

Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

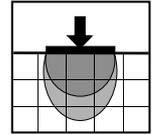
Zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung

Sebastian Thomas

Heft 25

Dezember 2011

Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel



Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

Zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung

Sebastian Thomas

Heft 25

Dezember 2011

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

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

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter

Dritter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Detlev Kuhl

Tag der mündlichen Prüfung: 20. Oktober 2011

Institut für Geotechnik und Geohydraulik

Universität Kassel – Fachgebiet Geotechnik

Mönchebergstraße 7 – 34125 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

Telefax: (0561) 804 2651

2011, kassel university press GmbH, Kassel

www.upress.uni-kassel.de

ISBN print: 978-3-86219-252-6

ISBN online: 978-3-86219-253-3

URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-32531>

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.

Vorwort des Herausgebers

Bei Bauwerken mit Pfahlgründungen sind neben den ständigen Einwirkungen je nach Randbedingungen auch veränderliche Einwirkungen von den Pfählen in den Baugrund abzutragen. Das Tragverhalten der Pfähle kann besonders durch zyklische Belastungen maßgeblich beeinflusst werden. Trotz erster ingenieurpraktischer Ansätze sind erhebliche wissenschaftliche Kenntnisdefizite – insbesondere zur Wirkungsweise der Zyklik im Pfahlnahbereich – vorhanden, wodurch ein großer Untersuchungsbedarf gegeben ist.

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit hat Herr Dr.-Ing. Sebastian Thomas zunächst den Kenntnisstand zur Thematik aus der Literatur ausgewertet. Dabei werden die wesentlichen Einflussfaktoren, wie z. B. Lastzyklenzahl, Belastungsart, Lastniveau, Bodenart, Sättigungsgrad, Spannungsniveau und Lagerungsdichte von nichtbindigen Böden herausgearbeitet, Hypothesen zur Akkumulation der zyklischen Pfahlverschiebungen sowie Ursachen für die Änderung der post-zyklischen Pfahltragfähigkeit diskutiert und zusammengefasst. Mit ebenfalls vorgestellten Modellierungsansätzen wird somit ein umfassender Überblick zum Thema gegeben.

In drei sehr umfangreichen Modellversuchsprogrammen wurden die Phänomene des zyklischen Boden- und Pfahlverhaltens weitgehend systematisch untersucht, anschaulich visualisiert und quantifiziert. Aus dem ersten Versuchsprogramm ergaben sich neue Erkenntnisse, wie z. B. über die auftretende Veränderung der Pfahlmantelreibung über die Pfahllänge, die Abnahme des Mantelwiderstands und den Anstieg des Fußwiderstandes während der zyklischen Belastung sowie auch über das post-zyklische Verhalten.

Für die Untersuchungen des zweiten Versuchsprogramms hat Herr Thomas eine Spannungszelle entwickelt, die den speziellen Erfordernissen der Thematik gerecht wird. In diesem Versuchsstand konnten neben der Mantelreibungsentwicklung auch die Spannungen und Porenwasserdruckentwicklung im Zuge der zyklischen Belastung gemessen werden. Bei den Untersuchungen wurden alle maßgeblichen Parameter variiert, wie z. B. Belastungsart (Druckschwell-, Zugschwell-, Wechselbelastung), Bodenart, Lastniveau, Spannungsniveau, Sättigungsgrad und Lagerungsdichte. Zudem wurde bei den meisten zyklischen Versuchen neben dem zyklischen Verschiebungsverhalten auch das post-zyklische Tragverhalten im Bruchzustand untersucht. Auch aus diesen Modellversuchen ergaben sich neue Erkenntnisse, wie z. B. ein günstigeres Tragverhalten von bindigen und gemischtkörnigen Böden gegenüber nichtbindigen Böden unter zyklischen Einwirkungen. Als besonders wichtig für die weitere

wissenschaftliche Interpretation wurden die unterschiedliche Veränderung der Radialspannungsentwicklung im Pfahlnahbereich bei Schwell- und Wechsellasten sowie analog dazu der Verschiebungsraten herausgearbeitet.

In einer dritten Versuchsreihe hat Herr Thomas in kleinmaßstäblichen Modellversuchen unter Anwendung der PIV-Methode die Bewegung der Bodenpartikel im Pfahlnahbereich infolge der zyklischen Beanspruchung untersucht und durch die Visualisierung von Verschiebungsfeldern bodenmechanische Tragmechanismen identifiziert. Als maßgeblich wurde festgestellt, dass das Bodenverhalten im Pfahlnahbereich und damit das Pfahltragverhalten insbesondere auch insofern abhängig von der Belastungsart ist, dass sich bei Druckschwell- und Wechselbelastungen eine Scherfuge und ein Scherband, bei Zugschwellbelastung nur ein Scherband ausbilden. Weiterhin können auch die unterschiedlichen Richtungen der Verschiebungen abhängig von der Belastungsart sowie die geometrische Veränderung der Scherbänder mit zunehmender Zyklenzahl als neue Erkenntnisse gesehen werden.

Aus den Versuchsergebnissen konnte weiterhin abgeleitet werden, dass es nur bedingt zielführend ist, die beobachteten komplexen Effekte über Ansätze aus der Kontinuumsmechanik zu modellieren. Herr Thomas hat hier einen anderen Weg beschritten, indem er ein Berechnungs- und Prognosemodell entwickelt hat, welches sowohl das statische, das zyklische als auch das post-zyklische Tragverhalten von Einzelpfählen unter harmonischen zyklischen Lasten ingenieurmäßig beschreiben kann. Als Ergebnis erhält man eine vollständige Widerstands-Setzung-/Hebungs-Linie für die vorstehend genannten Belastungsformen. Auf der Grundlage von ausgewählten Versuchen und Pfahlprobebelastungen konnte das Berechnungsmodell validiert werden. Mit dem Berechnungsmodell wurden dann umfangreiche Parameterstudien durchgeführt. Mit zunehmender Anwendung dieses analytisch-numerischen Berechnungsverfahrens in der Ingenieurpraxis ist zu erwarten, dass die Bestimmung maßgeblicher physikalischer Eingangsparameter auf der Grundlage von Pfahlprobebelastungen, durch ergänzende Laborversuche und Erfahrungswerte bzw. in Kombination mit anderen Berechnungsansätzen vereinfacht werden kann.

Es ist mir ein besonderes Anliegen, der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung der durchgeführten Forschungsarbeiten zu danken.

Hans-Georg Kempfert

Vorwort des Autors

Die vorliegende Dissertationsschrift zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung geht aus einem Projekt der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) hervor, das ich als Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik und Geohydraulik (IfGG) der Universität Kassel zwischen 2005 und 2011 bearbeitet habe. Ohne die finanzielle Unterstützung der DFG, aber auch ohne die Hilfe meiner Betreuer, Kollegen, Freunde und Familie wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen. Daher möchte ich an dieser Stelle folgenden Personen und Institutionen meinen herzlichen Dank aussprechen: Mein Doktorvater, Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, hat meine Forschungsarbeit über alle Jahre hinweg begleitet und mit vielen wertvollen Ratschlägen unterstützt. Besonders danken möchte ich ihm nicht nur für seine Gesprächsbereitschaft, sondern auch für seine Zuversicht in den erfolgreichen Abschluss meiner Arbeit, die mich auch immer wieder motiviert hat. Sein Einsatz für eine Finanzierung der letzten beiden Forschungsjahre hat auch den notwendigen Freiraum für die Fertigstellung meiner Arbeit gewährt, die in den ersten vier Jahren im Rahmen eines Forschungsprojekts dankenswerter Weise von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) finanziert wurde. Als Mitglieder der Prüfungskommission haben Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter und Prof. Dr.-Ing. habil. Detlev Kuhl die Begutachtung meiner Dissertation übernommen und viele Anregungen zu ihrer Verbesserung gegeben. Für die Disputation haben sich Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz und Prof. Dr. rer. nat. Manfred Koch bereitwillig als Prüfer zur Verfügung gestellt. Mein ehemaliger Kollege, Dr.-Ing. Berhane Gebreselassie, stand mir stets mit Rat und Tat zur Seite. Die zahlreichen, intensiven Diskussionen haben mir vor allem in den ersten beiden Forschungsjahren zu mehr Klarheit verholfen. Seiner tatkräftigen Mitwirkung habe ich es zu verdanken, dass manche Unsicherheiten beseitigt wurden, und seinem motivierenden Zuspruch, dass ich die Arbeit in einer Zeit des Zweifels fortgesetzt habe. Ein zentraler Bestandteil meiner Dissertation beruht auf den Ergebnissen einer neu entwickelten Versuchsanlage, die ohne meinen ehemaligen Kollegen, dem Maschinenbaumeister Günther Luleich, in dieser Form nicht denkbar gewesen wäre. Herr Luleich hatte wesentlichen Anteil an der Konstruktion der Spannungszelle und brachte zudem viele sinnvolle Ideen ein, um den Aufbau und die Funktionstüchtigkeit der Anlage zu perfektionieren. Auch bei der Durchführung der anderen Versuchsreihen stand er mir stets hilfreich zur Seite, ebenso wie Dirk Griesel, Laboringenieur am Institut, der zudem bei allen Fragen und Problemen im Bereich der Mess- und Computertechnik zuverlässig Hilfe bieten konnte. Nicht zuletzt haben zum erfolgreichen Gelingen der Versuchsreihen auch Nadia Böhme und Thomas Thielemann beigetragen, die geholfen haben, die Versuche mit der nötigen Sorgfalt ein- und anschließend auch

wieder auszubauen. Dadurch war mir eine Vielzahl von Versuchen unter besten Arbeitsbedingungen möglich. Mehrere Studenten haben im Rahmen eines Arbeitsvertrages oder ihrer Diplomarbeit einzelne Aufgabenstellungen bearbeitet. Besonders erwähnen möchte ich an dieser Stelle Hamid Hoshyargar, der zahlreiche Zeichnungen von großer Genauigkeit anfertigte, Jonas Beinborn, Marc Frewer, David Graßhoff und Stefan Wagner, die beim Einbau der Versuche wirklich harte Arbeit leisten mussten, sowie Robert Höppner, der im Rahmen seiner Diplom- und Projektarbeit eine Vielzahl von Versuchen ausgewertet und verschiedene Berechnungsansätze überprüft hat. Meine ehemaligen Kollegen – Jörg Bauer, Dr.-Ing. Patrick Becker, Dr.-Ing. George Fahmy, Dr.-Ing. Claas Heitz, Dr.-Ing. Florian Hörtkorn, Benjamin Körner, Dr.-Ing. Jan Lüking, Isabella Mrugalla und unsere Sekretärin Christiane Heiss – standen nicht nur immer für einen fachlichen Austausch zur Verfügung, sondern haben auch wesentlich zur angenehmen Atmosphäre am Institut beigetragen, so dass ich gern an eine sehr schöne Zeit zurückdenke. Für die äußerst gewissenhafte Durchsicht des Manuskripts und die guten Verbesserungsvorschläge sowie insbesondere auch für die ständige Ermahnung in der Endphase der Bearbeitung, mich auf die wesentlichen inhaltlichen Dinge zu konzentrieren, um die Arbeit erfolgreich abzuschließen, danke ich meiner Freundin Astrid Schlegel. Ganz besonders herzlich möchte ich meiner Mutter Silvia Thomas danken, die meinen Werdegang stets mit allen ihren Kräften unterstützt hat.

Sebastian Thomas

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Heranführung an die Thematik	1
1.2	Zielstellung und Gliederung der Arbeit	2
2	Kenntnisstand zum Tragverhalten zyklisch axial belasteter Pfähle	5
2.1	Allgemeines	5
2.2	Annahmen, Begriffe und Definitionen.....	5
2.2.1	Allgemeines.....	5
2.2.2	Einwirkungen	6
2.2.3	Verschiebungen.....	9
2.2.4	Widerstände.....	10
2.3	Pfahltragverhalten unter statischen Einwirkungen	12
2.4	Einflussfaktoren auf das zyklische Pfahltragverhalten	13
2.4.1	Anzahl der Lastzyklen.....	13
2.4.2	Belastungsart	14
2.4.3	Mittleres und zyklisches Lastniveau	15
2.4.4	Bodenart	17
2.4.5	Sättigungsgrad.....	17
2.4.6	Spannungsniveau.....	18
2.4.7	Lagerungsdichte	19
2.5	Hypothesen über die Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens	20
2.5.1	Ursachen für die Akkumulation der plastischen Verschiebung.....	20
2.5.2	Ursachen für die Änderung der Pfahltragfähigkeit	20
2.6	Modellierung der Pfahl-Boden-Wechselwirkung	22
2.6.1	Zyklisches Bodenverhalten	22
2.6.2	Einflussfaktoren auf das zyklische Bodenverhalten	22
2.6.3	Modellierung des zyklischen Bodenverhaltens.....	23
2.6.4	Analogien zwischen zyklischem Bodenverhalten und Pfahltragverhalten	24
2.6.5	Berechnungsansätze zum zyklischen Pfahltragverhalten.....	25
2.7	Zusammenfassung.....	31
3	Modellversuche zum Pfahltragverhalten	33
3.1	Allgemeines	33
3.2	Versuchsstand	33
3.3	Versuchsprogramm	36
3.4	Versuchsauswertung	37
3.4.1	Allgemeines.....	37

3.4.2	Modellgesetze	38
3.5	Versuchsergebnisse	39
3.5.1	Statisches Pfahltragverhalten	39
3.5.2	Verschiebungsverhalten unter zyklischer Belastung	41
3.5.3	Pfahlwiderstände und Pfahlmantelreibung unter zyklischer Belastung	44
3.5.4	Post-zyklisches Pfahltragverhalten	45
3.6	Zusammenfassung	46
4	Modellversuche am Pfahlelement	49
4.1	Allgemeines	49
4.2	Versuchsstand	50
4.3	Versuchsprogramm	52
4.4	Versuchsauswertung	54
4.4.1	Allgemeines	54
4.4.2	Modellgesetze	54
4.5	Versuchsergebnisse	55
4.5.1	Statisches Tragverhalten	55
4.5.2	Einfluss der Belastungsart	59
4.5.3	Einfluss des mittleren und zyklischen Lastniveaus	60
4.5.4	Einfluss der Belastungsfrequenz	62
4.5.5	Einfluss der Bodenart	63
4.5.6	Einfluss des Sättigungsgrades	64
4.5.7	Entwicklung der Spannungen im Boden	66
4.5.8	Entwicklung der Mantelreibung	68
4.5.9	Post-zyklisches Tragverhalten	69
4.6	Zusammenfassung	70
5	Modellversuche zum Bodenverhalten	73
5.1	Allgemeines	73
5.2	Versuchsstand	73
5.3	Versuchsprogramm	75
5.4	Versuchsauswertung	77
5.4.1	Grundlagen der Particle Image Velocimetry	77
5.4.2	Erläuterungen zur Vorgehensweise	78
5.4.3	Fehlerbetrachtung	80
5.4.4	Modellgesetze	80
5.5	Versuchsergebnisse	81
5.5.1	Statisches und zyklisches Pfahltragverhalten	81
5.5.2	Statisches und zyklisches Bodenverhalten	83

5.5.3	Einfluss der Belastungsart.....	84
5.5.4	Einfluss der Bodenart.....	87
5.5.5	Weitere Einflussfaktoren.....	88
5.6	Zusammenfassung.....	90
6	Erkenntnisse aus den Modellversuchsprogrammen.....	93
6.1	Zusammenfassende Darstellung der Versuchsergebnisse.....	93
6.2	Neue Hypothesen über die Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens.....	97
6.2.1	Bodenmechanische Vorgänge im nichtbindigen Boden unter Schwelllasten	97
6.2.2	Bodenmechanische Vorgänge im nichtbindigen Boden unter Wechsellasten.....	98
7	Berechnungsmodell zum zyklischen Pfahltragverhalten	101
7.1	Allgemeines	101
7.2	Modellierung des statischen Tragverhaltens.....	101
7.2.1	Ansatz für den Pfahlmantel	101
7.2.2	Ansatz für den Pfahlfuß.....	104
7.2.3	Ansatz für Einflussradius	105
7.3	Modellierung des zyklischen Tragverhaltens	105
7.3.1	Ansatz für die Ent- und Wiederbelastung	105
7.3.2	Ansatz für die Akkumulation der plastischen Verschiebung.....	108
7.3.3	Ansatz für die Änderung der Pfahltragfähigkeit	110
7.3.4	Ansatz für die Änderung des Einflussradius	110
7.4	Modellparameter	111
7.4.1	Allgemeines.....	111
7.4.2	Schubmodul.....	113
7.4.3	Querdehnzahl	113
7.4.4	Parameter nach <i>Kraft et al. (1981)</i>	114
7.4.5	Parameter nach <i>Fahey/Carter (2003)</i>	114
7.4.6	Zyklische Steifigkeit	114
7.4.7	Parameter im Verschiebungsansatz.....	115
7.4.8	Parameter im Tragfähigkeitsansatz	115
7.4.9	Parameter im Ansatz für den Einflussradius	115
7.5	Berechnungsprogramm ZYKLAX.....	115
7.5.1	Allgemeines.....	115
7.5.2	Dateneingabe.....	116
7.5.3	Berechnungsablauf	117
7.5.4	Datenausgabe	121

7.6	Validierung des entwickelten Berechnungsmodells	121
7.6.1	Allgemeines.....	121
7.6.2	Anwendung des Berechnungsmodells auf statische Versuche	121
7.6.3	Anwendung des Berechnungsmodells auf zyklische Versuche	125
7.6.4	Variation statischer Modellparameter	128
7.6.5	Variation zyklischer Modellparameter.....	131
7.7	Zusammenfassung.....	135
8	Standisicherheitsnachweise zyklisch axial belasteter Pfähle.....	137
8.1	Allgemeines	137
8.2	Nachweiskonzepte	137
8.2.1	Behandlung der Thematik in Normen und Technischen Regelwerken.....	137
8.2.2	Zur Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	138
8.2.3	Zur Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	141
8.3	Beispiel zur Nachweisführung	141
8.3.1	Berechnungsannahmen.....	141
8.3.2	Ermittlung des zyklischen Pfahltragverhaltens	142
8.3.3	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	144
8.3.4	Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	145
9	Zusammenfassung.....	147
	Summary.....	151
	Literaturverzeichnis.....	153
A	Häufig verwendete Abkürzungen und Formelzeichen	
B	Übersicht zu publizierten Modell- und Feldversuchen	
C	Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche	
C.1	Versuche im nichtbindigen Boden	
C.2	Versuche im bindigen Boden	
C.3	Versuche im gemischtkörnigen Boden	
D	Ergebnisse der Modellversuche zum Pfahltragverhalten	
D.1	Versuche unter statischen Einwirkungen	
D.2	Versuche unter Druckschwelllasten	
D.3	Versuche unter Zugschwelllasten	
E	Ergebnisse der Modellversuche am Pfahlelement	
E.1	Versuche unter statischen Einwirkungen	
E.2	Versuche unter Schwelllasten	
E.3	Versuche unter Wechsellasten	

F Ergebnisse der Modellversuche zum Bodenverhalten

- F.1 Statischer Versuch
- F.2 Kraftgesteuerte zyklische Versuche
- F.3 Weggesteuerte zyklische Versuche
- F.4 Fehlerabschätzung

G Steuerungs- und Messtechnik

- G.1 Hydraulische Anlage
- G.2 Dehnungsmessstreifen
- G.3 Erddrucksensoren
- G.4 Porenwasserdrucksensoren
- G.5 Messdatenerfassung

H MATLAB-Quellcode

- H.1 Datei Eingabe.m
- H.2 Datei ZYKLAX.m
- H.3 Datei getKe.m
- H.4 Datei getKe_ul.m
- H.5 Datei getKe_rl.m
- H.6 Datei getGamma.m
- H.7 Datei getGamma_ul.m
- H.8 Datei getGamma_rl.m
- H.9 Datei getQs.m

1 Einleitung

1.1 Heranführung an die Thematik

Viele Bauwerke werden nicht nur durch ständige Einwirkungen beansprucht, sondern unterliegen häufig auch sich wiederholenden Belastungen. Die Erfahrung zeigt, dass zyklische Einwirkungen das Tragverhalten einer Bauwerksgründung beeinträchtigen können. Sofern eine Pfahlgründung nur durch ständige oder *übliche* veränderliche Einwirkungen im Sinne der *DIN 1054:2010-12* belastet wird, darf davon ausgegangen werden, dass das Pfahltragverhalten auch nach vielen Lastzyklen nicht negativ beeinflusst wird. Werden Pfähle hingegen durch *erhebliche* veränderliche Einwirkungen nach *DIN 1054:2010-12* beansprucht, ist ein stark verändertes Pfahltragverhalten gegenüber statischen Einwirkungen zu erwarten.

Das zyklisch axiale Pfahltragverhalten zeichnet sich insbesondere durch zwei Phänomene aus, die unter statischer Belastung nicht beobachtet werden: Zum einen führen zyklische Einwirkungen zur Zunahme der Pfahlverschiebungen, zum anderen verändern sie die Tragfähigkeit. Dadurch können sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die Tragfähigkeit der Pfahlgründung gefährdet werden. Beispiele von Bauwerken, deren Pfahlgründung zyklisch axial belastet werden können, sind hohe Masten, Silos, Schleusen oder auch Offshore-Bauwerke (Bild 1.1).

Für statisch belastete Pfähle existiert bis heute kein bodenmechanisch basiertes, allgemeingültiges Modell zur Prognose des Tragverhaltens. Daher ist das statische Pfahltragverhalten gemäß nationalen Normen durch Pfahlprobelastungen zu ermitteln oder darf näherungsweise durch Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck abgeschätzt werden. Erfahrungswerte für zyklisch axiale Einwirkungen liegen derzeit nur für verpresste Mikropfähle in nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers vor. Für diese Randbedingungen gibt *DIN 1054:2005-01* abhängig von der zu erwartenden Anzahl der Lastzyklen zulässige zyklische Lastspannen vor. Für alle anderen Pfahlsysteme und Randbedingungen werden daher zyklische Pfahlprobelastungen empfohlen, die jedoch äußerst zeit- und kostenintensiv sind. Zudem ist die wirklichkeitstgetreue Abbildung des Belastungsverlaufs, insbesondere bei einer hohen Anzahl der Lastzyklen, in der Ausführungspraxis selten möglich.

Bei praktischen Projekten stellen sich daher vor allem folgende Fragen: Liegt eine *erhebliche* zyklische Einwirkung im Sinne der *DIN 1054:2010-12* vor? Wie kann der charakteristische Pfahlwiderstand nach einer bestimmten Anzahl an Lastzyklen ermittelt werden? Wie groß sind zu diesem Zeitpunkt die Verschiebungen des Pfahls? Nach welchem Konzept können Standsicherheitsnachweise für zyklisch axial belastete Pfähle geführt werden?

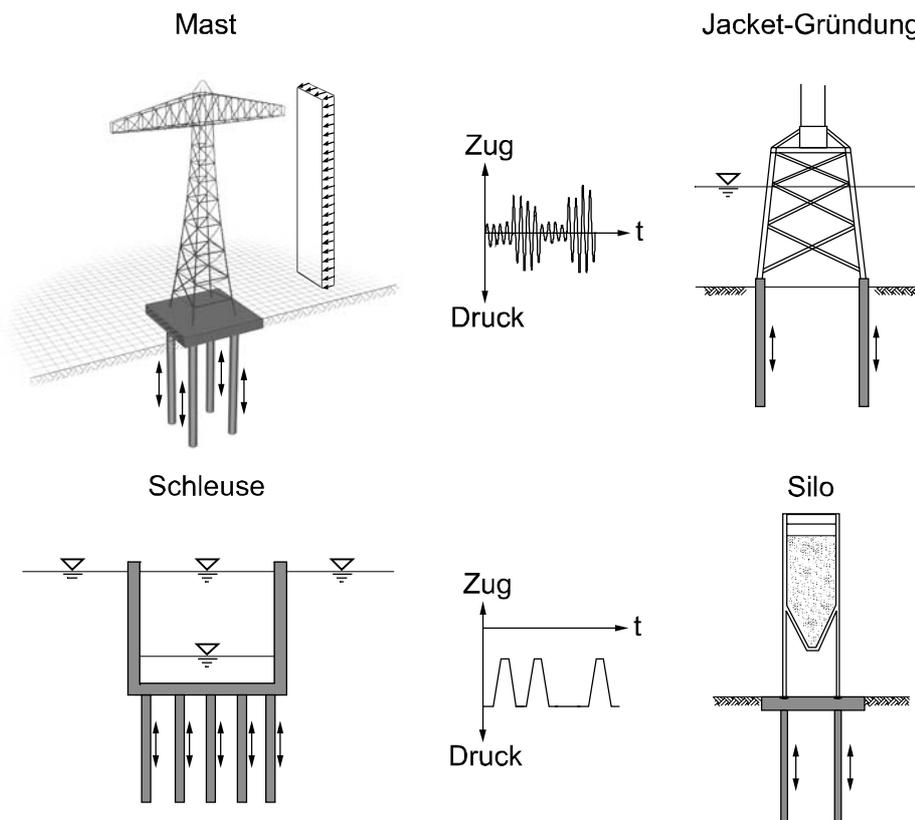


Bild 1.1: Beispiele für zyklich axial belastete Pfahlgründungen

Die bisher publizierten Arbeiten zur Thematik konnten das zyklische Pfahltragverhalten nur ansatzweise erklären. Daher besteht auch aus wissenschaftlicher Sicht immenser Forschungsbedarf zum Tragverhalten zyklich axial belasteter Pfähle. Hierbei müssen insbesondere folgende Fragen beantwortet werden: Welche Parameter beeinflussen das zyklische Pfahltragverhalten? Was sind die bodenmechanischen Ursachen für die auftretenden Phänomene? Wie kann das zyklische Pfahltragverhalten modelliert werden?

1.2 Zielstellung und Gliederung der Arbeit

In dieser Arbeit soll der Einfluss von zyklich axialen Einwirkungen auf das Pfahltragverhalten untersucht werden, um den Kenntnisstand zur Thematik zu erweitern. Dazu sollen mit Hilfe experimenteller, analytischer und numerischer Methoden Einflussfaktoren und bodenmechanische Ursachen für das veränderte Pfahltragverhalten identifiziert werden. Ferner soll das gegenüber statischer Belastung veränderte Tragverhalten unter verschiedenen Randbedingungen quantifiziert werden, um darauf aufbauend ein Berechnungsmodell zum zyklischen Pfahltragverhalten entwickeln zu können.

Methodisch wird dabei wie folgt vorgegangen (Bild 1.2):

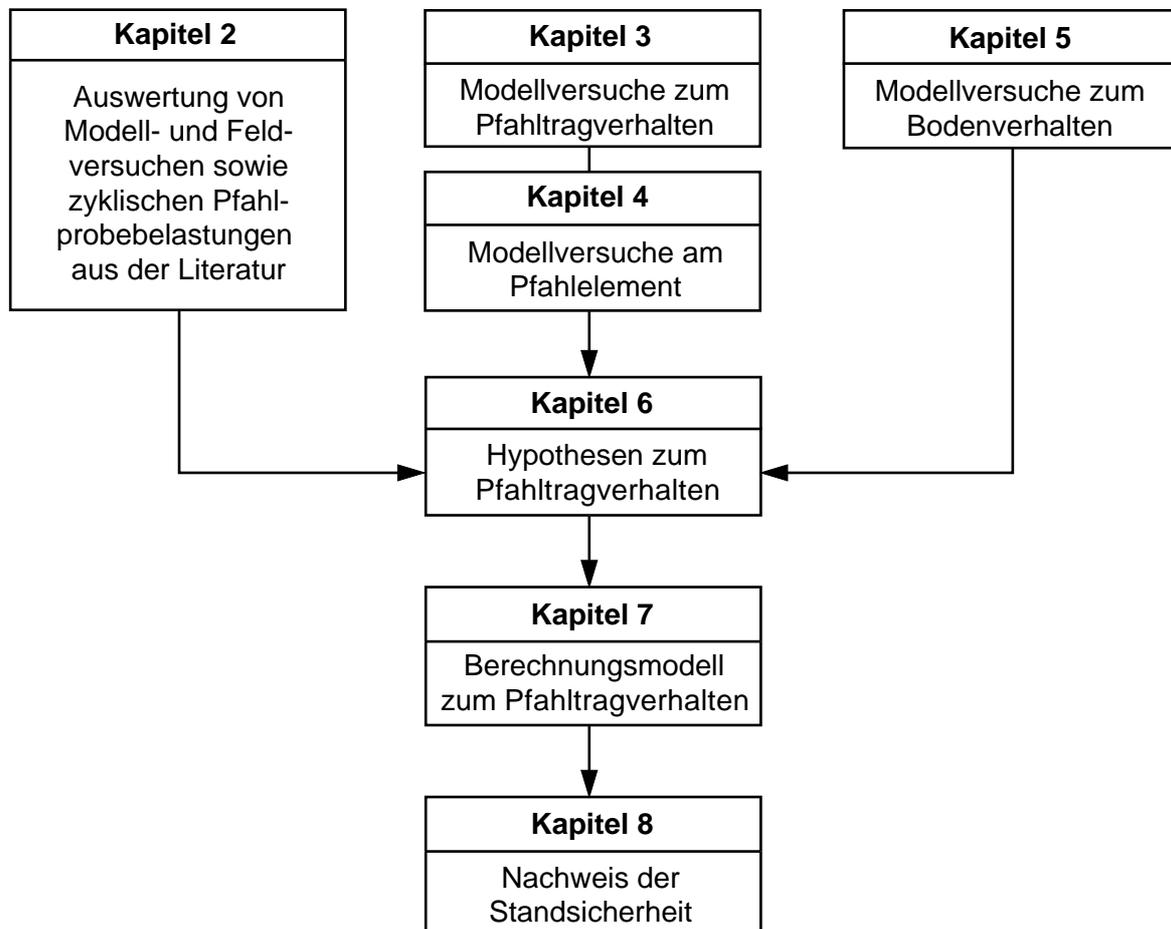


Bild 1.2: Gliederung dieser Arbeit

Die Sichtung der bisher publizierten Arbeiten zeigt, dass die in Abschnitt 1.1 formulierten Fragen nur ansatzweise beantwortet werden können und sogar gegensätzliche Erkenntnisse zu einzelnen Einflussfaktoren auf das zyklische Pfahltragverhalten vorliegen (Kapitel 2). Somit ist es zunächst erforderlich, das zyklische Pfahltragverhalten systematisch zu untersuchen.

