kN/m^2
c_u bei $h_w = 6 \text{ m}$	18,5 kN/m^2	14,7 kN/m^2	9,47 kN/m^2
c_u bei $h_w = 12 \text{ m}$	25,3 kN/m^2	20,5 kN/m^2	10,4 kN/m^2

H.3.2 Zusammenstellung der Bruchspannungen der Böden Schluff, Ton und Torf

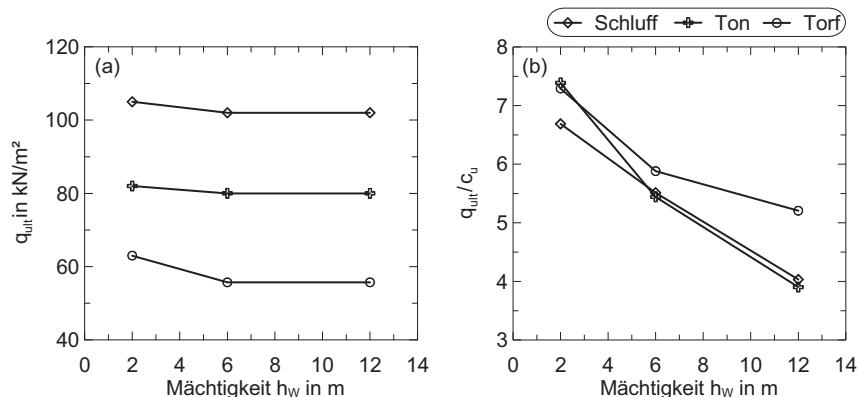


Bild H.39: a) Bruchspannung q_{ult} und b) normierte Bruchspannung q_{ult}/c_u der Böden Schluff, Ton und Torf bei Variation der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht (Entfernungseinfluss)

H.3.3 Voruntersuchungen mit varierten Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells

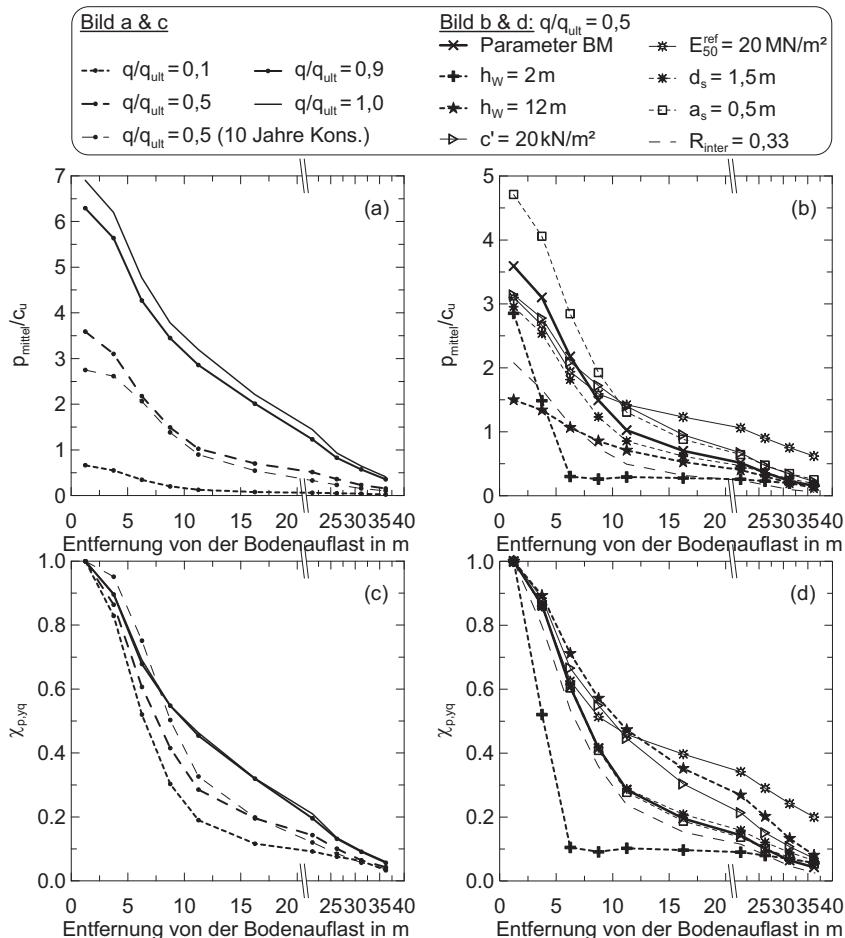


Bild H.40: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast (Einzelpfahl):

- p/c_u bei unterschiedlichen q/q_{ult} mit den Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells;
- p/c_u bei $q/q_{ult} = 0,5$ mit varierten Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells;
- Entfernungs faktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3) bei unterschiedlichen q/q_{ult} mit den Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells;
- Entfernungs faktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3) bei $q/q_{ult} = 0,5$ mit varierten Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells

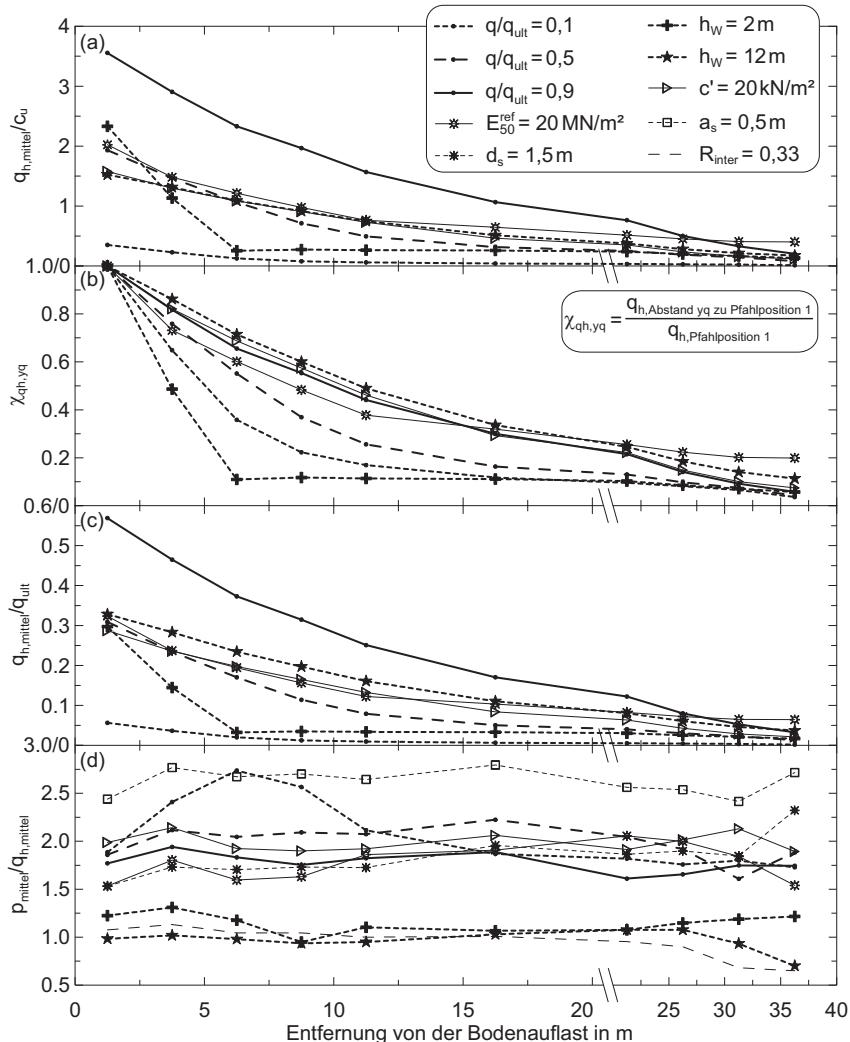


Bild H.41: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast mit variierten Parametern und q/q_{ult} des Basis-Einzelpfahlmodells (Einzelpfahl): a) normierte Horizontalspannung im Boden q_h/c_u ; b) Entfernungsfaktor $\chi_{qh,yq}$ in Anlehnung an Gleichung (6.3); c) q_h/q_{ult} ; d) p/q_h

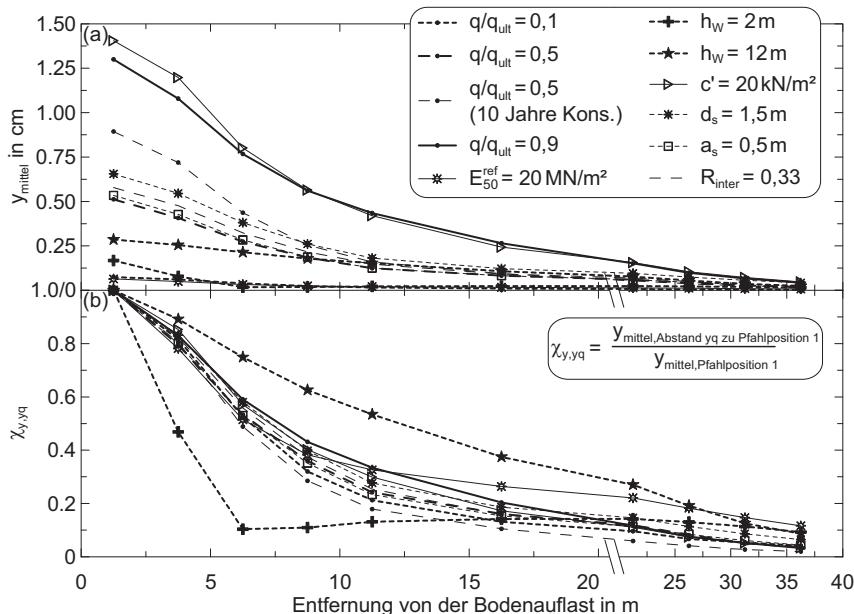


Bild H.42: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast mit varierten Parametern und q/q_{ult} des Basis-Einzelpfahlmodells (Einzelpfahl): a) mittlere Bodenverschiebung im Boden y_{mittel} ; b) Entfernungsfaktor $\chi_{y,yq}$ in Anlehnung an Gleichung (6.3);

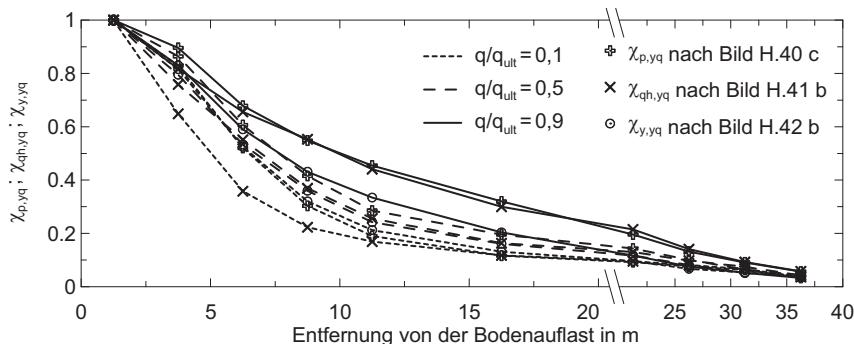


Bild H.43: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast mit varierten Parametern und q/q_{ult} des Basis-Einzelpfahlmodells (Einzelpfahl): Gegenüberstellung von $\chi_{p,yq}$ (Bild H.40 c), $\chi_{q,yq}$ (Bild H.41 b) und $\chi_{y,yq}$ (Bild H.42 b)

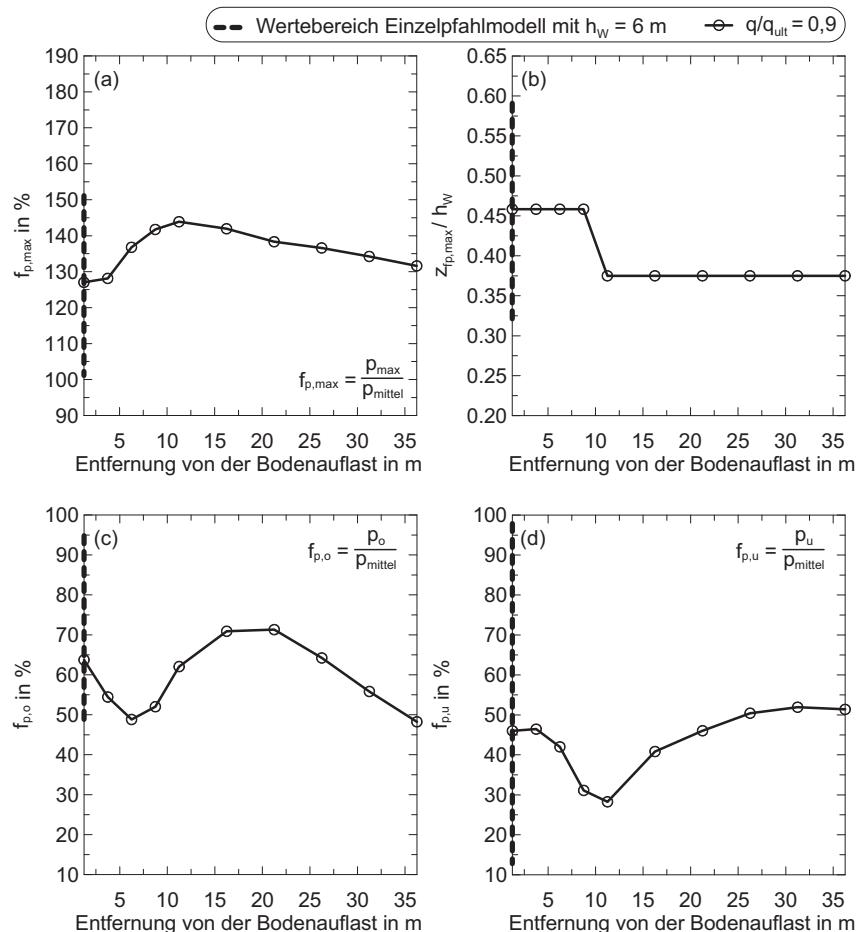


Bild H.44: a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2 abgeleitet mit den Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells (Einzelpfahl) in Abhängigkeit des Abstandes vom Pfahl zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 0,9$)

H.3.4 Untersuchungen mit den Böden Schluff, Ton und Torf und variierten Schichtmächtigkeiten, Pfahldurchmessern, Pfahlformen und Pfahlrauheiten

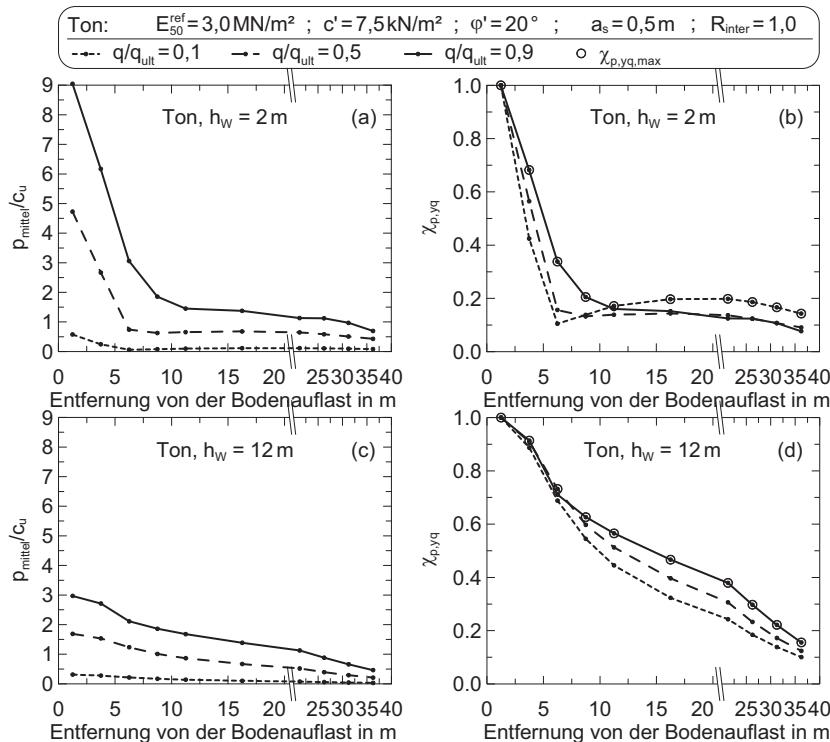


Bild H.45: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Ton bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht mit $h_w = 2 \text{ m}$ und $h_w = 12 \text{ m}$ und quadratischem Pfahl mit $a_s = 0,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c) p/c_u ; b), d) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

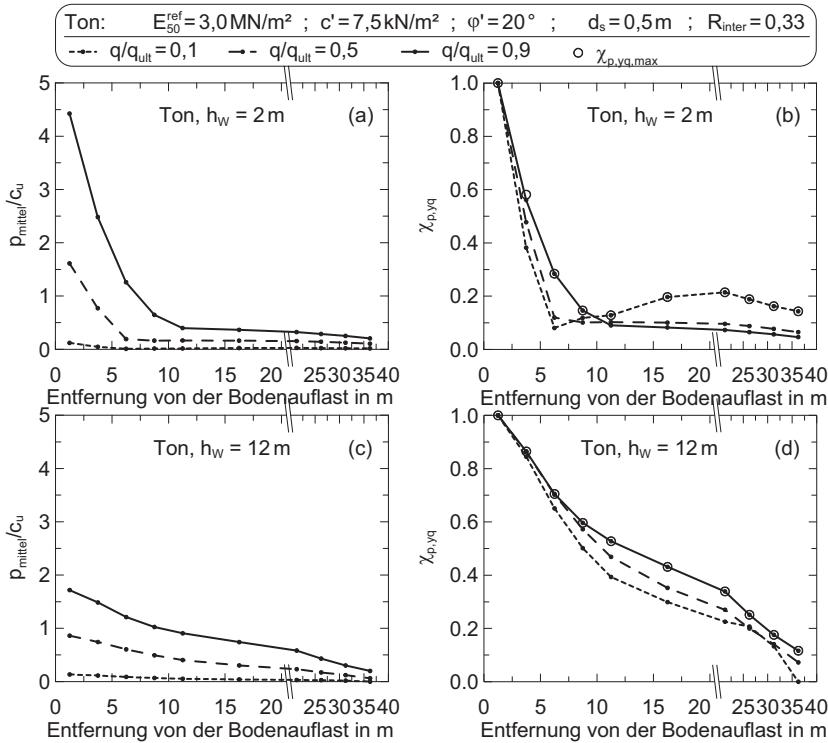


Bild H.46: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Ton bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht mit $h_w = 2 \text{ m}$ und $h_w = 12 \text{ m}$ und rundem Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 0,33$ (Einzelpfahl): a), c) p/c_u ; b), d) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