Dazu wird die Pfahl-Boden-Wechselwirkung in drei Modellversuchsprogrammen grundlegend analysiert. Das erste Versuchsprogramm befasst sich schwerpunktmäßig mit dem statischen und zyklischen Pfahltragverhalten im nichtbindigen Boden (Kapitel 3). Aus der Erkenntnis, dass die Pfahlmantelreibung das zyklische Pfahltragverhalten maßgeblich beeinflusst, wird für das zweite Versuchsprogramm eine neue Anlage entwickelt, um nicht nur das Tragverhalten bei verschiedenen Belastungsparametern (Belastungsart, Lastniveau, Belastungsdauer, Belastungsfrequenz) und Bodeneigenschaften (Bodenart, Spannungszustand, Sättigungsgrad, Lagerungsdichte) betrachten zu können, sondern um insbesondere auch die Entwicklung der Mantelreibung unter statischer und zyklischer Belastung zu bestimmen

(Kapitel 4). Das dritte Versuchsprogramm beschäftigt sich gezielt mit dem Bodenverhalten im Pfahlnahbereich während der zyklischen Belastung des Pfahls, indem die Bewegung der Bodenpartikel mit Hilfe eines optischen Messverfahrens, der Particle Image Velocimetry, visualisiert wird (Kapitel 5).

Aus den wesentlichen Ergebnissen der drei Modellversuchsprogramme werden dann neue Hypothesen zum zyklischen und post-zyklischen Pfahltragverhalten abgeleitet (Kapitel 6). Darauf aufbauend wird ein Berechnungsmodell zum zyklischen Pfahltragverhalten entwickelt, das anhand der Versuchsergebnisse und einer Sensitivitätsanalyse validiert wird (Kapitel 7).

Abschließend wird die Thematik aus baupraktischer Sicht betrachtet. Dazu wird zunächst die Behandlung der Thematik in nationalen Normen und Technischen Regelwerken vorgestellt. Dann wird das entwickelte Berechnungsmodell auf einen realen Bohrpfahl angewendet. Ferner wird gezeigt, wie sich unter Berücksichtigung neuer Technischer Empfehlungen in Verbindung mit den Ergebnissen des Berechnungsmodells die praxisrelevanten Standsicherheitsnachweise für zyklisch axial belastete Pfähle in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit führen lassen (Kapitel 8).

2 Kenntnisstand zum Tragverhalten zyklisch axial belasteter Pfähle

2.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten wird der Kenntnisstand über das Tragverhalten zyklisch axial belasteter Pfähle dargestellt. Die Literaturlauswertung konzentriert sich dabei insbesondere auf die Ergebnisse von Modell- und Feldversuchen, zyklischen Pfahlprobebelastungen, numerischen und analytischen Modellen sowie auf theoretische Überlegungen zur Thematik. Dabei werden schwerpunktmäßig Einflussfaktoren auf das zyklische Pfahltragverhalten untersucht, Hypothesen über die Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens vorgestellt und numerische und analytische Berechnungsansätze beschrieben. Ein Überblick über die Behandlung der Thematik in nationalen Normen und Regelwerken wird in Abschnitt 8.2 gegeben. Zunächst werden jedoch in dieser Arbeit häufig verwendete Begriffe definiert und erläutert, da es in der Literatur keine Übereinkunft über die Benennung einzelner Parameter im Zusammenhang mit Pfählen unter zyklisch axialen Einwirkungen gibt.

2.2 Annahmen, Begriffe und Definitionen

2.2.1 Allgemeines

Diese Arbeit befasst sich mit den Auswirkungen zyklisch axialer Einwirkungen auf vertikal in den Boden einbindende Einzelpfähle. Das Verhalten von Pfahlgruppen oder Kombinierten Pfahl-Plattengründungen infolge zyklisch axialer Einwirkungen sowie zyklisch quer zur Pfahlachse wirkende oder kombinierte zyklische Einwirkungen auf Pfähle werden nicht betrachtet.

Unter zyklischen Einwirkungen werden im Gegensatz zu dynamischen Einwirkungen sich langsam wiederholende Belastungsvorgänge verstanden, infolge deren elastische und plastische Verformungen des Bodens sowie Verschiebungen des Pfahls auftreten. Aufgrund der betrachteten Belastungsfrequenzen zwischen 0,1 und 2,0 Hz werden Trägheitskräfte näherungsweise vernachlässigt.

Die Benennung einzelner Parameter im Zusammenhang mit statisch belasteten Pfählen erfolgt auf Grundlage von *DIN EN 1997-1:2009-09* und *DIN 1054:2010-12*. Darüber hinaus werden in dieser Arbeit Begriffe zum zyklischen Pfahltragverhalten verwendet, deren Bedeutung nachfolgend erläutert wird. Häufig in dieser Arbeit verwendete Formelzeichen und Abkürzungen sind in Anhang A zusammengestellt.

2.2.2 Einwirkungen

Die Einwirkungen auf einen axial belasteten Pfahl setzen sich gemäß *DIN 1054:2010-12* aus ständigen Einwirkungen $F_{G,k}$ und repräsentativen veränderlichen Einwirkungen $F_{Q,rep}$ zusammen. Für die folgenden Betrachtungen werden die repräsentativen veränderlichen Einwirkungen durch zyklische Einwirkungen ergänzt, die durch die *zyklische Lastamplitude* F'_{zyk} oder die *zyklische Lastspanne* F_{zyk} beschrieben werden. Ferner wird der Begriff der *mittleren Einwirkung* F_{mitt} eingeführt, der abhängig von der Lastsituation gemäß Bild 2.1 und 2.2 definiert ist. Es wird angenommen, dass die in Bild 2.1 und 2.2 dargestellten und für die folgende wissenschaftliche Untersuchung idealisierten Lastsituationen 1 bis 3 näherungsweise das gleiche Pfahltragverhalten verursachen. In der Ausführungspraxis werden Pfähle jedoch selten harmonisch und sinusförmig belastet, da es i. d. R. zu unterschiedlichen Amplituden und langen Pausen zwischen zwei Lastzyklen kommt, z. B. infolge Wind- oder Wellenbelastung verschiedener Größe und zeitlicher Abfolge (Abschnitt 8.3.1).

Der Begriff *Belastungsart* benennt statische Druckversuche, statische Zugversuche sowie bei zyklischen Einwirkungen je nach Größe der mittleren Einwirkung und der zyklischen Lastamplitude *Schwelllasten* und *Wechselasten*. Bei Schwelllasten wird zwischen *Druck-* und *Zugschwelllasten* unterschieden. Dabei liegen die Einwirkungen auf den Pfahl entweder auf Druck oder auf Zug vor (Bild 2.1). Im Gegensatz dazu treten bei Wechselasten die Einwirkungen auf Druck und Zug auf. Sofern die Druck- und Zugbelastung gleich ist, liegt eine *symmetrische Wechselast* vor, andernfalls eine *asymmetrische Druck- oder Zugwechselast* (Bild 2.2).

Die Angabe einer absoluten Größe einer Einwirkung, wie z. B. der zyklischen Lastamplitude, ist nicht aussagekräftig, wenn Versuche mit unterschiedlichen Randbedingungen miteinander verglichen werden sollen. Daher werden das *mittlere Lastniveau* X_{mitt} und *zyklische Lastniveau* X_{zyk} eingeführt, bei denen die zyklische Einwirkung auf den Bruchwert des Pfahlwiderstands unter statischer Belastung bezogen wird.

$$X_{mitt} = \frac{F_{mitt}}{R_{ult}} \quad (2.1)$$

$$X_{zyk} = \frac{F'_{zyk}}{R_{ult}} \quad (2.2)$$

mit

R_{ult} Grenzwert des Druckwiderstands R_c oder Zugwiderstands R_t des Pfahls unter statischer Belastung

Sinngemäß zu Gleichung (2.1) und (2.2) wird die Summe aus mittlerem und zyklischem Lastniveau gemäß Gleichung (2.3) *maximales Lastniveau* genannt.

$$X_{\max} = \frac{F_{\text{mitt}} + F'_{\text{zyk}}}{R_{\text{ult}}} \quad (2.3)$$

Das maximale Lastniveau gibt demnach den Wert der maximal auftretenden Einwirkung F_{\max} bezogen auf den Grenzwert des Druckwiderstands R_c oder Zugwiderstands R_t des Pfahls unter statischer Belastung wieder.

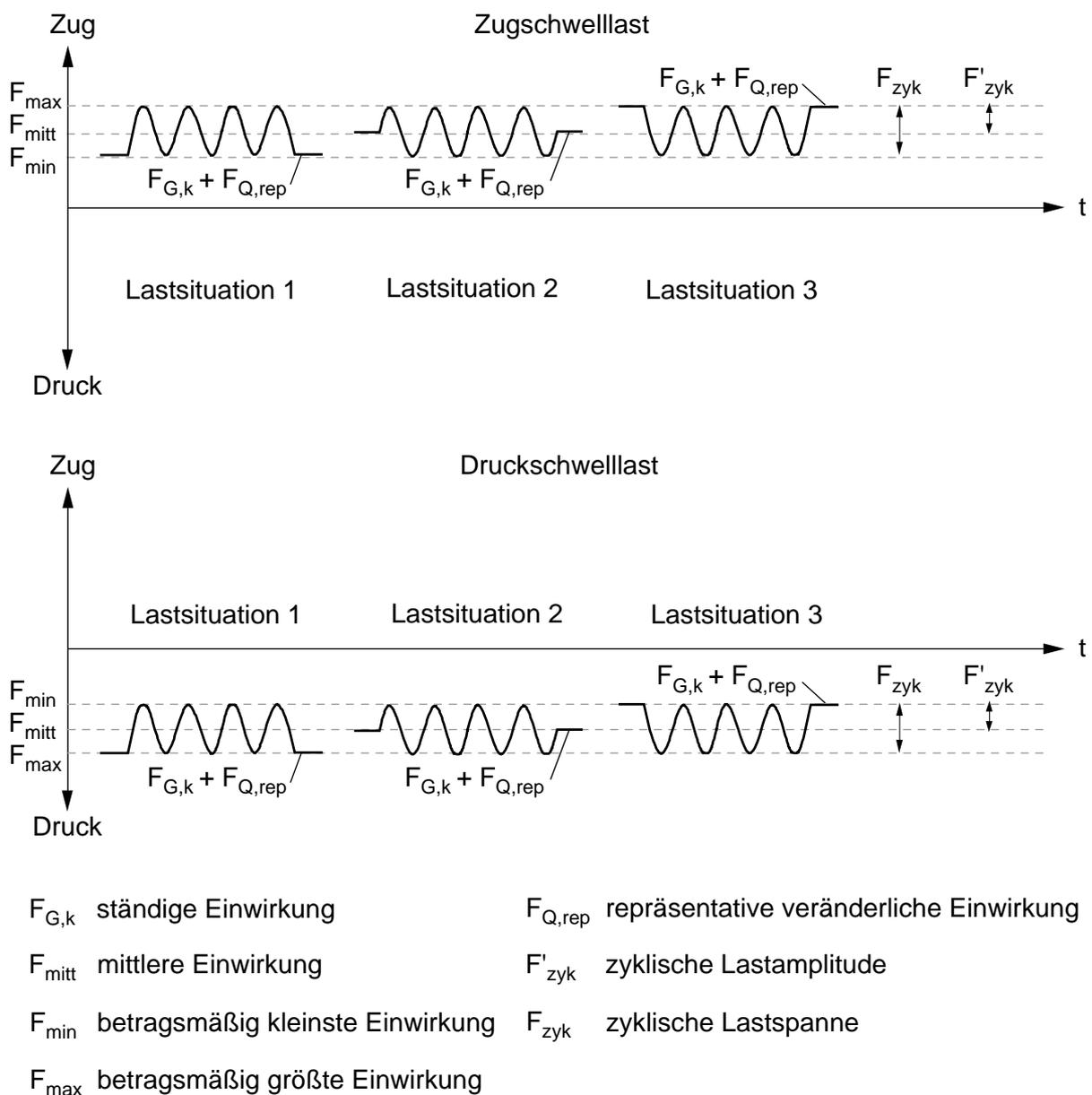


Bild 2.1: Begriffsdefinitionen unter Schwelllasten

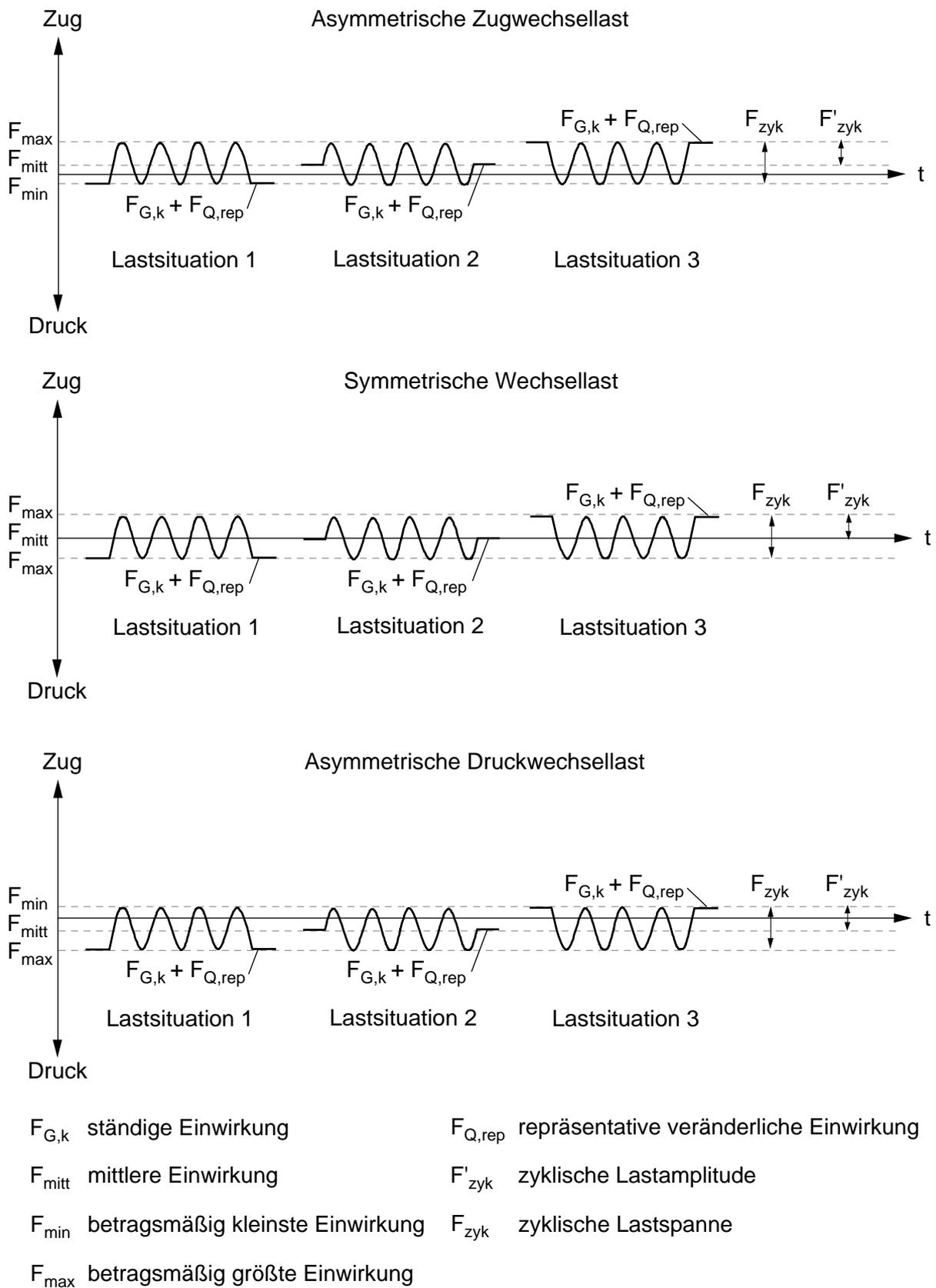


Bild 2.2: Begriffsdefinitionen unter Wechsellasten

2.2.3 Verschiebungen

Ein Phänomen eines zyklisch axial belasteten Pfahls ist die zunehmende der Verschiebung des Pfahls mit der Anzahl der Lastzyklen (z. B. *Chan/Hanna, 1980, Karlsrud et al., 1986, Schwarz, 2002, Lehane et al., 2003* und *LeKouby et al., 2004*). Dabei treten elastische und plastische Verschiebungsanteile auf. Die Verschiebung des Pfahlkopfs in axialer Richtung wird allgemein mit dem Formelzeichen s bezeichnet. Bei zyklischen Einwirkungen werden folgende Begriffe und Formelzeichen definiert (Bild 2.3):

- *Zyklische Verschiebung* s_{zyk} :
Durch die zyklische Belastung verursachte bleibende Verschiebung des Pfahls.
- *Plastische Verschiebung* s_{pl} :
Summe aus zyklischer Verschiebung sowie der Verschiebung aus ständigen und repräsentativen veränderlichen Einwirkungen.
- *Elastische Verschiebung* s_{el} :
Maximale, in einem Lastzyklus auftretende, reversible Verschiebung des Pfahls.
- *Elastische Verschiebungsamplitude* s'_{el} :
Differenz zwischen maximaler und plastischer Verschiebung in einem Lastzyklus.

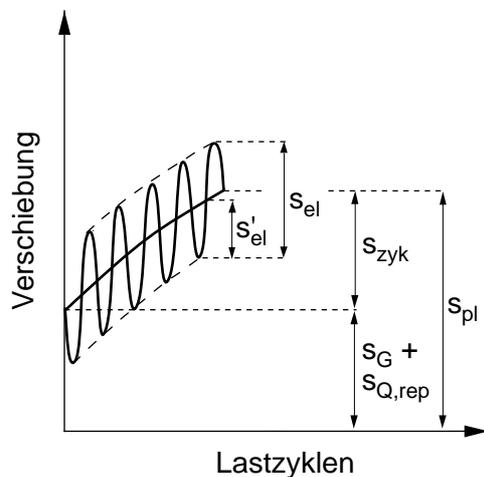


Bild 2.3:

Definition von elastischer, zyklischer und plastischer Verschiebung bei einem zyklisch axial belasteten Pfahl

Die *Verschiebungsrate* des Pfahls beschreibt den Zuwachs der zyklischen Verschiebung pro Lastzyklus und wird nach Gleichung (2.4) ermittelt. Sofern die Verschiebungsrate kleiner wird, nimmt auch der Zuwachs an plastischer Verschiebung pro Lastzyklus ab und der Verschiebungsverlauf strebt gegen eine Asymptote. Dies führt zur *zyklischen Beruhigung* des Pfahls (Bild 2.4). Bei steigender Verschiebungsrate wird der Zuwachs an plastischer Verschiebung pro Lastzyklus hingegen größer und es kommt dann zum *progressiven* oder *zyklischen Versagen* des Pfahls (Bild 2.4).

$$\dot{s}_{\text{zyk}} = \frac{\Delta s_{\text{zyk}}}{\Delta N} \quad (2.4)$$

mit

Δs_{zyk} Zuwachs an zyklischer Verschiebung zwischen Lastzyklen

ΔN Differenz der Lastzyklen

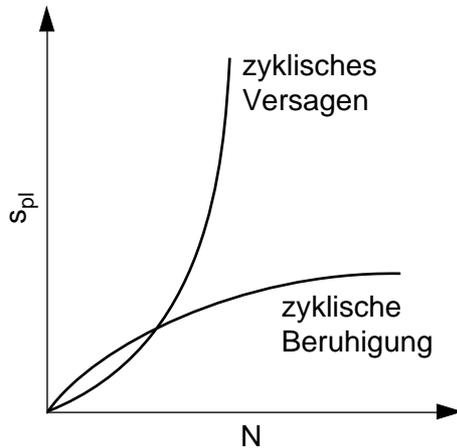


Bild 2.4:

Qualitative Darstellung möglicher Verschiebungsverläufe eines zyklisch axial belasteten Pfahls

Gemäß *EA-Pfähle (2007)* darf als Bruchsetzung s_{ult} eines statisch belasteten Pfahls diejenige Verschiebung angesetzt werden, deren Wert 10 % des Pfahlfußdurchmessers entspricht, sofern aus einer statischen Pfahlprobelastung der Grenzwiderstand nicht eindeutig zu ermitteln ist. Analog zu dieser Regelung wird ein Verschiebungskriterium für einen zyklisch axial belasteten Pfahl definiert, ab dem der Pfahl als versagt gilt:

$$s_{pl} \geq s_{ult} \quad (2.5)$$

mit

s_{ult} Verschiebung des Pfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge statischer Belastung

Der Lastzyklus, ab dem Gleichung (2.5) erfüllt ist, wird mit N_f bezeichnet.

2.2.4 Widerstände

Ein weiteres Phänomen eines zyklisch axial belasteten Pfahls ist die Änderung des statischen Pfahltragverhaltens infolge der zyklischen Belastung (z. B. *Karlsruh et al., 1986, Turner/Kulhawy, 1990, McManus/Kulhawy, 1994, Jardine, 2000, Lehane et al., 2003, LeKouby et al., 2004*), die prinzipiell zu einem weicheren oder steiferen Tragverhalten und somit zur

Zu- oder Abnahme der statischen Pfahltragfähigkeit nach der zyklischen Belastung führen kann.

Der Druck- oder Zugwiderstand des Pfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach N Lastzyklen wird als *post-zyklischer* Pfahlwiderstand bezeichnet und kann entweder über

$$R_{ult}(N) = R_{ult} - \Delta R_{zyk} \quad (2.6)$$

mit

$R_{ult}(N)$ statischer Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach N Lastzyklen

ΔR_{ult} Differenz zwischen dem Wert der Pfahltragfähigkeit vor und nach der zyklischen Belastung

oder gemäß

$$R_{ult}(N) = \delta_R \cdot R_{ult} \quad (2.7)$$

mit

δ_R Abminderungsfaktor für den Pfahlwiderstand

beschrieben werden. Der post-zyklische Pfahlwiderstand $R_{ult}(N)$ lässt sich durch eine post-zyklische Pfahlprobebelastung ermitteln, indem der Pfahl nach der zyklischen Belastung wie bei einer statischen Pfahlprobebelastung bis zum Bruch statisch weiterbelastet wird (Bild 2.5).

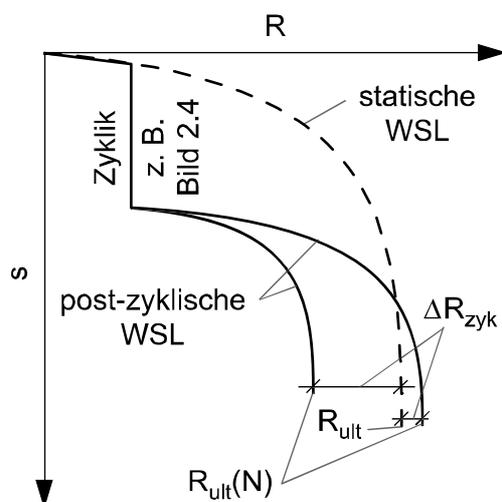


Bild 2.5:

Qualitative Darstellung der Änderung des Pfahltragverhaltens unter zyklisch axialer Belastung

2.3 Pfahltragverhalten unter statischen Einwirkungen

Das statische Pfahltragverhalten ist durch eine nichtlineare Zunahme der Verschiebung bei zunehmender Belastung des Pfahls gekennzeichnet und wird üblicherweise durch eine Widerstands-Setzungs-Linie (WSL) oder Widerstands-Hebungs-Linie (WHL) beschrieben. Das Pfahltragverhalten hängt bekanntermaßen von vielen Einflussfaktoren ab, wie z. B. der Belastungsart, der Bodenart und dem Pfahltyp (*Hartung, 1994, Kempfert, 2009*). Bei der Modellierung des Pfahltragverhaltens von statisch belasteten Pfählen wird i. d. R. vom vereinfachten Modell gemäß Bild 2.6 ausgegangen. Demnach werden bei einem auf Druck belasteten Pfahl die Einwirkungen auf den Pfahlkopf über den Pfahlmantel und den Pfahlfuß in den Baugrund übertragen. Bei Zugpfählen erfolgt die Lastabtragung ausschließlich über den Pfahlmantel. Der gesamte Pfahlwiderstand setzt sich aus den setzungsabhängigen Anteilen des Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstands gemäß folgender Gleichung zusammen:

$$R(s) = R_s(s) + R_b(s) \quad (2.8)$$

mit

$R(s)$ setzungsabhängiger Pfahlwiderstand

$R_s(s)$ setzungsabhängiger Pfahlmantelwiderstand

$R_b(s)$ setzungsabhängiger Pfahlfußwiderstand

Zur rechnerischen Ermittlung der Widerstandsanteile stehen verschiedene Ansätze zur Verfügung. Der Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand werden üblicherweise schichtweise nach Gleichung (2.9) bzw. (2.10) ermittelt. Dabei wird die Pfahlmantelreibung als Schubspannung zwischen Pfahlmantel und dem anstehenden Boden aufgefasst.

$$R_s = \sum_i q_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (2.9)$$

$$R_b = q_b \cdot A_b \quad (2.10)$$

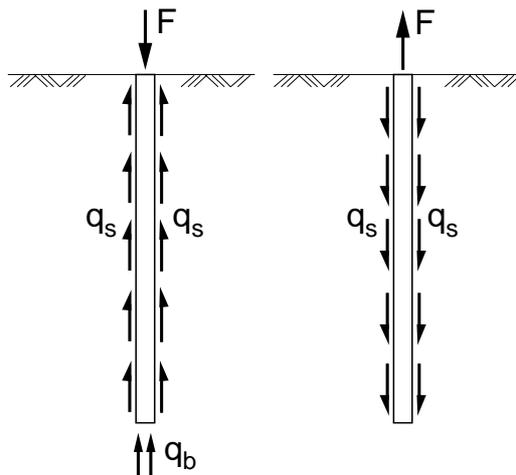
mit

$q_{s,i}$ Pfahlmantelreibung in der Schicht i

q_b Pfahlspitzendruck

$A_{s,i}$ Pfahlmantelfläche in der Schicht i

A_b Pfahlfußfläche

**Bild 2.6:**

Vereinfachtes Modell zur Übertragung von Einwirkungen in den Baugrund bei Pfählen unter statischer Belastung

In der Literatur finden sich zahlreiche Berechnungsansätze zur Prognose der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzendrucks. Einen Überblick über empirische und erdstatische Verfahren sowie Rammformeln zur Ermittlung der statischen Pfahltragfähigkeit gibt z. B. *Witzel (2004)*. In Deutschland ist die Anwendung erdstatischer Verfahren oder von Rammformeln gemäß *DIN 1054:2010-12* nur bedingt zulässig. Als zuverlässig gelten national nur Pfahlprobelastungen oder die Abschätzung der Pfahlmantelreibung oder des Pfahlspitzendrucks anhand von Erfahrungswerten, z. B. nach *EA-Pfähle (2007)*. Weitere Hinweise zum axialen Pfahltragverhalten unter statischen Einwirkungen finden sich z. B. in *Kempfert (2009)* und *EA-Pfähle (2007)*.

2.4 Einflussfaktoren auf das zyklische Pfahltragverhalten

2.4.1 Anzahl der Lastzyklen

Der Einfluss der Anzahl der Lastzyklen auf das zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten wird in der Literatur einheitlich bewertet. Es wird stets beobachtet, dass die zyklische Belastung bei zunehmender Anzahl der Lastzyklen zur Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls (Abschnitt 2.2.3) und zur Änderung der post-zyklischen Pfahltragfähigkeit (Abschnitt 2.2.4) führt.

Nachfolgend werden weitere Einflussfaktoren auf das zyklische Pfahltragverhalten beschrieben, die bei der Literaturrecherche identifiziert wurden. Eine zusammenfassende Übersicht herangezogener Literaturquellen und die diesen Versuchen zugrunde liegenden Randbedingungen enthalten Bild B.1 bzw. Tabelle B.1 und B.2 in Anhang B.

2.4.2 Belastungsart

Bereits *Trofimenkov/Mariupolskii (1965)* stellten auf Grundlage von zyklischen Versuchen an Schraubpfählen im bindigen und nichtbindigen Boden fest, dass die post-zyklische statische Pfahltragfähigkeit von der Belastungsart beeinflusst wird und infolge der zyklischen Belastung abnimmt, wobei sich Versuche unter Wechsellasten i. d. R. ungünstiger verhalten haben, d. h. eine kleinere post-zyklische Tragfähigkeit auswiesen, als unter Schwelllasten. Auch andere Autoren berichten später von der Tendenz, dass das post-zyklische Pfahltragverhalten nach Versuchen unter Wechsellasten deutlich ungünstiger ist als nach Versuchen unter Schwelllasten (Tabelle 2.1 sowie B.1 und B.2 in Anhang B).