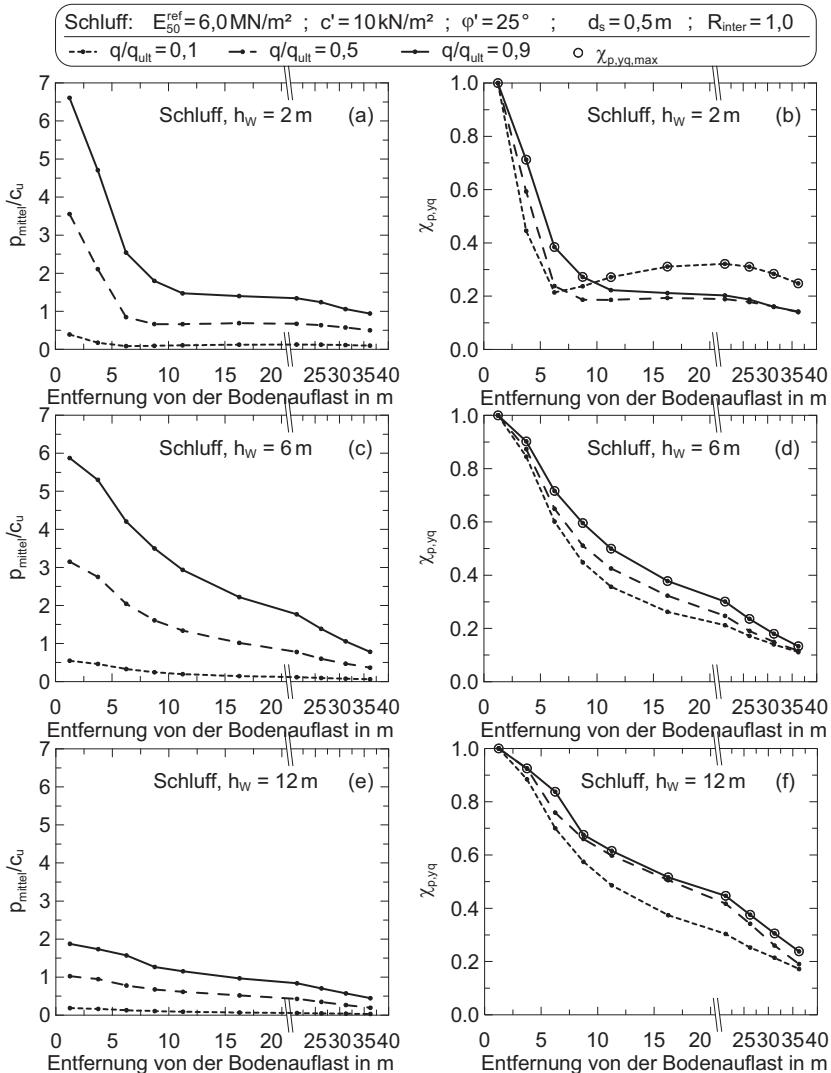


Bild H.47: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Schluff bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und rundem Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c), e) p/c_u ; b), d), f) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

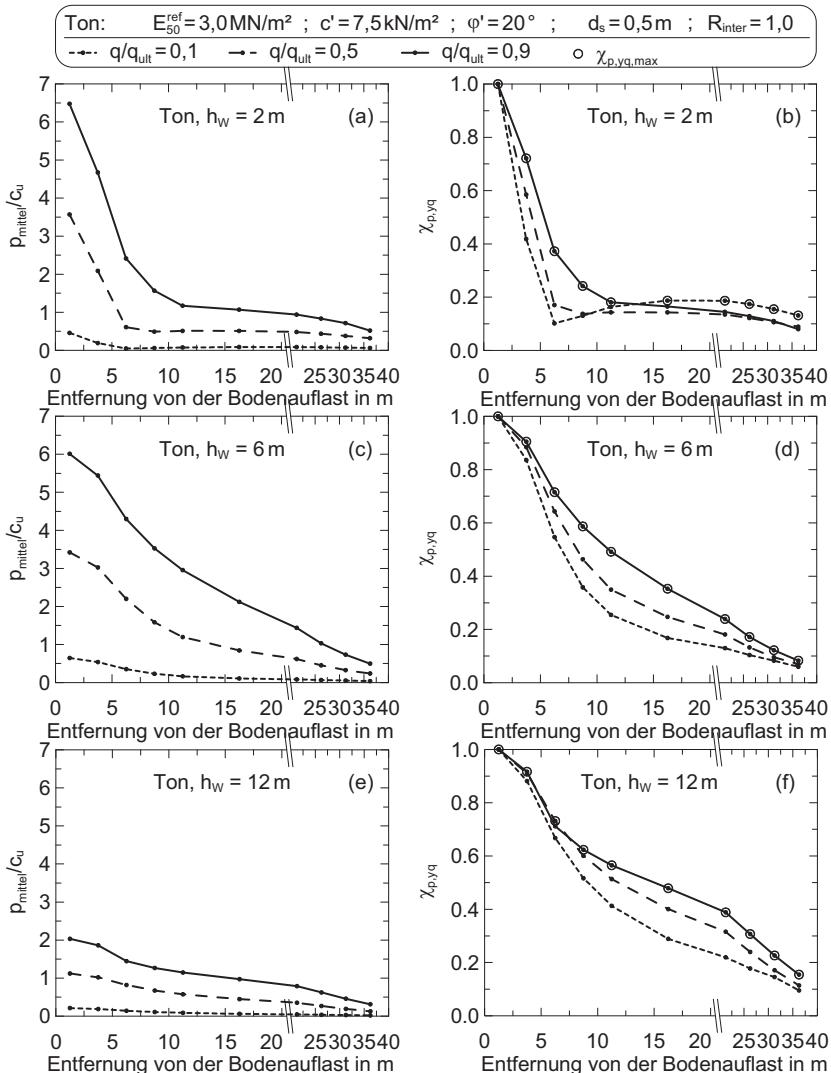


Bild H.48: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Ton bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und rundem Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c), e)
 p/c_u ; b), d), f) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

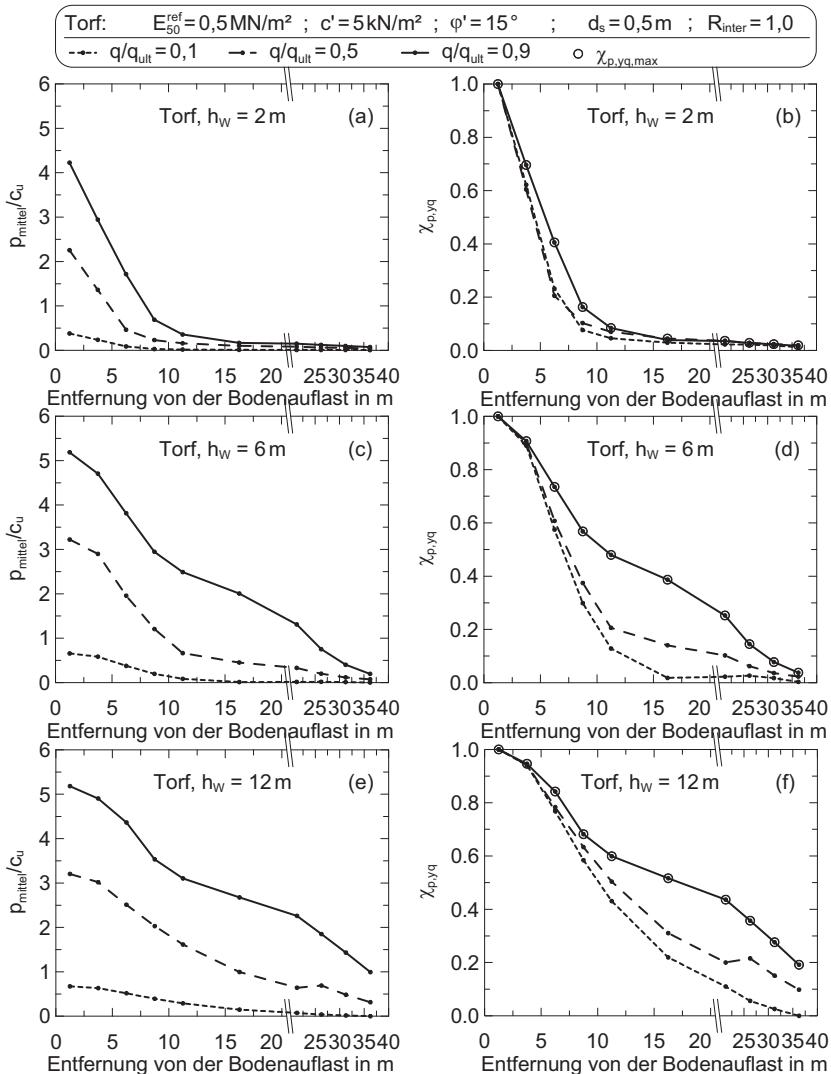


Bild H.49: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Torf bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und rundem Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c), e) p/c_u ; b), d), f) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

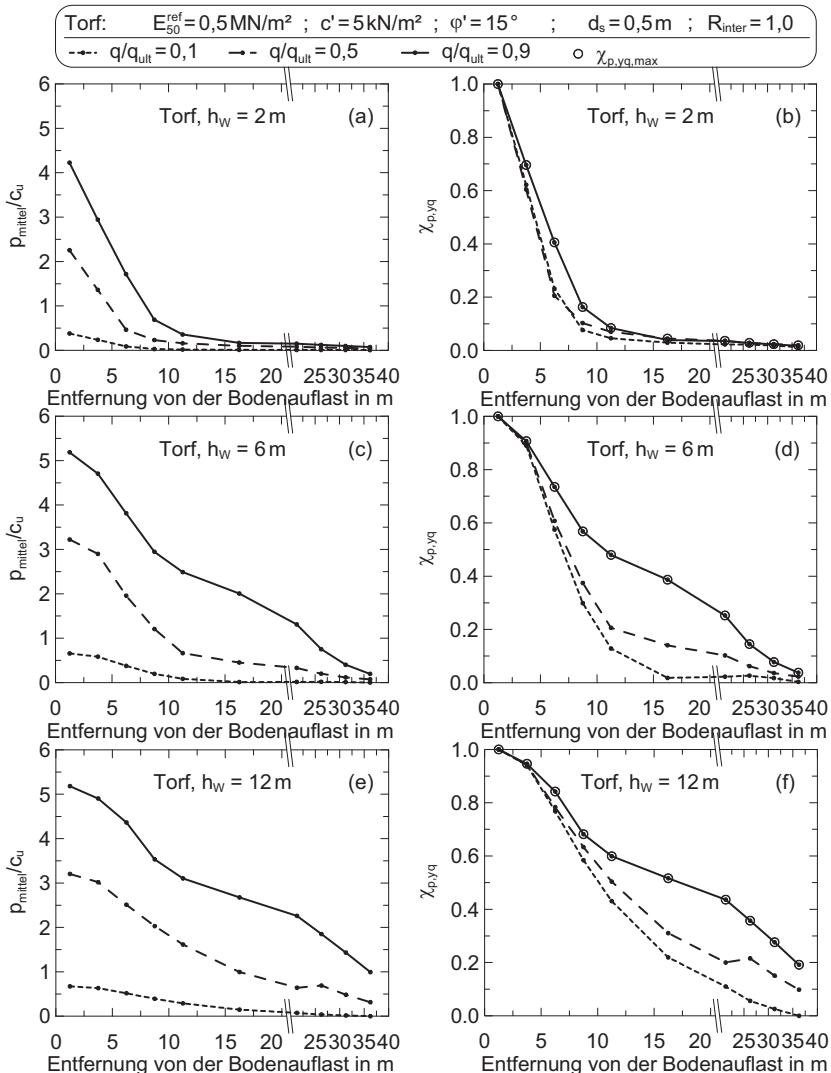


Bild H.50: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Schluff bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und rundem Pfahl mit $d_s = 1,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c), e) p/c_u ; b), d), f) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

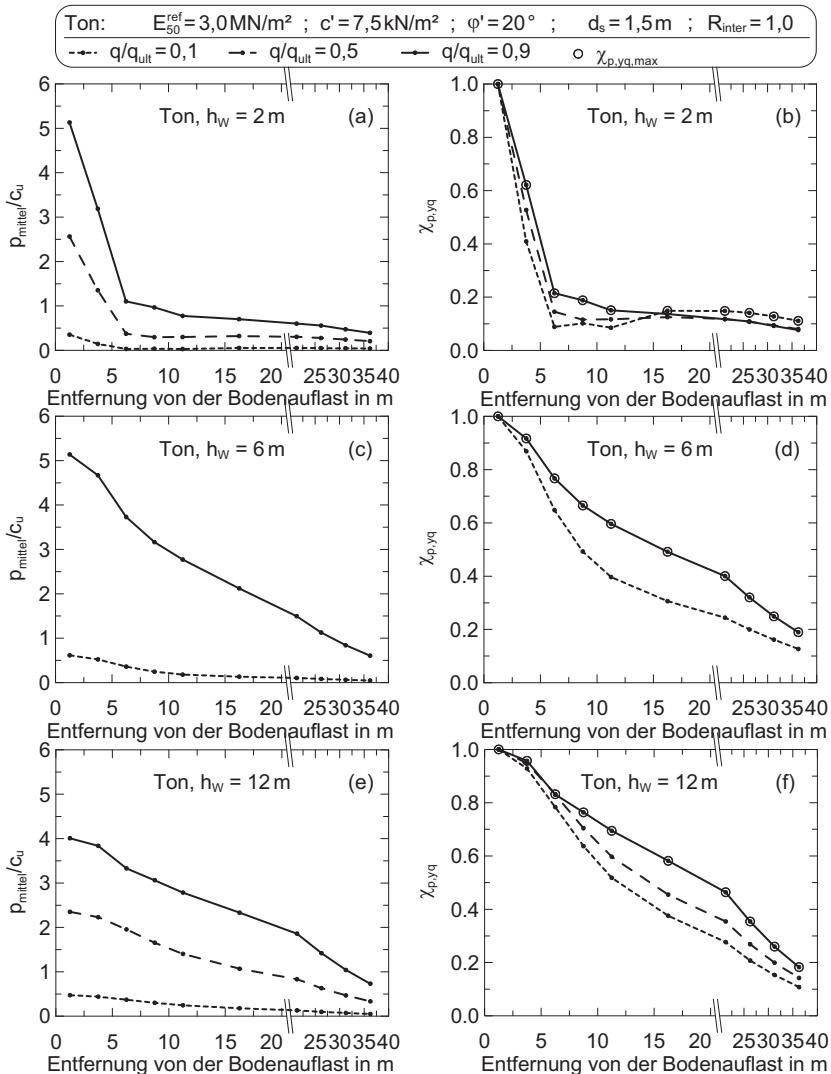


Bild H.51: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Ton bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und rundem Pfahl mit $d_s = 1,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c), e)
 p/c_u ; b), d), f) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

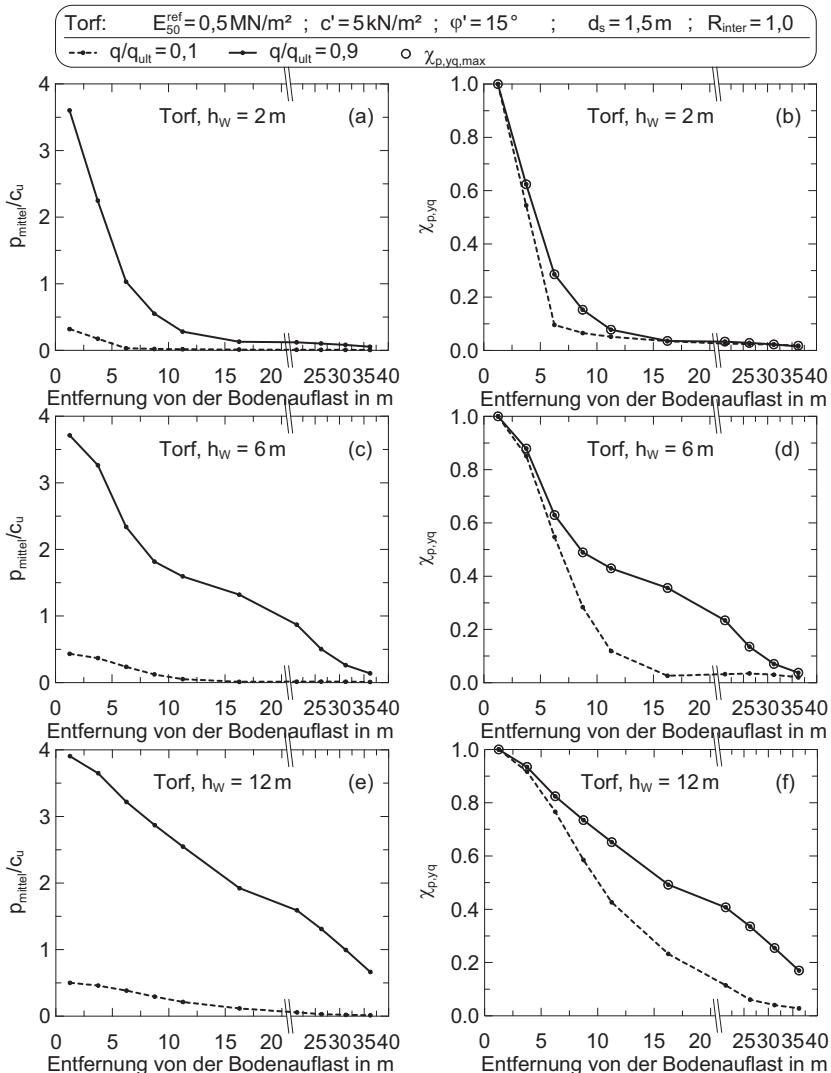


Bild H.52: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Torf bei unterschiedlichen q/q_{ult} , unterschiedlicher Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und rundem Pfahl mit $d_s = 1,5 \text{ m}$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Einzelpfahl): a), c), e) p/c_u ; b), d), f) Entfernungsfaktor $\chi_{p,yq}$ nach Gleichung (6.3)

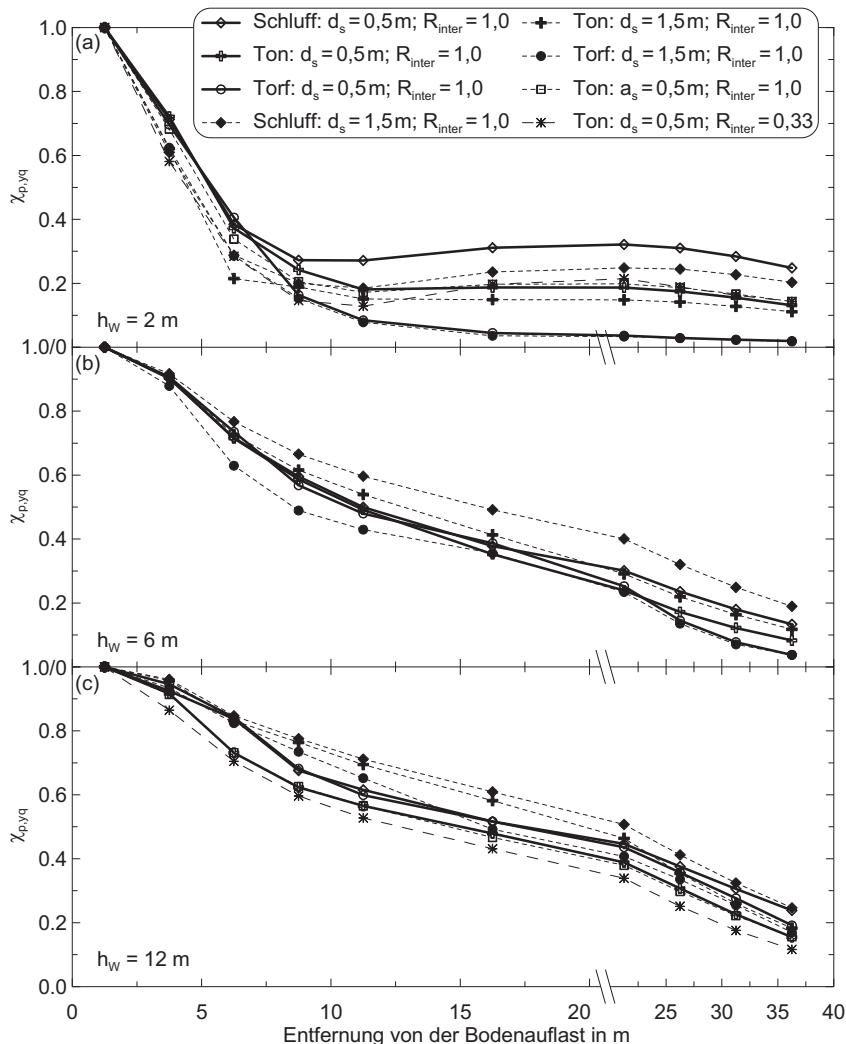


Bild H.53: Einfluss des Abstandes zur seitendruckerzeugenden Bodenauflast im Schluff, Ton und Torf bei variiert Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w und variiert Pfahlform, -abmessung und -rauheit (Einzelpfahl): Gegenüberstellung der maßgebenden Ergebnisse des Entfernungsfaktors $\chi_{p,yq}$ ($\chi_{p,yq,\max}$) aus Bild H.45 bis Bild H.52: a) $h_w = 2 \text{ m}$; b) $h_w = 6 \text{ m}$; c) $h_w = 12 \text{ m}$