Turner/Kulhawy (1990) stellten hingegen bei Versuchen an Rammpfählen unter Zugschwelllasten im nichtbindigen Boden fest, dass die post-zyklische Pfahltragfähigkeit infolge der zyklischen Belastung auch größer werden kann. Bei den Versuchen unter Wechsellasten nahm die post-zyklische Pfahltragfähigkeit ab.

Tabelle 2.1: Einfluss der Belastungsart auf die post-zyklische statische Pfahltragfähigkeit nach N Lastzyklen, beschrieben durch den Abminderungsfaktor δ_R gemäß Gleichung (2.7)

Literatur	Belastungsart	Versuchstyp	N [-]	δ_R [%]
<i>Karlsruud et al. (1986)</i>	Zugschwelllasten	Feldversuche	1.000	73 bis 100
	Wechsellasten	Feldversuche	1.000	30
<i>McManus/ Kulhawy (1994)</i>	Druckschwelllasten	Modellversuche	100	86 bis 98
	Wechsellasten	Modellversuche	100	66 bis 75
<i>Lehane et al. (2003)</i>	Zugschwelllasten	Feldversuche	560	86
<i>LeKouby et al. (2004)</i>	Wechsellasten	Modellversuche	50	37

Neben dem post-zyklischen Tragverhalten wird auch das zyklische Verschiebungsverhalten von der Belastungsart beeinflusst, wie z. B. *Karlsruud et al. (1986)* bei Feldversuchen an Rammpfählen im überkonsolidierten Ton feststellten. Es zeigte sich zum einen, dass bei annähernd gleichem zyklischen Lastniveau bis zum Versagen des Pfahls unter Schwelllasten mehr Lastzyklen aufgebracht werden konnten als unter Wechsellasten, zum anderen blieben die elastischen Verschiebungen mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen unter Schwelllasten konstant (Bild 2.7a), wo hingegen unter Wechsellasten die elastischen Verschiebungen des Pfahls größer wurden (Bild 2.7b).

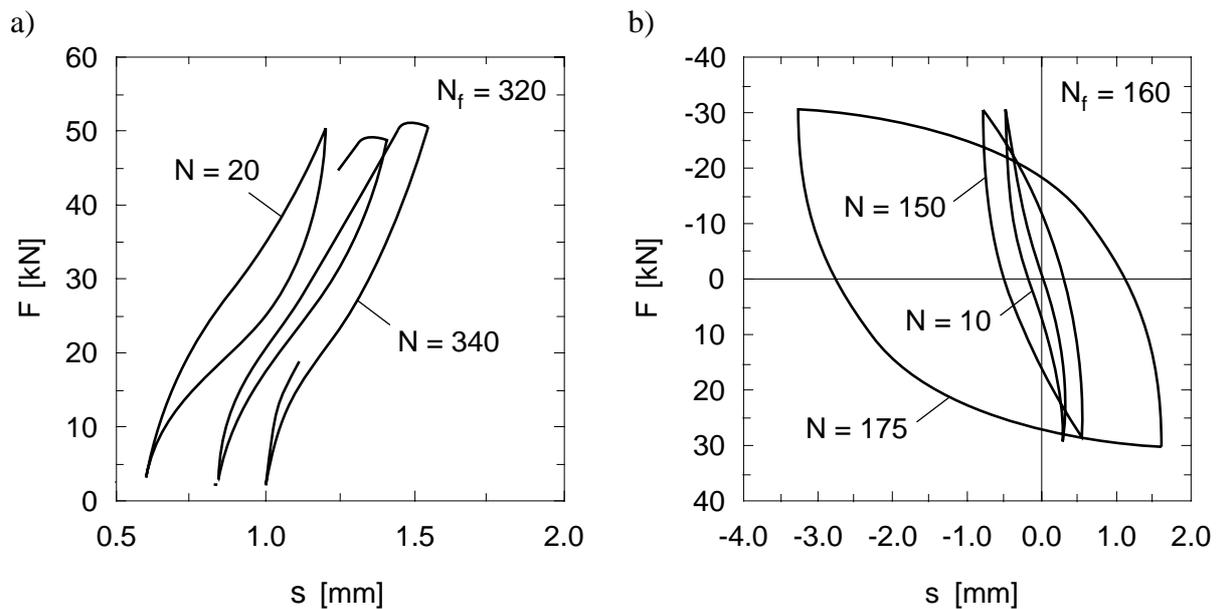
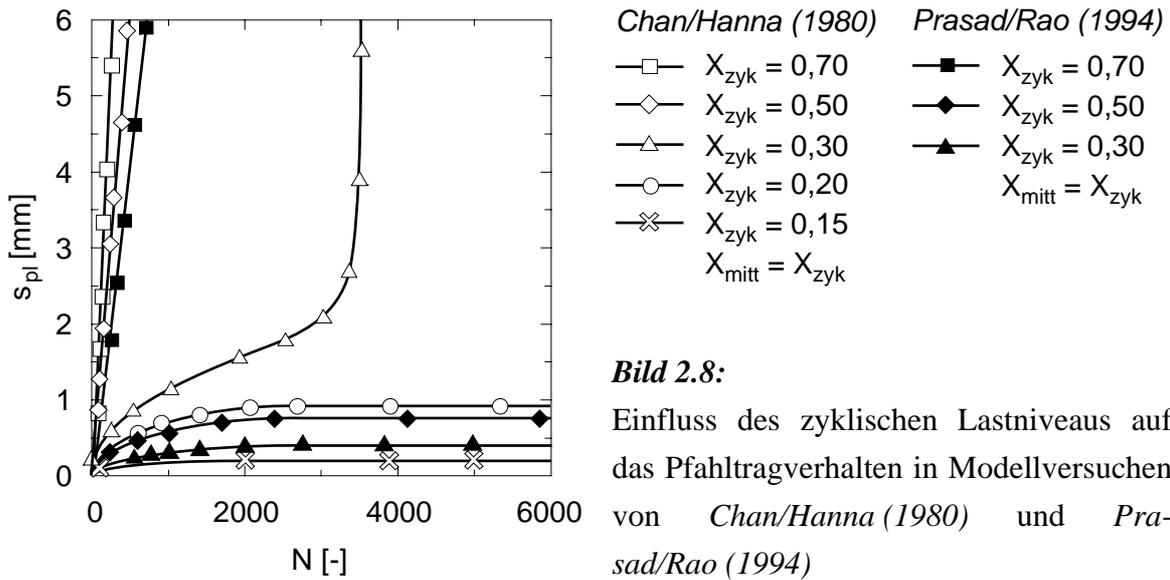


Bild 2.7: Einfluss der Belastungsart auf das Verschiebungsverhalten in Versuchen unter a) Schwelllasten und b) Wechsellasten, nach *Karlsruud et al. (1986)*

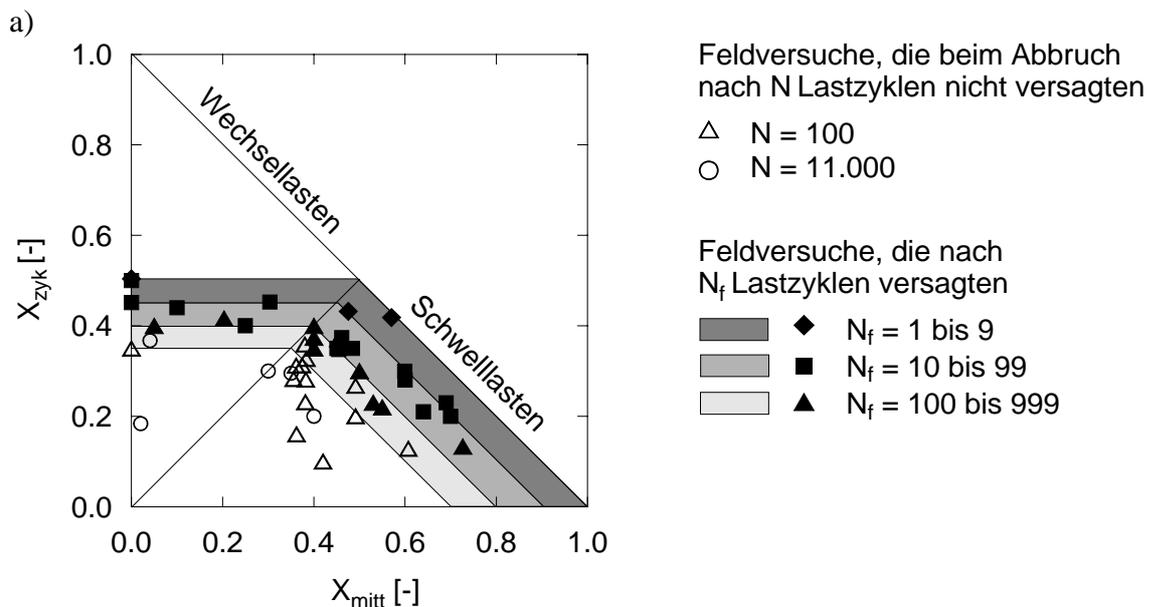
2.4.3 Mittleres und zyklisches Lastniveau

Den Einfluss des zyklischen Lastniveaus untersuchten *Chan/Hanna (1980)* bei Modellversuchen an Ramppfählen (Durchmesser: 1,9 cm, Pfahllänge: 57 cm) im mitteldicht gelagerten Sand. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass unter Schwell- und Wechsellasten das Verschiebungsverhalten des Pfahls vom zyklischen Lastniveau abhängig ist. Dabei ist das Verschiebungsverhalten umso ungünstiger, je größer das zyklische Lastniveau ist. In der Serie unter Zugschwelllasten führten zyklische Lastniveaus bis 0,20 zur zyklischen Beruhigung des Pfahls, die Versuche ab einem zyklischen Lastniveau von 0,30 führten zum zyklischen Versagen des Pfahls (Bild 2.8). Dabei kommt es im Versuch bei einem zyklischen Lastniveau von 0,30 nach etwa 3.000 Lastzyklen zur Umkehr der Verschiebungsrate, d. h. der Zuwachs an plastischer Verschiebung wird progressiv größer, nachdem der Zuwachs zuvor kleiner wurde. Dieses Phänomen trat auch bei Versuchen unter Wechsellasten von *Schwarz (2002)* auf.

Prasad/Rao (1994) erzielten bei Modellversuchen an Ramppfählen (Durchmesser: 2,5 cm, Pfahllänge: 50 cm) im ausgeprägt plastischen Ton tendenziell vergleichbare Ergebnisse (Bild 2.8). Das zyklische Lastniveau, ab dem es zum Versagen kam, war jedoch vermutlich aufgrund der um etwa 13 % größeren Mantelfläche und des bindigen Bodens erheblich größer. Weitere Erkenntnisse zum Einfluss der Bodenart auf das zyklische Pfahltragverhalten werden in Abschnitt 2.4.4 beschrieben.



Der Einfluss des mittleren und zyklischen Lastniveaus kann auch anschaulich im *zyklischen Interaktionsdiagramm* dargestellt werden. Das Interaktionsdiagramm in Bild 2.9 enthält die Ergebnisse der Feldversuche von Broms (1972), McAnoy et al. (1982), Puech et al. (1982), Karlsrud et al. (1986), Kempfert/Lauffer (1991) und Lehane et al. (2003). Unter Schwelllasten zeigt sich die Tendenz, dass ein Pfahl eher versagte, wenn das maximale Lastniveau, d. h. die Summe aus mittlerem und zyklischem Lastniveau, größer war. Die Versuche unter Wechsel-lasten hingegen werden tendenziell nur vom zyklischen Lastniveau beeinflusst.



2.4.4 Bodenart

Puech et al. (1982) berichteten über zwei zyklische Pfahlprobelastungen an geschlossenen Stahlrohrrammpfählen unter Zugschwelllasten, die zum einen im überwiegend locker gelagerten Sand (Durchmesser: 0,27 m, Pfahllänge: 13 m) und zum anderen im normal konsolidierten Ton (Durchmesser: 0,27 m, Pfahllänge: 17 m) durchgeführt wurden. Die Entwicklung der plastischen Verschiebung beider Pfähle mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen zeigt, dass das Verschiebungsverhalten im bindigen Boden günstiger war (Bild 2.10). Dies könnte zwar am 4 m längeren Pfahl gelegen haben, jedoch lassen auch die Modellversuche von *Chan/Hanna (1980)* und *Prasad/Rao (1994)*, die Auswertung zahlreicher Versuche in *Kempfert et. al. (2007)* und *Kempfert (2009)* sowie die Feldversuche von *Baumbach et al. (2010)* vermuten, dass das Pfahltragverhalten unter zyklischer Belastung im bindigen Boden günstiger als im nichtbindigen Boden ist.

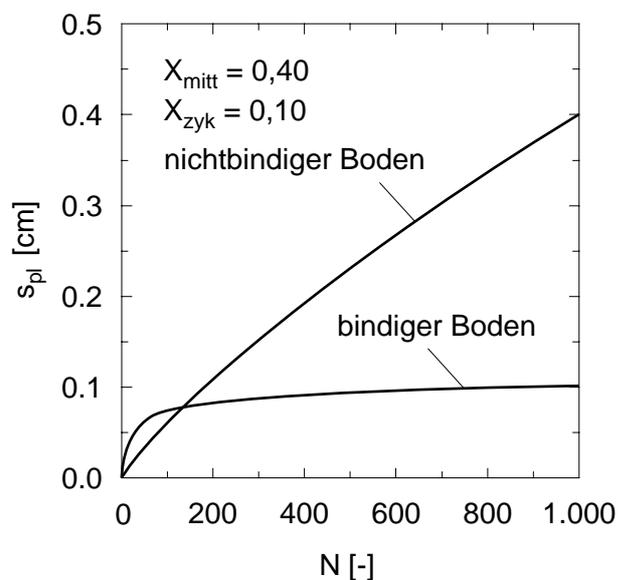


Bild 2.10:

Einfluss der Bodenart auf das Verschiebungsverhalten in zyklischen Pfahlprobelastungen unter Zugschwelllasten von *Puech et al. (1982)*

2.4.5 Sättigungsgrad

Zum Einfluss des Sättigungsgrads nichtbindiger Böden liegen nicht viele Erkenntnisse vor, da nur in wenigen Literaturquellen von Modellversuchen im gesättigten Sand berichtet wird. *Al-Douri (1992)* führte jedoch Modellversuche im trockenen und gesättigten Boden durch und stellte dabei fest, dass die Pfahlmantelreibung in gesättigten Versuchen etwas größer als in trockenem Sand war. Nach *Al-Douri (1992)* resultierte dies jedoch aus der etwas höheren Lagerungsdichte des Bodens bei den gesättigten Versuchen und schlussfolgerte daher, dass gesättigter Sand keinen maßgebenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse hat.

Auch Schwarz (2002) führte Versuche im gesättigten Boden durch. Dabei wurden zunächst zyklische Versuche an verpressten Mikropfählen im erdfeuchten schluffigen Fein- bis Mittelsand bei einer Lagerungsdichte von etwa 0,4 durchgeführt. Zwei der Versuche unter Wechsellasten wurden anschließend im gesättigten Boden fortgesetzt, nachdem sie zuvor über 200.000 Lastzyklen in erdfeuchtem Boden belastet wurden. Diese beiden Versuche versagten nach der Sättigung des Bodens schon nach wenigen Lastzyklen (Tabelle 2.2). Dieses Verhalten ist somit erheblicher ungünstiger als im erdfeuchten Sand.

Tabelle 2.2: Einfluss des Sättigungsgrads auf das Tragverhalten von Mikropfählen im nichtbindigen Boden in Versuchen von Schwarz (2002)

X_{zyk} [-]	X_{mitt} [-]	N_f [-]	
		erdfeuchter Boden	gesättigter Boden
0,29	0,25	> 200.000	58
0,26	0,02	> 200.000	3

2.4.6 Spannungsniveau

Abood (1989) führte Modellversuche an Rammpfählen bei drei verschiedenen Spannungsniveaus (0, 100 und 200 kN/m²) durch und stellte fest, dass sich ein größeres Spannungsniveau, d. h. größere vertikale Spannungen im Boden, günstig auf das Pfahltragverhalten auswirkt. Demnach versagten die Pfähle bei gleichem maximalen Lastniveau erst nach einer größeren Anzahl an Lastzyklen (Bild 2.11). Zu tendenziell gleichen Ergebnissen führten auch die Modellversuche von Al-Douri/Poulos (1995) und Reddy (1996).

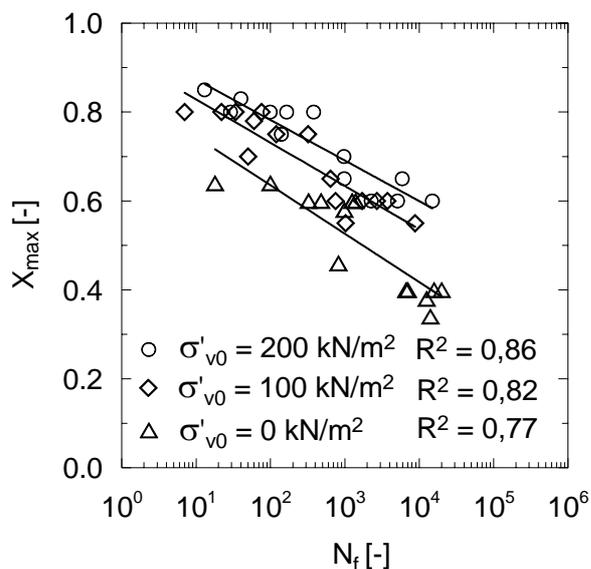


Bild 2.11:

Einfluss des Spannungsniveaus auf das Pfahltragverhalten in Modellversuchen von Abood (1989)

2.4.7 Lagerungsdichte

Zur Identifikation des Einflusses der Lagerungsdichte auf das Pfahltragverhalten wurde das maximale Lastniveau X_{\max} über die Anzahl der Lastzyklen beim Versagen N_f der Modellversuche von *Chan/Hanna (1980)*, *Hettler (1981)*, *Abood (1989)*, *Al-Douri/Poulos (1995)*, *Reddy (1996)* in einem Diagramm dargestellt (Bild 2.12). Alle diese Versuche wurden an Ramm- und Bohrpfählen mit ähnlichen Abmessungen bei Lagerungsdichten von etwa 0,4 oder etwa 0,8 durchgeführt. Es ist zu erkennen, dass sich eine dichtere Lagerung des Sandes günstig auf das Pfahltragverhalten auswirkt, d. h. die Pfähle versagten bei gleichem maximalem Lastniveau erst nach einer größeren Anzahl an Lastzyklen. Andererseits stellten *Turner/Kulhawy (1990)* fest, dass die post-zyklische Pfahltragfähigkeit nach Zugschwellversuchen an Rammpfählen in locker gelagertem Sand nicht nur größer als bei Versuchen im mitteldicht oder dicht gelagerten Sand war, sondern auch größer als die statische Pfahltragfähigkeit vor der zyklischen Belastung. Somit liegen bezüglich des Einflusses der Lagerungsdichte zum einem unterschiedliche Erfahrungen vor, zum anderen zeigt sich aber auch, dass die Pfahltragfähigkeit infolge der zyklischen Belastung in nichtbindigen Böden größer werden kann (Abschnitt 2.4.2).

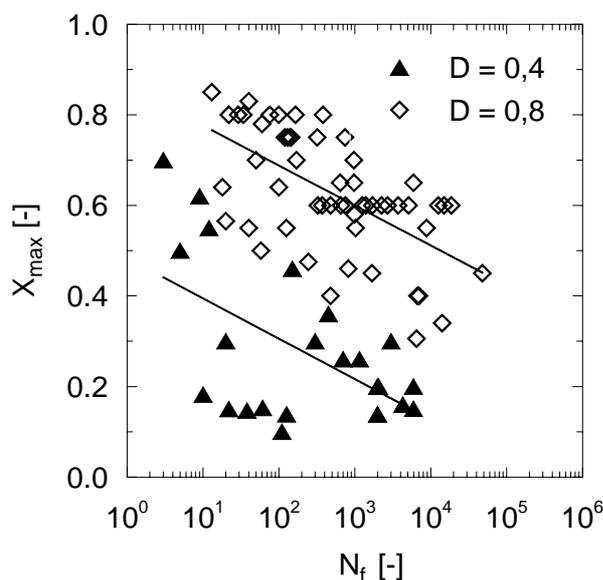


Bild 2.12:

Einfluss der Lagerungsdichte auf das Pfahltragverhalten

2.5 Hypothesen über die Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens

2.5.1 Ursachen für die Akkumulation der zyklischen Verschiebungen

Nachfolgend werden publizierte Hypothesen zu den Ursachen der Akkumulation der zyklischen Verschiebung des Pfahls zusammengestellt und erläutert.

- *Zyklisches Fließen:*
Turner/Kulhawy (1990) vertraten die Hypothese, dass Sandkörner bei Versuchen unter Zugschwelllasten in der Hebungsphase des Pfahls in den unter dem Pfahlfuß entstehenden Hohlraum „fließen“. Dadurch kann der Pfahl in der Setzungsphase nicht mehr in seine Ausgangslage zurückkehren, sodass sich die Hebungen des Pfahls akkumulieren.
- *Zyklisches Kriechen:*
Karlsruud et al. (1986) beobachteten bei Feldversuchen unter Schwelllasten, dass die elastische Verschiebung bis zum Versagen des Pfahls annähernd konstant bleibt und vermuteten daher, dass Kriechvorgänge im Boden die Akkumulation der zyklischen Verschiebung eines Pfahls unter Schwelllasten verursachen.
- *Abnahme der zyklischen Steifigkeit:*
Bei Feldversuchen unter Wechsellasten beobachteten *Karlsruud et al. (1986)* hingegen, dass die elastische Verschiebung des Pfahls bis zum Versagen stetig ansteigt und vermuteten daher, dass die daraus resultierende Abnahme der zyklischen Steifigkeit die Ursache für die Akkumulation der zyklischen Verschiebung des Pfahls unter Wechsellasten ist.
- *Kornbruch:*
Datta et al. (1980), zitiert in *Al Douri/Poulos (1995)*, ermittelten nach zyklischen Versuchen im nichtbindigen Boden eine Änderung der Kornverteilungskurve und führten dies auf Kornbruch infolge der zyklischen Scherung zurück. *Datta et al. (1980)* folgerten, dass sich die neu gebildeten feineren Sandkörner in den Porenraum bewegen und wie eine Gleitschicht zwischen Pfahlmantel und Boden wirken. Dadurch nimmt der Erddruckneigungswinkel ab, was letztlich zur Zunahme der plastischen Verschiebung des Pfahls führt.

2.5.2 Ursachen für die Änderung der Pfahltragfähigkeit

Die nachfolgenden Hypothesen wurden zu den Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens publiziert.

- *Verdichtung des Bodens:*

Nach Swinianski/Sawicki (1991) resultiert die Abnahme der Pfahlmantelreibung im nichtbindigen Boden aus einer Verdichtung des Bodens, die zur Abnahme der Radialspannungen auf den Pfahlmantel führt.

- *Änderung der Radialspannungen:*

Die Abnahme der Radialspannungen auf den Pfahlmantel sehen viele Autoren als Ursache für die Abnahme der Pfahltragfähigkeit (z. B. Poulos, 1981, McManus/Kulhawy, 1994, LeKouby et al., 2004). Turner/Kulhawy (1990) stellten in Modellversuchen fest, dass der Erddruckfaktor δ_K (Definition analog zu Gleichung (2.7), Bild 2.13) abhängig von der elastischen Verschiebung des Pfahls ist. Die Reduzierung des Erddruckbeiwertes $K(N)$ wird durch die Abnahme der Radialspannungen verursacht, die wiederum zu einer geringeren Pfahltragfähigkeit führt. Turner/Kulhawy (1990) stellten ebenfalls fest, dass es bei sehr kleinen elastischen Verschiebungen des Pfahls auch zur Zunahme der Pfahltragfähigkeit kommen kann, da der Erddruckbeiwert und damit die Radialspannungen in diesem Fall größer sind als unter statischer Belastung (Bild 2.13).

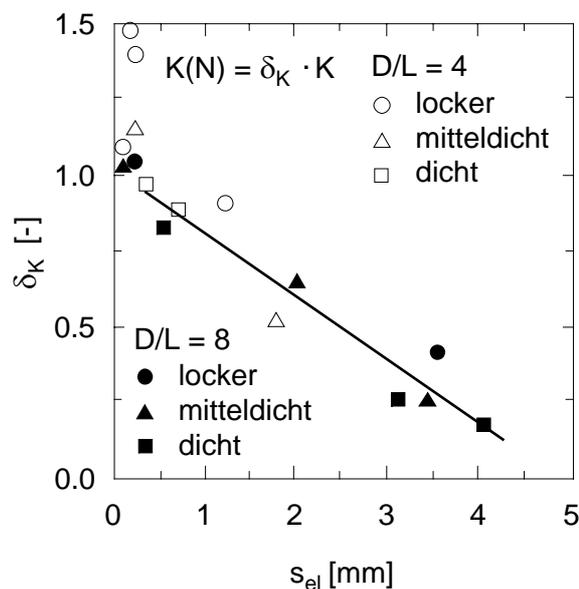


Bild 2.13:

Änderung des Erddruckfaktors in Modellversuchen unter verschiedenen Randbedingungen, nach Turner/Kulhawy (1990)

- *Umorientierung von Bodenpartikeln im Pfahlnahbereich:*

Malkus (2000) vertritt die Meinung, dass die zyklische Belastung des Pfahls im nichtbindigen Boden eine Umorientierung der Kornstruktur und im bindigen Boden eine Umlagerung der Bodenpartikel in Scherrichtung bewirkt. Diese Vorgänge führen zu einer reduzierten Steifigkeit des Bodens und somit zur Abnahme der Pfahltragfähigkeit.

2.6 Modellierung der Pfahl-Boden-Wechselwirkung

2.6.1 Zyklisches Bodenverhalten

Das Pfahltragverhalten hängt aufgrund der Wechselwirkung zwischen Pfahlmantel und Boden wesentlich vom zyklischen Bodenverhalten ab, das Gegenstand vieler Forschungsarbeiten war und ist. Gebräuchliche Untersuchungsmethoden sind z. B. zyklische Triaxialversuche, zyklische Einfachscher- und Rahmenscherversuche sowie zyklische Kompressionsversuche. Daraus entstanden zahlreiche Veröffentlichungen zum mechanischen Verhalten kohäsiver und granularer Böden infolge zyklischer Belastung. Eine Übersicht über Arbeiten zum zyklischen Bodenverhalten nichtbindiger Böden ist z. B. in *Gotschol (2002)* zu finden. Der Kenntnisstand über bindige Böden unter zyklischer Belastung wurde z. B. von *Hu (2000)* zusammengefasst.

2.6.2 Einflussfaktoren auf das zyklische Bodenverhalten

Die Belastungsparameter und Bodenkenngrößen haben einen großen Einfluss auf das zyklische Bodenverhalten. *Studer et al. (2007)* nennen die in Tabelle 2.3 zusammengestellten Parameter als wichtigste Einflussfaktoren auf das Bodenverhalten.

Tabelle 2.3: Einflussfaktoren auf das Bodenverhalten unter zyklischer und dynamischer Belastung, nach *Studer et al. (2007)*

Belastungsparameter	Bodenparameter	Genese des Bodens
Anzahl der Lastzyklen	Festigkeitsparameter	Überkonsolidierungsgrad
effektive mittlere Hauptspannung	Sättigungsgrad	Belastungsgeschichte
Scherdehnungsamplitude	Porenzahl	zeitabhängige Effekte
Belastungsfrequenz	Kornverteilung	Verwitterung

Die Vielzahl der in Tabelle 2.3 zusammengestellten Einflussfaktoren verdeutlicht die Komplexität des zyklischen Bodenverhaltens. Nach *Studer et al. (2007)* sind für praktische Fragestellungen jedoch selten alle Einflussfaktoren von Bedeutung, so dass einzelne Einflussfaktoren i. d. R. näherungsweise vernachlässigt werden können.

Besondere Beachtung ist der Scherdehnungsamplitude zu schenken, da die Größe der Scherdehnung das statische und zyklische Bodenverhalten maßgeblich beeinflusst. Eine erste

Abgrenzung von linearen und nichtlinearen Verformungsbereichen von Böden unter zyklischer und dynamischer Belastung kann nach *Vucetic (1994)* durch die so genannten Scherdehnungsschwellen vorgenommen werden. Unterhalb der *linearen zyklischen Scherdehnungsschwelle* $\gamma_{tl,M}$ verhält sich der Boden linear-elastisch, oberhalb davon nichtlinear. Erreicht die Scherdehnung den Wert der *volumetrischen zyklischen Scherdehnungsschwelle* $\gamma_{tv,M}$, treten große bleibende Verformungen in der Struktur oder im Korngerüst auf und die mechanischen Bodeneigenschaften werden verändert. Die Werte der zyklischen Scherdehnungsschwellen $\gamma_{tl,M}$ und $\gamma_{tv,M}$ sind abhängig von der Bodenart. Im bindigen Boden werden die Scherdehnungsschwellen mit steigender Plastizitätszahl I_p größer (Bild 2.14). Für grobkörnigen nichtbindigen Boden gibt *Vucetic (1994)* für die volumetrische zyklische Scherdehnungsschwelle einen Anhaltswert von etwa $1,0 \cdot 10^{-4}$ an.

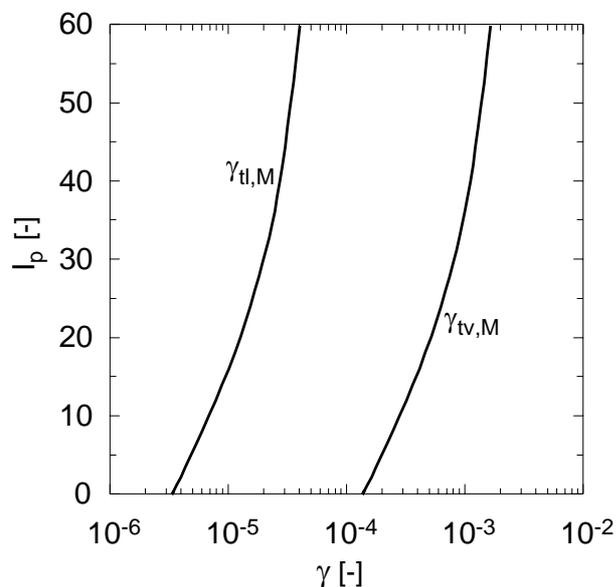


Bild 2.14:

Zyklische Scherdehnungsschwellen in bindigen Böden, nach *Vucetic (1994)*

Ausführungen zu den weiteren Einflussfaktoren finden sich in z. B. in *Wichtmann (2005)*.

2.6.3 Modellierung des zyklischen Bodenverhaltens

Bereits die Modellierung des statischen Bodenverhaltens ist aufgrund des komplexen Materialverhaltens von Böden sehr schwierig. Um das zyklische Bodenverhalten mathematisch beschreiben zu können, werden daher i. d. R. stark vereinfachte Bodenmodelle angewendet. Die klassische Bodendynamik unterscheidet dabei generell zwischen Bodenmodellen für Verformungsberechnungen und Festigkeitsuntersuchungen. Das zyklische Verformungsverhalten des Bodens wird häufig mittels zeitunabhängiger, elastischer Bodenmodelle beschrieben, z. B. nach *Duncan/Chang (1970)*. Alternativ kommen elasto-plastische Bodenmodelle zur Anwendung. Eine Übersicht über diese Thematik enthalten z. B. *Studer et al. (2007)* und *Vrettos (2008)*.

Die Formulierung von Stoffgesetzen ist eine weitere Möglichkeit, das Formänderungsverhalten des Bodens mathematisch zu beschreiben. Stoffgesetze sollen allgemeingültig sein und im Idealfall die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für alle Randbedingungen beschreiben können. Einen Überblick über die komplexe Thematik der Stoffgesetze finden sich z. B. in *Kolymbas/Herle (2008)*. Spezielle Stoffgesetze zur Beschreibung des zyklischen Materialverhaltens mit Bezug auf Pfahlgründungen wurden z. B. von *Wang (2000)* entwickelt.

2.6.4 Analogien zwischen zyklischem Bodenverhalten und Pfahltragverhalten

Wird ein nichtbindiger Boden im zyklischen Triaxialversuch untersucht, kann die Spannungs-Dehnungs-Beziehung abhängig von der Hauptspannungsdifferenz grundsätzlich zwei unterschiedliche Verläufe annehmen: Entweder nimmt die plastische Dehnungsrate mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen zu oder ab (Bild 2.15a bzw. 2.15b). Prinzipiell wird mit der Akkumulation der plastischen Dehnung des Bodens im Elementversuch das gleiche Phänomen beobachtet, wie es sich in der Akkumulation der plastischen Verschiebung eines zyklisch belasteten Pfahls zeigt. Eine Umkehr der Dehnungsrate des Bodens analog zu einer Umkehr der Verschiebungsrate des Pfahls wird jedoch in zyklischen Triaxialversuchen nicht beobachtet.

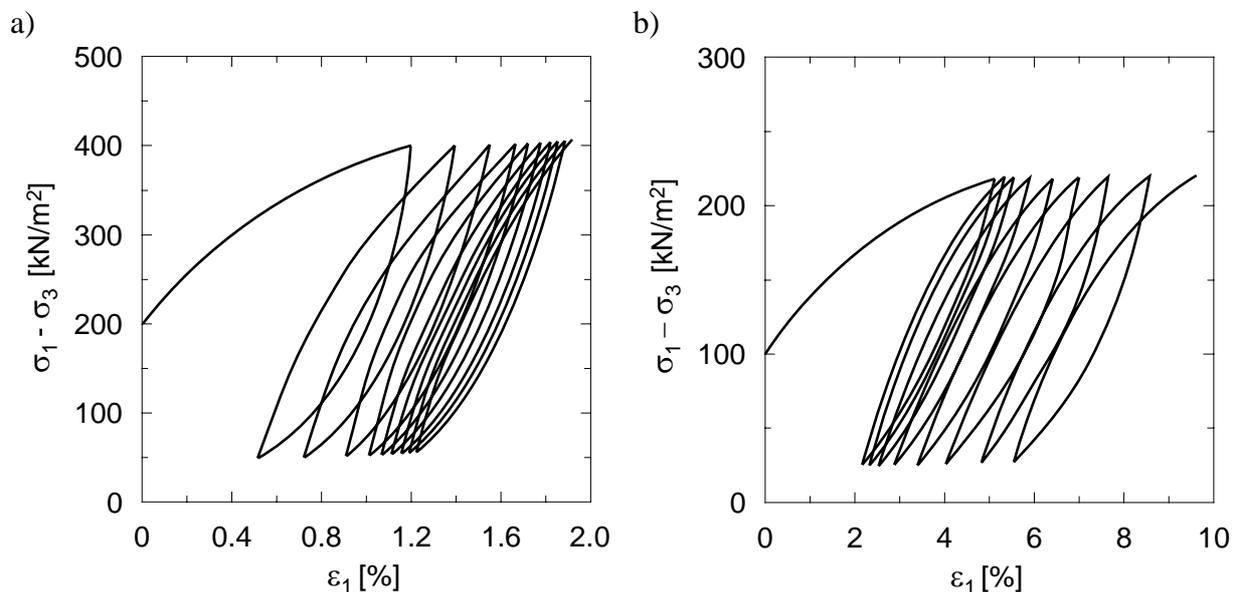


Bild 2.15: Bodenverhalten im zyklischen Triaxialversuch, nach *Studer et al. (2007)*:

- a) Zunahme der Dehnungsrate,
- b) Abnahme der Dehnungsrate

Auch das Phänomen der Abnahme der Pfahltragfähigkeit bzw. der Scherfestigkeit kann in Elementversuchen auftreten, wie *Tabucannon et al. (1995)* in weggesteuerten, zyklischen

Kontaktreibungsvorsuchen mit konstanter Normalsteifigkeit (CNS, *Constant Normal Stiffness*) beobachtet. Bei dieser national wenig gebräuchlichen Versuchsart kann sich, abweichend von herkömmlichen Scherversuchen mit konstanter Normalkraft (CNL, *Constant Normal Load*) nach *DIN 18137-3*, die Auflast auf die Bodenprobe abhängig von der Volumenänderung ändern und dadurch kontraktantes oder dilatantes Bodenverhalten am Pfahlmantel wirklichkeitsgetreu simuliert werden (*Boulon/Foray, 1986*). *Tabucannon et al. (1995)* zeigten bei diesen Versuchen, dass eine Analogie zwischen der Abnahme der Scherfestigkeit im Scherversuch und der Abnahme der Pfahlmantelreibung im Modellversuch von *Lee/Poulos (1988)* besteht, die über den Faktor δ_{qs} analog zu Gleichung (2.7) dargestellt werden kann (Bild 2.16).

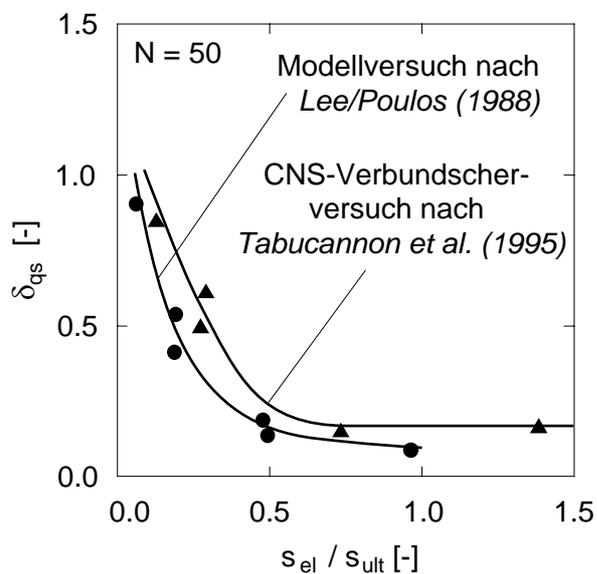


Bild 2.16:

Analogie zwischen der Abnahme der Schubspannung eines CNS-Scherversuchs und der Pfahlmantelreibung eines Modellversuchs, nach *Tabucannon et al. (1995)*

Die Frage, ob es eine Analogie zwischen dem zyklischen Pfahltragverhalten und dem zyklischen Bodenverhalten in Laborversuchen gibt, ist insbesondere bezüglich der Ermittlung von Modellparametern der nachfolgend beschriebenen Berechnungsmodelle zum zyklischen Pfahltragverhalten interessant.

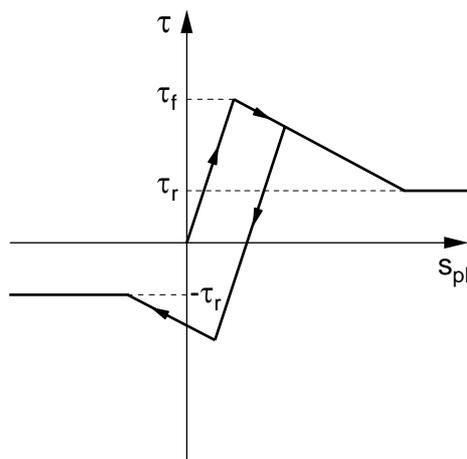
2.6.5 Berechnungsansätze zum zyklischen Pfahltragverhalten

Nachfolgend werden verschiedene Berechnungsansätze zur Modellierung des Tragverhaltens zyklisch axial belasteter Pfähle vorgestellt. Die Verfahren unterscheiden sich i. d. R. in der Modellierung der Pfahl-Boden-Wechselwirkung unter statischer Belastung sowie in den Ansätzen für die Akkumulation der zyklischen Verschiebung und die Änderung der Pfahltragfähigkeit (Tabelle 2.4).

Tabelle 2.4: Berechnungsmodelle zum Tragverhalten zyklisch axial belasteter Pfähle

Literatur	Pfahl-Boden-Wechselwirkung	Akkumulation der zyklischen Verschiebung	Änderung der Pfahltragfähigkeit
<i>Poulos (1989b)</i>	Kontinuumsansatz (Bild 2.17)	Ansatz nach Gleichung (2.11)	Ansatz nach Gleichung (2.12)
<i>Randolph/Jewell (1989)</i>	Lastabtragungsansatz (Bild 2.18)	abhängig vom Beginn des Plastifizierens bei Wiederbelastung	abhängig von der plastischen Verschiebung des Pfahls
<i>Chin/Poulos (1991)</i>	Lastabtragungsansatz (Bild 2.19)	Minderung des Sekantenmoduls nach Gleichung (2.14)	Ansatz nach Gleichung (2.12)
<i>Lee/Poulos (1993)</i>	Kontinuumsansatz (Bild 2.19)	Minderung des Sekantenmoduls nach Gleichung (2.14)	Ansatz nach Gleichung (2.12)
<i>Kirsch/Richter (2011)</i>	Ansatz nach <i>Cooke (1974)</i>	Verdichtungsfunktion nach Gleichung (2.17) und Ansatz nach Gleichung (2.18)	Ansatz nach Gleichung (2.16)

Im Berechnungsverfahren von *Poulos (1989b)* wird die Pfahl-Boden-Wechselwirkung unter statischer Belastung auf Grundlage des Kontinuumsansatzes (*continuum approach*, z. B. *Poulos/Davies, 1968, Butterfield/Banerjee, 1971, Banerjee, 1978*) mit einer trilinearen Spannungs-Verschiebungs-Beziehung beschrieben (Bild 2.17).

**Bild 2.17:**

Trilineare Spannungs-Verschiebungs-Beziehung im Kontinuumsansatz, nach *Poulos (1989b)*

Die Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls wird durch den Verschiebungsansatz von *Diyaljee/Raymond (1982)* gemäß Gleichung (2.11) berücksichtigt. Die Abnahme der Pfahltragfähigkeit wird nach Gleichung (2.12) berechnet, die auf dem Ansatz von *Matlock/Foo (1979)* basiert. Tabelle 2.5 enthält Anhaltswerte für die empirischen Parameter, die *Poulos (1989b)* in Modellversuchen mit eingedrückten und verpressten Pfählen im kalkhaltigen Sand erzielte.

$$\Delta s_{pl} = s_{pl} \cdot \left(n \cdot \Delta X + m \cdot \frac{\Delta N}{N} \right) \quad (2.11)$$

mit

Δs_{pl} inkrementeller Zuwachs an plastischer Verschiebung zwischen zwei Lastzyklen

ΔN Differenz der betrachteten Lastzyklen

ΔX Änderung im Spannungsniveau

m, n empirische Parameter für den Pfahlmantel und Pfahlfuß (Tabelle 2.5)

$$\delta_{qs,N} = (1 - \dot{\delta}) \cdot (\delta_{qs,N-1} - \delta_{lim}) + \delta_{lim} \quad (2.12)$$

mit

$\delta_{qs,N}$ Abminderungsfaktor für die Pfahlmantelreibung nach N Lastzyklen

$\delta_{qs,N-1}$ Abminderungsfaktor im vorherigen Lastzyklus

δ_{lim} Grenzwert des Abminderungsfaktors

$\dot{\delta}$ Abminderungsrate

Tabelle 2.5: Von *Poulos (1989b)* empirisch ermittelte Werte für die Modellparameter im kalkhaltigen Sand

Parameter	Wert [-]
$\dot{\delta}$	0,60
δ_{lim}	0,25
m	0,12
n	5,90

Das statische Pfahltragverhalten wird häufig auch mit dem Lastabtragungsansatz (*load transfer approach*, z. B. Coyle/Reese, 1966, Sulaiman/Coyle, 1976, Vijayvergiya, 1977, Kraft, 1981, Chow, 1986) statt mit dem Kontinuumsansatz modelliert, wie z. B. im Berechnungsverfahren von Randolph/Jewell (1989). Die Pfahl-Boden-Wechselwirkung wird im Gegensatz zum Verfahren nach Poulos (1989b) zudem über einen linearen, einen parabolischen und einen *softening*-Ast modelliert (Bild 2.18). Der Parameter ξ legt den Beginn des nichtlinearen Verhaltens fest und kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Für $\xi = 1$ verläuft die Erstbelastungskurve linear bis zum Bruch bei τ_f , für $\xi = 0$ vom Ursprung an parabolisch. Unter zyklischer Belastung wird die Akkumulation der zyklischen Verschiebung durch Verwendung von ξ in einem Fließkriterium berücksichtigt. Die ermittelte plastische Verschiebung wird mit der Verschiebung unter statischer Belastung auf dem *softening*-Ast verglichen, um daraus die verminderte Pfahltragfähigkeit zu berechnen.

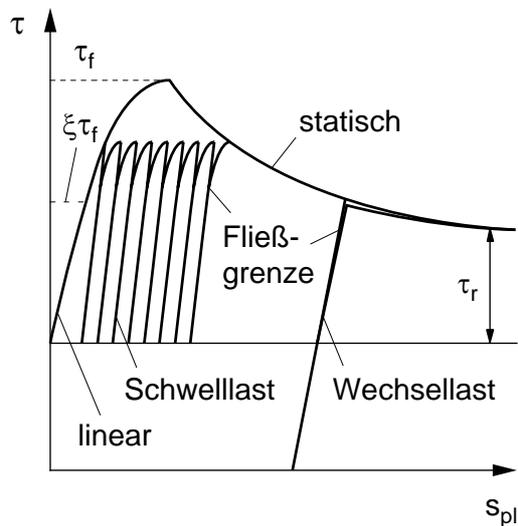
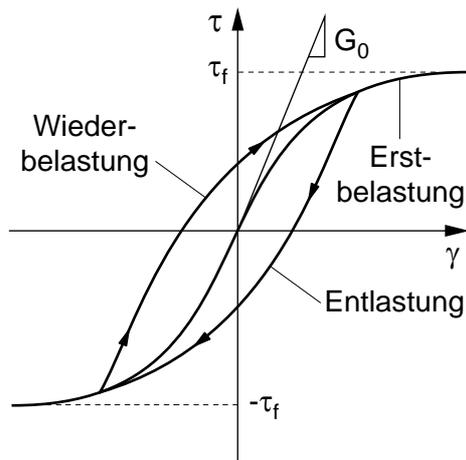


Bild 2.18:

Form der Lastabtragungskurve im Berechnungsverfahren nach Randolph/Jewell (1989)

Lee/Poulos (1993) modellierten das Pfahltragverhalten mittels des Kontinuumsansatzes. Die Pfahl-Boden-Wechselwirkung wird jedoch wie bei Chin/Poulos (1991) über eine modifizierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Ramberg/Osgood (1943) beschrieben, d. h. es erfolgt keine *post-peak*-Modellierung (Bild 2.19). Die Erstbelastungskurve des Bodens ist durch Gleichung (2.13) definiert. Zur Berücksichtigung der zyklischen Belastung wurden die Ent- und Wiederbelastungskurven nach den Regeln von Masing (1926) konstruiert. Die Akkumulation der plastischen Verschiebung wird durch die Abminderung des Sekanten-Schubmodul nach Gleichung (2.14) berücksichtigt und die Abnahme der Pfahltragfähigkeit wird über den Ansatz nach Matlock/Foo (1979) gemäß Gleichung (2.12) modelliert. Von Lee/Poulos (1993) ermittelte Werte der empirischen Parameter des Ansatzes enthält Tabelle 2.6.


Bild 2.19:

Modellierung der Pfahl-Boden-Wechselwirkung in den Berechnungsverfahren von *Chin/Poulos (1991)* und *Lee/Poulos (1993)*

$$\gamma = \left(\frac{\tau}{G_0} \right) \cdot \left(1 + \alpha \cdot \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{R-1} \right) \quad (2.13)$$

mit

γ Scherdehnung

τ Schubspannung

τ_f Schubspannung beim Bruch des Bodens unter statischer Belastung

G_0 Schubmodul bei kleinen Dehnungen

R, α Modellparameter

$$\delta_{G,\text{sec},N} = \delta_{G,\text{sec},N-1} - 0,5 \cdot \varrho \cdot X \cdot \delta_{G,\text{sec},N}^{(1+\varrho \cdot X)/\varrho \cdot X} \quad (2.14)$$

mit

$$X = \frac{\tau_{\text{mitt}} + 2 \cdot \tau_{\text{zyk}}}{2 \cdot \tau_f} \quad (2.15)$$

mit

$\delta_{G,\text{sec},N}$ Abminderungsfaktor des Sekantenmoduls nach N Lastzyklen

$\delta_{G,\text{sec},N-1}$ Abminderungsfaktor des Sekantenmoduls im vorherigen Lastzyklus

ϱ empirischer Parameter abhängig von Bodenart und Pfahlsystem

X Spannungsniveau

Tabelle 2.6: Anhaltswerte für die empirischen Parameter im Berechnungsverfahren nach *Lee/Poulos (1993)*

Parameter	Wert
R	0,60
α	0,25
θ	0,12

Kirsch/Richter (2011) entwickelten ebenfalls ein Berechnungsmodell, mit dem die Abnahme der Pfahltragfähigkeit und die Akkumulation der plastischen Verschiebungen ermittelt werden können. Die Abnahme der Schubspannung nach N Lastzyklen infolge einer zyklischen Verdichtung des Bodens kann gemäß Gleichung (2.16) abgeschätzt werden. Der in dieser Gleichung enthaltene empirische Ansatz für die Verdichtungsfunktion ΔD^* basiert auf Ergebnissen von zyklischen Einfach-Scherversuchen von *Silver/Seed (1975)*. Der Pfahlmantelwiderstand nach N Lastzyklen berechnet sich dann gemäß Gleichung (2.6) aus der Differenz zwischen dem Pfahlmantelwiderstand R_{ult} abzüglich des nach Gleichung (2.16) ermittelten Wertes der Schubspannungsabnahme multipliziert mit der entsprechenden Pfahlmantelfläche.

$$\Delta \tau(N) = 2 \cdot G_w \cdot \tan \delta \cdot \Delta D^* \cdot \left(\tilde{\gamma} \cdot \left(\frac{\tilde{\gamma}}{\gamma_{grenz}} - 1 \right) - \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma_{grenz} \left[\left(\frac{\tilde{\gamma}}{\gamma_{grenz}} \right)^2 - 1 \right] \right) \quad (2.16)$$

mit

$$\Delta D^* = 0,5 \cdot I_d^{-2,32} \cdot \lg N \quad (2.17)$$

mit

$\Delta \tau(N)$	Änderung der Schubspannung
G_w	Schubmodul bei Wiederbelastung
δ	mobilisierter Mantelreibungswinkel
$\tilde{\gamma}$	zyklische Scherdehnung
γ_{grenz}	Wert der Scherdehnung, bei der keine Verdichtung eintritt
α	Dilatationsparameter
I_d	bezogene Lagerungsdichte

Zur Ermittlung der plastischen Verschiebung des Pfahls wird zunächst zwischen Verformungen des Bodens infolge zyklischer Verdichtung und zyklischer Scherdehnungs-Akkumulation unterschieden. Die Verformung des Bodens infolge zyklischer Verdichtung wird auf Grundlage einer hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach *Hardin/Drnevich (1972)* unter Berücksichtigung der Abnahme der Grenzmantelreibung ermittelt. Die Verformung infolge einer zyklischen Scherdehnungs-Akkumulation wird durch Erweiterung der hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach *Masing (1926)* zunächst für den ersten Lastzyklus modelliert. Für alle weiteren Lastzyklen wird der logarithmische Ansatz gemäß Gleichung (2.18) verwendet.

$$\gamma_A = \gamma_V \cdot (1 + \zeta \cdot \ln N) \quad (2.18)$$

mit

γ_A Scherdehnung aus zyklischer Scherdehnungs-Akkumulation

γ_V Scherdehnung infolge zyklischer Verdichtung

ζ Modellparameter

Die plastische Verschiebung des Pfahls wird schließlich aus der Summe der Scherdehnungen aus zyklischer Verdichtung und zyklischer Scherdehnungs-Akkumulation mit Hilfe des Ansatzes nach *Cooke (1974)* berechnet.

2.7 Zusammenfassung

Bei der Literaturrecherche zeigte sich, dass sich das zyklische vom statischen Tragverhalten insbesondere in der Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls und in der Änderung der post-zyklischen Pfahltragfähigkeit unterscheidet. Wesentlichen Einfluss auf das zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten haben die Belastungsparameter. Trotz unterschiedlicher Randbedingungen wird in Modell- und Feldversuchen sowie in Pfahlprobebelastungen stets beobachtet, dass das Pfahltragverhalten desto ungünstiger ist, je größer das zyklische Lastniveau ist. In Versuchen unter Wechsellasten, bei niedrigen Spannungsniveaus und in nichtbindigen Böden verhalten sich Pfähle ungünstiger als in Versuchen unter Schwelllasten, bei hohen Spannungszuständen und in bindigen Böden. Hinsichtlich einiger Einflussfaktoren, wie z. B. der Belastungsart, dem Sättigungsgrad und der Lagerungsdichte, liegen gegensätzliche Erkenntnisse vor, so dass ergänzende Untersuchungen notwendig sind.

Ein Lösungsansatz zur Modellierung des zyklischen Pfahltragverhaltens für beliebige Randbedingungen liegt aufgrund der komplexen Pfahl-Boden-Wechselwirkung bisher nicht

vor. Die vorgestellten Berechnungsansätze gehen von stark vereinfachten Annahmen aus und modellieren das Tragverhalten meist auf Grundlage der Elastizitätstheorie und empirischer Ansätze. Dadurch sind die Anwendbarkeit und die Übertragbarkeit vieler Berechnungsmodelle auf reale Bedingungen durch vorgegebene Randbedingungen in den Modellen begrenzt. Aufgrund der derzeit sehr geringen Datenbasis für die benötigten Modellparameter wird der Anwendungsbereich dieser Verfahren weiter eingeschränkt.

Die Zusammenstellung des Kenntnisstands zum Tragverhalten zyklisch axial belasteter Pfähle zeigt somit, dass zum vertieften Verständnis des zyklischen Pfahltragverhaltens und der bodenmechanischen Vorgänge im Pfahlnahbereich eine systematische Untersuchung des Pfahltragverhaltens zwingend erforderlich ist. Die folgenden drei Kapitel behandeln die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchsprogramme. Dadurch sollen die bisherigen Erkenntnisse abgesichert, Trag- und Bruchmechanismen erkannt und Datengrundlagen geschaffen werden, um Modellparameter für Berechnungsverfahren zum zyklischen Tragverhalten ableiten zu können.

3 Modellversuche zum Pfahltragverhalten

3.1 Allgemeines

Die Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls und die Änderung der statischen Pfahltragfähigkeit unter zyklischer Belastung sind bekannte Phänomene zyklisch axial belasteter Pfähle (Abschnitt 2.2.3 bzw. 2.2.4). Die bodenmechanischen Ursachen für das veränderte Tragverhalten unter zyklischer Belastung sind jedoch weitgehend unbekannt. Zudem bestehen erhebliche Kenntnislücken und auch gegensätzliche Meinungen hinsichtlich des Einflusses der Belastungsparameter, der Bodenkenngrößen und der Pfahleigenschaften auf das zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten. Insbesondere zum Tragverhalten unter Druckschwelllasten liegen nur wenige Erkenntnisse vor, da in der Literatur überwiegend Modell- und Feldversuche oder zyklische Pfahlprobebelastungen unter Zugschwell- oder Wechsellasten beschrieben sind (z. B. *Karlsruh et al., 1986, Abood, 1989, Reddy, 1996, Schwarz, 2002* und *Lehane et al., 2003*). Im ersten Modellversuchsprogramm wurden daher schwerpunktmäßig Versuche unter Druckschwelllasten durchgeführt. Dabei sollen Einflussfaktoren auf das Pfahltragverhalten erforscht und Erkenntnisse zum Lastabtrag eines Pfahls erzielt werden. Die Versuchsergebnisse sollen außerdem der Validierung des in Kapitel 7 beschriebenen Berechnungsmodells dienen.

3.2 Versuchsstand

Die Modellversuche wurden mit trockenem Modellsand (Anhang C.1) in einem Stahlzylinder mit einem Durchmesser von 1,0 m und einer Höhe von 2,1 m durchgeführt (Bild 3.1).

Der Modellpfahl (Durchmesser: 5 cm, Pfahlänge: 1,4 m) setzte sich aus mehreren zylinderförmigen Stahlhülsen zusammen, von denen die kürzeren mit fünf Messquerschnitten (MQ) instrumentiert waren und die längeren als Verbindungsstück zwischen den Messquerschnitten dienten (Bild 3.2). Ein Messquerschnitt bestand aus einem Vierkant-Stahl, auf dessen Oberfläche ein Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert war (Anhang G.2). Von den Dehnungsmessstreifen wurden Messkabel im Inneren des Pfahls nach oben geführt und an ein Messsystem angeschlossen (Anhang G.5). Die Oberfläche des Pfahls wurde mit Sand beschichtet, um gegenüber der glatten Stahloberfläche eine größere Rauigkeit zu erzeugen.

Reibungseinflüsse zwischen der Innenwand des Stahlzylinders und dem Sand werden näherungsweise vernachlässigt, da die Zylinderwand an der Innenseite eingefettet und anschließend mit einer dünnen Kunststofffolie verkleidet wurde. Weiterhin wird angenommen, dass die Abmessungen des Versuchsstands ausreichend groß gewählt wurden, um einen Einfluss

auf die Versuchsergebnisse auszuschließen, da die Spannungsmessungen im zweiten Modellversuchsprogramm belegen, dass zwischen Pfahl und Behälterwand ein Abstand des 4-fachen Pfahldurchmessers ausreichend ist (Abschnitt 4.2).