H.4 Pfahlgruppenverhalten

H.4.1 Voruntersuchungen mit varierten Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells

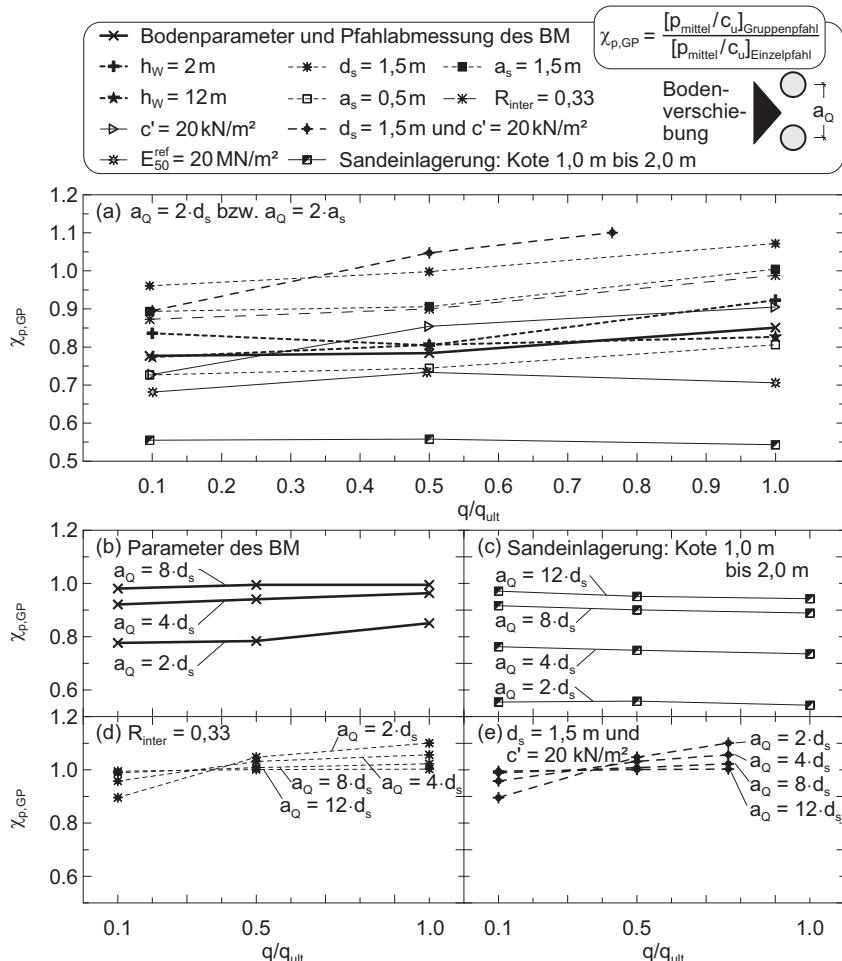


Bild H.54: Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) mit varierten Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells und der Pfahlanordnung nach Bild 6.24 a (Pfahlquerreihe mit 2 Pfählen) für unterschiedliche q/q_{ult} : a) $a_Q = 2 \cdot d_s$ bzw. $a_Q = 2 \cdot a_s$ und b) bis e) $a_Q \leq 12 \cdot d_s$ für ausgewählte Parametervariationen

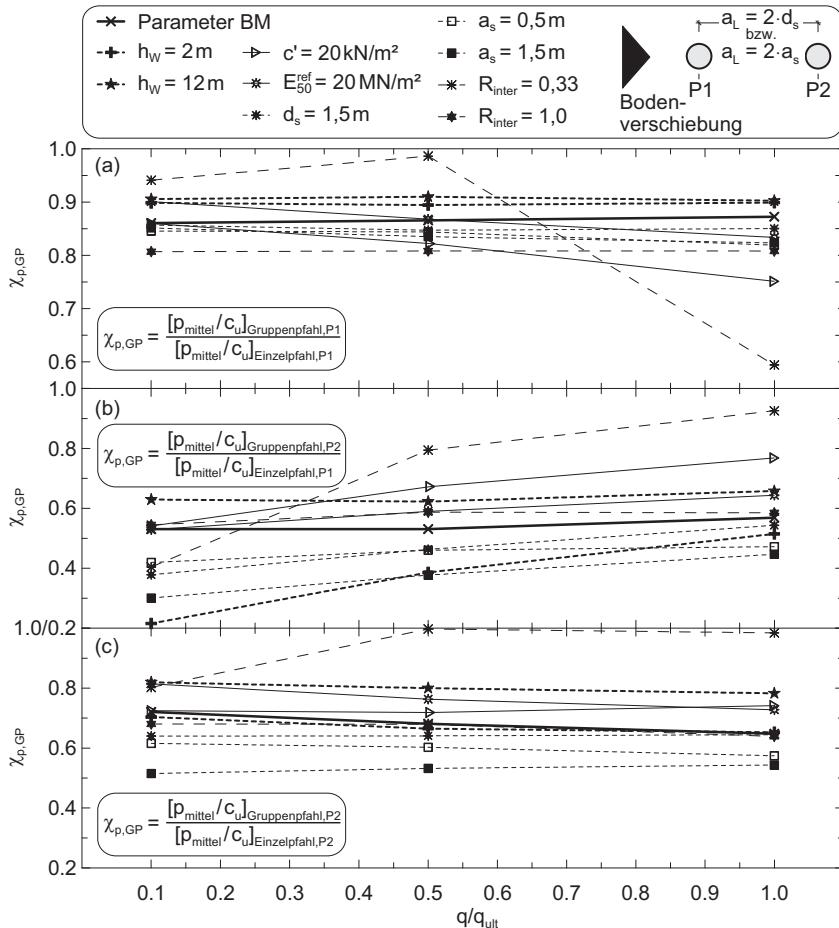


Bild H.55: Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) mit variierten Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells und der Pfahlanordnung nach Bild 6.24 b (Pfahlängsreihe mit 2 Pfählen und $a_L = 2 \cdot d_s$ bzw. $a_L = 2 \cdot a_s$) für unterschiedliche q/q_{ult} : a) Pfahl 1 der Pfahlgruppe bezogen auf einen Einzelpfahl mit der Position P1; b) Pfahl 2 der Pfahlgruppe bezogen auf einen Einzelpfahl mit der Position P1; c) Pfahl 2 der Pfahlgruppe bezogen auf einen Einzelpfahl mit der Position P2 (Differenz zu $\chi_{p,GP} = 1$ repräsentiert das Maß der Abschirmung durch Pfahl 1)

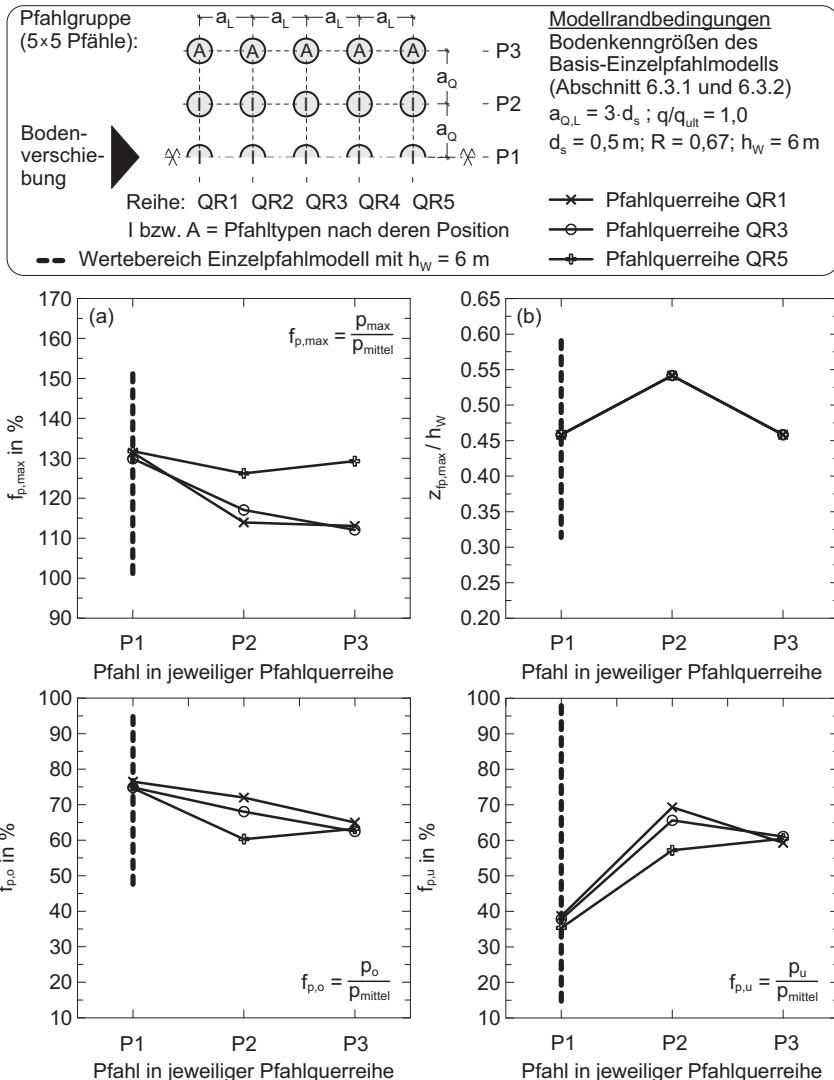


Bild H.56: a) bis d) Faktoren für die Verteilung des Seitendrucks über die bindige Bodenschicht gemäß den Definitionen in Bild 6.2 abgeleitet mit den Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells in Abhängigkeit der Pfahlposition in der Pfahlgruppe nach Bild 6.24 c (5x5 Pfähle) (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{ult} = 1,0$)

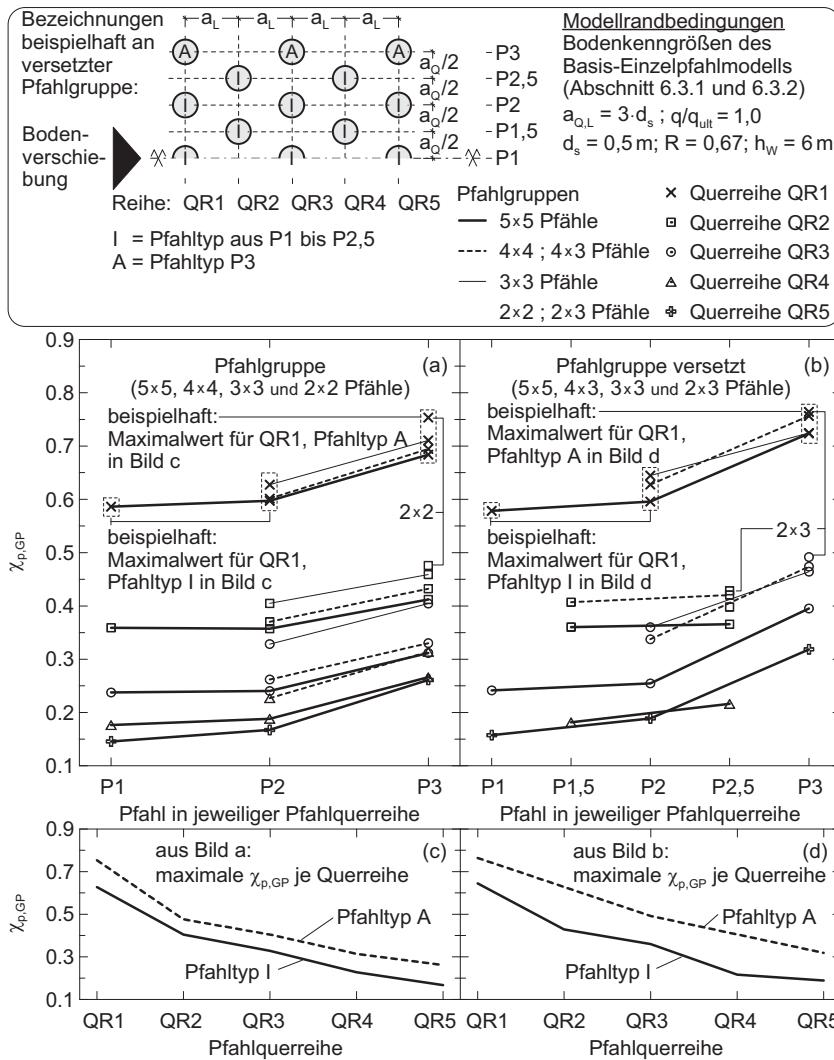


Bild H.57: Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) mit den Parametern des Basis-Einzelpfahlmodells und der Pfahlanordnungen nach Bild 6.24 c bis j (Pfahlgruppen, hier untersucht mit $a_{Q,L} = 3 \cdot d_s$) für $q/q_{ult} = 1:1$ a) und b) $\chi_{p,GP}$ in Abhängigkeit der Pfahlposition (P1 bis P3) in der jeweiligen Pfahlquerreihe; c) und d) aus den Maximalwerten $\chi_{p,GP}$ nach a) bzw. b) abgeleitete $\chi_{p,GP}$ je Pfahlquerreihe

H.4.2 Untersuchungen mit den Böden Schluff, Ton und Torf und variierten Schichtmächtigkeiten, Pfahldurchmessern und Pfahlrauheiten

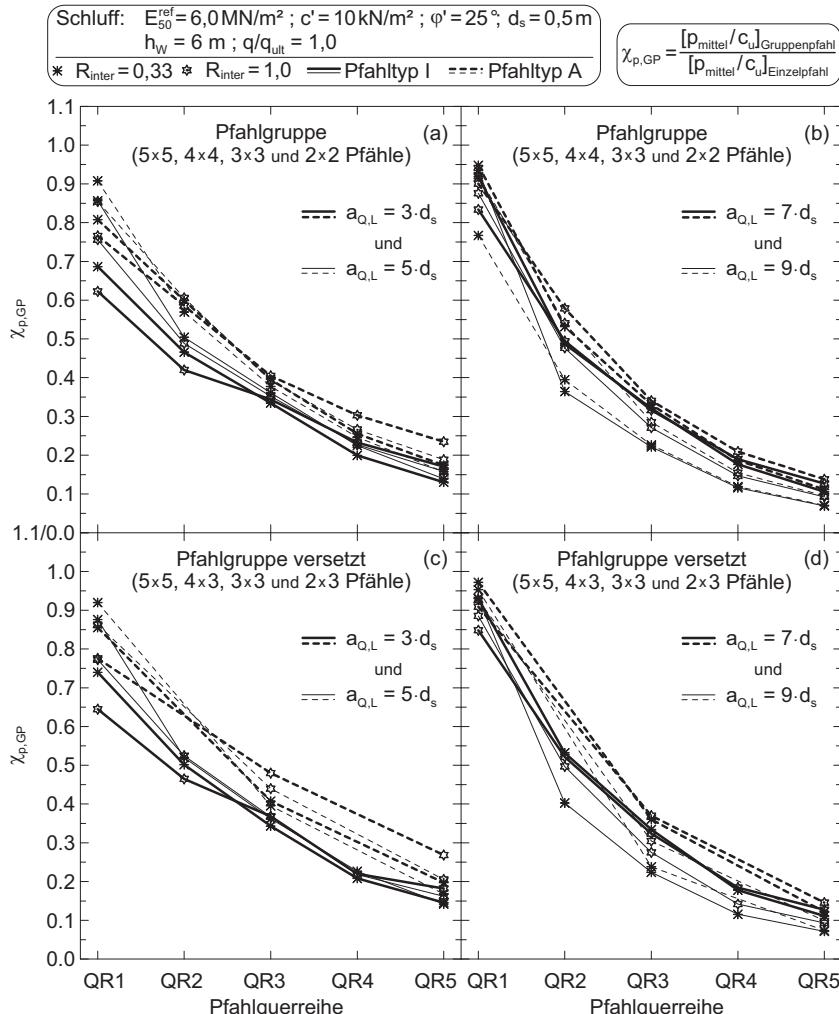


Bild H.58: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,\text{GP}}$ nach Gleichung (6.4) im Schluff für einen runden Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und variierter Pfahlrauheit R_{inter} (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

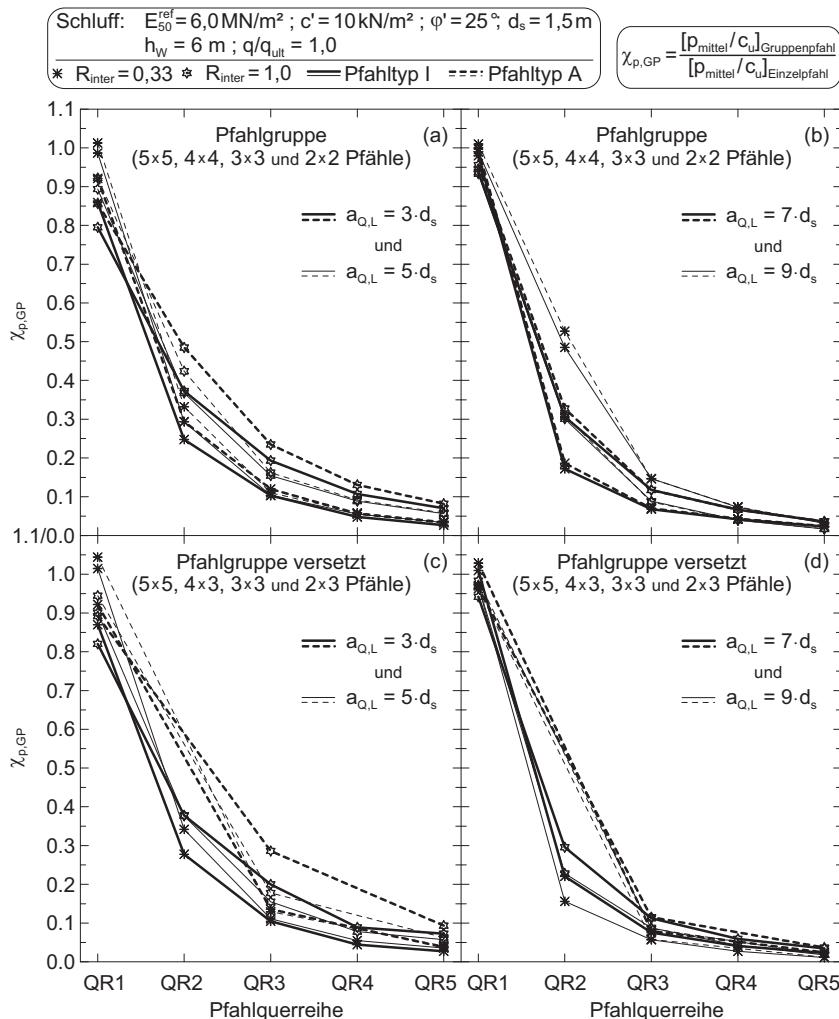


Bild H.59: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) im Schluff für einen runden Pfahl mit $d_s = 1,5 \text{ m}$ und variierter Pfahlrauheit R_{inter} (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