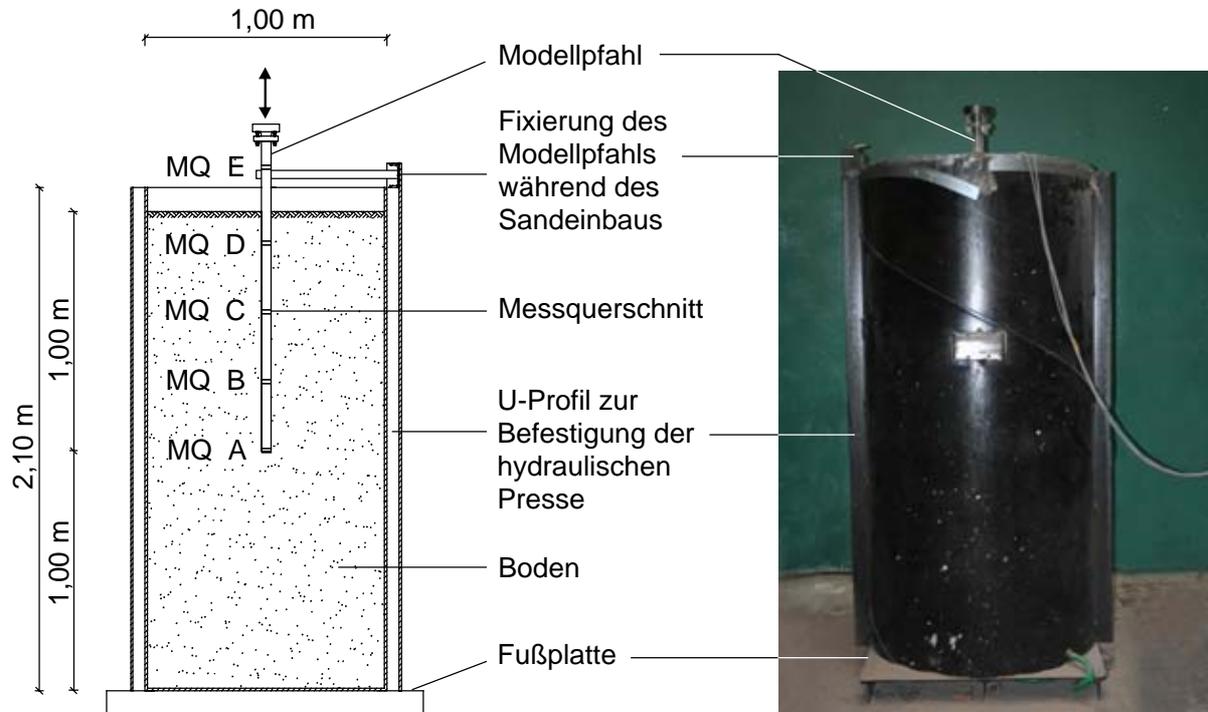


Bild 3.1: Schematische Darstellung und Ansicht des Versuchsstands

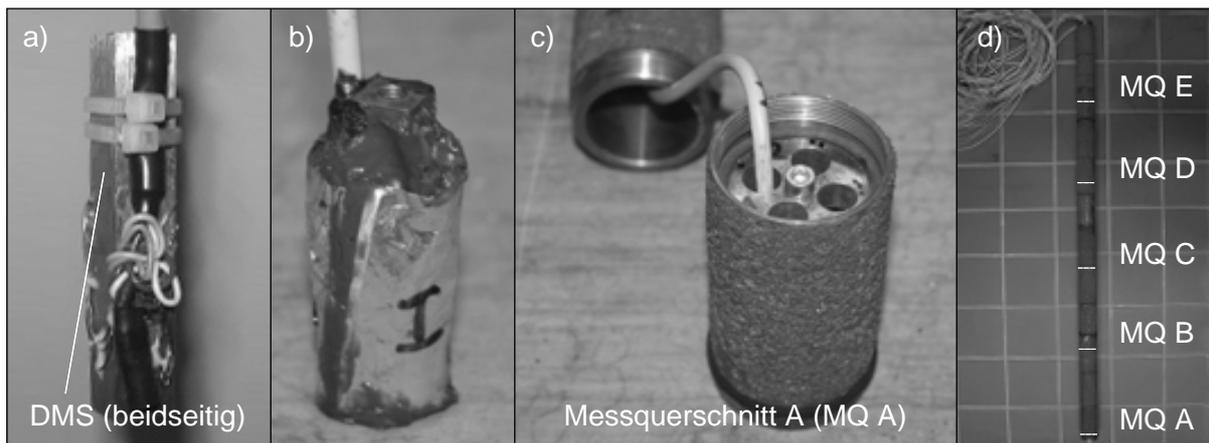


Bild 3.2: Aufbau des Modellpfahls:
a) Vierkant-Stahl mit DMS,
b) wasserdicht isolierter DMS,
c) Messquerschnitt MQ A mit DMS,
d) zusammengesetzter Pfahl

Der Pfahl wurde mit einer Einbindetiefe von 1,0 m in zwei Arbeitsgängen in den Versuchstand eingebaut. Dazu wurde der Pfahl zunächst am Pfahlkopf durch einen Kragarm in der Mitte des Stahlzylinders frei hängend gehalten. Dann wurde der Sand mit einer eigens für die Versuche entwickelten Rieselvorrichtung um den Pfahl eingebracht. Bei der Konstruktion der Rieseleinrichtung wurden die Erkenntnisse von *Vaid/Negussey (1984)*, *Rad/Tumay (1987)* und *Cudmani (2001)* zu verschiedenen Einbaumethoden nichtbindiger Böden bei Modellversuchen berücksichtigt. Dabei erwies sich die Sandregenmethode als geeignet, um eine annähernd homogene Lagerungsdichte und somit reproduzierbare Ergebnisse bei den Versuchen erzielen zu können.

Die Rieselvorrichtung bestand aus einem trichterförmigen Betonsilo, an dessen Auslass ein Fallrohr angebracht war (Bild 3.3). Am oberen und unteren Ende des Fallrohrs befand sich jeweils ein Lochsieb. In Abhängigkeit von der Lochanzahl der beiden Lochsiebe konnten verschiedene Lagerungsdichten des Sandes hergestellt werden. Weitere Einflussfaktoren auf die Lagerungsdichte, wie z. B. die Länge des Fallrohrs und die Fallhöhe des Sandes zwischen dem unteren Lochsieb und der Sandoberfläche, wurden ebenfalls untersucht. Eine ausführliche Beschreibung dieser Untersuchungen enthält *Hörtkorn (2011)*. Für den Einbau des Sandes wurde eine Fallrohrlänge von 1 m gewählt, wobei der Abstand zwischen Fallrohr und unterem Lochsieb etwa 20 bis 30 cm betrug. Aus den Versuchsergebnissen der Rieselversuche konnte näherungsweise eine lineare Beziehung zwischen der Anzahl der Löcher in den Lochsieben und der erzielten Lagerungsdichte hergeleitet werden (Bild 3.4).

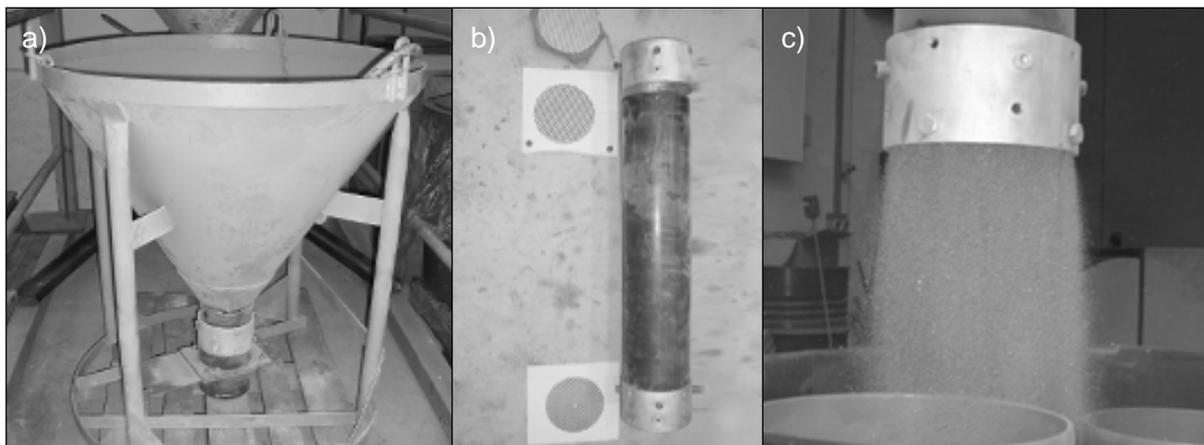
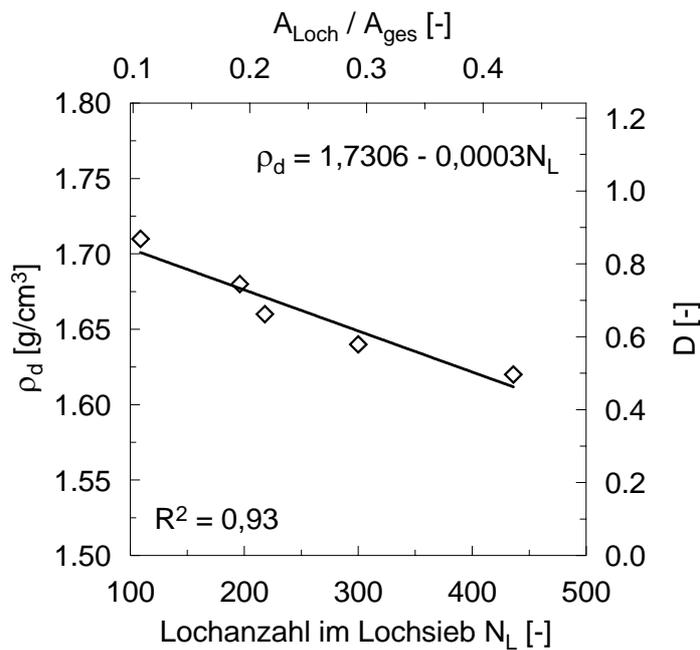


Bild 3.3: Aufbau der Rieseleinrichtung:
a) Betonsilo als Vorratsbehälter für den Sand,
b) Fallrohr und Lochsiebe,
c) homogener Sandregen beim Einrieseln

**Bild 3.4:**

Mögliche Lagerungsdichten mit der Rieseleinrichtung abhängig von der Lochanzahl im Lochsieb

Nach dem Einrieseln des Sandes wurde der Kragarm wieder entfernt und der Pfahl mit einer hydraulischen Presse (Anhang G.1) zug- und druckfest verbunden. Die hydraulische Presse wurde über eine Rahmenkonstruktion am Versuchsbehälter befestigt. Das Hydraulikaggregat wurde über einen Servoregler betrieben, der die Signalaufbereitung von Weg- und Kraftaufnehmern, die Erzeugung der Sollwertfunktion und die Hydrauliksteuerung übernahm (Anhang G.1). Die Verschiebung des Pfahls wurde über einen Wegaufnehmer gemessen, der sich am Arbeitszylinder der Presse befand.

3.3 Versuchsprogramm

Das gesamte Versuchsprogramm bestand aus vier statischen und acht zyklischen Versuchen im trockenen nichtbindigen Boden (Anhang C.1).

Drei statische Versuche wurden unter Druckbelastung und ein Versuch unter Zugbelastung in dichter bis sehr dichter Lagerung ausgeführt (Tabelle 3.1). Die Belastung des Pfahls erfolgte kraftgesteuert in Anlehnung an *EA-Pfähle (2007)* in acht Laststufen mit einer Zwischenentlastung nach vier Laststufen. Die nächste Laststufe wurde aufgebracht, sobald die Verschiebung des Pfahls auf 0,01 mm/Minute abgesunken war. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug in allen Versuchen 0,1 kN/Minute.

Tabelle 3.1: Randbedingungen der statischen Modellversuche

Versuch	Belastungsart	Lagerungsdichte D [-]
MP01	Druckversuch	0,8
MP02	Druckversuch	0,8
MP03	Druckversuch	0,6
MP04	Zugversuch	0,8

Von den acht zyklischen Versuchen wurden die Versuche MP05 bis MP09 unter Druckschwelllasten und die Versuche MP10 bis MP12 unter Zugschwelllasten jeweils in sehr dichter Lagerung des Sandes ($D = 0,8$) ausgeführt (Tabelle 3.2). Die Belastung des Pfahls erfolgte kraftgesteuert durch eine harmonische sinusförmige Belastungsfunktion mit einer Frequenz von 1 Hz. Der Resonanzfall konnte aufgrund der größeren Eigenfrequenz des Modellpfahls nicht eintreten. Bei den Versuchen wurde die mittlere und zyklische Einwirkung variiert (Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Randbedingungen der zyklischen Modellversuche

Versuch	Belastungsart	F_{mitt} [kN]	F'_{zyk} [kN]
MP05	Druckschwelllast	0,50	0,23
MP06	Druckschwelllast	0,30	0,27
MP07	Druckschwelllast	0,80	0,11
MP08	Druckschwelllast	0,50	0,10
MP09	Druckschwelllast	0,30	0,15
MP10	Zugschwelllast	0,60	0,10
MP11	Zugschwelllast	0,64	0,17
MP12	Zugschwelllast	0,60	0,14

3.4 Versuchsauswertung

3.4.1 Allgemeines

Der in den Boden einbindende Pfahl wird in drei etwa gleiche Bereiche I bis III eingeteilt (Bild 3.5). In diesen Bereichen kann der Pfahlmantelwiderstand $R_{s,i}$ dann abschnittsweise aus dem Kraftdurchgang an den einzelnen Messquerschnitten bestimmt werden. Der Spitzenwi-

derstand ergibt sich direkt aus der am Messquerschnitt MQ A verbleibenden Kraft. Die Verteilung der Pfahlmantelreibung wird über die Bereiche I bis III als konstant angenommen und nachfolgend mit q_{sI} bis q_{sIII} bezeichnet.

Bei der Auswertung der zyklischen Versuche werden die plastische Verschiebung und Verschiebungsrate des Pfahls nachfolgend bei der Einwirkung $F = F_{mitt}$ dargestellt (Bild 2.1, Lastsituation 2), d. h. nach einem vollen Lastzyklus. Zwischenwerte zwischen mehreren Lastzyklen werden linear interpoliert. Dabei wird die Anzahl der Lastzyklen auf der Abszisse entweder in linearer oder halb-logarithmischer Skalierung dargestellt. Vorteil einer halb-logarithmischen Darstellung ist eine bessere Auflösung des Verschiebungsverlaufs in den ersten Lastzyklen. Nachteil ist jedoch, dass eine Umkehr der plastischen Verschiebungsrate schwer zu erkennen ist, die deutlich besser bei linearer Darstellung sichtbar wird.

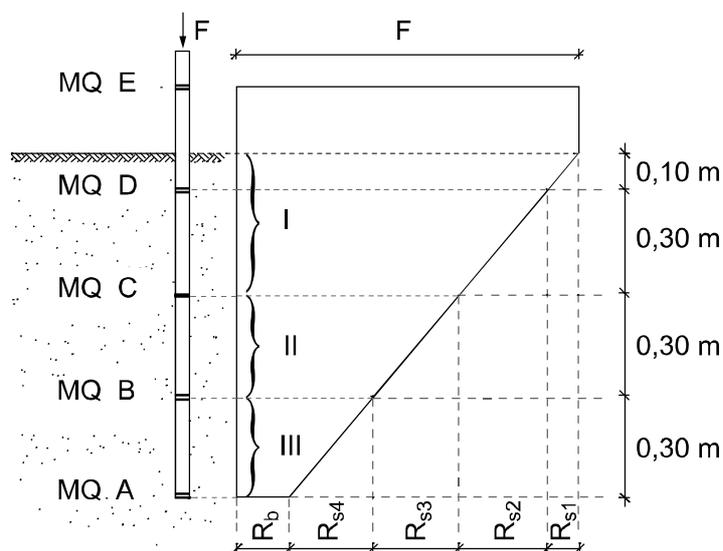


Bild 3.5:
Prinzip zur Ermittlung der Pfahlwiderstände

3.4.2 Modellgesetze

Prinzipiell können aufgrund des Ähnlichkeitsprinzips bodenmechanische Vorgänge auch im verkleinerten Modell untersucht werden, da physikalische Vorgänge in verschiedenen Maßstäben äquivalent ablaufen, sofern die maßgebenden Modellgesetze eingehalten werden. Die Modellgesetze ergeben sich z. B. aus der *Dimensionsanalyse* (Görtler, 1975). Dabei werden aus den systemrelevanten Parametern dimensionslose Werte gebildet, die im Modellversuch und in situ den gleichen Zahlenwert annehmen. In 1g-Modellversuchen lassen sich jedoch insbesondere aufgrund der Spannungsabhängigkeit von Böden die strengen Ähnlichkeitsanforderungen bei Modellgesetzen selten erfüllen. Dennoch können durch Modellversuche bestimmte Eigenschaften eines geotechnischen Systems untersucht werden, insbesondere dann, wenn nur das qualitative Verhalten ermittelt werden soll.

Modellversuche können je nach Zielstellung in folgende drei Kategorien eingeteilt werden (Pregl, 1998):

- Qualitative Modellversuche zur Veranschaulichung meist bekannter Vorgänge,
- Modellversuche zur Ermittlung von Tragmechanismen,
- Modellversuche zur Übertragung der Ergebnisse auf reale Verhältnisse.

Die in diesem Kapitel beschriebenen 1g-Modellversuche wurden bei einem niedrigen Spannungsniveau durchgeführt. Die Übertragung der Ergebnisse auf einen Pfahl in situ ist daher nicht Ziel dieser Modellversuche. Vielmehr sollen die Versuche, insbesondere die Verschiebungs- und Dehnungsmessungen am Pfahl, prozentuale Unterschiede abhängig von verschiedenen Einflussfaktoren identifizieren und allgemeine Hinweise zum zyklischen Pfahltragverhalten liefern.

Grundlagen zu Modellversuchen in der Geotechnik und zur Modelltheorie finden sich z. B. in *Holzlöhner (1983)*, *Franke/Muth (1987)* und *Walz (2006)*. Weitere Ausführungen zu Modellgesetzen enthalten auch die Abschnitte 4.4.2 und 5.4.4.

3.5 Versuchsergebnisse

3.5.1 Statisches Pfahltragverhalten

Zunächst wurden statische Versuche durchgeführt, um Unterschiede zum zyklischen und post-zyklischen Pfahltragverhalten identifizieren zu können. Weiterhin sollte mit Hilfe der statischen Versuche ein Versagenskriterium eines zyklischen Versuchs gemäß Gleichung (2.5) sowie das mittlere und zyklische Lastniveau definiert werden. Nachfolgend werden die Erkenntnisse der statischen Versuche anhand ausgewählter Ergebnisse vorgestellt. Alle Versuchsergebnisse sind in Anhang D.1 zusammengestellt.

Versuch MP02 wurde unter den gleichen Randbedingungen wie Versuch MP01 durchgeführt, um zu überprüfen, ob sich die Lagerungsdichte reproduzieren lässt. Die gemessene Pfahltragfähigkeit beider Versuche weicht um etwa 9 % voneinander ab (Tabelle 3.3, Bild 3.6a). Diese Differenz ist tolerierbar, zeigt jedoch auch, dass die vorgesehene Lagerungsdichte nur näherungsweise hergestellt werden konnte und das Tragverhalten geringfügig beeinflusst wird. Andererseits wurde von *Hartung (1994)* festgestellt, dass auch in situ unter gleichen Randbedingungen hergestellte Bohrpfähle um bis zu 50 % abweichende Bruchlasten aufweisen können.

Tabelle 3.3: Statische Druck- und Zugwiderstände und zugehörige Verschiebungen

Versuch	Belastungsart	R_{ult} [kN]	s_{ult} [mm]
MP01	Druck	1,9	3,5
MP02	Druck	2,1	3,6
MP03	Druck	1,5	4,6
MP04	Zug	1,4	-2,6

Die statische Pfahltragfähigkeit auf Druck in Versuch MP03 ist bei dichter Lagerung erwartungsgemäß geringer als bei sehr dichter Lagerung in Versuch MP02 (Bild 3.6a). Im Zugversuch MP04 (Bild 3.6b) wird etwas weniger Pfahlmantelwiderstand mobilisiert als im Druckversuch MP01 (Bild 3.7a), da sich durch den Lastabtrag des Pfahls die Vertikalspannungen im Boden stärker verringern als die Radialspannungen zunehmen, wie bei Spannungsmessungen im Boden im zweiten Modellversuchsprogramm (Abschnitt 4.5.1) festgestellt wurde.

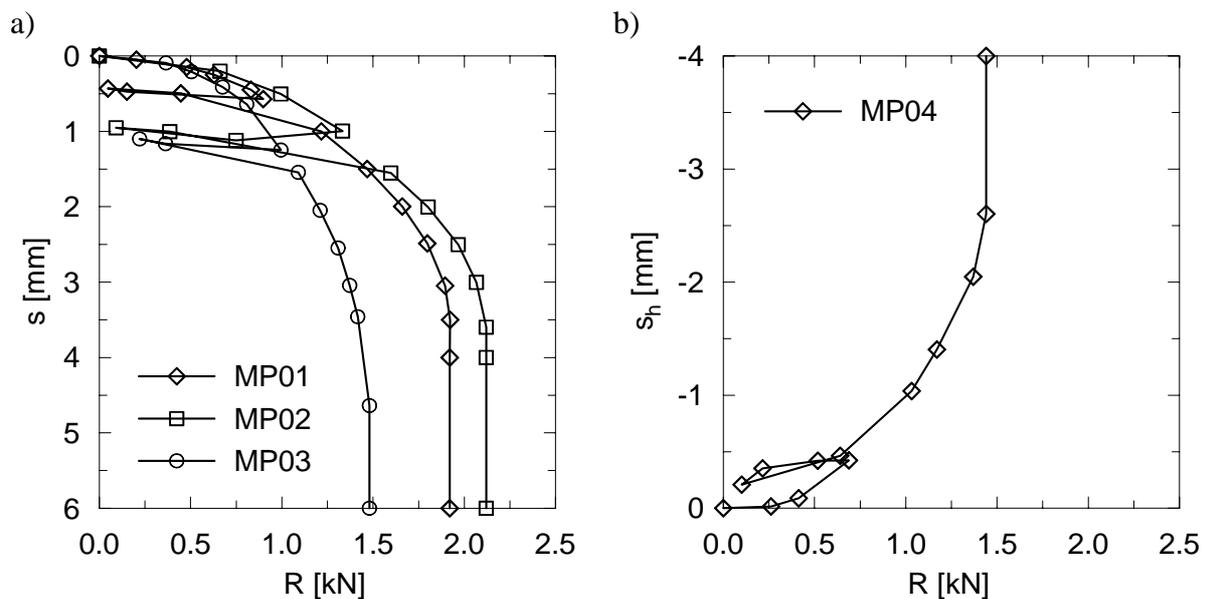


Bild 3.6: a) Widerstands-Setzungs-Linien des Pfahls in den Versuchen MP01 bis MP03,
b) Widerstands-Hebungs-Linie des Pfahls in Versuch MP04

Abschließend wird die Verteilung der Mantelreibung entlang des Pfahls analysiert. Bei kleinen Laststufen wird die Mantelreibung vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß größer, bei größerer Belastung des Pfahls nimmt die Mantelreibung zum Pfahlfuß ab (Bild 3.7b). Die Ursache für diese Abnahme ist eine Verspannung des Bodens, wobei infolge des *Falltüreffekts* (*Ve-*

sić, 1963, Touma/Reese, 1974) in der Pfahlumgebung Gewölbe entstehen, die im Pfahlfußbereich bei hoher Pfahlbelastung zur Abnahme der Mantelreibung führen.

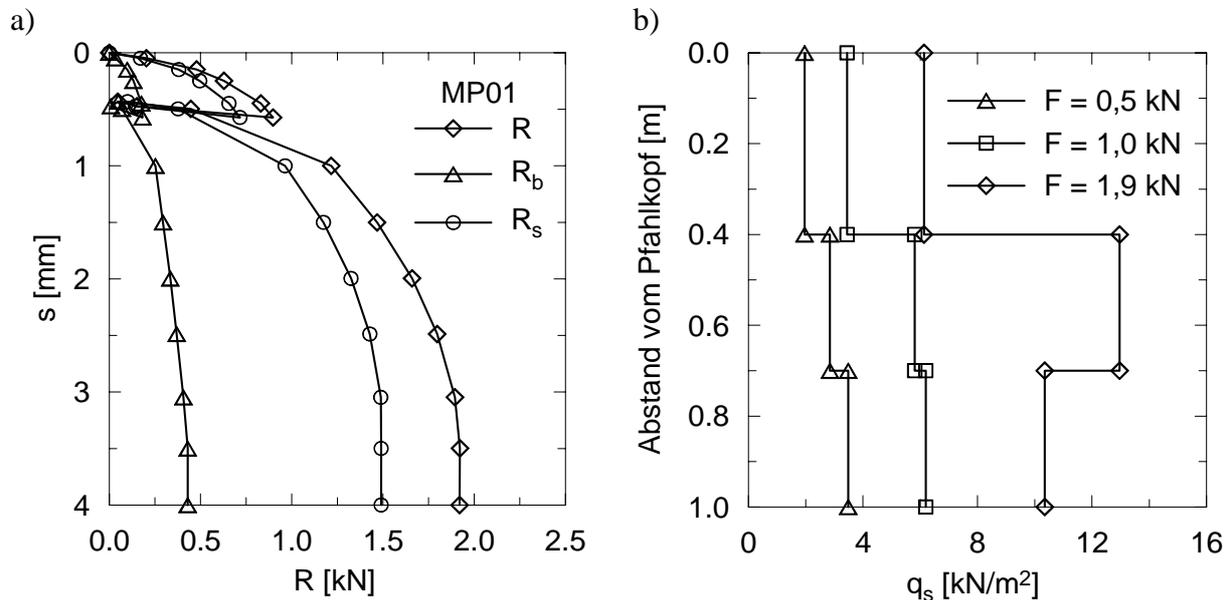


Bild 3.7: a) Mantel-, Fuß- und Gesamtwiderstand des Pfahls in Versuch MP01,
b) Verteilung der Pfahlmantelreibung entlang des Pfahlmantels in Versuch MP01

3.5.2 Verschiebungsverhalten unter zyklischer Belastung

Die zyklischen Versuche wurden bei unterschiedlichen mittleren und zyklischen Lastniveaus gemäß Gleichung (2.1) und (2.2) durchgeführt. Nachfolgend werden die Erkenntnisse aus den zyklischen Versuchen anhand ausgewählter Ergebnisse vorgestellt. Alle Versuchsergebnisse sind in Anhang D.2 und D.3 zusammengestellt.

Unter zyklischer Belastung tritt in allen Versuchen eine Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls auf. Dieses beobachtete Verschiebungsverhalten wird durch die Literaturrecherche bestätigt (Abschnitt 2.2.3). Die Entwicklung der plastischen Verschiebung mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen ist dabei abhängig vom mittleren und zyklischen Lastniveau unterschiedlich stark ausgeprägt (Tabelle 3.4). Wird unter Druckschwelllasten das zyklische Lastniveau bei gleichem mittlerem Lastniveau erhöht, versagt der Pfahl nach weniger Lastzyklen, wie die Versuche MP06 und MP09 zeigen. Ein größeres mittleres Lastniveau kann stabilisierend wirken, wie die Versuche MP05 und MP09 zeigen, bei denen jedoch zudem das zyklische Lastniveau erhöht wurde. Unter Zugschwelllasten versagten die Versuche MP11 und MP12 schlagartig durch Herausziehen des Pfahls. Versuch MP12 wurde bei gleichem mittlerem Lastniveau und nur geringfügig größerem zyklischem Lastniveau als

Versuch MP10 durchgeführt, versagte aber nicht bis zum Abbruch des Versuchs nach 100.000 Lastzyklen.

Bei allen Versuchen unter Druckschwelllasten und in Versuch MP11 unter Zugschwelllasten nimmt die zyklische Verschiebungsrate mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen ab. Auch in den Versuchen MP11 und MP12 nimmt die Verschiebungsrate zunächst ab, kehrt sich aber nach etwa 10.000 bzw. 13.400 Lastzyklen um und es kommt wenig später zum schlagartigen Versagen durch Herausziehen des Pfahls.

Die Verschiebungsrate kann Hilfe einer Potenzfunktion angenähert werden (*Schwarz, 2002*):

$$\dot{s}_{zyk} = \dot{s}_{zyk,1} \cdot N^{-\lambda} \quad (3.1)$$

mit

$\dot{s}_{zyk,1}$ zyklische Verschiebungsrate des Pfahls nach dem ersten Lastzyklus

λ Neigungsbeiwert

Die plastische Verschiebung des Pfahls wird durch Integration der zyklischen Verschiebungsrate ermittelt. Es gilt

$$s_{pl} = s_{pl,1} + \frac{\dot{s}_{zyk,1}}{1-\lambda} (N^{1-\lambda} - 1) \quad \text{für } \lambda \neq 1 \quad (3.2)$$

oder

$$s_{pl} = s_{pl,1} \cdot \ln N \quad \text{für } \lambda = 1 \quad (3.3)$$

mit

s_{pl} plastische Verschiebung des Pfahls

$s_{pl,1}$ plastische Verschiebung des Pfahls nach dem ersten Lastzyklus

Mit Hilfe von Gleichung (3.2) wurden die Modellversuche MP05 bis MP12 nachgerechnet. Für die in Tabelle 3.4 angegebenen Parameter wird eine sehr gute Übereinstimmung mit den in Versuchen unter Druckschwelllasten gemessenen Werten erzielt (Bild 3.8a). Sofern die Versuche unter Zugschwelllasten bis zur Umkehr der Verschiebungsrate betrachtet werden, können die Modellversuche ebenfalls sehr gut nachgerechnet werden (Bild 3.8b). Die Größenordnung der ermittelten Neigungsbeiwerte stimmt dabei mit den Versuchen unter Schwelllasten an Mikropfählen im nichtbindigen Boden von *Schwarz (2002)* und den Versu-

chen unter Schwelllasten an Verdrängungspfählen im bindigen Boden von *Karlsruh* (1986) überein.