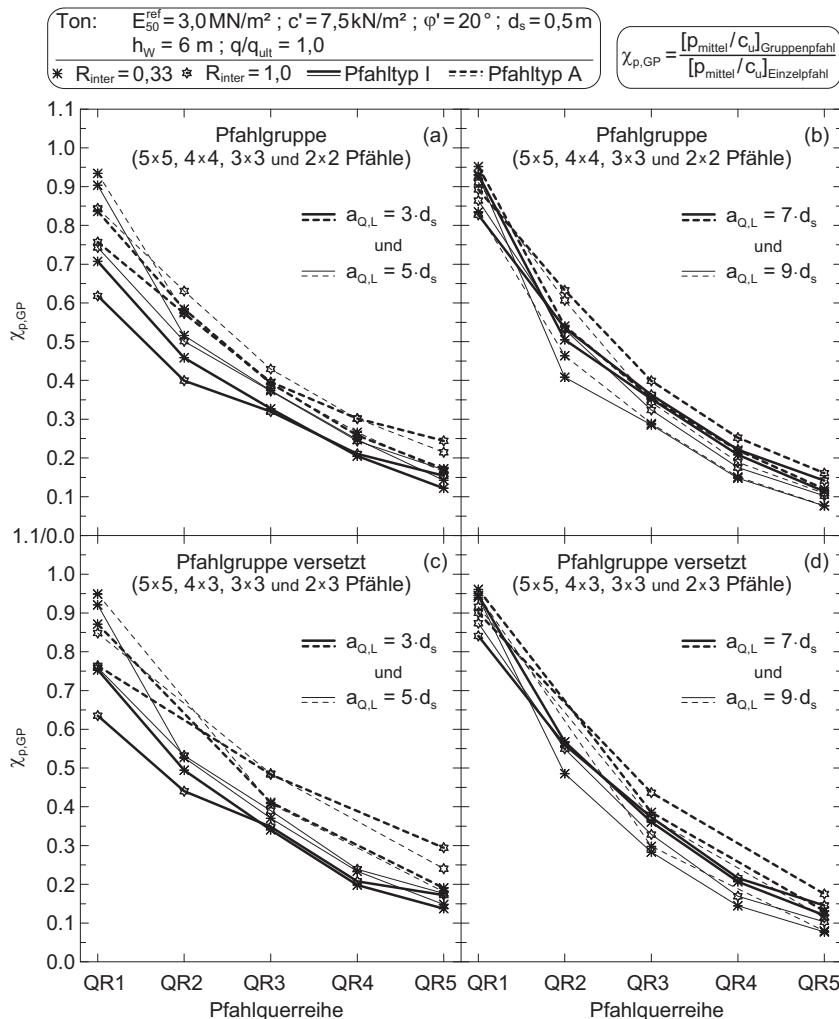


Bild H.60: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,\text{GP}}$ nach Gleichung (6.4) im Ton für einen runden Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und variierter Pfahlrauheit R_{inter} (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

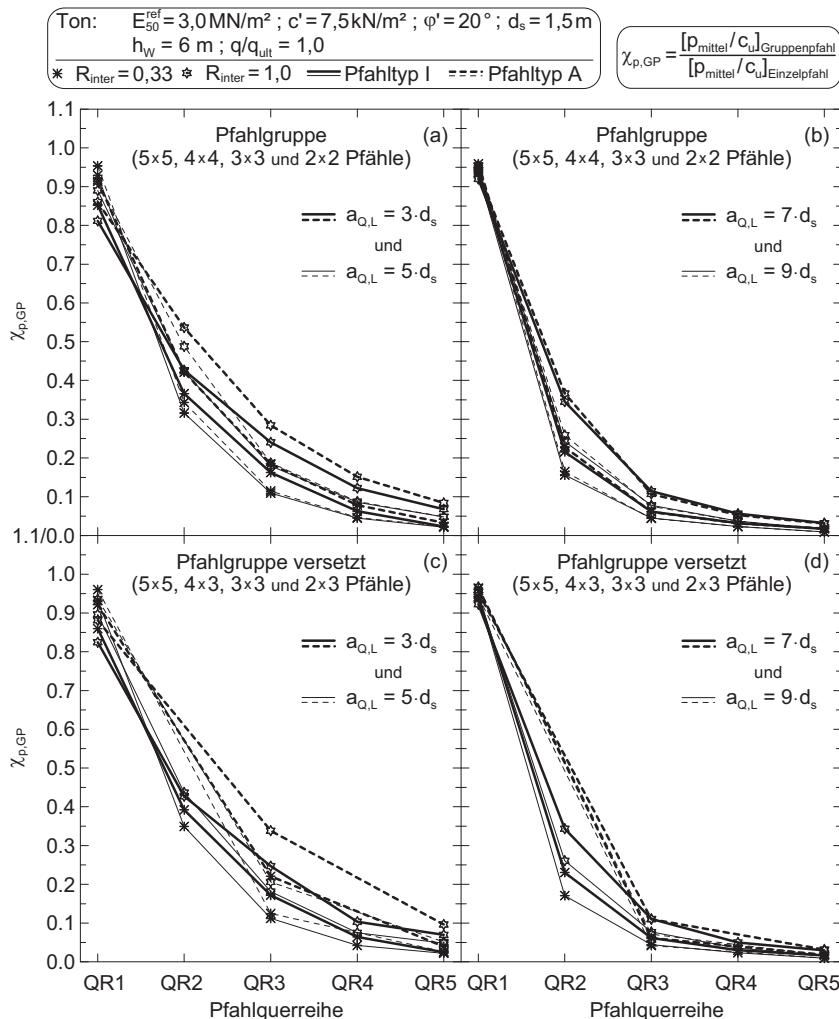


Bild H.61: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,\text{GP}}$ nach Gleichung (6.4) im Ton für einen runden Pfahl mit $d_s = 1,5 \text{ m}$ und variierter Pfahlrauheit R_{inter} (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

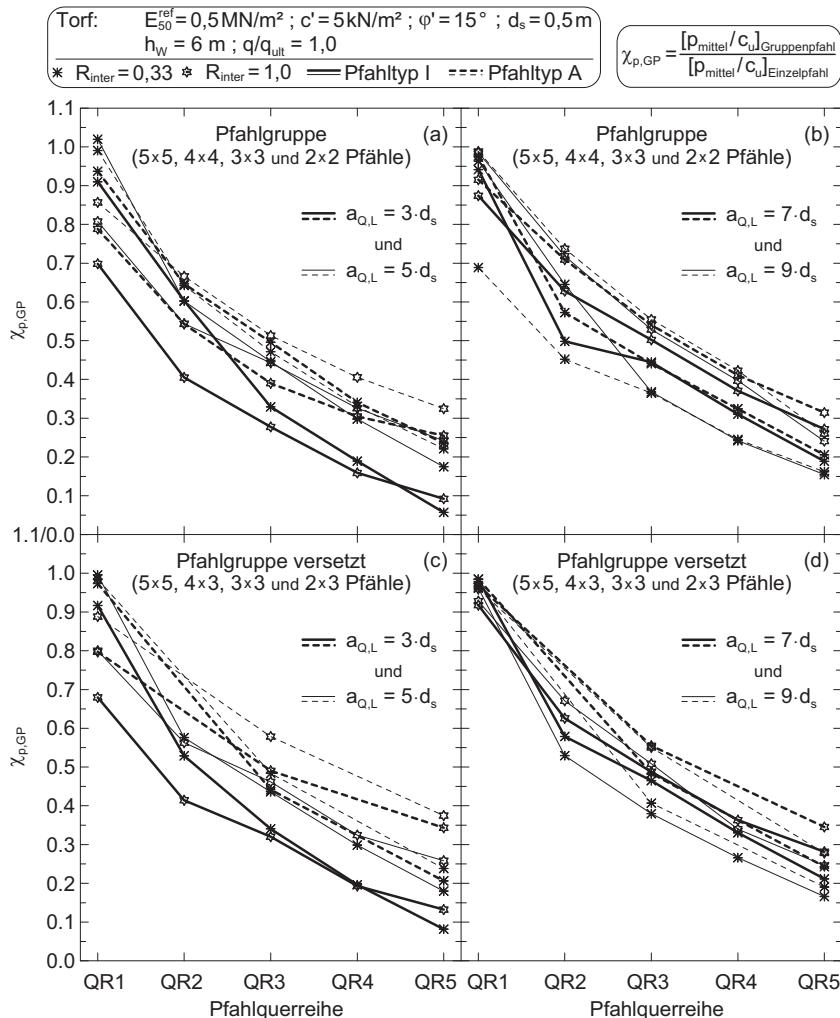


Bild H.62: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) im Torf für einen runden Pfahl mit $d_s = 0,5 \text{ m}$ und variierter Pfahlrauheit R_{inter} (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

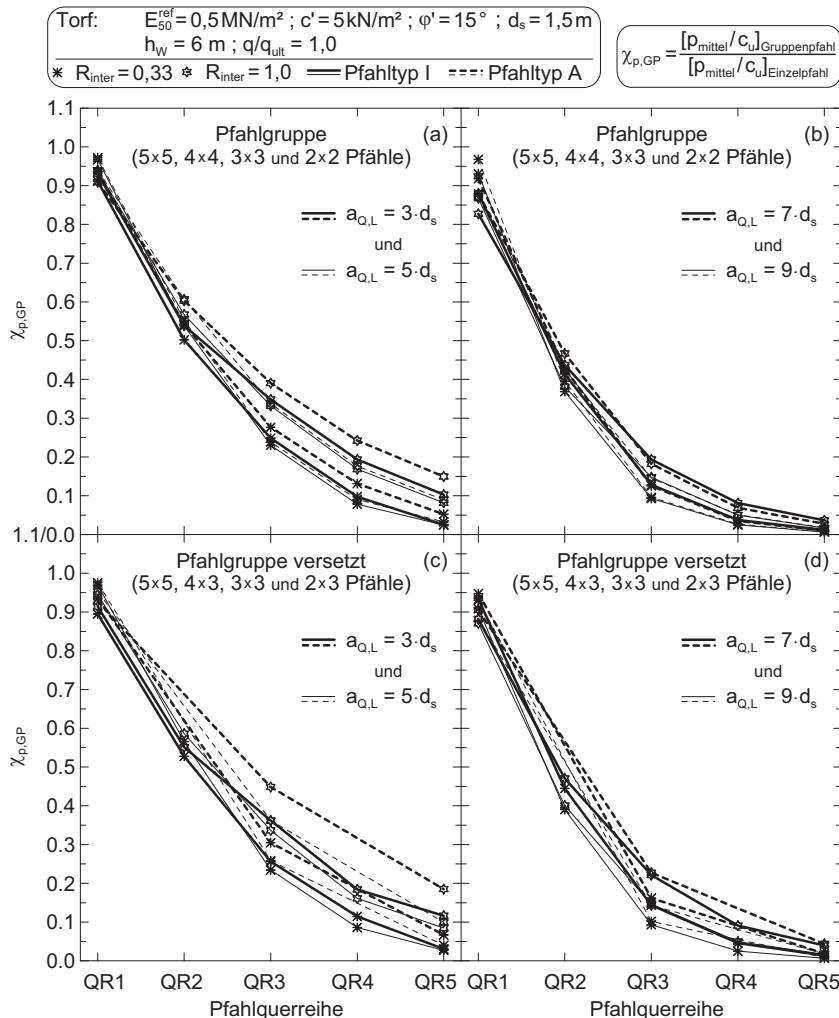


Bild H.63: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,\text{GP}}$ nach Gleichung (6.4) im Torf für einen runden Pfahl mit $d_s = 1,5 \text{ m}$ und variierter Pfahlrauheit R_{inter} (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

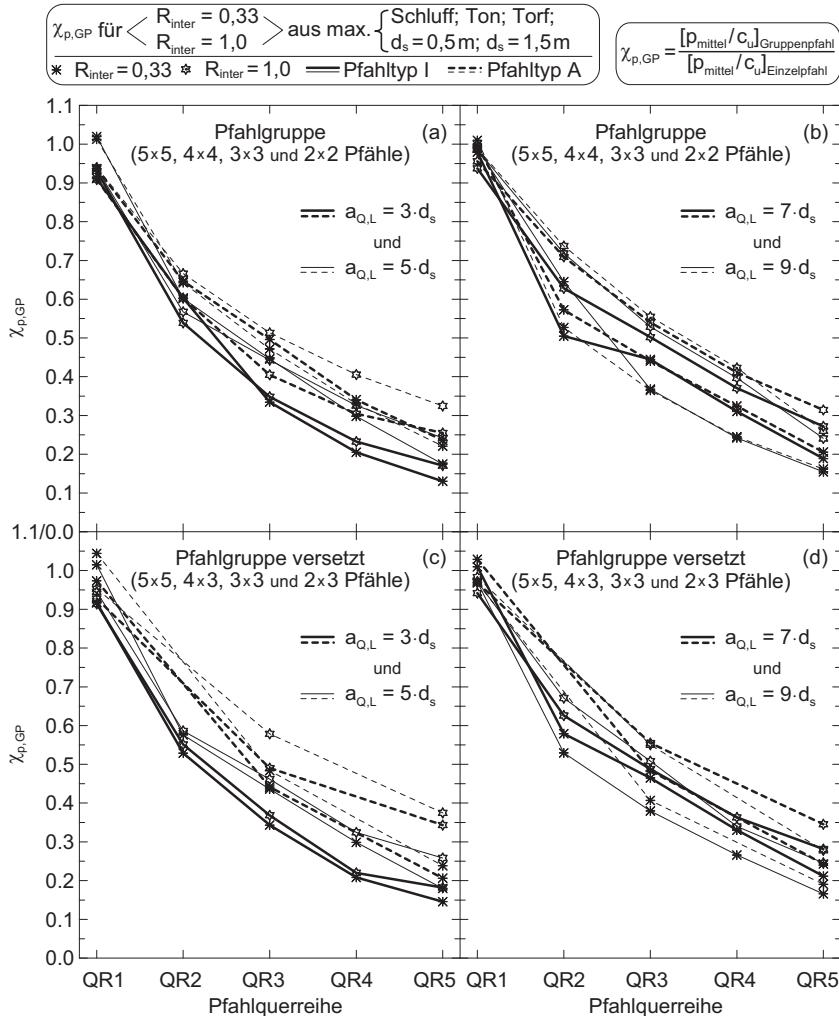


Bild H.64: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) gegenübergestellt für die unterschiedliche Pfahlrauheit $R_{inter} = 0,33$ und $R_{inter} = 1,0$, abgeleitet aus den jeweiligen Maximalwerten von $\chi_{p,GP}$ der Böden Schluff, Ton und Torf und der Pfahldurchmesser $d_s = 0,5\text{ m}$ und $d_s = 1,5\text{ m}$ (Bild H.58 bis Bild H.63) (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{ult} = 1,0$)

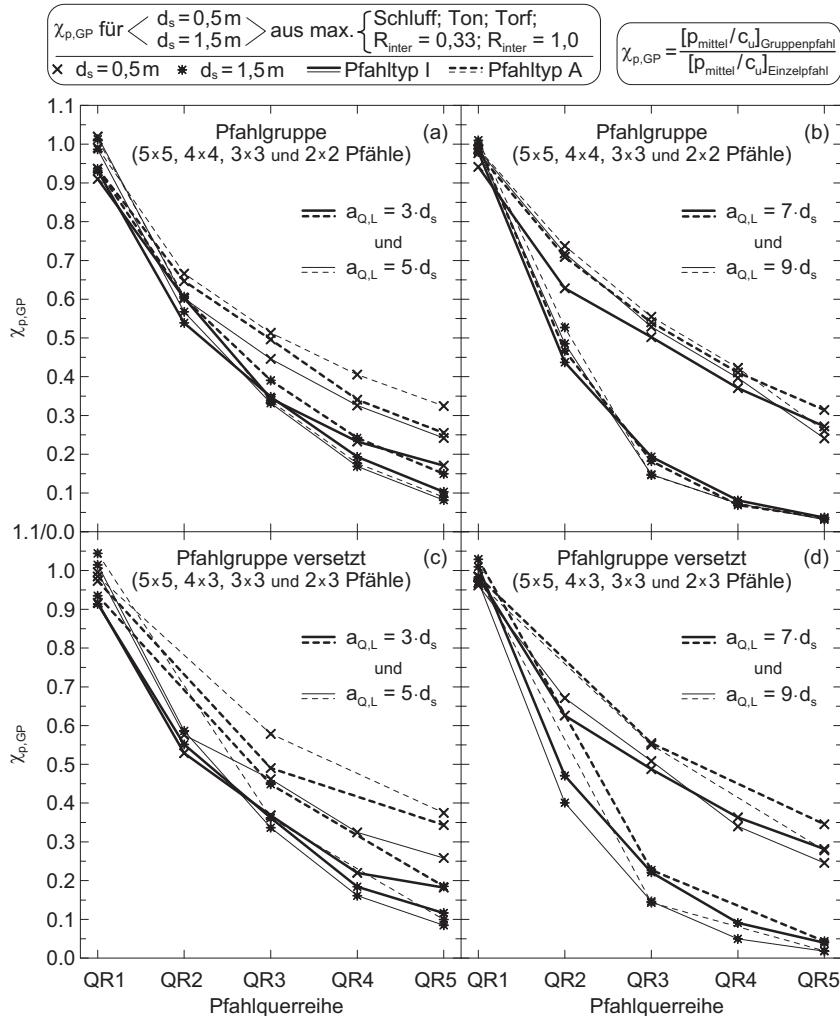


Bild H.65: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) gegenübergestellt für den unterschiedlichen Pfahldurchmesser $d_s = 0,5\text{ m}$ und $d_s = 1,5\text{ m}$, abgeleitet aus den jeweiligen Maximalwerten von $\chi_{p,GP}$ der Böden Schluff, Ton und Torf und der Pfahlrauheit $R_{\text{inter}} = 0,33$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Bild H.58 bis Bild H.63) (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