Tabelle 3.4: Mittleres und zyklisches Lastniveau sowie Anzahl der Lastzyklen beim Versagen N_f eines Pfahls in den Versuchen unter Schwelllasten

Versuch	Belastungsart	X_{mitt} [-]	X_{zyk} [-]	N_f [-]	$\dot{s}_{zyk,1}$ [-]	λ [-]
MP05	Druckschwelllast	0,28	0,11	22.000 ¹⁾	0,050	0,70
MP06	Druckschwelllast	0,16	0,14	6.500 ¹⁾	0,100	0,74
MP07	Druckschwelllast	0,42	0,06	>1.000.000 ²⁾	0,005	0,75
MP08	Druckschwelllast	0,28	0,06	>1.000.000 ²⁾	0,015	0,85
MP09	Druckschwelllast	0,16	0,08	10.500 ¹⁾	0,020	0,63
MP10	Zugschwelllast	0,42	0,07	>1.000.000 ²⁾	0,010	0,76
MP11	Zugschwelllast	0,46	0,12	12.000 ³⁾	0,035	0,85
MP12	Zugschwelllast	0,42	0,10	13.400 ³⁾	0,030	0,72

¹⁾ Versuche versagten gemäß Gleichung (2.5) nach N_f -Lastzyklen.

²⁾ Versuche versagen bei Extrapolation gemäß Gleichung (3.2) nach N_f -Lastzyklen versagt.

³⁾ Versuche versagten schlagartig durch Herausziehen des Pfahls nach N_f -Lastzyklen.

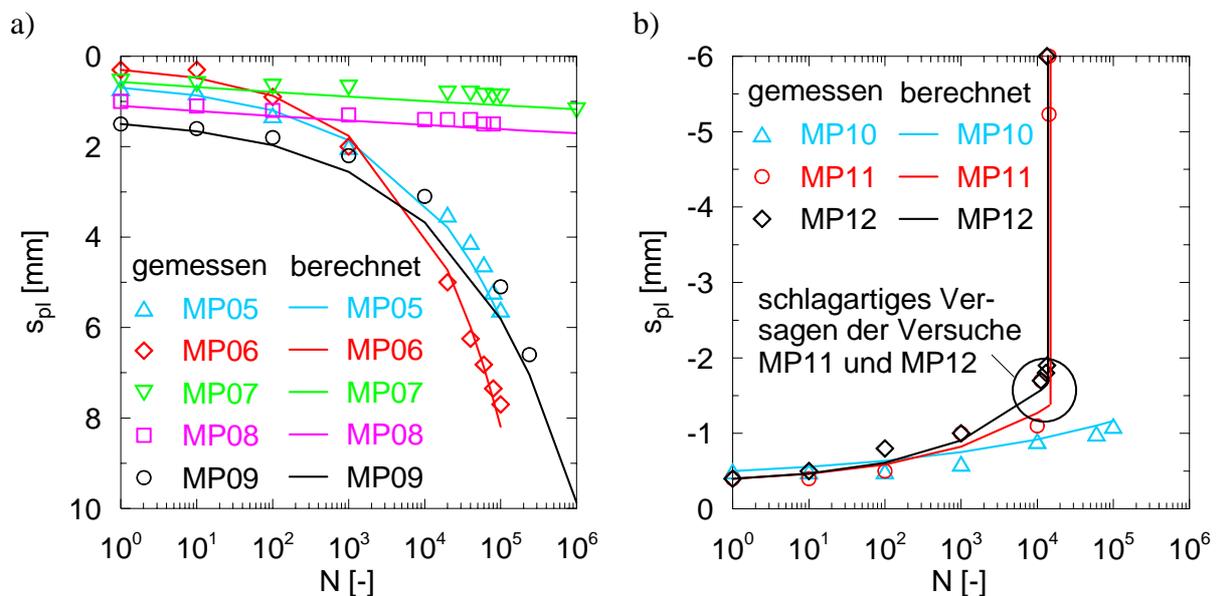


Bild 3.8: Gemessener und berechneter Verlauf der plastischen Verschiebung des Pfahls:
 a) unter Druckschwelllasten,
 b) unter Zugschwelllasten

3.5.3 Pfahlwiderstände und Pfahlmantelreibung unter zyklischer Belastung

Der mobilisierte Pfahlwiderstand ergibt sich während der zyklischen Belastung gemäß Gleichung (2.8). Da die mittlere Einwirkung stets konstant bleibt, ändert sich bei summarischer Betrachtung der Pfahlwiderstand nicht. In Versuchen unter Druckschwelllasten nehmen jedoch der Pfahlmantelwiderstand ab und der Pfahlfußwiderstand zu, d. h. es findet eine Umlagerung der Lasten vom Pfahlmantel zum Pfahlfuß statt. In Versuch MP07 ist die plastische Verschiebung des Pfahls sehr gering. Daher findet auch nur eine geringe Umlagerung der Kräfte statt (Bild 3.9a). In Versuch MP09 hingegen ist die plastische Verschiebung deutlich größer, wodurch die Umlagerung der Kräfte stärker ausgeprägt ist. Der Pfahlmantelwiderstand beträgt bei diesem Versuch vor Beginn der zyklischen Belastung etwa 80 % des Pfahlwiderstands und nimmt auf etwa 20 % nach 239.000 Lastzyklen ab (Bild 3.9b).

In den Versuchen unter Zugschwelllasten tritt aufgrund der stets vorhandenen Zugbelastung des Pfahls kein Pfahlfußwiderstand auf. Bei diesen Versuchen bleiben der mobilisierte Pfahlwiderstand und somit auch die Pfahlmantelreibung bei summarischer Betrachtung während der zyklischen Belastung nach jedem Lastzyklus konstant.

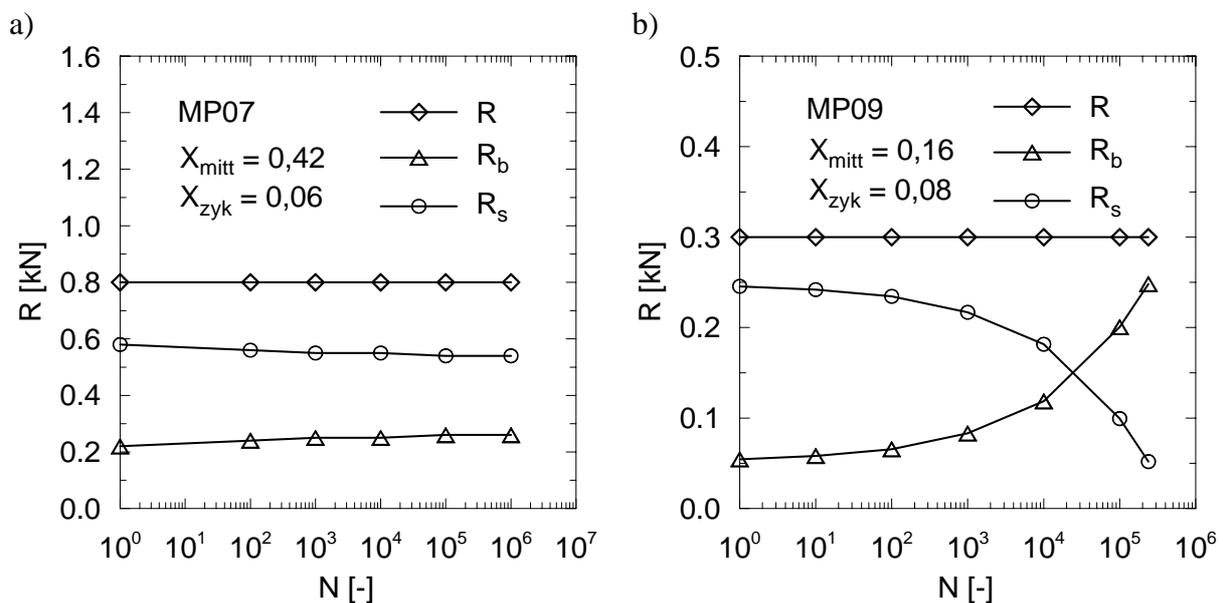


Bild 3.9: Entwicklung des mobilisierten Mantel-, Fuß- und Gesamtwiderstands mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen unter Druckschwelllasten:

- a) Versuch MP07,
- b) Versuch MP09

Wird jedoch die mobilisierte Pfahlmantelreibung entlang des Pfahlmantels betrachtet, zeigen die Versuche unter Zugschwelllasten, dass die Pfahlmantelreibung im oberen Bereich des

Pfahls (Bereich I gemäß Bild 3.5) zum einen deutlich geringer als in Bereich II und III ist, zum anderen mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen noch kleiner wird. Aufgrund des stets zu erfüllenden Kräftegleichgewichts nimmt die Pfahlmantelreibung zwangsläufig im mittleren und unteren Bereich zu, wie anhand von Versuch MP12 in Bild 3.10a exemplarisch dargestellt ist. In Versuch MP08 unter Druckschwelllasten ist ebenfalls eine Änderung der mobilisierten Pfahlmantelreibung entlang des Pfahlmantels zu erkennen. Kennzeichnend für die Versuche unter Druckschwelllasten ist, dass die Pfahlmantelreibung auch im oberen und unteren Bereich des Pfahls abnimmt, nur im mittleren Bereich wird die Pfahlmantelreibung größer (Bild 3.10b).

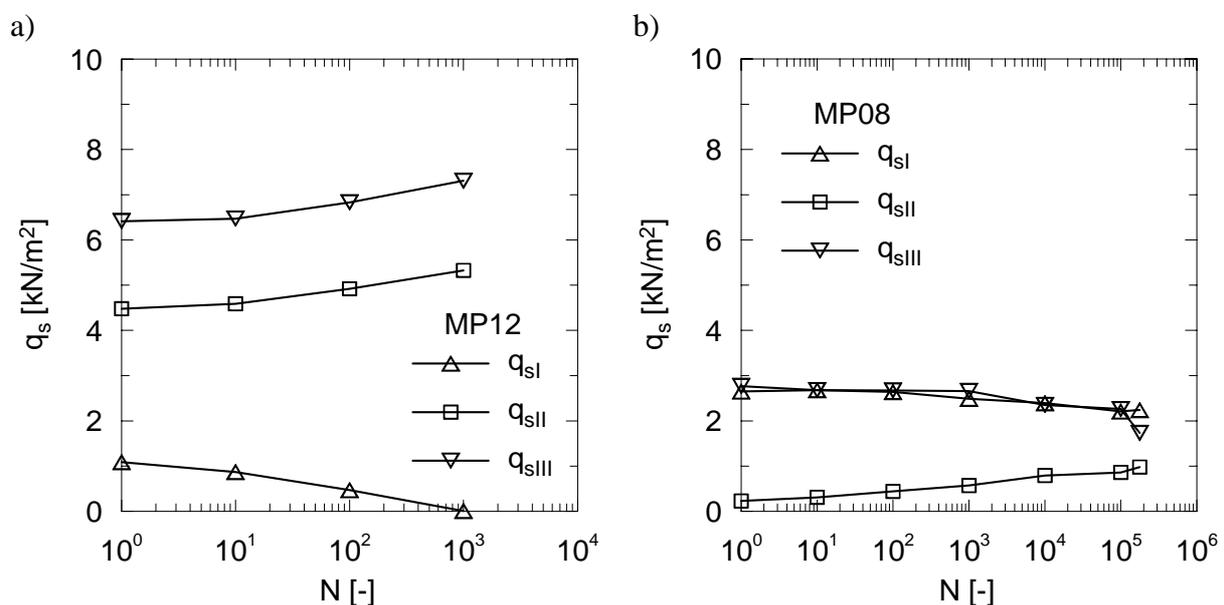


Bild 3.10: Entwicklung der mobilisierten Pfahlmantelreibung mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen entlang des Pfahlmantels:

- a) Versuch MP12 unter Zugschwelllasten,
- b) Versuch MP08 unter Druckschwelllasten

3.5.4 Post-zyklisches Pfahltragverhalten

Der Einfluss der zyklischen Belastung auf das statische Pfahltragverhalten nach der zyklischen Belastung kann durch eine post-zyklische statische Pfahlprobebelastung ermittelt werden (Abschnitt 2.2.4). Die Änderung der statischen Grenztragfähigkeit infolge der zyklischen Belastung wird dann gemäß Gleichung (2.6) oder (2.7) beurteilt.

Die Versuche MP06 und MP07 unter Druckschwelllasten wurden nach 1.000.000 bzw. 100.000 Lastzyklen probebelastet. Dabei wird das Tragverhalten verschiebungsunabhängig betrachtet, da der Pfahl in Versuch MP06 zum Zeitpunkt der post-zyklischen Pfahlprobebe-

lastung bereits plastische Verschiebungen von etwa 8,0 mm aufweist. In beiden post-zyklischen Versuchen wird sowohl ein größerer Pfahlfußwiderstand als auch ein größerer Pfahlmantelwiderstand gemessen. Die statische Pfahltragfähigkeit nimmt infolge der zyklischen Belastung in Versuch MP06 um 90 % und in Versuch MP07 um 40 % zu (Bild 3.11). Dieses Ergebnis ist überraschend, da tendenziell eine Abnahme der Pfahltragfähigkeit erwartet wurde. Jedoch zeigen auch die Ergebnisse der Versuche unter Zugschwelllasten von *Turner/Kulhawy (1990)*, dass es im nichtbindigen Boden zur Zunahme der Pfahltragfähigkeit kommen kann. Ursachen für dieses Phänomen werden in Abschnitt 6.2.1 diskutiert.

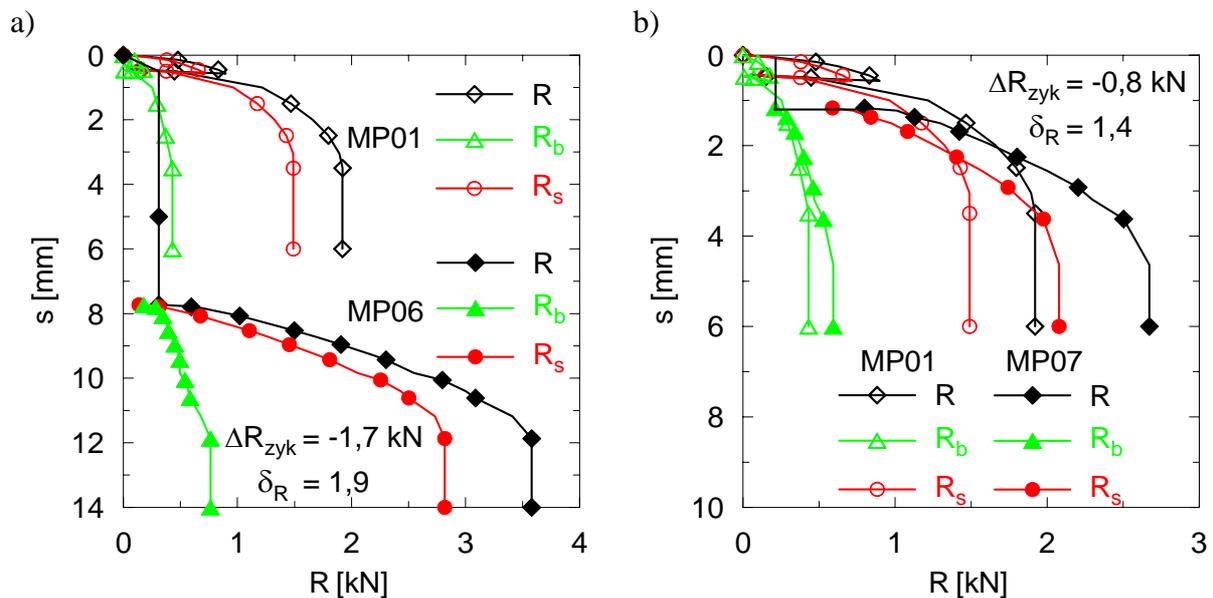


Bild 3.11: Post-zyklisches Pfahltragverhalten:

- a) Versuch MP06,
- b) Versuch MP07

3.6 Zusammenfassung

Im Rahmen des ersten Modellversuchsprogramms wurden 12 Versuche im trockenen nichtbindigen Boden durchgeführt. Durch Variation des mittleren und zyklischen Lastniveaus sowie der Lagerungsdichte wurden folgende Erkenntnisse zum statischen, zyklischen und post-zyklischen Pfahltragverhalten erzielt:

- Bei sehr dichter Lagerung des Bodens ist die Pfahltragfähigkeit unter statischer Druckbelastung erwartungsgemäß größer als bei dichter Lagerung.
- Bei gleicher Lagerungsdichte wird in den statischen Zugversuchen im Bruchzustand weniger Mantelreibung mobilisiert als in den Druckversuchen.

- Die mobilisierte Pfahlmantelreibung ist in den statischen Druckversuchen bei zunehmender Belastung im mittleren Pfahlbereich größer als im oberen und unteren Pfahlbereich.
- Die Verschiebung des Pfahls ist in den statischen Druckversuchen im Bruchzustand größer als in den Zugversuchen.
- Unter zyklischer Belastung akkumuliert sich die plastische Verschiebung des Pfahls mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen.
- Ein größeres zyklisches Lastniveau bewirkt ein schnelleres Versagen des Pfahls, sofern das mittlere Lastniveau gleich ist. Ein größeres mittleres Lastniveau kann stabilisierend und somit dem Versagen des Pfahls entgegen wirken.
- Die Verschiebungsrate des Pfahls nimmt unter Druckschwelllasten mit steigender Anzahl der Lastzyklen ab. Unter Zugschwelllasten kann es zur Umkehr der Verschiebungsrate kommen. Die plastische Verschiebung kann bei abnehmender Verschiebungsrate sehr gut durch die Potenzfunktion nach Gleichung (3.2) approximiert werden.
- Der mobilisierte Pfahlmantelwiderstand nimmt unter Druckschwelllasten mit steigender Anzahl der Lastzyklen ab, der mobilisierte Pfahlfußwiderstand hingegen wird größer, d. h. die Lasten lagern sich zum Pfahlfuß um. Summarisch bleibt der mobilisierte Pfahlwiderstand konstant. Unter Zugschwelllasten ändert sich der mobilisierte Pfahlmantelwiderstand mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen nicht.
- Die mobilisierte Pfahlmantelreibung nimmt unter Druckschwelllasten mit steigender Anzahl der Lastzyklen im oberen und unteren Bereich (Bereich I und III) ab, im mittleren Bereich (Bereich II) wird sie größer. In Versuchen unter Zugschwelllasten hingegen verringert sich die mobilisierte Pfahlmantelreibung mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen nur im oberen Pfahlbereich und nimmt im mittleren und unteren Bereich zu.
- Die post-zyklische Pfahltragfähigkeit wird in den Versuchen unter Druckschwelllasten größer. Die Versuche unter Zugschwelllasten wurden nicht post-zyklisch probebelastet.

Die Modellversuche bestätigen somit die bekannten Phänomene, liefern neue Erkenntnisse zum zyklischen Pfahltragverhalten, werfen aber gleichzeitig auch weitere Fragen auf: Was sind die Ursachen für die Umkehr der Verschiebungsrate unter Zugschwelllasten? Welche Mechanismen führen zur Zunahme der post-zyklischen Pfahltragfähigkeit, obwohl zuvor während der zyklischen Belastung der Pfahlmantelwiderstand abgenommen hatte?

Zur weiteren systematischen Untersuchung des zyklischen Pfahltragverhaltens ist daher die Entwicklung der Pfahlmantelreibung während und nach der zyklischen Belastung von besonderem Interesse. Außerdem soll die Auswirkung weiterer Einflussparameter auf das Pfahltragverhalten erforscht werden, wie z. B. Belastungsart, Sättigungsgrad, Bodenart und Spannungsniveau. Aufgrund dieser Zielstellung war es erforderlich, eine neue Versuchsanlage zu entwickeln, mit der die o. g. Randbedingungen gezielt untersucht werden können. Diese Versuchsanlage, die Durchführung und Ergebnisse der Versuche werden im folgenden Kapitel beschrieben.

4 Modellversuche am Pfahlelement

4.1 Allgemeines

Neben üblichen 1g-Modellversuchen können bei der weiteren Untersuchung des zyklischen Pfahltragverhaltens auf experimenteller Basis prinzipiell folgende Methoden angewendet werden:

- 1g-Modellversuche mit erhöhtem Spannungsniveau,
- ng-Modellversuche in einer geotechnischen Zentrifuge,
- zyklische Pfahlprobelastungen in situ oder Feldversuche.

Zyklische Pfahlprobelastungen oder Feldversuche bilden das Pfahltragverhalten am realistischsten ab, da Herstellungseinflüsse berücksichtigt werden und das Spannungsniveau im Boden nicht simuliert werden muss. Der Nachteil bei Feldversuchen sind die entstehenden hohen Kosten und mögliche Unregelmäßigkeiten in der Baugrundsichtung. Zudem sind meist nur wenige Parametervariationen aus Kostengründen möglich.

Bei Zentrifugenversuchen und ng-Modellversuchen stellt sich durch die Zentrifugalkraft annähernd das gleiche Spannungsniveau wie am Pfahl in situ ein. Ein weiterer Vorteil dieser Versuche liegt in der Möglichkeit, den Boden annähernd homogen und reproduzierbar einzubauen. Versuche mit einer geotechnischen Zentrifuge sind jedoch wie zyklische Pfahlprobelastungen mit hohen Kosten verbunden und nur in wenigen Forschungseinrichtungen durchführbar.

1g-Modellversuche verursachen die geringsten Kosten und lassen meist viele Parametervariationen zu. Die Möglichkeit eines reproduzierbaren Einbaus ist meist gegeben. Nachteil bei 1g-Modellversuchen ist jedoch, dass diese bei niedrigen Spannungsniveaus durchgeführt werden, wodurch das Bodenverhalten, insbesondere von nichtbindigem Boden, aufgrund der Pyknotropie und Barotropie des Bodens verändert wird, wie z. B. *Kolymbas/Herle (2008)* beschreiben.

Für eine wirklichkeitsgetreue und gründliche Untersuchung des zyklischen Pfahltragverhaltens sind zum einen Spannungszustände wie am Pfahl in situ, zum anderen auch Parametervariationen erforderlich. Daher wurde eine Versuchsanlage konstruiert, mit der Spannungen bis in etwa 50 m Tiefe simuliert werden können. Mit dieser *Spannungszelle* soll im Rahmen des zweiten Modellversuchsprogramms eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt werden. Die Versuchsergebnisse sollen weitere Erkenntnisse über die Einflussparameter liefern, Hinweise auf bodenmechanische Ursachen zum zyklischen Pfahltragverhalten geben und in

Verbindung mit den Ergebnissen des ersten Modellversuchsprogramms (Kapitel 3) das in Kapitel 7 beschriebene Berechnungsmodell validieren.

4.2 Versuchsstand

Die Versuchsanlage wurde in Anlehnung an eine herkömmliche Triaxialanlage konstruiert. Wesentliche Komponenten der Anlage sind die Unterkonstruktion, die hydraulische Presse, die Druckluftanlage und die Spannungszelle (Bild 4.1).

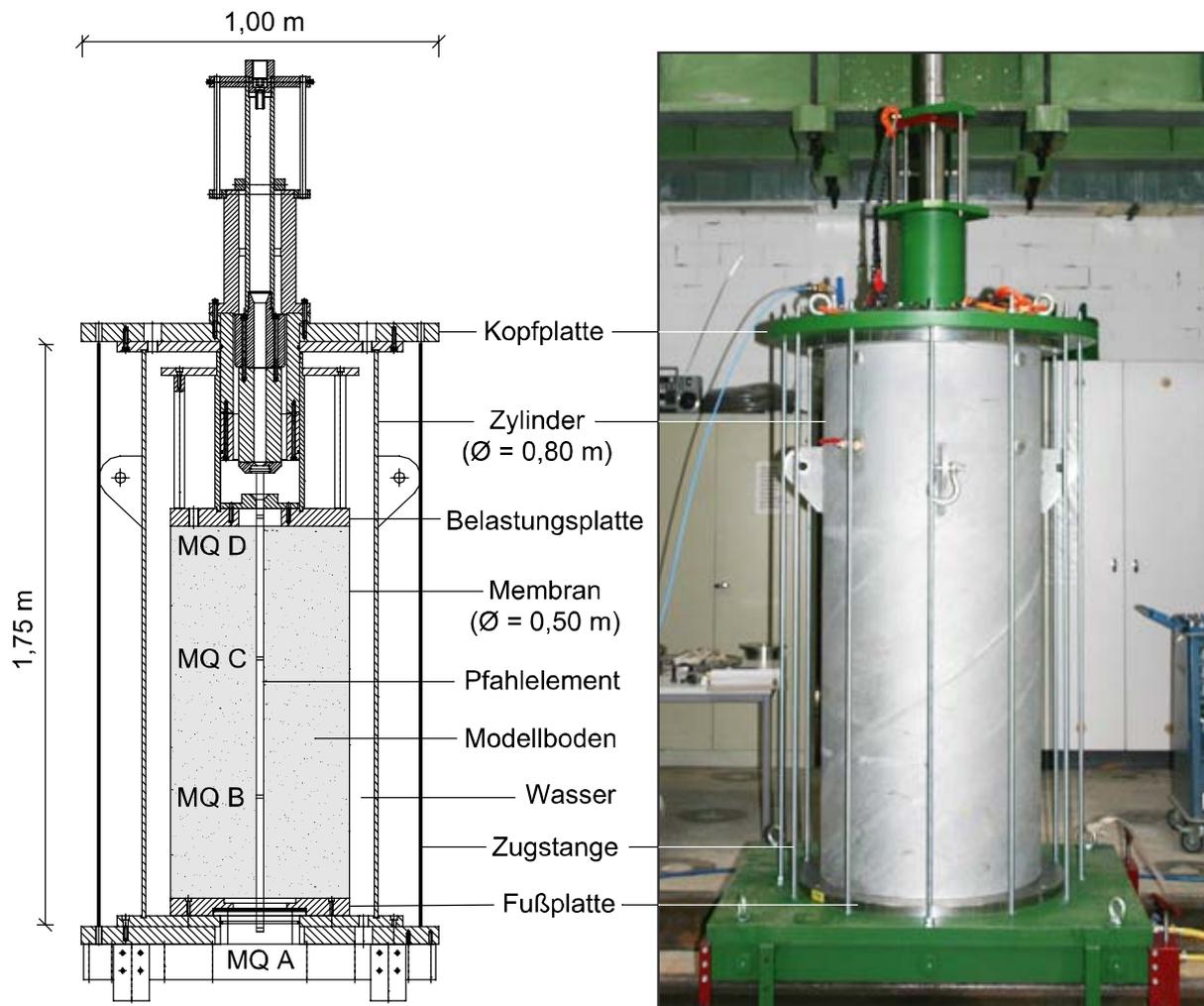


Bild 4.1: Schematische Darstellung und Ansicht der Spannungszelle

In der Spannungszelle wird eine zylindrische Bodenprobe (Durchmesser: 50 cm, Höhe: 1 m) von einer Latexmembran umfasst sowie oben und unten von einer Belastungs- bzw. Fußplatte begrenzt. Die Bodenprobe ist somit wasser- und luftdicht abgeschlossen. In dieser Bodenprobe kann mit Hilfe der Druckluftanlage über das Zellwasser ein allseitiger Druck $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ von bis zu 500 kN/m^2 im Boden erzeugt werden.

Die Versuche wurden im nichtbindigen, gemischtkörnigen und bindigen Boden durchgeführt (Anhang C.1 bis C.3). Der Einbau des Bodens erfolgte abhängig von der Bodenart. Versuche im nichtbindigen Boden wurden wie im ersten Modellversuchsprogramm lagenweise eingerieselt (Abschnitt 3.2). Zur Kontrolle der erzielten Lagerungsdichte wurde die eingebaute Menge Sand gewogen. Der gemischtkörnige Boden wurde zunächst zu haselnussgroßen Stücken aufbereitet und dann lagenweise mit einem Proctorhammer verdichtet (Bild 4.2a). Bei Versuchen im bindigen Boden wurde dieser zunächst zu 5 bis 10 cm langen Röllchen mit einem Durchmesser von 5 mm in einer hydraulischen Auspressvorrichtung homogenisiert und anschließend wie der gemischtkörnige Boden lagenweise mit einem Proctorhammer verdichtet (Bild 4.2b).

a)



b)



Bild 4.2: Einbau verschiedener Bodenarten:

- a) Geschiebemergel,
- b) Ton

In der Achse der Spannungszelle befindet sich ein *Pfahlelement* (Durchmesser: 5 cm, Länge: 1,20 m), das nur seitlich von der Bodenprobe gehalten wird (Einbindetiefe: 80 bis 100 cm), da sich unter dem Pfahlelement ein Hohlraum befindet. Somit wird während der Belastung des Pfahlelements nur Mantelreibung, aber kein Spitzendruck mobilisiert. Als Pfahlelement wurde der bereits im ersten Modellversuchsprogramm verwendete Pfahl eingesetzt (Abschnitt 3.2), der nun jedoch um einen Messquerschnitt verkürzt wurde, so dass sich das Pfahlelement aus vier Messquerschnitten und vier Verbindungsstücken zusammensetzt.

Neben den Pfahlkräften wurden in einigen Versuchen auch Erddruckspannungen in radialer, tangentialer und vertikaler Richtung mit dynamischen Erddruckgebern (Anhang G.3) gemessen, die in 5 cm Entfernung vom Pfahlmantel in verschiedenen Höhenlagen in der Bodenprobe angeordnet wurden. Ebenfalls in 20 cm Entfernung vom Pfahlmantel durchgeführte Span-

nungsmessungen registrierten weder unter statischer noch unter zyklischer Belastung eine Spannungsänderung im Boden. Daher ist davon auszugehen, dass die gewählten Abmessungen der Membran ausreichend sind, um einen Einfluss auf die Versuchsergebnisse zu verhindern. Bei den Versuchen im gesättigten Boden ermöglichten Porenwasserdrucksensoren (Anhang G.4) die Messung des Porenwasserdrucks. Dazu wurde das Ende eines wassergefüllten Schlauchs im Boden in etwa 1 cm Entfernung vom Pfahlmantel angeordnet. Am anderen Ende des Schlauchs außerhalb der Spannungszelle befand sich der Sensor. Die Belastung des Pfahlelements erfolgte über eine hydraulische Presse, deren Arbeitskolben (Anhang G.1) eine Nennkraft von 200 kN besitzt.

4.3 Versuchsprogramm

Das gesamte Versuchsprogramm bestand aus 9 statischen und 27 zyklischen Versuchen. In einer Parameterstudie wurden die Belastungsart, das mittlere und zyklische Lastniveau, die Belastungsfrequenz, die Bodenart, das Spannungsniveau, der Sättigungsgrad und die Lagerungsdichte variiert.

Das statische Versuchsprogramm umfasste sechs Druckversuche und drei Zugversuche (Tabelle 4.1). Die Belastung des Pfahlelements erfolgte in Anlehnung an *EA-Pfähle (2007)* in mehreren Laststufen bis zum Versagen des Pfahlelements, wobei jedoch keine Entlastung durchgeführt wurde. Die nächste Laststufe wurde aufgebracht, sobald die Verschiebung des Pfahlelements auf etwa 0,01 mm/Minute abgesunken war. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei allen statischen Versuchen 0,5 kN/Minute.

Das zyklische Versuchsprogramm umfasste 27 zyklische Versuche (Tabelle 4.2). Die Belastung des Pfahlelements erfolgte als harmonische, sinusförmige Belastung bei Frequenzen von 0,1 bis 2,0 Hz. An 12 Versuchen wurde post-zyklisch nach N Lastzyklen eine statische Probelastung bis zum Versagen des Pfahlelements durchgeführt (hochgestelltes p in Tabelle 4.2). Bei allen post-zyklischen Versuchen betrug die Belastungsgeschwindigkeit wie auch in den statischen Versuchen 0,5 kN/Minute.

Tabelle 4.1: Randbedingungen in den statischen Modellversuchen

Versuch	Belastungsart	Bodenart	σ_3 [kN/m ²]	D [-]
PET01	Druckversuch	nichtbindig	100	0,6
PET02	Druckversuch	nichtbindig	100	0,8
PET03	Druckversuch	nichtbindig	50	0,6
PET04 ¹⁾	Druckversuch	nichtbindig	100	0,6
PET05	Druckversuch	bindig	100	-
PET06	Druckversuch	gemischtkörnig	100	-
PET07	Zugversuch	nichtbindig	100	0,6
PET08	Zugversuch	nichtbindig	50	0,6
PET09	Zugversuch	nichtbindig	50	0,8

¹⁾ Gesättigter Versuch ($S_R = 100\%$).

Tabelle 4.2: Randbedingungen in den zyklischen Modellversuchen

Versuch	Belastungsart ^{*)}	F_{mitt} [kN]	F'_{zyk} [kN]	f [Hz]	σ_3 [kN/m ²]	D [-]	S_R [%]
PET10 bis PET23						Sand	
PET10	DS	3,2	1,5	1,0	100	0,6	0
PET11	DS	3,8	3,0	1,0	100	0,6	0
PET12 ^{p)}	DS	5,7	3,8	1,0	100	0,6	0
PET13 ^{p)}	DS	7,0	4,0	1,0	100	0,6	0
PET14 ^{p)}	DS	3,4	1,6	1,0	50	0,6	0
PET15 ^{p)}	DS	8,0	7,0	1,0	100	0,6	0
PET16 ^{p)}	DS	1,4	1,4	1,0	100	0,6	100
PET17 ^{p)}	DS	3,1	1,3	0,6	50	0,6	0
PET18 ^{p)}	DS	3,0	1,3	0,2	50	0,6	0
PET19 ^{p)}	ZS	-2,7	1,4	0,2	100	0,6	0
PET20	WL	1,3	2,0	1,0	100	0,6	0
PET21 ^{p)}	WL	0	1,9	1,0	50	0,8	0
PET22	WL	0,3	2,3	1,0	50	0,8	0
PET23 ^{p)}	WL	-0,1	2,8	0,2	50	0,8	0

Tabelle 4.2: Fortsetzung

Versuch	Belastungsart ^{*)}	F_{mitt}	F'_{zyk}	f	σ_3	D	S_R
		[kN]	[kN]	[Hz]	[kN/m ²]	[-]	[%]
PET24 bis PET26				Sand			
PET24	WL	-0,7	3,6	0,2	100	0,6	0
PET25 ^{p)}	WL	2,1	4,0	1,0	100	0,6	0
PET26	WL	0	1,0	1,0	100	0,6	100
PET27	DS	2,2	1,8	1,0	100	Mergel	
PET28 ^{p)}	DS	4,5	1,0	1,0	100	Mergel	
PET29	DS	3,5	1,2	1,0	100	Ton	
PET30	DS	3,5	2,3	1,0	100	Ton	
PET31	WL	0,9	1,8	1,0	100	Ton	
PET32	WL	1,2	2,4	0,1-2,0	100	Ton	
PET33	WL	1,0	3,8	1,0	100	Ton	
PET34	WL	0	1,2	1,0	100	Mergel	
PET35	WL	0	2,3	1,0	100	Mergel	
PET36	WL	0	3,5	0,2	100	Mergel	

^{p)} Post-zyklisch probebelastet. ^{*)} DS: Druckschwelllast, ZS: Zugschwelllast, WL: Wechsellast.

4.4 Versuchsauswertung

4.4.1 Allgemeines

Der Mantelwiderstand und die Verteilung der Mantelreibung entlang des Pfahlelements wurden analog zur Vorgehensweise in Abschnitt 3.4.1 ermittelt. Auch für die Darstellung der plastischen Verschiebung des Pfahlelements, der Verschiebungsrate, der Erddruckspannungen und der Porenwasserüberdrücke gelten die Hinweise gemäß Abschnitt 3.4.1 sinngemäß.

4.4.2 Modellgesetze

Die Pfahl-Boden-Wechselwirkung kann im verkleinerten Maßstab untersucht werden, da physikalische Vorgänge in verschiedenen Maßstäben äquivalent ablaufen, sofern die maßgebenden Modellgesetze eingehalten werden (Abschnitt 3.4.2). Die Ergebnisse eines Modellversuchs können dann auf einen Pfahl in situ übertragen werden. Dabei sind jedoch folgende Bedingungen einzuhalten:

- Die Abbildung eines Pfahl-Boden-Systems erfolgt im verkleinerten geometrischen Maßstab mit dem Maßstabsfaktor λ .
- Die Modellgesetze und damit die mechanische Äquivalenz werden eingehalten.
- Die Genese des Bodens sowie die Herstellungs- und Belastungsgeschichte eines Pfahls werden möglichst getreu nachgebildet.

In der Spannungszelle kann durch Steuerung des Zelldrucks ein beliebiges Spannungsniveau im Boden erzeugt werden. Dadurch werden Modellfehler hinsichtlich der Spannungs- und Dichteabhängigkeit des Bodens wie in gewöhnlichen 1g-Modellversuchen vermieden. Da die geologische Vorgeschichte des Bodens im Modellversuch möglichst getreu nachzubilden ist (Walz, 2006), wird die Genese des nichtbindigen Bodens durch die Sandregenmethode simuliert. Es entsteht so eine annähernd homogene Bodenprobe (Abschnitt 3.2). Für Versuche im bindigen und gemischtkörnigen Boden wurde der Ton bzw. Geschiebemergel aufbereitet und lagenweise verdichtet (Abschnitt 4.2). Die Pfahlherstellung wird im Modellversuch dadurch simuliert, dass der Boden um den Pfahl eingebaut wird, d. h. es wird davon ausgegangen, dass der Einbau des Modellversuchs den Erddruckbeiwert nicht verändert und zu keinen residuellen Spannungen führt, wie es näherungsweise bei der Bohrpfahlherstellung der Fall ist. Aufgrund dieser Randbedingungen werden die wesentlichen Modellgesetze eingehalten und die Versuchsergebnisse können demnach weitgehend auf einen Pfahl in situ übertragen werden.

4.5 Versuchsergebnisse

4.5.1 Statisches Tragverhalten

Zunächst wurden wie im ersten Modellversuchsprogramm (Kapitel 3) statische Versuche durchgeführt, um Unterschiede zum zyklischen und post-zyklischen Tragverhalten zu identifizieren und um das Versagen gemäß Gleichung (2.5) festlegen zu können. Nachfolgend werden die Erkenntnisse aus den statischen Versuchen anhand ausgewählter Ergebnisse vorgestellt. Alle statischen Versuchsergebnisse sind in Anhang E.1 zusammengestellt.

Bei einigen statischen Versuchen wurden zusätzlich Spannungen im Boden in radialer, tangentialer und vertikaler Richtung (Index r , t bzw. v) gemessen. Dabei wurde im bindigen Boden von den Erddruckgebern weder bei statischen noch zyklischen Versuchen eine Änderung der Spannungen im Boden registriert. Auch nach einer Reduzierung des Abstands der Sensoren zum Pfahlelement auf 3 cm wurde keine Spannungsänderung erfasst. Die Ergebnisse aller Spannungsmessungen beziehen sich daher nur auf Versuche im nichtbindigen und gemischtkörnigen Boden.

Die Spannungsänderung im Pfahlnahbereich wird maßgebend von der über Mantelreibung in den Boden geleiteten Kräfte bestimmt. In den statischen Versuchen ist die Änderung der effektiven Spannungen von der Belastungsart abhängig (Tabelle 4.3). In den Druckversuchen nehmen die Radial- und Vertikalspannungen mit zunehmender Verschiebung des Pfahls zu, wobei die Zunahme der Vertikalspannungen größer ist als die der Radialspannungen. In den Zugversuchen hingegen nehmen die Radialspannungen zu und die Vertikalspannungen ab. Die Tangentialspannungen nehmen sowohl in Druckversuchen als auch in Zugversuchen ab.

Tabelle 4.3: Änderung der effektiven Spannungen im Boden mit zunehmender Verschiebung bzw. Mantelreibung in den statischen Druck- und Zugversuchen

Belastungsart	Radialspannung	Vertikalspannung	Tangentialspannung
Druckversuch	+	++	-
Zugversuch	+	--	-

Erläuterung: Starke Zunahme (++), Zunahme (+), Abnahme (-) oder starke Abnahme (--) der Spannungen im Boden bei zunehmender Verschiebung bzw. Mantelreibung des Pfahlelements.

In den Druck- und Zugversuchen führen ein größeres Spannungsniveau (Versuche PET01 und PET03) und eine dichtere Lagerung des Bodens (Versuche PET02 und PET01) erwartungsgemäß zu einem steiferen Tragverhalten und zu einer größeren Bruchmantelreibung (Bild 4.3, Tabelle 4.4). Im gesättigten Boden (Versuch PET04) kann im Vergleich zu trockenem Boden (Versuch PET01) im Bruchzustand nur 40 % der Mantelreibung mobilisiert werden.

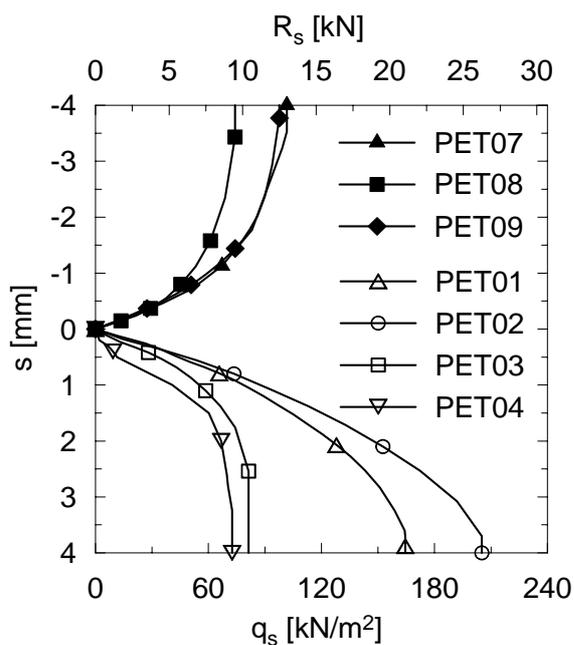


Bild 4.3:

Tragverhalten des Pfahlelements in Zug- und Druckversuchen im nichtbindigen Boden

Tabelle 4.4: Bruchwerte der Mantelreibung bzw. Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit und zugehörige Verschiebung des Pfahlelements in den statischen Druck- und Zugversuchen

Versuch	Belastungsart	Bodenart	$q_{s,ult}$ [kN/m ²]	R_{ult} [kN]	s_{ult} [mm]
PET01	Druckversuch	nichtbindig	164,8	21,1	3,6
PET02	Druckversuch	nichtbindig	205,2	26,3	3,7
PET03	Druckversuch	nichtbindig	81,3	10,4	2,5
PET04 ¹⁾	Druckversuch	nichtbindig	72,6	9,3	3,2
PET05	Druckversuch	bindig	53,4	6,8	5,0
PET06	Druckversuch	gemischtkörnig	89,7	11,5	7,6
PET07	Zugversuch	nichtbindig	101,6	13,0	-3,5
PET08	Zugversuch	nichtbindig	74,1	9,5	-3,4
PET09	Zugversuch	nichtbindig	97,7	12,5	-3,3

¹⁾ Gesättigter Versuch ($S_R = 100\%$).

Bei gleichem Spannungsniveau und gleicher Lagerungsdichte wird in den Zugversuchen im Bruchzustand weniger Mantelreibung mobilisiert als in den Druckversuchen (Tabelle 4.4, Bild 4.3, Abschnitt 3.5.1). Die Ursache für die geringere Mantelreibung in Zugversuchen ist die durch den Lastabtrag abnehmende Vertikalspannung im Boden. In Druckversuchen hingegen nehmen die Vertikalspannungen zu, so dass mehr Mantelreibung am Pfahlelement mobilisiert werden kann.

Der Einfluss der Bodenart wurde in jeweils einem Versuch im nichtbindigen, gemischtkörnigen und bindigen Boden (Anhang C.1 bis C.3) bei einem Zelldruck von 100 kN/m² untersucht. Die größte Mantelreibung und geringste Verschiebung im Bruchzustand wird im nichtbindigen Boden gemessen, im bindigen Boden hingegen die geringste Mantelreibung und größte Verschiebung des Pfahlelements (Bild 4.4, Tabelle 4.3). Im gemischtkörnigen Boden wird mehr Mantelreibung als im Ton, aber weniger als im Sand mobilisiert. Bei Versuchen im gemischtkörnigen und insbesondere im bindigen Boden kam es bei der Probelastung zum Kriechen während der Pause zwischen den Laststufen.

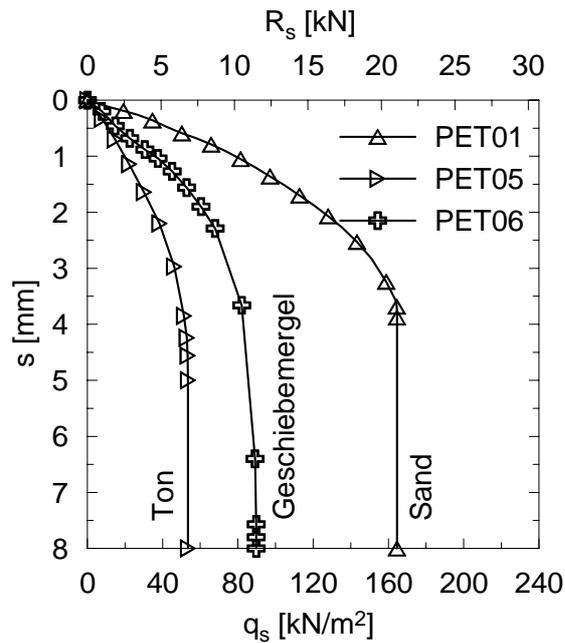


Bild 4.4:

Tragverhalten des Pfahlelements in statischen Druckversuchen in verschiedenen Bodenarten

Der Kraftdurchgang und die Verteilung der Mantelreibung entlang des Pfahlelements unterscheiden sich von den Modellpfahlversuchen (Abschnitt 3.5.1, Bild 3.7b) insbesondere dadurch, dass auch im oberen Pfahlbereich etwa die gleiche Mantelreibung mobilisiert wird wie im mittleren Bereich (Bild 4.5), da aufgrund der zusätzlichen Lasteinleitung über die Belastungsplatte in der Bodenprobe auch im oberen Bereich ein größeres Spannungsniveau vorhanden ist. Im unteren Bereich lockert der Boden am Pfahlfuß durch den vorhandenen Hohlraum auf, so dass es auch hier wie bei Versuchen am Modellpfahl zur Gewölbebildung kommt (Abschnitt 3.5.1), wodurch die Mantelreibung abnimmt.

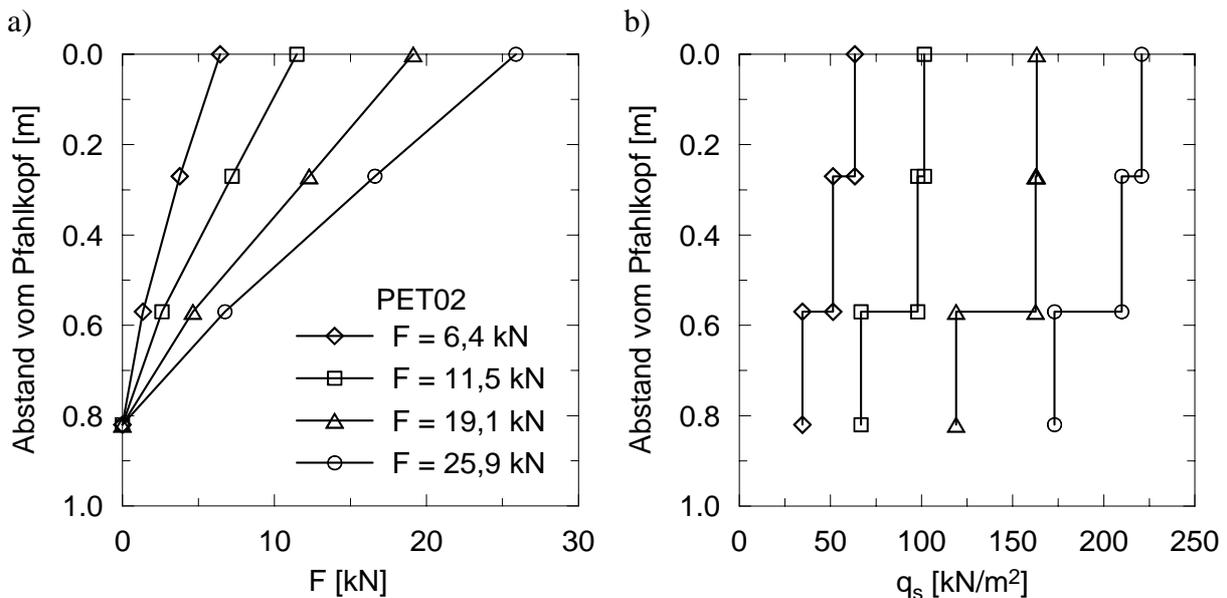


Bild 4.5: Druckversuch PET02: a) Kraftverlauf, b) Verteilung der Mantelreibung
Hinweis: Legende in a) gilt auch in b)

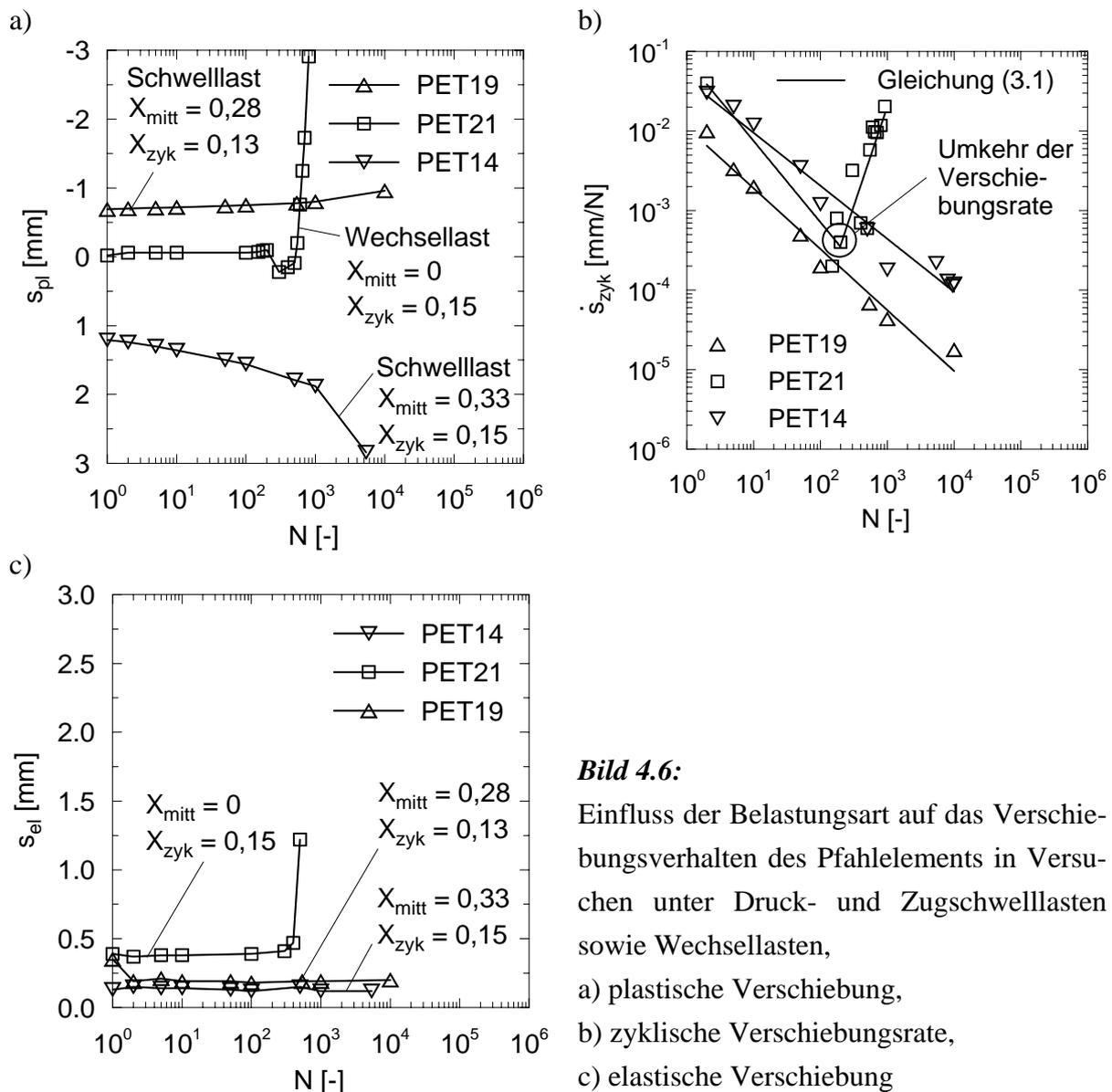
4.5.2 Einfluss der Belastungsart

Von den 27 zyklischen Versuchen wurden 14 Versuche unter Schwelllasten und 13 Versuche unter Wechsellasten durchgeführt (Tabelle 4.2). Nachfolgend wird auf den Einfluss der Belastungsart auf das zyklische Verschiebungsverhalten des Pfahlelements eingegangen. Ausführungen zum post-zyklischen Tragverhalten folgen in Abschnitt 4.5.9. Alle Versuchsergebnisse sind detailliert in Anhang E.2 und E.3 zusammengestellt.

In den Versuchen PET14 und PET19 unter Druck- bzw. Zugschwelllasten beträgt die plastische Verschiebung nach dem ersten Lastzyklus aufgrund der hohen mittleren Lastniveaus bereits etwa 1,2 bzw. 0,6 mm. In Versuch PET21 unter symmetrischer Wechsellast ist die plastische Verschiebung zunächst kleiner als unter Schwelllasten (Bild 4.6a). Mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen akkumuliert sich die plastische Verschiebung des Pfahlelements in allen Versuchen, wobei die Verschiebungsrate zunächst abnimmt (Bild 4.6b). Dies wurde auch bei den Modellpfahlversuchen beobachtet (Abschnitt 3.5.2). Im Versuch PET21 unter Wechsellasten kehrt sich nach etwa 200 Lastzyklen die Verschiebungsrate jedoch um. Dadurch wird der Zuwachs an plastischer Verschiebung größer und das Pfahlelement versagt innerhalb weniger Lastzyklen.

Die elastischen Verschiebungen bleiben in den Versuchen unter Schwelllasten stets konstant. In Versuch PET21 bleiben die elastischen Verschiebungen nur bis zur Umkehr der Verschiebungsrate konstant und nehmen dann zu (Bild 4.6c). Die Umkehr der Verschiebungsrate zeigt sich auch in Modellversuchen unter Zugschwelllasten von *Chan/Hanna (1980)* und in Versuchen unter Wechsellasten von *Schwarz (2002)*. Die Ursachen für dieses Verhalten werden in Abschnitt 6.2.1 und 6.2.2 diskutiert.

Diese Ergebnisse zeigen, dass sich das Verschiebungsverhalten in Versuchen unter Schwelllasten und Wechsellasten grundlegend voneinander unterscheidet.

**Bild 4.6:**

Einfluss der Belastungsart auf das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements in Versuchen unter Druck- und Zugschwelllasten sowie Wechsellasten,

a) plastische Verschiebung,

b) zyklische Verschiebungsrate,

c) elastische Verschiebung

4.5.3 Einfluss des mittleren und zyklischen Lastniveaus

Die mittlere Einwirkung und zyklische Lastamplitude wurde bei Versuchen unter Schwelloast- und Wechsellasten variiert, um den Einfluss auf das Tragverhalten des Pfahlelements zu untersuchen. Das zyklische und mittlere Lastniveau der einzelnen Versuche (Tabelle 4.5) wurde gemäß Gleichung (2.1) und (2.2) auf Grundlage der Ergebnisse der statischen Versuche nach Abschnitt 4.5.1 ermittelt.

In allen Versuchen am Pfahlelement akkumuliert sich die plastische Verschiebung. Das Pfahlelement versagt dabei im Sinne des Verschiebungskriteriums nach Gleichung (2.5) bei gleichem mittlerem Lastniveau umso eher, je größer das zyklische Lastniveau ist (Tabelle 4.5, Bild 4.7a). Eine stabilisierende Wirkung des mittleren Lastniveaus unter Schwelloasten, wie

bei den Versuchen am Modellpfahl vermutet wurde (Abschnitt 3.5.2), wird nicht festgestellt, d. h. je größer das mittlere Lastniveau ist, desto ungünstiger verhält sich das Pfahlelement.

Auch in Versuchen unter Wechsellasten versagt das Pfahlelement bei gleichem mittleren Lastniveau umso eher, je größer das zyklische Lastniveau ist (Tabelle 4.5, Bild 4.7b). In Versuchen unter Wechsellasten kann ein höheres mittleres Lastniveau jedoch stabilisierend wirken, wie der Vergleich der Versuche PET20 und PET25 zeigt (Bild 4.7b).

Die Versuche unter Druckschwelllasten am Pfahlelement können wie die Modellpfahlversuche (Abschnitt 3.5.2) sehr gut durch die Potenzfunktion nach Gleichung (3.2) approximiert werden, sofern sich die Verschiebungsrate nicht umkehrt (Bild 4.7a, Tabelle 4.5). Kommt es hingegen zur Umkehr der Verschiebungsrate, können die Versuche nur bis zu diesem Lastzyklus approximiert werden (Bild 4.7b). Der Lastzyklus, ab dem sich die Verschiebungsrate umkehrt, ist abhängig von der Belastungsart und dem mittleren und zyklischen Lastniveau. Versuche unter Wechsellasten führen häufig bereits nach wenigen Lastzyklen zur Umkehr. Auch bei Versuchen unter Zugschwelllasten wurde dieses Phänomen beobachtet. Demnach sind Versuche unter Zugschwelllasten und Wechsellasten besonders ungünstig zu beurteilen. Unter Wechsellasten deutet sich das zyklische Versagen zudem durch eine größer werdende elastische Verschiebung an.