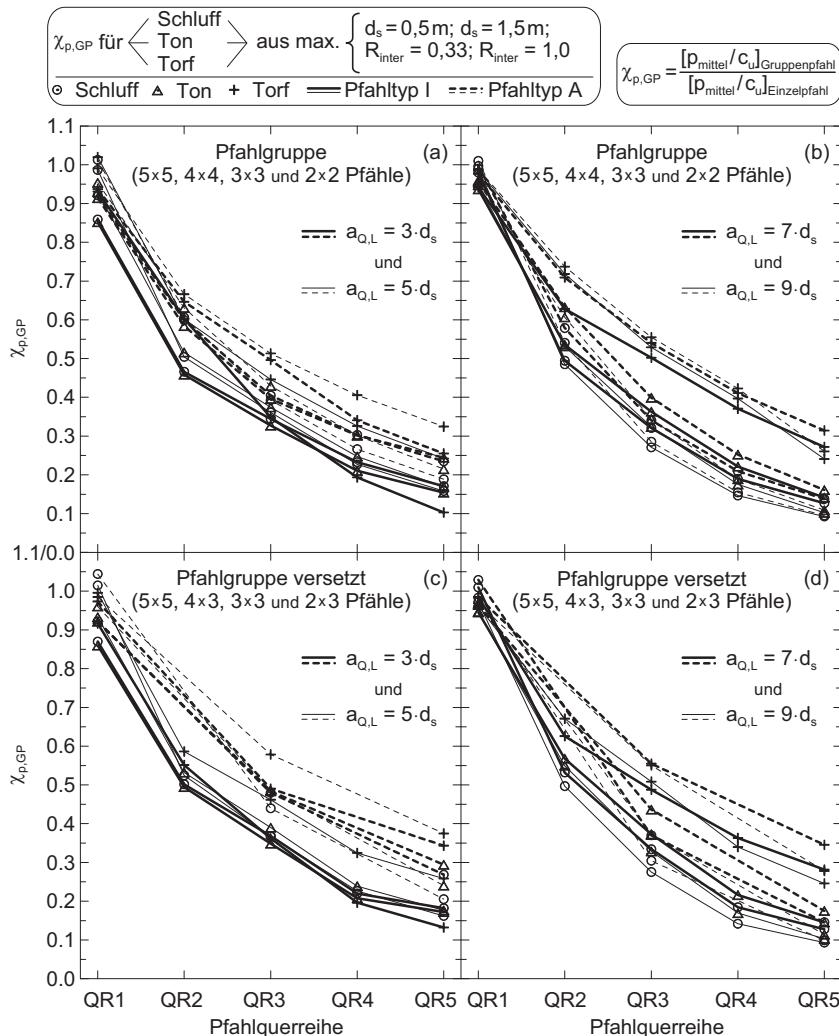


Bild H.66: a) bis d) Pfahlgruppenfaktor $\chi_{p,GP}$ nach Gleichung (6.4) gegenübergestellt für die unterschiedlichen Böden Schluff, Ton und Torf, abgeleitet aus den jeweiligen Maximalwerten von $\chi_{p,GP}$ der Pfahldurchmesser $d_s = 0,5 \text{ m}$ und $d_s = 1,5 \text{ m}$ und der Pfahlrauheit $R_{\text{inter}} = 0,33$ und $R_{\text{inter}} = 1,0$ (Bild H.58 bis Bild H.63) (alle Ergebnisse für die Bodenauflast $q/q_{\text{ult}} = 1,0$)

I Ergebnisse von Viskositätsuntersuchungen bindiger Böden aus der Literatur

Weiterführend zu Abschnitt 7.2.3 sind im Folgenden dynamische Viskositäten bindiger Böden aus der Literatur zusammengestellt (Bild I.3 und Bild I.4). Die Viskositäten wurden dabei unterschiedlich abgeleitet über:

- Rotationsviskosimeter an der Nachgebegrenze des Bodens τ_{yield} (*yield point*) (Ghezzehei/Or (2001) und Dusenkova et al. (2013)),
- Penetrometer mit Eindringung einer Drucksonde unter Eigengewicht im Bruchzustand des Bodens $\tau_f = c_u$ (*flow point*) (Mahajan/Budhu, 2008),
- Oszillationsversuch mit vorgegebener Schubspannungsamplitude τ (Ghezzehei/Or (2001) und Havel (2004)) oder Deformationsamplitude γ (Franklin/Krizek, 1969).

Zu den einzelnen Versuchseinrichtungen siehe Mezger (2010). Exemplarisch ist in Bild I.1 a der rheologische Parameter der (dynamischen) Scherviskosität η , verkürzt als Viskosität bezeichnet, am Zwei-Platten-Modell erläutert (Mezger, 2010). Zur korrekten Ableitung der Viskosität ist die Haftung des untersuchten Mediums an beiden Platten und eine laminare Strömung des Mediums vorausgesetzt.

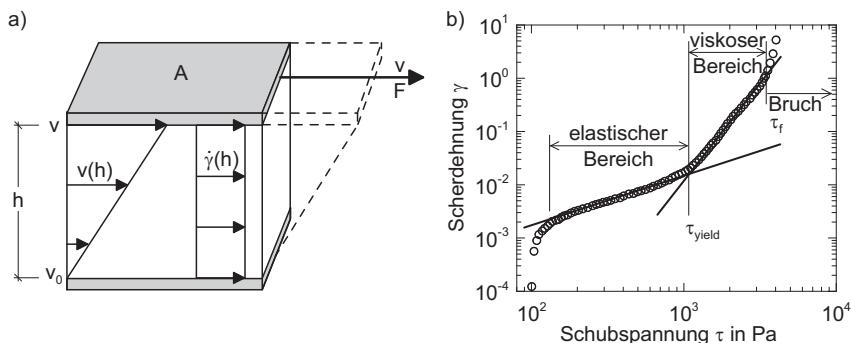


Bild I.1: a) Zwei-Platten-Modell zur Definition unterschiedlicher rheologischer Parameter nach Mezger (2010); b) Abgrenzung vom elastischen und viskosen Bereich eines Bodens mit Definition der Nachgebegrenze τ_{yield} (*yield point*) und des Bruchzustandes τ_f (*flow point*) eines Bodens nach Ghezzehei/Or (2001)

Die Viskosität eines Mediums bestimmt sich nach Gleichung (I.3) über das Verhältnis der Schubspannung τ nach Gleichung (I.1) und der Scherrate $\dot{\gamma}$ nach Gleichung (I.2). Sie ist definiert als Fließwiderstand, der infolge der von Relativbewegungen im Medium mobilisierten Reibungskräfte auftritt (Mezger, 2010).

$$\tau = F/A \quad [\text{i. d. R. in Pa}] \quad (\text{I.1})$$

$$\dot{\gamma} = dV/dh \quad [\text{i. d. R. in s}^{-1}] \quad (\text{I.2})$$

$$\eta = \tau/\dot{\gamma} \quad [\text{i. d. R. in Pa} \cdot \text{s}] \quad (\text{I.3})$$

Bei vielen Medien wie auch bei Boden tritt ein viskoses Verhalten erst oberhalb der Nachgebegrenze τ_{yield} (*yield point*) auf, die experimentell bestimmt werden muss (Bild I.1 b). Während unterhalb von τ_{yield} von einem reversiblen, elastischen Verformungsverhalten ausgegangen wird, tritt oberhalb von τ_{yield} ein viskoses Verhalten auf, das jedoch noch von elastischem Verhalten überlagert sein kann. Erst ab dem Bruchzustand τ_f (*flow point*) liegt ein idealviskoses Verhalten des Mediums vor. Diese Abgrenzungen und Begriffe werden jedoch auch in geotechnischen Veröffentlichungen häufig nicht sauber angewendet.

Je nach Darstellung der Messwerte und auch messgeräteabhängig kann die Größe der Nachgebegrenze τ_{yield} variieren (Mezger, 2010). I. d. R wird die Bestimmung mittels der „Tangentschnittpunkt-Methode“ im doppellogarithmischen τ - γ -Diagramm (Bild I.1 b) oder im Oszillationsversuch empfohlen.

Der Oszillationsversuch (Bild I.2) dient insbesondere der Ableitung der komplexen Viskosität η^* eines Mediums, die sich aus einem Realanteil η' (entspricht annähernd der Viskosität η , Franklin/Krizek (1969)) und einem Imaginäranteil η'' (repräsentiert elastisches Verhalten) nach Gleichung (I.4) zusammensetzt (Bild I.2 d).

$$|\eta^*| = \sqrt{(\eta')^2 + (\eta'')^2} \quad [\text{i. d. R. in Pa} \cdot \text{s}] \quad (\text{I.4})$$

Den exemplarischen Versuchsaufbau als Zwei-Platten-Modell mit der oberen schwingenden Platte angetrieben durch ein Antriebrad zeigt Bild I.2 a. Bei voller Umdrehung des Antriebrades um 360° liegt eine Schwingperiode der oberen Platte bzw. der Messgrößen des Versuchs $\tau(t)$ und $\gamma(t)$ vor, die sich aus den Versuchsgrößen nach Bild I.2 b ergeben. Wird der Versuch mit einer sinusförmigen Deformationsvorgabe $\gamma(t)$ mit der Deformationsamplitude γ durchgeführt, folgt als Messergebnis eine i. d. R. phasenverschobene Sinusfunktion der Schubspannung $\tau(t)$. Entsprechend folgt aus einer Schubspannungsvorgabe $\tau(t)$ mit der Schubspannungsamplitude τ als Messergebnis eine i. d. R. phasenverschobene Sinusfunktion

der Deformation $\gamma(t)$ (Bild I.2 c). Das Maß des Phasenverschiebungswinkels δ zwischen der vorgegebenen und gemessenen Funktion gibt das Verhältnis zwischen dem (viskosen) Realanteil η' und dem (elastischen) Imaginäranteil η'' der komplexen Viskosität η^* nach Gleichung (I.5) an (s. a. Bild I.2 d).

$$\tan \delta = \eta' / \eta'' \quad [\text{i. d. R. in } {}^\circ] \quad (\text{I.5})$$

Dabei liegt für $\delta = 90^\circ$ idealviskoses Verhalten ($\eta^* \rightarrow \eta'$) und für $\delta = 0^\circ$ idealelastisches Verhalten ($\eta^* \rightarrow \eta''$) des Mediums vor. Der Bereich $0^\circ < \delta < 90^\circ$ ist als viskoelastisches Verhalten zu definieren.

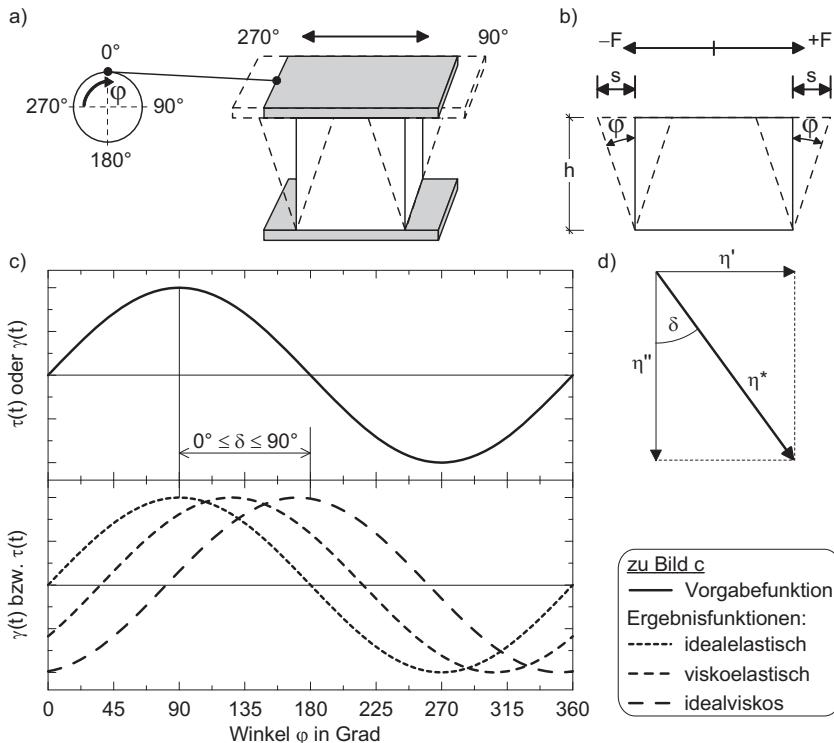


Bild I.2: a) exemplarischer Versuchsaufbau des Oszillationsversuchs; b) Definition der sich verändernden Größen beim Versuch; c) vorgegebene Funktion der Schubspannung $\tau(t)$ oder Deformation $\gamma(t)$ und daraus resultierende Ergebnisfunktion von $\gamma(t)$ bzw. $\tau(t)$ beim Versuch; d) Definition der komplexen Viskosität η^* (a, b, d nach Mezger (2010); c nach Ghezzehei/Or (2001))

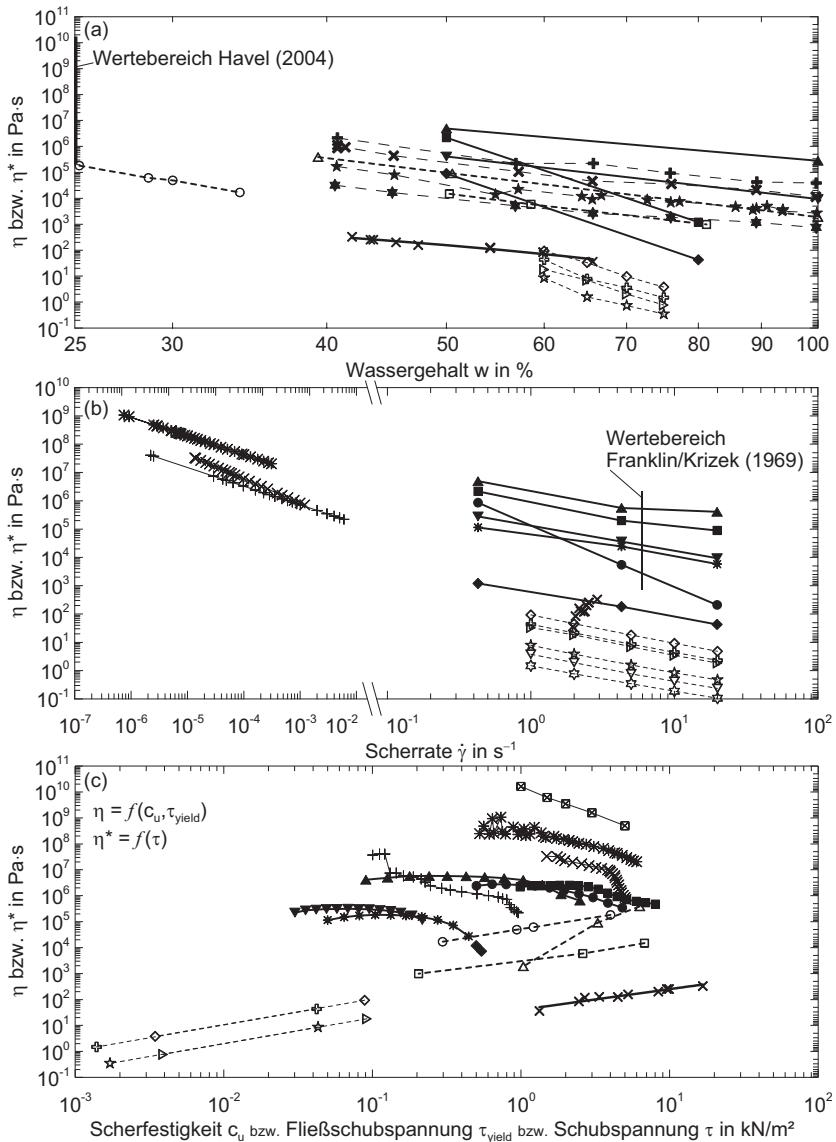


Bild I.3: Viskositäten η bzw. η^* bindiger Böden dargestellt über: a) den Wassergehalt des Bodens; b) der Scherrate des Bodens; c) der Scherfestigkeit bzw. Fließschubspannung bzw. Schubspannung des Bodens

Dusenkova et al. (2013): Ton $\Rightarrow \eta$ (Rotationsviskosimeter)

- ◇-- $\tau_{yield} \approx 0,089 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 60\%; l_p \approx 27\%$
- ▷-- $\tau_{yield} \approx 0,031 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 65\%; l_p \approx 27\%$
- ▼-- $\tau_{yield} \approx 0,003 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 75\%; l_p \approx 27\%$
- ◆-- $\tau_{yield} \approx 0,042 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 60\%; l_p \approx 23\%$
- ★-- $\tau_{yield} \approx 0,007 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 65\%; l_p \approx 23\%$
- ⊗-- $\tau_{yield} \approx 0,001 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 75\%; l_p \approx 23\%$

Franklin/Krizek (1969): Kaolin $\Rightarrow \eta^*$ (Oszillationsversuch mit Deformationsvorgabe γ)

- + - $\gamma = 0; \dot{\gamma} \approx 6 \text{ s}^{-1}; w \approx 40\% \text{ bis } w \approx 100\%$
- * - $\gamma = 0,015; \dot{\gamma} \approx 6 \text{ s}^{-1}; w \approx 40\% \text{ bis } w \approx 100\%$
- ★ - $\gamma = 0,004; \dot{\gamma} \approx 6 \text{ s}^{-1}; w \approx 40\% \text{ bis } w \approx 100\%$
- × - $\gamma = 0,0007; \dot{\gamma} \approx 6 \text{ s}^{-1}; w \approx 40\% \text{ bis } w \approx 100\%$

Ghezzehei/Or (2001): Schluff, Ton und Kaolin $\Rightarrow \eta$ (Rotationsviskosimeter)

- Schluff: $\tau_{yield} \approx 0,3 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau_{yield} \approx 4,0 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} = k. A.; w \approx 25\% \text{ bis } w \approx 34\%$
- Ton: $\tau_{yield} \approx 0,2 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau_{yield} \approx 6,8 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} = k. A.; w \approx 50\% \text{ bis } w \approx 81\%$
- △-- Kaolin: $\tau_{yield} \approx 1,0 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau_{yield} \approx 6,3 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} = k. A.; w \approx 39\% \text{ bis } w \approx 100\%$

Ghezzehei/Or (2001): Schluff (S), Ton (T) und Kaolin (K) $\Rightarrow \eta^*$

(Oszillationsversuch mit Schubspannungsvorgabe τ ; $\dot{\gamma} \approx 0,4 \text{ s}^{-1}$ in Bild c)

- S: $\tau: \approx 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \approx 4,8 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma}: \approx 0,4 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 25\% (\tau \approx 3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ in Bild b})$
- *— S: $\tau: \approx 0,05 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \approx 0,45 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma}: \approx 0,4 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 34\% (\tau \approx 0,05 \text{ kN/m}^2 \text{ in Bild b})$
- ◆— T: $\tau: \approx 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \approx 1,5 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma}: \approx 0,4 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 80\% (\tau \approx 1 \text{ kN/m}^2 \text{ in Bild a,b})$
- T: $\tau: \approx 1,0 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \approx 8 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma}: \approx 0,4 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 50\% (\tau \approx 1 \text{ kN/m}^2 \text{ in Bild a,b})$
- ▼— K: $\tau: \approx 0,03 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \approx 0,22 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma}: \approx 0,4 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 100\% (\tau \approx 0,1 \text{ kN/m}^2 \text{ in Bild a,b})$
- ▲— K: $\tau: \approx 0,09 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \approx 2,5 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma}: \approx 0,4 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \approx 20 \text{ s}^{-1}; w = 50\% (\tau \approx 0,1 \text{ kN/m}^2 \text{ in Bild a,b})$

Havel (2004): Ton $\Rightarrow \eta^*$ (Oszillationsversuch mit Schubspannungsvorgabe τ)

- +— $\tau \approx 0,1 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau \approx 1,0 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 2,5 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 6,0 \cdot 10^{-3} \text{ s}^{-1}; w = 25\%$
- ×— $\tau \approx 1,4 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau \approx 5,1 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 1,3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ s}^{-1}; w = 25\%$
- *— $\tau \approx 0,5 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau \approx 6,0 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 7,0 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 3,1 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}; w = 25\%$
- $\tau \approx 1 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } \tau \approx 5 \text{ kN/m}^2; \text{Kriechversuch}; w = 25\%$

Mahajan/Budhu (2008): Kaolin $\Rightarrow \eta$ (Drucksonde mit Eindringung unter Eigengewicht)

- ×— $\tau = c_u \approx 1,3 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } c_u \approx 38,5 \text{ kN/m}^2; \dot{\gamma} \approx 2 \text{ s}^{-1} \text{ bis } \dot{\gamma} \approx 3,6 \text{ s}^{-1}; w \approx 35,8\% \text{ bis } w \approx 65,7\%$

Bild I.4: Viskositäten η bzw. η^* bindiger Böden aus der Literatur: Legende zu Bild I.3

J Bestimmung der Horizontalspannung im Boden infolge einer Bodenauflast/Aufschüttung

J.1 Allgemeines

Auf Grundlage der Elastizitätstheorie unter der Annahme eines elastisch-isotropen Halbraums und eines homogenen und gewichtslosen Baugrunds kann infolge von Zusatzlasten auf den Baugrund die Vertikal- und Horizontalspannung im Boden in unterschiedlichen Bodentiefen und Abständen von der Zusatzlast abgeleitet werden. Im Folgenden sind die Lösungen nach:

- *Fröhlich* für begrenzte, gleichverteilte Streifenlasten auf dem Baugrund,
- *Poulos/Davis (1974)* für unendlich lange, gleichverteilte Streifenlasten auf dem Baugrund und
- *Steinbrenner* für rechteckigförmige, schlaffe Bodenauflasten auf dem Baugrund

zusammengestellt (Anhang J.2) und ausgewählten numerischen Lösungen nach Abschnitt 6.3 gegenübergestellt (Anhang J.4). Vergleichend wurde des Weiteren zur Bestimmung der Horizontalspannung im Anfangszustand des Bodens ein Linien- bzw. Zonenbruchmodell nach *Coulomb'scher* bzw. *Rankine'scher* Theorie untersucht (Anhang J.3).

J.2 Spannungen im elastischen-isotropen Halbraum

Die Definitionen zu den Lösungen für Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum infolge von Bodenauflasten nach *Fröhlich*, *Poulos/Davis (1974)* und *Steinbrenner* zeigt Bild J.1. Die Gleichungen für die Berechnung der Horizontalspannungen im Boden q_h sind im Folgenden angegeben (Gleichung (J.1) bis Gleichung (J.4)).

- Horizontalspannungen im Boden q_h nach *Fröhlich* mit $n = 3$ für eine isotrope Steifigkeit im Baugrund (Bild J.1 a):

$$q_h = \frac{q}{\pi} [(-\sin\beta_2 \cdot \cos\beta_2 + \beta_2) - (-\sin\beta_1 \cdot \cos\beta_1 + \beta_1)] \quad (\text{J.1})$$

- Horizontalspannungen im Boden q_h nach *Poulos/Davis (1974)* (Bild J.1 b):

$$q_h = \frac{q}{\pi} \left(\beta + \frac{y \cdot z}{r^2} \right) \quad (\text{J.2})$$

mit β im Bogenmaß

- Horizontalspannungen im Boden q_h nach Steinbrenner im Eckpunkt der Bodenauflast abgeleitet über die Poissonzahl ν und aus der Vertikalspannung q_z im Boden nach Gleichung (J.3) bzw. Gleichung (J.4) (Bild J.1 c):

$$q_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \cdot q_z \quad (\text{J.3})$$

$$q_z = \frac{q}{2\pi} \cdot \left[\arctan \frac{a \cdot b}{z \cdot \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} + \frac{a \cdot b \cdot z}{\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \cdot \left(\frac{1}{a^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right] \quad (\text{J.4})$$

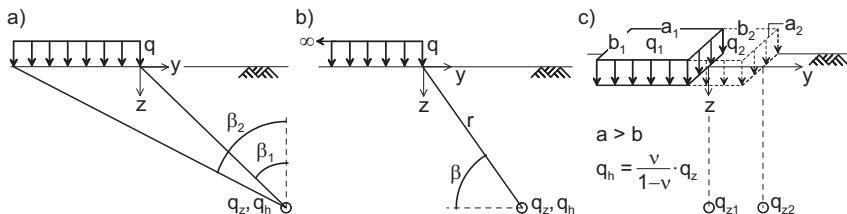


Bild J.1: Definitionen zu den Lösungen für Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum infolge von Bodenauflasten nach: a) Fröhlich; b) Poulos/Davis (1974) und c) Steinbrenner mit angedeuteter Lastaufteilung zur Berechnung der Vertikalspannung q_z im variierten Abstand y vom Rand der Bodenauflast

J.3 Horizontalspannungen infolge eines Linien- bzw. Zonenbruchs

Ausgehend von einem infolge einer Bodenauflast auf einer Gleitfläche abrutschenden monolithischen Gleitkörper (*Coulomb'sche Theorie*) bzw. eines Zonenbruchs im Boden (*Rankine'sche Theorie*) kann mithilfe eines Kraftecks bzw. eines *Mohr'schen* Spannungskreises näherungsweise die Horizontalspannung q_h im Schnitt unmittelbar neben der Bodenauflast abgeleitet werden (Gleichung (J.5)). Dies gilt bei einem Bruchzustand im Boden mit einem sich ausreichend von der Bodenauflast wegbewegenden Bauteils (*aktiver Grenzzustand*). Da bei den hier angenommenen Randbedingungen der *Rankin'sche Sonderfall* vorliegt, bei dem die *Coulomb'sche Theorie* und die *Rankine'sche Theorie* zu gleichen Lösungen führen, ist im Bild J.2 nur der erstere Ansatz dargestellt.

Bei Pfahlgründungen wird sich ein von den Theorien vorausgesetzter Bruchmechanismus im Boden i. d. R. nicht ausbilden, dennoch sind diese vor dem Hintergrund des Erddruckansatzes

in *EA-Pfähle (2012)* in Anhang J.4 näherungsweise untersucht. Die Reaktionsspannung q_h kann in Übereinstimmung zu den Erddruckansätzen näherungsweise gleichmäßig verteilt über die Tiefe des abrutschenden Körpers angenommen werden (vgl. bspw. Bild H.8 im Anhang H). Betrachtet wurde der Anfangszustand mit dem Gleitflächenwinkel von $\nu = 45^\circ$ zur Geländeoberkante stehend. Im Vorbruchzustand mit einer Bodenauflastspannung $q = \mu \cdot q_{ult}$ wurde näherungsweise entsprechend der *Fellenius-Regel* eine mobilisierte undrainierte Kohäsion mit $\mu \cdot c_u$ angesetzt, siehe Gleichung (J.6).

$$q_h = 0,5 \cdot \gamma \cdot z_{BK} + q_{ult} - 2 \cdot c_u \quad (\text{Bruchzustand}) \quad (\text{J.5})$$

$$q_h = 0,5 \cdot \gamma \cdot z_{BK} + q - 2 \cdot \mu \cdot c_u \quad (\text{Vorbruchzustand}) \quad (\text{J.6})$$

Die Wichte ist als Feuchtwichte γ (über Grundwasser) oder der Wichte unter Auftrieb γ' (unter Grundwasser) des Bodens anzusetzen. z_{BK} entspricht der Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w . Wird nur die Horizontalspannung q_h infolge Zusatzlasten berechnet, ist die Wichte des Bodens γ in Gleichung (J.5) und Gleichung (J.6) zu vernachlässigen.

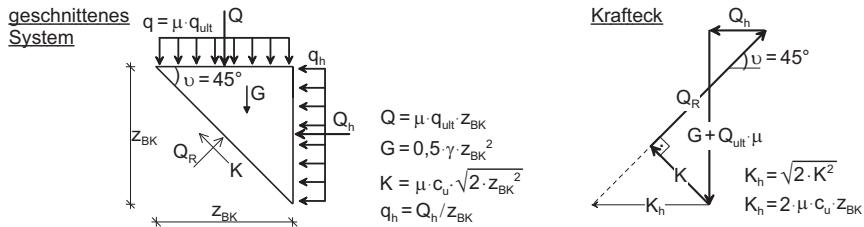


Bild J.2: Ableitung der Horizontalspannung q_h im Boden infolge eines Linienbruchs nach *Coulomb'scher Theorie* bei den Randbedingungen des *Rankin'schen Sonderfalls*

J.4 Gegenüberstellung von analytischen und numerischen Ergebnissen der Horizontalspannungen im Boden

In Bild J.3 bis Bild J.6 sind Ergebnisse der Horizontalspannungen q_h und des Verhältnisses von Horizontalspannung zu Bodenauflast q_h/q auf Grundlage der analytischen Lösungsansätze nach Abschnitt J.2 und Abschnitt J.3 numerischen Lösungen gegenübergestellt. Variiert wurden dabei:

- die Kohäsion des Bodens c_u ($c_u \approx 5 \text{ kN/m}^2$ bis $c_u \approx 35 \text{ KN/m}^2$)
(berechnet bei $c' = 0,1 \text{ kN/m}^2$ bis $c' = 25 \text{ KN/m}^2$; $\phi' = 20^\circ$ und variiertem h_w ; vgl. Tabelle H.1 im Anhang H),

- die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w ($h_w = 2 \text{ m}$ bis $h_w = 12 \text{ m}$),
- die Bodenauflast q ($q = q_{ult}$ und $q = q_{ult}/2$) in Abhängigkeit der Kohäsion c_u und der Schichtmächtigkeit h_w ,
- der Abstand y_q zwischen dem äußersten Rand der Bodenauflast und dem Ort der Horizontalspannungsermittlung im Boden mit $y_q = 0 \text{ m}$, $y_q = 3,5 \text{ m}$ und $y_q = 10 \text{ m}$ (Bild J.3 bis Bild J.5 für die Ansätze nach Anhang J.2)

Grundlage der numerischen Berechnungen war das numerische Modell nach Abschnitt 6.3 mit *Plaxis 3D Foundation* und dem *Hardening Soil*-Modell. Eine Bewertung der Ergebnisse nach Bild J.3 bis Bild J.5 ist im Anhang K.2 vorgenommen. Die Ergebnisse der Horizontalspannungen im Boden infolge eines Linien- bzw. Zonenbruchs (Bild J.6) sind zudem im Abschnitt 7.3 bewertet. Bei dem Ansatz nach Anhang J.3 in Bild J.6 wurde näherungsweise der Einfluss der 1 m mächtigen Sand-Auffüllung vernachlässigt.

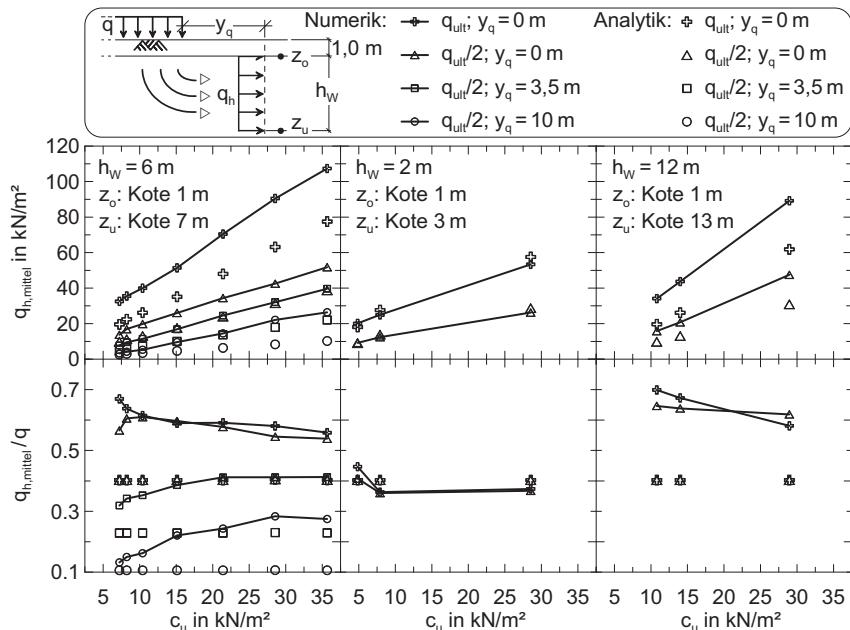


Bild J.3: Gegenüberstellung von Horizontalspannungen q_h und Verhältnis von q_h zu Bodenauflast q_h/q aus numerischen Berechnungen und dem analytischen Lösungsansatz nach Fröhlich ($q_h = f(q_{ult})$) in Abhängigkeit von c_u und h_w)

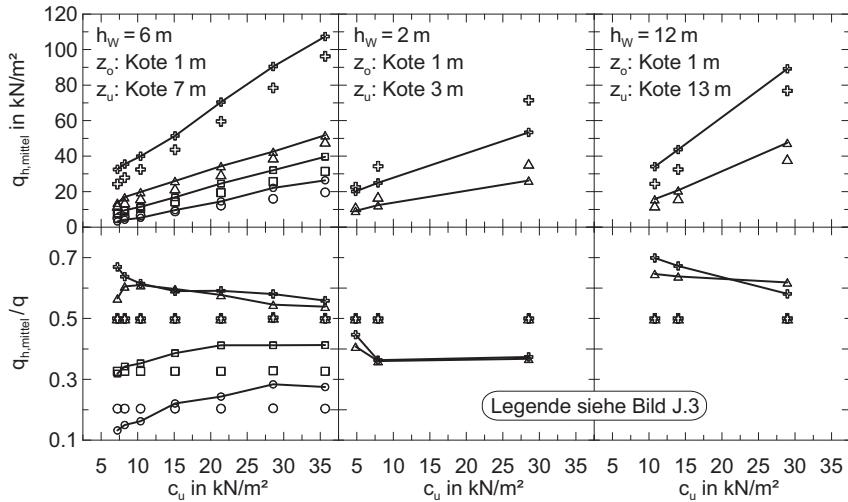


Bild J.4: Gegenüberstellung von Horizontalspannungen q_h und Verhältnis von q_h zu Bodenauflast q_h/q aus numerischen Berechnungen und dem analytischen Lösungsansatz nach Poulos/Davis (1974) ($q_h = f(q_{\text{ult}})$) in Abhängigkeit von c_u und h_w)

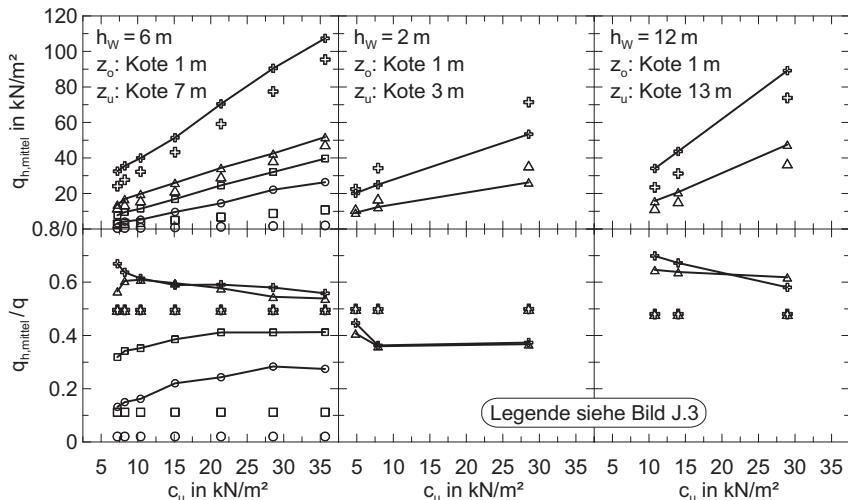


Bild J.5: Gegenüberstellung von Horizontalspannungen q_h und Verhältnis von q_h zu Bodenauflast q_h/q aus numerischen Berechnungen und dem analytischen Lösungsansatz nach Steinbrenner ($q_h = f(q_{\text{ult}})$) in Abhängigkeit von c_u und h_w)

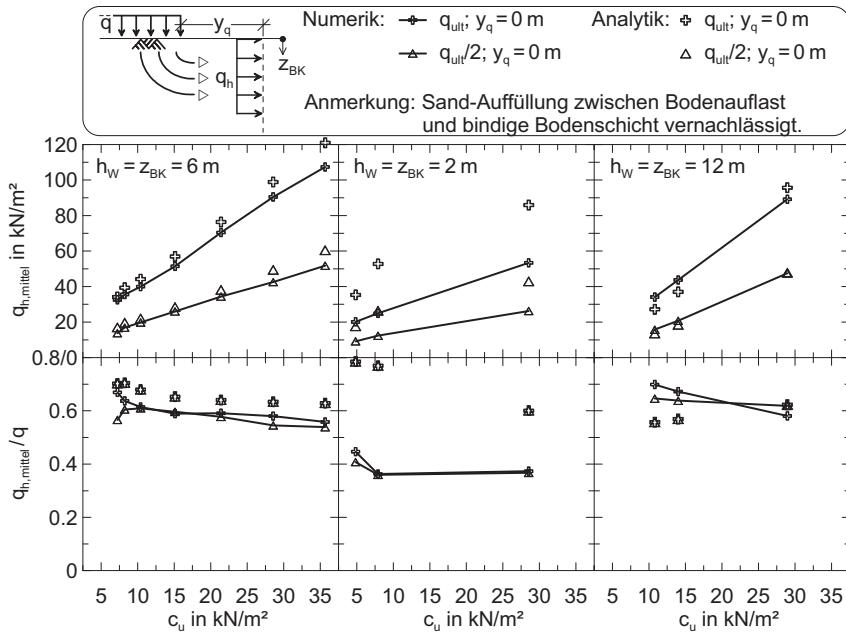


Bild J.6: Gegenüberstellung von Horizontalspannungen q_h und Verhältnis von q_h zu Bodenauflast q/q aus numerischen Berechnungen und dem analytischen Erddruckansatz ($q_h = f(q_{\text{ult}})$ in Abhängigkeit von c_u und h_w)

K Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen basierend auf der Horizontalspannung im Boden

K.1 Allgemeines

Alternativ zum Näherungsansatz zur Seitendruckberechnung auf Pfahlgründungen auf Grundlage der undrainierten Kohäsion des Bodens c_u nach Abschnitt 7.4 und Abschnitt 7.5 wurde im Folgenden ein Näherungsansatz auf Grundlage der Horizontalspannung im Boden q_h („ q_h -Ansatz“) abgeleitet. Die Horizontalspannung q_h ist dabei im vom Pfahl unbeeinflussten Baugrund („entkleidetes System“) bspw. mit den Verfahren nach Anhang J zu ermitteln.

K.2 Ableitung eines Näherungsansatzes zur Prognose der Einflussfaktoren auf den Seitendruck

Basierend auf der Horizontalspannung im Boden q_h gibt Gleichung (K.1) den mittleren Seitendruck p auf einen Pfahl in einer Pfahlgruppe an. Die Modelfaktoren in Gleichung (K.1) ermöglichen dabei ausgehend von dem normierten Seitendruck des Basis-Einzelpfahlmodells der numerischen Parameterstudie nach Abschnitt 6.3 die Berücksichtigung unterschiedlicher Systemrandbedingungen (vgl. Abschnitt 7.4.1). Der normierte Seitendruck p/q_h des Basis-Einzelpfahlmodells ($c_u = 10,4 \text{ kN/m}^2$) wird auf Grundlage der numerischen Berechnungen in Bild H.5 a im Anhang H näherungsweise mit der Größe $p/q_h = 1,6$ im Bruchzustand des Bodens ($q/q_{ult} = \mu = 1$) angenommen (Bild K.1).

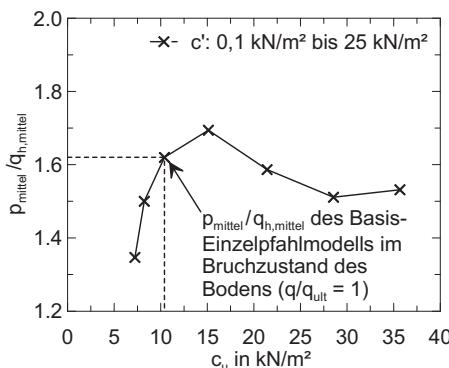


Bild K.1:

Normierter Seitendruck p/q_h des Basis-Einzelpfahlmodells im Bruchzustand des Bodens ($q/q_{ult} = \mu = 1$)
(vgl. Bild H.5 a im Anhang H)

$$p = 1,6 \cdot q_h \cdot \chi_{qh,cu} \cdot \chi_{qh,hw} \cdot \chi_{qh,E} \cdot \chi_d \cdot \chi_R \cdot \chi_{SE} \cdot \chi_{GP} + \Delta p_t \quad (K.1)$$

mit den Modelfaktoren:

- für die undrainierte Kohäsion des Bodens $\chi_{qh,cu}$,
- für die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht $\chi_{qh,hw}$,
- für die Steifigkeit des Bodens $\chi_{qh,E}$,
- χ_d , χ_R , χ_{SE} , χ_{GP} und Δp_t siehe Gleichung (7.7) im Kapitel 7.

Die Modelfaktoren der Bodenrandbedingungen im Anfangszustand $\chi_{qh,cu}$, $\chi_{qh,hw}$ und $\chi_{qh,E}$ unterscheiden sich von denjenigen des c_u -Ansatzes nach Abschnitt 7.4.1 und Abschnitt 7.4.2. Zur Ableitung dieser Modelfaktoren siehe Bild K.2. Dabei sind entsprechend der oberen Grenzen der Wertebereiche des Faktors $\chi_{qh,PM}$ nach Bild 6.12 abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen für die Modelfaktoren $\chi_{qh,cu}$, $\chi_{qh,hw}$ und $\chi_{qh,E}$ in Gleichung (K.1) abgeleitet. Zu χ_d , χ_R , χ_{SE} , χ_{GP} und Δp_t siehe Abschnitt 7.4.

Im Gegensatz zum c_u -Ansatz nach Gleichung (7.7) im Kapitel 7 entfällt in Gleichung (K.1) der Modelfaktor zum Entfernungseinfluss zwischen der seitendruckerzeugenden Bodenauflast und dem Pfahl sowie der Ausnutzungsgrad des Bodens μ , da diese bei der Ermittlung der Horizontalspannung im Boden q_h bereits inhärent erfasst sind.

Unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung der Horizontalspannung im Boden q_h infolge von Zusatzlasten wurden in Anhang J auf Grundlage der Elastizitätstheorie und unter Voraussetzung von Bruchzuständen im Boden vergleichend untersucht. Dabei ließen sich im Vergleich zu numerischen Ergebnissen die besten Übereinstimmungen auf Grundlage der Elastizitätstheorie mit dem Ansatz nach Poulos/Davis (1974) (Bild J.4 im Anhang J) und unter Voraussetzung von Bruchzuständen im Boden mit einem Linien- bzw. Zonenbruchmodell nach Coulomb'scher bzw. Rankine'scher Theorie (Bild J.6 im Anhang J) erzielen.

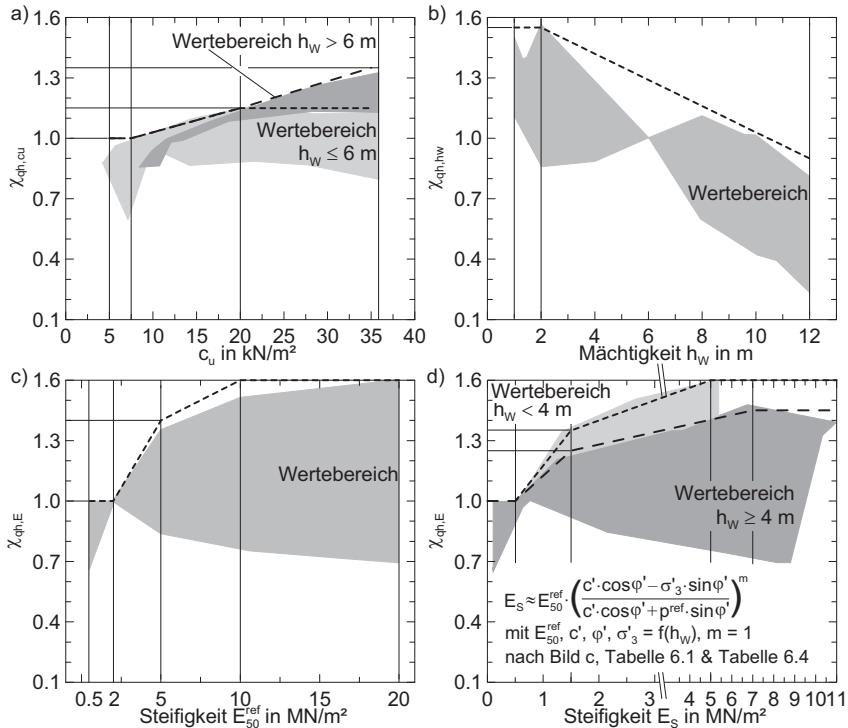


Bild K.2: Abschnittsweise lineare Näherungsfunktionen (gestrichelt) für die oberen Grenzen der Wertebereiche des Faktors $\chi_{qh,PM}$ nach Bild 6.12: a) $\chi_{qh,cu}$; b) $\chi_{qh,hw}$; c) $\chi_{qh,E}$ für E_{50}^{ref} ; d) $\chi_{qh,E}$ für E_s

K.3 Zusammenfassende Darstellung des Näherungsansatzes

K.3.1 Allgemeines

Im Folgenden sind nur Hinweise zum Berechnungsansatz aufgenommen, sofern sich der q_h -Ansatz nach Anhang K.2 im Vergleich zum c_u -Ansatz nach Abschnitt 7.5 unterscheidet. Dies betrifft lediglich Abschnitt 7.5.4.1 und Abschnitt 7.5.4.2. Die Notwendigkeit der Berücksichtigung eines Entfernungseinflusses zwischen der seitendruckerzeugenden Bodenauflast und dem Pfahl sowie der Ableitung des Ausnutzungsgrades des Bodens μ (Abschnitt 7.5.4.5 bzw. Abschnitt 7.5.4.8) entfällt.

K.3.2 Ermittlung der charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck

K.3.2.1 Berechnungsansatz

Die Größe der mittleren, charakteristischen Einwirkung aus Seitendruck P_k (in kN/m) quer zur Pfahlachse als Linienlast auf einen Einzelpfahl beträgt im Anfangszustand:

$$P_k = (1,6 \cdot q_{h,k} \cdot \chi + \Delta p_{t,k}) \cdot a_s \quad \text{bzw. } P_k = (1,6 \cdot q_{h,k} \cdot \chi + \Delta p_{t,k}) \cdot d_s \quad (\text{K.2})$$

mit

$q_{h,k}$ charakteristische Horizontalspannung im Boden nach Anhang K.3.2.3

a_s Pfahlbreite quer zur Bodenanströmung bei quadratischem Pfahlquerschnitt

d_s Pfahldurchmesser bei rundem Pfahlquerschnitt

χ Modellfaktor für die Berücksichtigung der Boden- und Pfahlrandbedingungen sowie der geometrischen Verhältnisse nach Anhang K.3.2.2

$\Delta p_{t,k}$ Berücksichtigung von Langzeiteffekten des Bodens nach Abschnitt 7.5.4.7

K.3.2.2 Berücksichtigung der Boden- und Pfahlrandbedingungen auf den Seitendruck

Der Modellfaktor χ in Gleichung (K.2) setzt sich zusammen aus:

$$\chi = \chi_{qh,cu} \cdot \chi_{qh,hw} \cdot \chi_{qh,E} \cdot \chi_d \cdot \chi_R \cdot \chi_{SE} \cdot \chi_{GP} \quad (\text{K.3})$$

mit

$\chi_{qh,cu}$ für die undrainierte Kohäsion des Bodens $c_{u,k}$ (Tabelle K.1)

$\chi_{qh,hw}$ für die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht h_w (Tabelle K.2)

$\chi_{qh,E}$ für die Steifigkeit des Bodens E_s oder E_{s0}^{ref} (Tabelle K.3)

χ_d für die Pfahlabmessung und Pfahlform (Tabelle 7.5 im Kapitel 7)

χ_R für die Rauheit der Pfahloberfläche (Tabelle 7.6 im Kapitel 7)

χ_{SE} zur Berücksichtigung von Sandeinlagerungen (Abschnitt 7.5.4.4)

χ_{GP} zur Berücksichtigung des Gruppenverhaltens (Abschnitt 7.5.4.6)

Tabelle K.1: Modellfaktor $\chi_{qh,cu}$ nach Gleichung (K.3)

$c_{u,k}$ in kN/m ²	$\leq 7,5$	20	≥ 35
$\chi_{qh,cu}$ bei $h_w \leq 6$ m	1,0	1,15	1,15
$\chi_{qh,cu}$ bei $h_w > 6$ m	1,0	1,15	1,35

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle K.2: Modellfaktor $\chi_{qh,hw}$ nach Gleichung (K.3)

h_w in m	≤ 2	≥ 12
$\chi_{qh,hw}$	1,55	0,9

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

Tabelle K.3: Modellfaktor $\chi_{qh,E}$ auf Grundlage von E_s oder E_{50}^{ref} nach Gleichung (K.3)

E_s in MN/m ²	$\leq 0,5$	1,5	5,0	$\geq 7,0$	E_{50}^{ref} in MN/m ²	≤ 2	5	≥ 10
$\chi_{qh,E}$ bei $h_w < 4$ m	1,0	1,35	1,6	1,6	$(p^{ref} = 0,1 \text{ MN/m}^2)$			
$\chi_{qh,E}$ bei $h_w \geq 4$ m	1,0	1,25	–	1,45	$\chi_{qh,E}$	1,0	1,4	1,6

Anmerkung: Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

K.3.2.3 Bestimmung der charakteristischen Horizontalspannung im Boden

Die charakteristische Horizontalspannung im Boden $q_{h,k}$ in Gleichung (K.2) kann näherungsweise über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht als konstant angenommen werden. Für das Randwertproblem einer Bodenauflast neben einer Pfahlgründung (Bild 7.24 a im Kapitel 7) oder einer Aufschüttung/Hinterfüllung neben einer Pfahlgründung (Bild 7.24 c im Kapitel 7) bei näherungsweiser Idealisierung dieser als Bodenauflast kann die charakteristische Horizontalspannung im Boden $q_{h,k}$ am „entkleideten System“ folgendermaßen abgeleitet werden:

- auf Grundlage der Elastizitätstheorie mit dem Ansatz nach *Poulos/Davis (1974)*, wobei auch Horizontalspannungen im großen Abstand zur Bodenauflast bestimmt werden können (Bild K.3 und Gleichung (K.4)).

$$q_h = \frac{q}{\pi} \left(\beta + \frac{y \cdot z}{r^2} \right) \quad (\text{K.4})$$

mit β im Bogenmaß

- nach klassischer Erddrucktheorie mit einem ebenen Linien- bzw. Zonenbruchmodell nach *Coulomb'scher* bzw. *Rankine'scher* Theorie auch bei Vorbruchzuständen im Boden, wobei nur die Horizontalspannung in Nähe zur Bodenauflast bestimmt werden kann (vgl. Anhang J.3).

Aufgrund seiner Einfachheit und der hinreichend genauen Ergebnisse wird der Ansatz nach *Poulos/Davis (1974)* zur Bestimmung der charakteristischen Horizontalspannung im Boden empfohlen.

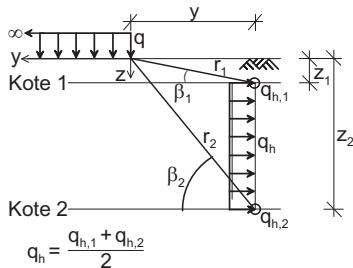


Bild K.3:

Berechnungsansatz zur Bestimmung der charakteristischen Horizontalspannung $q_{h,k}$ im Boden nach *Poulos/Davis (1974)*

K.3.2.4 Mehrschichtiger Baugrund, Sandeinlagerungen und Verteilung des Seitendrucks

Sind im Baugrund zwischen den bindigen Schichten Sandschichten oder Sandlinsen eingelagert, so sind diese bei der Bestimmung der Horizontalspannungen im Boden $q_{h,k}$ (Anhang K.3.2.3) zu vernachlässigen und stattdessen mit dem Modellfaktor χ_{SE} nach Abschnitt 7.5.4.4 in Gleichung (K.3) zu berücksichtigen.

Bei mehrschichtigem Baugrund aus bindigen Böden ist schichtweise die mittlere, charakteristische Einwirkung aus Seitendruck P_k nach Gleichung (K.2) und Gleichung (K.3) zu ermitteln, indem die Horizontalspannung im Boden $q_{h,k}$ (Bild K.3) sowie die Modellfaktoren $\chi_{qh,cu}$ und $\chi_{qh,E}$ schichtweise angesetzt werden.

Zur Verteilung des Seitendrucks über die Mächtigkeit der bindigen Bodenschicht siehe Abschnitt 7.5.5.

L Ergänzungen zu den Berechnungsbeispielen

L.1 Probobelastung neben einem Einzelpfahl im geschichteten Baugrund (Abschnitt 7.6.2)

Tabelle L.1: Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz)

Kenngroße	Ton MW	Ton 1	Ton 2	Ton 3	Ton 4	Anmerkung
Kote in m	2,5–19,5	2,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–19,5	
z ab OK Ton in m	0–17,0	0–1,0	1,0–2,5	2,5–4,5	4,5–17,0	
$c_{u,k}$ in kN/m ²	14,8	13	11	11	16	Tabelle 7.2
χ_{cu}	1,07	1,05	1,02	1,02	1,09	($h_w \approx 17$ m > 6 m)
h_w in m			17			Tabelle 7.3
χ_{hw}			0,8			($h_w \approx 17$ m > 12 m)
E_s in kN/m ²	1.800	8.100	3.700	900	1.200	Tabelle 7.4
χ_E	1,26	1,45	1,33	1,10	1,18	($h_w \approx 17$ m > 4 m)
d_{Ers} in m			0,41			Tabelle 7.5
χ_d			1,01			(linear extrapoliert)
δ / φ'			≤ 1/2			Tabelle 7.6
χ_R			0,93			Fertigteil, glatt
Entfernung l in m			≤ 2,5 m			Tabelle 7.8
χ_{yq}			1,0			
Gruppenverhalten			kein Gruppenverhalten; Einzelpfahl			Abschnitt 7.5.4.6
χ_{GP}			1,0			
χ	1,01	1,14	1,02	0,84	0,97	Gleichung (7.9)

Tabelle L.2: Berechnung des mittleren Seitendrucks nach Gleichung (7.8) (c_u -Ansatz)

Kenngroße	Ton MW	Ton 1	Ton 2	Ton 3	Ton 4	Anmerkung
Kote in m	2,5–19,5	2,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–19,5	
Schichtdicke in m	17,0	1,0	1,5	2,0	12,5	
$c_{u,k}$ in kN/m ²	14,8	13	11	11	16	
χ	1,01	1,14	1,02	0,84	0,97	Tabelle L.1
μ			0,54			Abschnitt 7.6.2
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²			0			keine Zeiteffekte
d_{Ers} in m			0,41			
P_k in kN/m	19,9	19,7	14,9	12,3	20,6	schichtweise
			19,1 ¹⁾			Mittelwert ¹⁾

Anmerkung: ¹⁾ Mittelung der schichtweisen P_k mit den Schichtdicken von Ton 1 bis Ton 4

Tabelle L.3: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5) (Bodentyp II; $h_w = 17 \text{ m}$)

z ab OK Ton in m	Kote in m	Verteilungs- faktor	Seitendruck in kN/m		
			Ton MW	Ton MW ¹⁾	Ton 1 bis 4 ¹⁾
0	2,5		0	0	0
$0,5 = z_o$	3,0	$f_{p,o} = 1,1$	$P_{k,o} = 21,8$	$P_{k,max} = 45,7$	$P_{k,max} = 43,9$
$3,0 = z_{fp,max}$	5,5	$f_{p,max} = 2,3$	$P_{k,max} = 45,7$	$35,7^{2)}$	$34,4^{2)}$
$12,0 = z_u$	14,5	$f_{p,u} = 0$	$P_{k,u} = 0$	$P_{k,u} = 0$	$P_{k,u} = 0$
17,0	19,5		0	0	0

Anmerkungen: ¹⁾ unter Beachtung der steifen Bodenschicht Ton 1 wird der maximal Seitendruck $P_{k,max}$ in der Mitte von Ton 1 ($z = 0,5 \text{ m}$) angesetzt; ²⁾ Werte zwischen $P_{k,max}$ und $P_{k,u}$ linear interpoliert

L.2 Zentrifugen-Modellversuch mit einer Bodenauflast neben einer Pfahlgruppe (Abschnitt 7.6.3)

Tabelle L.4: Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz)

Kenngröße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
Kote in m	0 bis 6		
z ab OK Ton in m	0 bis 6		
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	37,5		Tabelle 7.2
χ_{cu}	0,9		($h_w = 6 \text{ m}$)
h_w in m	6		
χ_{hw}	1,18		Tabelle 7.3
E_{50}^{ref} in kN/m ²	1.600 ($p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$)		Tabelle 7.4
χ_E	1,0		($E_{50}^{ref} < 2 \text{ MN/m}^2$)
d_s in m	1,27		Tabelle 7.5
χ_d	0,89		(linear interpoliert)
δ / ϕ'	1/2 bis 2/3		Tabelle 7.6
χ_R	1,0		Beton, rau
Entfernung l in m	$\leq 2,5 \text{ m}$		
χ_{yq}	1,0		Tabelle 7.8
Gruppenverhalten	QR1 und QR 2, nicht versetzt, Pfahltyp I		
χ_{GP}	1,00	0,73	Tabelle 7.9
χ	0,95	0,69	Gleichung (7.9)

Tabelle L.5: Berechnung des mittleren Seitendrucks nach Gleichung (7.8) (c_u -Ansatz)

Kenngröße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	37,5		
χ	0,95	0,69	Tabelle L.4
μ	1,0		Abschnitt 7.6.3
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²	0		keine Zeiteffekte
d_s in m	1,27		
P_k in kN/m	271,5	197,2	Gleichung (7.8)

Tabelle L.6: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5)
(Bodentyp III; $h_w = 6$ m) (c_u -Ansatz)

z ab OK Ton in m	Kote in m	Verteilungs- faktor	Seitendruck in kN/m	
			Pfahl vorn	Pfahl hinten
0	0		0	0
0,5 = z_o	0,5	$f_{p,o} = 0,8$	$P_{k,o} = 217,2$	$P_{k,o} = 157,8$
1,9 = $z_{fp,max}/h_w = 0,31$	1,9	$f_{p,max} = 1,4$	$P_{k,max} = 380,1$	$P_{k,max} = 276,1$
5,5 = z_u	5,5	$f_{p,u} = 0,45$	$P_{k,u} = 122,2$	$P_{k,u} = 88,1$
6,0	6,0		0	0

Tabelle L.7: Ergänzende Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Anhang K.3 und Ableitung des mittleren Seitendrucks P_k (q_h -Ansatz)

Kenngröße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
$q_{h,k,mittel}$ in kN/m ²	73,7		Bild 7.32
$\chi_{qh,cu}$	1,15		Tabelle K.1 ($h_w = 6$ m)
$\chi_{qh,hw}$	1,29		Tabelle K.2
$\chi_{qh,E}$	1,0		Tabelle K.3
$\chi_d; \chi_R$	0,89; 1,0		Tabelle L.4
χ_{GP}	1,00	0,73	Tabelle L.4
χ	1,33	0,96	Gleichung (K.3)
P_k in kN/m	197,7	143,8	Gleichung (K.2)

Tabelle L.8: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5) (Bodentyp III; $h_w = 6 \text{ m}$) (q_h -Ansatz)

z ab OK Ton in m	Kote in m	Verteilungsfaktor	Seitendruck in kN/m	
			Pfahl vorn	Pfahl hinten
0	0		0	0
$0,5 = z_o$	0,5	$f_{p,o} = 0,8$	$P_{k,o} = 158,2$	$P_{k,o} = 115,0$
$1,9 = z_{fp,max}/h_w = 0,31$	1,2	$f_{p,max} = 1,4$	$P_{k,max} = 276,8$	$P_{k,max} = 201,3$
$5,5 = z_u$	5,5	$f_{p,u} = 0,45$	$P_{k,u} = 89,0$	$P_{k,u} = 64,7$
6,0	6,0		0	0

L.3 Probobelastung neben einer Pfahlgruppe im Baugrund mit Sandeinlagerung (Abschnitt 7.6.4)

Tabelle L.9: Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz)

Kenngröße	ohne Sandeinlagerung		mit Sandeinlagerung		Anmerkung	
	Ton oben	Ton unten	Ton oben	Ton unten		
Kote in m	-3,3 bis 3,3	4,6 bis 9,6	-3,3 bis 3,3	4,6 bis 9,6		
z ab OK Ton in m	0 bis 6,6	7,9 bis 12,9	0 bis 6,6	7,9 bis 12,9		
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	16	45	16	45	Tabelle 7.2	
χ_{eu}	1,09	1,3	1,09	1,3	($h_w \approx 12 \text{ m} > 6 \text{ m}$)	
h_w in m			$\approx 12 \text{ m}$		Tabelle 7.3	
χ_{hw}			0,8			
E_s in kN/m ²	500	1.800	500	1.800	Tabelle 7.4	
χ_E	1,0	1,26	1,0	1,26	($h_w \approx 12 \text{ m} > 4 \text{ m}$)	
d_s in m			0,81		Tabelle 7.5	
χ_d			0,96		(linear interpoliert)	
δ / φ'			1/2 bis 2/3		Tabelle 7.6	
χ_R			1,0		Stahl, rau	
Sandeinlagerung	$\alpha = 60.000 \text{ kN/m}^2 / 500 \text{ kN/m}^2 = 120 > 35$			Gleichung (7.10); Tab.		
χ_{SE}	1,0			7.7 ($z_{o,SE} = 6,0 \text{ m}$)		
Entfernung l in m			$\leq 2,5 \text{ m}$		Tabelle 7.8	
χ_{yq}			1,0			
Gruppenverhalten	QR1, nicht versetzt, Pfahltyp A			Tabelle 7.9		
χ_{GP}	1,00					
χ	0,84	1,26	1,12	1,69	Gleichung (7.9)	

Tabelle L.10: Berechnung des mittleren Seitendrucks nach Gleichung (7.8) (c_u -Ansatz)

Kenngroße	ohne Sandeinlagerung		mit Sandeinlagerung		Anmerkung
	Ton oben	Ton unten	Ton oben	Ton unten	
Kote in m	-3,3 bis 3,3	4,6 bis 9,6	-3,3 bis 3,3	4,6 bis 9,6	
Schichtdicke in m	6,6	5,0	6,6	5,0	
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	16	45	16	45	
χ	0,84	1,26	1,12	1,69	Tabelle L.9
μ		1,0			Abschnitt 7.6.4
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²		0			keine Zeiteffekte
d_s in m		0,81			
P_k in kN/m	65,3 155,9	275,6	87,1 208,9	369,6	schichtweise Mittelwert ¹⁾

Anmerkung: ¹⁾ Mittelung der schichtweisen P_k mit den Schichtdicken von Ton oben und Ton unten

Tabelle L.11: Ergänzende Ableitung der maßgebenden Modelfaktoren nach Anhang K.3 und Ableitung des mittleren Seitendrucks P_k (q_h -Ansatz) nach Gleichung (K.2)

Kenngroße	ohne Sandeinlagerung		mit Sandeinlagerung		Anmerkung
	Ton oben	Ton unten	Ton oben	Ton unten	
Kote in m	-3,3 bis 3,3	4,6 bis 9,6	-3,3 bis 3,3	4,6 bis 9,6	
z ab OK Ton in m	0 bis 6,6	7,9 bis 12,9	0 bis 6,6	7,9 bis 12,9	
Schichtdicke in m	6,6	5,0	6,6	5,0	
$q_{h,k,mittel}$ in kN/m ²	63,3	127,5	63,3	127,5	Bild 7.34
$\chi_{qh,cu}$	1,10	1,35	1,10	1,35	Tabelle K.1 ($h_w > 6$ m)
$\chi_{qh,hw}$		0,9			Tabelle K.2
$\chi_{qh,E}$	1,0	1,26	1,0	1,26	Tabelle K.3 ($h_w > 4$ m)
$\chi_d ; \chi_R ; \chi_{GP}$		0,96; 1,0; 1,00			Tabelle L.9
χ_{SE}	1,0		1,34		Tabelle L.9
χ	0,95	1,46	1,27	1,96	Gleichung (K.3)
P_k in kN/m	77,9 148,3	241,3	104,2 198,9	323,9	schichtweise Mittelwert ¹⁾

Anmerkung: ¹⁾ Mittelung der schichtweisen P_k mit den Schichtdicken von Ton oben und Ton unten

Tabelle L.12: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5)
(Bodentyp I; $h_W \approx 12$ m) (c_u -Ansatz)

z ab UK Platte in m	Kote in m	Verteilungs- faktor	Seitendruck in kN/m ohne Sandeinlagerung	Seitendruck in kN/m mit Sandeinlagerung
0	-2,7		0	0
$0,5 = z_o$	-2,2	$f_{p,o} = 0,45$	$P_{k,o} = 70,2$	$P_{k,o} = 70,2$
$4,5 = z_{fp,max}$	1,8	$f_{p,max} = 1,8$	$P_{k,max} = 280,7$	$P_{k,max} = 280,7$
6,0	3,3	Sand ¹⁾		$P_{k,Sand} = 501,5$
7,3	4,6	Sand ¹⁾		$P_{k,Sand} = 501,5$
$11,8 = z_u$	9,1	$f_{p,u} = 0,4$	$P_{k,u} = 62,4$	$P_{k,u} = 62,4$
12,3	9,6		0	0

Anmerkung: $P_{k,Sand} = (P_{k,mit Sand} - P_{k,ohne Sand}) \cdot h_W / d$ (Bild 7.29 b)

$P_{k,Sand} = 208,9$ kN/m - $155,9$ kN/m · $12,3$ m/1,3 m (Werte nach Tabelle L.10)

Tabelle L.13: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5)
(Bodentyp I; $h_W \approx 12$ m) (q_h -Ansatz)

z ab UK Platte in m	Kote in m	Verteilungs- faktor	Seitendruck in kN/m ohne Sandeinlagerung	Seitendruck in kN/m mit Sandeinlagerung
0	-2,7		0	0
$0,5 = z_o$	-2,2	$f_{p,o} = 0,45$	$P_{k,o} = 66,8$	$P_{k,o} = 66,8$
$4,5 = z_{fp,max}$	1,8	$f_{p,max} = 1,8$	$P_{k,max} = 267,0$	$P_{k,max} = 267,0$
6,0	3,3	Sand ¹⁾		$P_{k,Sand} = 478,8$
7,3	4,6	Sand ¹⁾		$P_{k,Sand} = 478,8$
$11,8 = z_u$	9,1	$f_{p,u} = 0,4$	$P_{k,u} = 59,3$	$P_{k,u} = 59,3$
12,3	9,6		0	0

Anmerkung: $P_{k,Sand} = (P_{k,mit Sand} - P_{k,ohne Sand}) \cdot h_W / d$ (Bild 7.29 b)

$P_{k,Sand} = 198,9$ kN/m - $148,3$ kN/m · $12,3$ m/1,3 m (Werte nach Tabelle L.11)

L.4 Probebelastung neben einem Einzelpfahl im weitgehend homogenen Baugrund (Abschnitt 7.6.5)

Tabelle L.14: Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz)

Kenngroße		Anmerkung
Kote in m	5 bis 20	
z ab OK Ton in m	0 bis 15	
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	15	Tabelle 7.2 ($h_w = 15$ m > 6 m)
χ_{cu}	1,08	
h_w in m	15	Tabelle 7.3 ($h_w = 15$ m > 12 m)
χ_{hw}	0,8	
E_s in kN/m ²	1.200	Tabelle 7.4
χ_E	1,18	($h_w = 15$ m > 4 m)
a_s in m	0,85	Tabelle 7.5
χ_d	1,29	(linear interpoliert)
δ / φ'	1/2 bis 2/3	Tabelle 7.6
χ_R	1,0	rau angenommen
Entfernung l in m	$\leq 2,5$ m (Annahme)	Tabelle 7.8
χ_{yq}	1,0	
Gruppenverhalten	kein Gruppenverhalten; Einzelpfahl	Tabelle 7.9
χ_{GP}	1,0	
χ	1,32	Gleichung (7.9)

Tabelle L.15: Berechnung des mittleren Seitendrucks nach Gleichung (7.8) (c_u -Ansatz)

Kenngroße		Anmerkung
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	15	
χ	1,32	Tabelle L.14
μ	1,0	Abschnitt 7.6.5
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²	0	keine Zeiteffekte
a_s in m	0,85	
P_k in kN/m	101,0	Gleichung (7.8)

Tabelle L.16: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5)
(Bodentyp I; $h_w = 15 \text{ m}$) (c_u -Ansatz)

z ab OK Ton in m	Kote in m	Verteilungsfaktor	Seitendruck in kN/m
0	5,0		0
$0,5 = z_o$	5,5	$f_{p,o} = 0,42$	$P_{k,o} = 42,4$
$4,5 \text{ m} = z_{fp,max}$	9,5	$f_{p,max} = 1,95$	$P_{k,max} = 197,0$
$14,5 = z_u$	19,5	$f_{p,u} = 0,25$	$P_{k,u} = 25,3$
15,0	20,0		0

L.5 In situ-Versuch mit einer Hinterfüllung eines Brückenwiderlager (Abschnitt 7.6.6)

Tabelle L.17: Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Abschnitt 7.5 (c_u -Ansatz)

Kenngroße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
Kote in m	2,55 bis 13,05		
z ab OK Ton in m	0 bis 10,5		
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	30		Tabelle 7.2 ($h_w = 10,5 \text{ m} > 6 \text{ m}$)
χ_{cu}	1,3		
h_w in m	10,5		
χ_{hw}	0,89		Tabelle 7.3
E_s in kN/m ²	500		Tabelle 7.4
χ_E	1,0		($h_w = 10,5 \text{ m} > 4 \text{ m}$)
d_s in m	2,10		Tabelle 7.5
χ_d	0,78		(linear extrapoliert)
δ / φ'	1/2 bis 2/3		Tabelle 7.6
χ_R	1,0		Beton, rau
Entfernung l in m	$\approx 3,4 \text{ m}$		Tabelle 7.8
χ_{yq}	0,97		($h_w = 10,5 \text{ m} > 6 \text{ m}$)
Gruppenverhalten	QR1 und QR 2, nicht versetzt, Pfahltyp A		
χ_{GP}	1,00	0,75	Tabelle 7.9
χ	0,88	0,66	Gleichung (7.9)

Tabelle L.18: Berechnung des mittleren Seitendrucks nach Gleichung (7.8) (c_u -Ansatz)

Kenngröße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
$c_{u,k,mittel}$ in kN/m ²	30		
χ	0,88	0,66	Tabelle L.17
μ	0,31		Abschnitt 7.6.6
$\Delta p_{t,k}$ in kN/m ²	0		keine Zeiteffekte
d_s in m	2,10		
P_k in kN/m	103,1	77,3	Gleichung (7.8)

Tabelle L.19: Ergänzende Ableitung der maßgebenden Modellfaktoren nach Anhang K.3 und Ableitung des mittleren Seitendrucks P_k (q_h -Ansatz)

Kenngröße	Pfahl vorn	Pfahl hinten	Anmerkung
$q_{h,k,mittel}$ in kN/m ²	19,0		Abschnitt 7.6.6
$\chi_{qh,cu}$	1,28		Tabelle K.1 ($h_w > 6$ m)
$\chi_{qh,hw}$	1,00		Tabelle K.2 ($h_w = 10,5$ m)
$\chi_{qh,E}$	1,0		Tabelle K.3 ($h_w > 4$ m)
$\chi_d ; \chi_R$	0,78; 1,0		Tabelle L.17
χ_{GP}	1,00	0,75	Tabelle L.17
χ	1,00	0,75	Gleichung (K.3)
P_k in kN/m	63,8	47,9	Gleichung (K.2)

Tabelle L.20: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5)
(Bodentyp II; $h_w = 10,5$ m) (c_u -Ansatz)

z ab OK Ton in m	Kote in m	Verteilungs- faktor	Seitendruck in kN/m	
			Pfahl vorn	Pfahl hinten
0	2,55		0	0
$0,5 = z_o$	3,05	$f_{p,o} = 0,85$	$P_{k,o} = 87,6$	$P_{k,o} = 65,7$
$3,2 = z_{fp,max}/h_w = 0,30$	5,75	$f_{p,max} = 1,78$	$P_{k,max} = 183,5$	$P_{k,max} = 137,6$
$10,0 = z_u$	12,55	$f_{p,u} = 0,11$	$P_{k,u} = 11,3$	$P_{k,u} = 8,5$
10,5	13,05		0	0

Tabelle L.21: Verteilung des Seitendrucks nach Tabelle 7.10 und Bild 7.29 (Abschnitt 7.5.5)
(Bodentyp II; $h_w = 10,5 \text{ m}$) (q_h -Ansatz)

z ab OK Ton in m	Kote in m	Verteilungs- faktor	Seitendruck in kN/m	
			Pfahl vorn	Pfahl hinten
0	2,55		0	0
$0,5 = z_o$	3,05	$f_{p,o} = 0,85$	$P_{k,o} = 54,2$	$P_{k,o} = 40,7$
$3,2 = z_{fp,max}/h_w = 0,30$	5,75	$f_{p,max} = 1,78$	$P_{k,max} = 113,6$	$P_{k,max} = 85,3$
$10,0 = z_u$	12,55	$f_{p,u} = 0,11$	$P_{k,u} = 7,0$	$P_{k,u} = 5,3$
10,5	13,05		0	0

**Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Universität Kassel**
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

- Heft 1 Buczek, H., 1991:**
Beitrag zur Berechnung der horizontalen Belastung auf steife Elemente zur Stabilisierung von Rutschungen in Tonhängen
- Heft 2 Böckmann, F.-J., 1991:**
Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen, Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung
- Heft 3 Meyer-Kraul, N., 1991:**
Geomechanische Eigenschaften von Röttonsteinen, Scherfestigkeit bei schichtenparalleler Beanspruchung
- Heft 4 Müllner, B., 1991:**
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

- Heft 5 Voß, T., 1996:**
Beitrag zur Festigkeitsentwicklung von Klärschlamm in Monodeponien
- Heft 6 Raithel, M., 1999:**
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen
- Heft 7 Jaup, A., 1999:**
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern
- Heft 8 Hu, Y., 2000:**
Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung
- Heft 9 Sammelveröffentlichung, 2001:**
Beiträge aus der Umweltgeotechnik

- Heft 10** **Zaeske, D., 2001:**
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostaschen
- Heft 12** **Gotschol, A., 2002:**
Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung
- Heft 13** **Stöcker, T., 2002:**
Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen
- Heft 14** **Berhane Gebreselassie, 2003:**
Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils
- Heft 15** **Witzel, M., 2004:**
Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden
- Heft 16** **Soumaya, B., 2005:**
Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden
- Heft 17** **Rudolf, M., 2005:**
Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen über Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes
- Heft 18** **Hg: Raithel, M.; Rudolf, M., 2005**
Festschrift zum 60. Geburtstag von Professor Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Symposium Geotechnik – Verkehrswegebau und Tiefgründungen – am 26. September 2005 in Kassel
- Heft 19** **Heitz, C., 2006:**
Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern
- Heft 20** **Gourge Samir Fahmi Farag, 2008:**
Lateral spreading in basal reinforced embankments supported by pile-like elements
- Heft 21** **Fischer, D. 2009:**
Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk – Zulässige Setzungsdifferenzen sowie Beanspruchungen von Bauwerk und Gründung
- Heft 22** **Becker, P. 2009:**
Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden

- Heft 23** **Lüking, J. 2010:**
Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Ppropfenbildung in nichtbindigen Böden
- Heft 24** **Hörtkorn, F. 2011:**
Wirksamkeit von flexiblen stabförmigen Elementen bei Böschungsstabilisierungen
- Heft 25** **Thomas, S. 2011:**
Zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. O. Reul

-
- Heft 26** **Bauer, J. 2016:**
Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebungen

ISBN 978-3-7376-0124-5



9 783737 601245 >