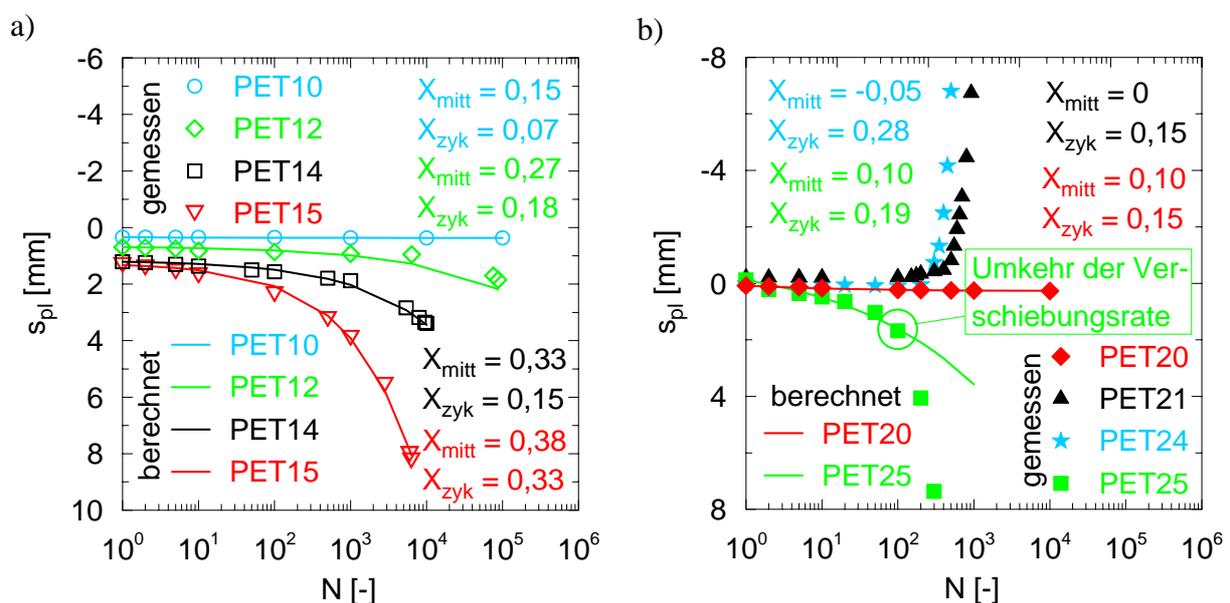


Bild 4.7: Einfluss des zyklischen und mittleren Lastniveaus auf das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements:

- a) gemessene und berechnete plastische Verschiebung unter Druckschwelllasten,
- b) gemessene und berechnete plastische Verschiebung unter Wechsellasten

Tabelle 4.5: Einfluss des zyklischen und mittleren Lastniveaus auf die Anzahl der Lastzyklen beim Versagen des Pfahls

Versuch	Belastungsart	X_{mitt} [-]	X_{zyk} [-]	N_f [-]	$\dot{s}_{zyk,1}$ [-]	λ [-]
PET10	Druckschwelllast	0,15	0,07	$>1.000.000^{1)}$	0,008	1,40
PET11	Druckschwelllast	0,18	0,14	$>1.000.000^{1)}$	0,009	1,03
PET12	Druckschwelllast	0,27	0,18	$580.000^{1)}$	0,010	0,65
PET13	Druckschwelllast	0,33	0,19	440	0,050	0,48
PET14	Druckschwelllast	0,33	0,15	3.000	0,020	0,58
PET15	Druckschwelllast	0,38	0,33	770	0,040	0,49
PET20	Wechselast	0,10	0,15	$>1.000.000^{1)}$	0,006	1,30
PET21	Wechselast	~ 0	0,15	816	-	-
PET22	Wechselast	~ 0	0,18	620	-	-
PET23	Wechselast	~ 0	0,22	$-^{2)}$	-	-
PET24	Wechselast	-0,05	0,28	420	-	-
PET25	Wechselast	0,10	0,19	200	$0,150^{3)}$	$0,66^{3)}$

¹⁾ Versuche versagen bei Extrapolation gemäß Gleichung (3.2) nach N_f Lastzyklen.

²⁾ Versuch wurde nach 600 Lastzyklen beendet und post-zyklisch probebelastet, wobei eine Umkehr der Verschiebungsrate nach 100 Lastzyklen erfolgte.

³⁾ Bis zur Umkehr der Verschiebungsrate nach etwa 100 Lastzyklen.

4.5.4 Einfluss der Belastungsfrequenz

Der Einfluss der Belastungsfrequenz wurde in Versuchen unter Druckschwell- und Wechselasten im nichtbindigen bzw. bindigen Boden bei Frequenzen zwischen 0,1 und 2,0 Hz untersucht.

Die Versuche PET17 und PET18 wurden unter Schwelllasten bei annähernd gleichen mittleren und zyklischen Lastniveaus mit Frequenzen von 0,2 und 0,6 Hz im nichtbindigen Boden durchgeführt. Ein maßgebender Einfluss der variierten Belastungsfrequenz auf das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements ist nicht zu erkennen (Bild 4.8).

Versuch PET32 wurde unter Wechselasten bei einem mittleren Lastniveau von 0,15 und einem zyklischen Lastniveau von 0,35 im bindigen Boden durchgeführt. Dabei wurde zunächst eine Belastungsfrequenz von 0,1 Hz gewählt. Nach 300 Lastzyklen wurde die Belas-

tung beendet und ein neuer Versuch mit einer höheren Belastungsfrequenz am zyklisch vorbelasteten Pfahl gestartet. Der Zuwachs an zyklischer Verschiebung Δs_{zyk} innerhalb der 300 Lastzyklen beträgt unabhängig von der Belastungsfrequenz jeweils etwa 0,1 mm. Auch die elastischen Verschiebungen sind mit etwa 0,8 mm während der 300 Lastzyklen bei allen untersuchten Belastungsfrequenzen konstant (Tabelle 4.6). Somit konnte auch unter Wechsel-lasten bei einer Variation der Belastungsfrequenz im Bereich zwischen 0,1 und 2,0 Hz kein Einfluss auf die elastischen und plastischen bzw. zyklischen Verschiebungen des Pfahlelements festgestellt werden.

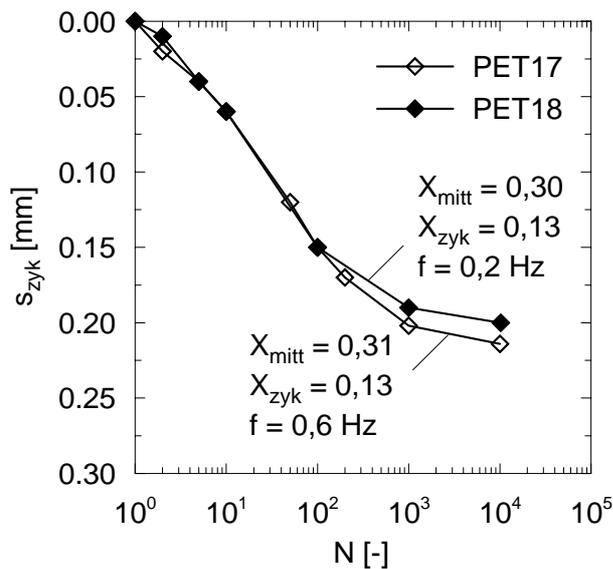


Bild 4.8:

Einfluss der Belastungsfrequenz auf das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements in Versuchen unter Druckschwelllasten

Tabelle 4.6: Einfluss der Belastungsfrequenz auf die elastischen und zyklischen Verschiebungen des Pfahlelements nach 300 Lastzyklen

Versuch	f [Hz]	s_{el} [mm]	Δs_{zyk} [mm]
PET32a	0,1	0,82	0,12
PET32b	0,2	0,81	0,11
PET32c	0,6	0,83	0,12
PET32d	1,0	0,83	0,11
PET32e	2,0	0,79	0,11

4.5.5 Einfluss der Bodenart

Der Einfluss der Bodenart wurde bei Versuchen im nichtbindigen, gemischtkörnigen und bindigen Boden (Anhang C.1 bis C.3) untersucht. Das Spannungsniveau betrug bei allen

Versuchen 100 kN/m^2 , wobei die Versuche im Sand bei etwas niedrigeren zyklischen Lastniveaus durchgeführt wurden. Dabei zeigt sich, dass die plastische Verschiebung des Pfahlelements sowohl in Versuchen unter Druckschwell- als auch Wechsellasten im Ton und Geschiebemergel erheblich geringer ist als im Sand (Bild 4.9). Zudem können bei Versuchen im Ton und Geschiebemergel im Vergleich zu Versuchen im Sand erheblich größere Lastniveaus aufgebracht werden. Demnach verhält sich das Pfahlelement bei Versuchen unter zyklischer Belastung grundsätzlich entgegengesetzt zu Versuchen unter statischer Belastung (Abschnitt 4.5.1), bei denen das Tragverhalten im nichtbindigen Boden am besten war. Diese Erkenntnis wird durch die Literaturlauswertung (Abschnitt 2.4.4) untermauert.

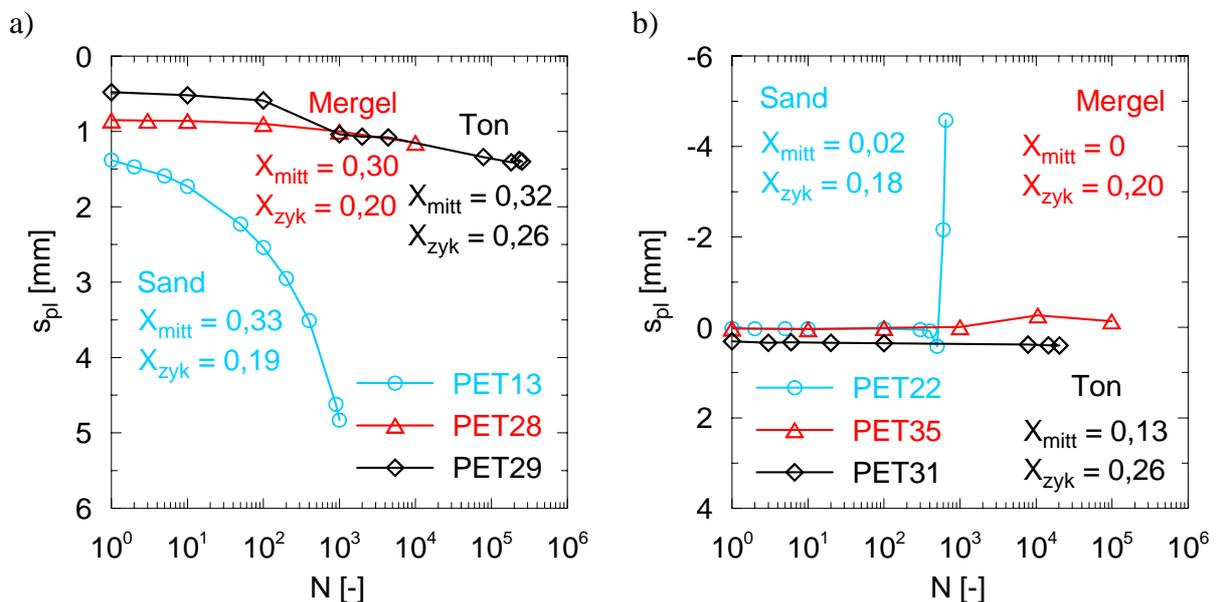


Bild 4.9: Einfluss der Bodenart auf das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements:

- unter Druckschwelllasten,
- unter Wechsellasten

4.5.6 Einfluss des Sättigungsgrades

Der Einfluss des Sättigungsgrads auf das zyklische Pfahltragverhalten wurde im nichtbindigen Boden in jeweils einem Versuch unter Schwell- und Wechsellasten untersucht, da das Verhalten im gesättigten Boden in der Literatur unterschiedlich bewertet wird (Abschnitt 2.4.5). Dabei wurde zusätzlich der Porenwasserdruck etwa in der Mitte des Pfahlelements in einem Abstand von etwa 1 cm zum Pfahlmantel gemessen (Abschnitt 4.2). Die beiden gesättigten Versuche PET16 und PET26 wurden unter undrÄnirten Bedingungen bei einem Spannungsniveau von 100 kN/m^2 durchgeföhrt.

Aufgrund der undrÄnierten Randbedingungen bei den Versuchen PET16 und PET26 entsteht ein Porenwasserüberdruck Δu . Die andauernde zyklische Belastung des Pfahlelements führt dann zur Akkumulation des Porenwasserüberdrucks, der beim Versagen im Versuch unter Druckschwelllasten (Bild 4.10a) erheblich kleiner ist als im Versuch unter Wechsellasten (Bild 4.10b), obwohl das zyklische Lastniveau im Versuch unter Druckschwelllasten größer ist. Da sich die totalen Spannungen im Boden nicht ändern, verursacht ein steigender Porenwasserüberdruck abnehmende effektive Spannungen (Terzaghi, 1943), die wiederum zur Abnahme der Scherfestigkeit und zur Zunahme der plastischen Verschiebung des Pfahlelements führen. Vergleicht man das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements in den Versuchen PET11 und PET16 unter Druckschwelllasten, bestätigt sich diese Vermutung: Versuch PET11 wurde bei ähnlichen Lastniveaus wie Versuch PET16 durchgeführt, versagte aber bereits nach 1.800 Lastzyklen (Bild 4.10a).

Die Modellversuche wurden in dichter und sehr dichter Lagerung durchgeführt. Aufgrund der hohen Porenwasserüberdrücke kann es vermutlich im locker gelagerten nichtbindigen Boden unter Wechsellasten lokal sogar zur Bodenverflüssigung kommen.

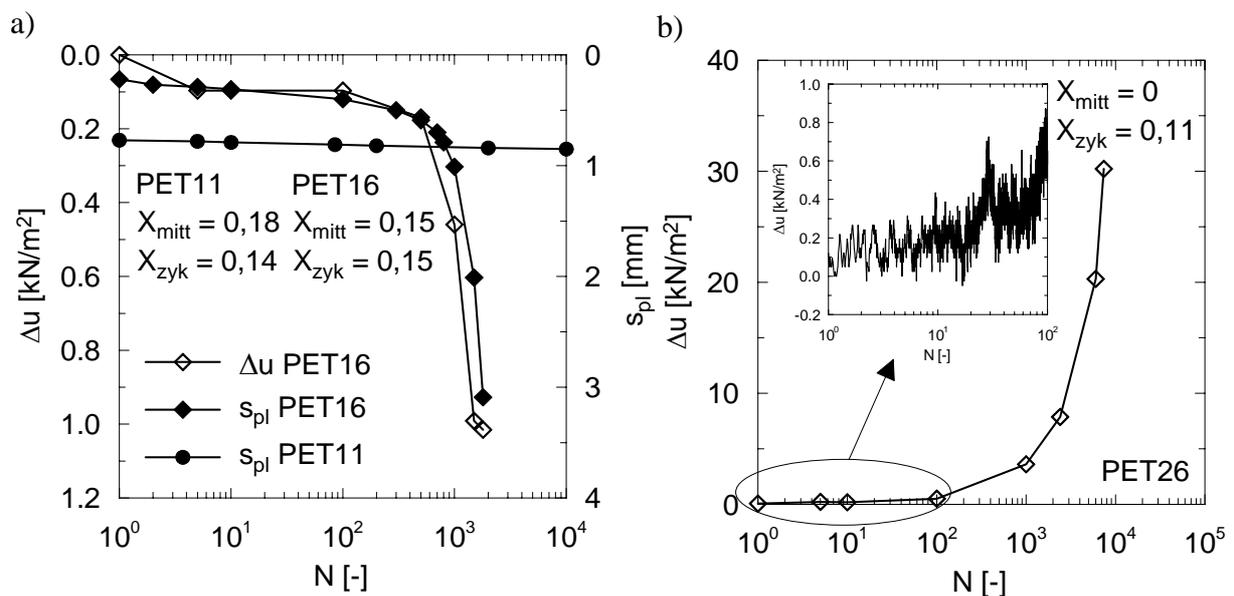


Bild 4.10: a) Entwicklung des Porenwasserüberdrucks in Versuch PET16 (linke Achse) und der plastischen Verschiebung in Versuch PET11 sowie PET16 (rechte Achse), jeweils in Versuchen unter Druckschwelllasten,
 b) Entwicklung des Porenwasserüberdrucks in Versuch PET26 unter Wechsellasten

4.5.7 Entwicklung der Spannungen im Boden

Mittels Erddrucksensoren wurden bei einigen Versuchen die radialen, tangentialen und vertikalen Spannungen im Boden gemessen (Abschnitt 4.2 und 4.5.1). Die Sensoren wurden dabei jeweils im Abstand von etwa 5 cm vom Pfahlmantel in mittlerer Höhe der Bodenprobe (Bereich II nach Bild 3.5) eingebaut. Alle Ergebnisse der Spannungsmessungen sind in Anhang E dargestellt.

In allen Versuchen unter Druckschwelllasten nehmen die Radial- und Tangentialspannungen mit der Anzahl der Lastzyklen zu, die Vertikalspannungen werden kleiner (Tabelle 4.7). Dabei entwickelt sich der Zuwachs der Radialspannungen annähernd affin zur plastischen Verschiebung des Pfahlelements (Bild 4.11). Der Erddruckbeiwert wird mit steigender Anzahl der Lastzyklen größer, wodurch die Verschiebungsrate des Pfahlelements abnimmt.

Im Versuch PET19 unter Zugschwelllasten nehmen die Radialspannungen und Vertikalspannungen hingegen zu, die Tangentialspannungen werden kleiner. Der Erddruckbeiwert reduziert sich wie unter Druckschwelllasten mit der Anzahl der Lastzyklen, da die Radialspannungen stärker als die Vertikalspannungen ansteigen (Tabelle 4.7). Daher wird auch unter Zugschwelllasten die Verschiebungsrate des Pfahlelements mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen kleiner.

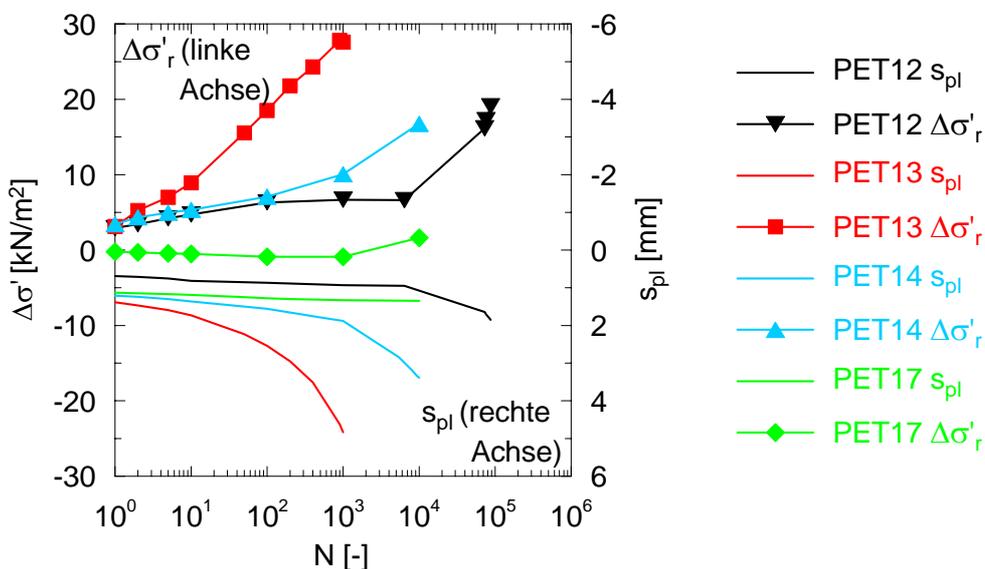


Bild 4.11: Entwicklung der effektiven Radialspannungen und Verschiebungsverhalten des Pfahlelements in Versuchen unter Druckschwelllasten

In Versuchen unter Wechsellasten werden die Radialspannungen mit steigender Anzahl an Lastzyklen kleiner, die Vertikal- und Tangentialspannungen nehmen zu (Tabelle 4.7). Dabei

werden die Radialspannungen schneller kleiner als die Vertikalspannungen größer werden, wodurch der Erddruckbeiwert abnimmt und die Verschiebungsrate zunimmt. In den Versuchen unter Wechsellasten ist weiterhin zu beobachten, dass die Änderung der Spannungen zunächst sehr gering ist und sich plötzlich innerhalb weniger Lastzyklen stark verändern kann (Bild 4.12). Demnach ist die Spannungsänderung im Boden nicht von der Verschiebungsrichtung des Pfahlelements, sondern insbesondere von der Belastungsart und der Anzahl der Lastzyklen abhängig. Im Vergleich zu den statischen Versuchen werden die Radialspannungen unter Schwell- und Wechsellasten erheblich stärker beeinflusst. Die Vertikalspannungen werden unter Druckschwelllasten kleiner, obwohl das Pfahlelement sich setzt und unter Zugschwelllasten größer, obwohl sich das Pfahlelement hebt.

Tabelle 4.7: Bewertung der Änderung der effektiven Spannungen im Boden mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen bzw. mit zunehmender Verschiebung des Pfahlelements

Belastungsart	Radialspannung	Vertikalspannung	Tangentialspannung
Druckschwelllast	++	-	+
Zugschwelllast	++	+	-
Wechsellast	--	+	++

Erläuterung: Starke Zunahme (++), Zunahme (+), Abnahme (-) oder starke Abnahme (--) der Spannungen im Boden bei zunehmender Anzahl der Lastzyklen.

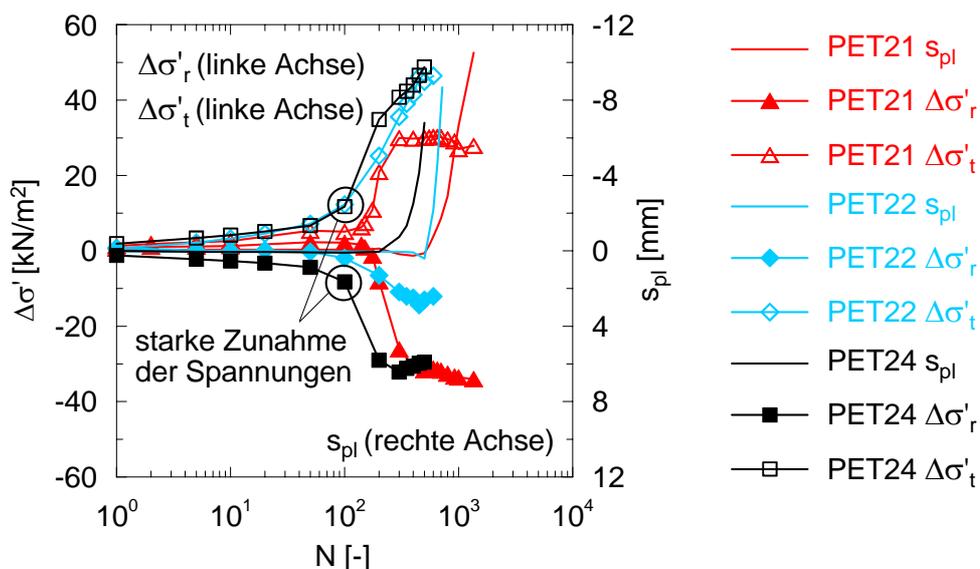


Bild 4.12: Entwicklung der effektiven Radial- und Tangentialspannungen sowie Verschiebungsverhalten des Pfahlelements in Versuchen unter Wechsellasten

4.5.8 Entwicklung der Mantelreibung

Um Informationen über den Lastabtrag entlang des Pfahlmantels zu erhalten, sollte der Verlauf der Mantelreibung über das Pfahlelement untersucht werden. Die Dehnungsmessstreifen an den Messquerschnitten wurden durch die zyklische Belastung jedoch derart beansprucht, dass einzelne Dehnungsmessstreifen häufig ausfielen, insbesondere bei Versuchen unter Wechsellasten. Daher resultieren die folgenden Ausführungen auf wenigen Versuchsergebnissen (Anhang E).

Die Mantelreibung nimmt in Versuchen unter Druckschwelllasten mit steigender Anzahl an Lastzyklen im oberen Bereich des Pfahls (Bereich I nach Bild 3.5) tendenziell ab, im mittleren und unteren Bereich wird sie größer (Bild 4.13a). Bei summarischer Betrachtung über die Länge des Pfahlelements bleibt die Mantelreibung während der zyklischen Belastung konstant, da aufgrund des Hohlraums unter dem Pfahlfuß stets nur der Pfahlmantel mit dem Boden in Wechselwirkung steht (Abschnitt 3.5.3). Unter Wechsellasten zeigt sich zunächst die gleiche Tendenz wie unter Druckschwelllasten, sobald sich die Verschiebungsrate jedoch umkehrt nimmt die Mantelreibung im mittleren Bereich stark zu und im unteren Bereich dementsprechend stark ab (Bild 4.13b).

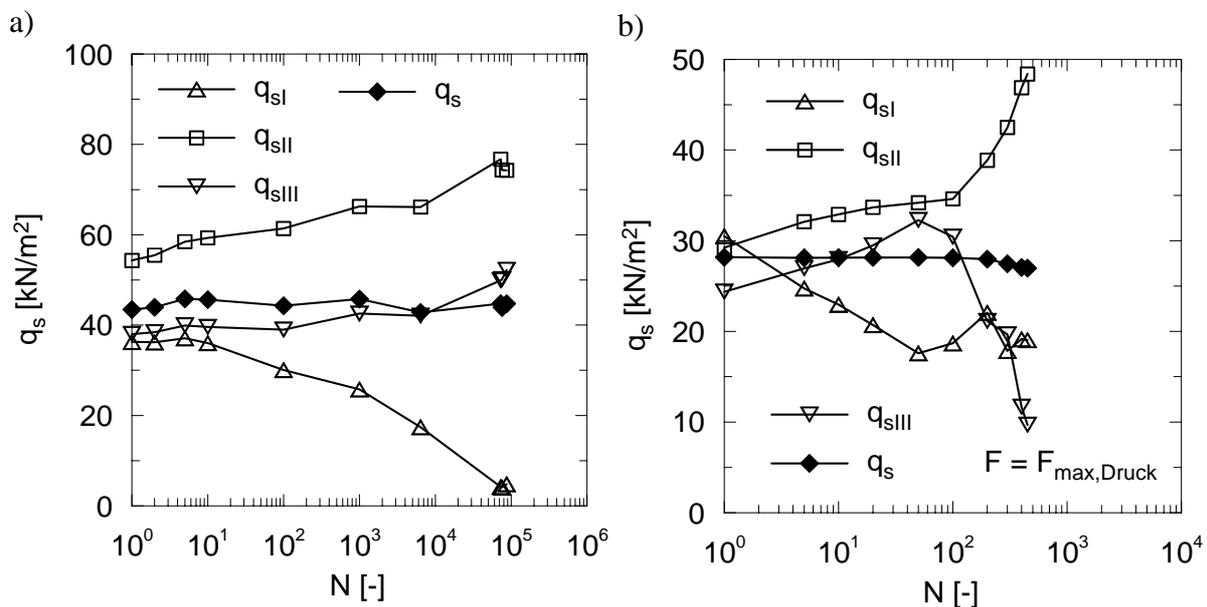


Bild 4.13: Entwicklung der Mantelreibung:

- a) in Versuch PET12 unter Druckschwelllasten,
- b) in Versuch PET24 unter Wechsellasten

4.5.9 Post-zyklisches Tragverhalten

Der Einfluss der zyklischen Belastung auf das post-zyklische Tragverhalten wurde in 12 Versuchen untersucht, wobei die Änderung der statischen Grenztragfähigkeit nach Gleichung (2.7) beurteilt wurde. Sechs Versuche gelten jedoch zum Zeitpunkt der Probelastung im Sinne von Gleichung (2.5) bereits als versagt. Nachfolgend werden daher nur die sechs Versuche herangezogen, die zum Zeitpunkt der Probelastung noch nicht versagt waren (Tabelle 4.8). Alle Ergebnisse zum post-zyklischen Tragverhalten sind in Anhang E.2 und E.3 dargestellt.

Bereits bei den Versuchen unter Druckschwelllasten am Modellpfehl wurde festgestellt, dass die post-zyklische Tragfähigkeit größer als die eines nicht zyklisch vorbelasteten Pfahls sein kann (Abschnitt 3.5.4). Auch bei den Versuchen am Pfahlelement konnte bei einigen Versuchen unter Druckschwelllasten eine Zunahme der post-zyklischen Tragfähigkeit festgestellt werden, wie exemplarisch der Versuch PET12 zeigt (Bild 4.14a).

Im Versuch PET21 unter Wechsellasten ist das post-zyklische Tragverhalten hingegen weicher und resultiert in einer geringeren Tragfähigkeit (Bild 4.14b). Ein ungünstiges Verhalten unter Wechsellasten wurde auch bei der Literaturrecherche erkannt (Tabelle 2.1). In Versuch PET28 unter Wechsellasten im gemischtkörnigen Boden nimmt die Tragfähigkeit ab (Tabelle 4.8), obwohl das Verschiebungsverhalten günstiger als in den Versuchen im nichtbindigen Boden ist (Abschnitt 4.5.5).

Tabelle 4.8: Änderung der Tragfähigkeit infolge Schwell- und Wechsellasten

Versuch	N [-]	N_f [-]	$s_{pl}(N)$ [mm]	$\Delta R_{zyk}(N)$ [kN]	$\delta_R(N)^3$ [-]
PET12	233.750	580.000 ¹⁾	2,9	-3,5	1,16
PET17	10.000	>10 ⁹ ¹⁾	1,3	-1,3	1,13
PET18	10.000	>10 ⁹ ¹⁾	0,7	-1,5	1,15
PET19	10.000	>10 ⁹ ¹⁾	1,0	~ 0	1,00
PET28	10.000	8·10 ⁷ ¹⁾	1,2	1,0	0,91
PET21	600	- ²⁾	0,8	4,7	0,62

¹⁾ Versuche versagen bei Extrapolation gemäß Gleichung (3.2) nach N_f Lastzyklen.

²⁾ Umkehr der Verschiebungsrate nach etwa 100 Lastzyklen.

³⁾ Wert wurde nach Gleichung (2.7) durch den Vergleich zweier Versuche ermittelt, die abgesehen von der Belastungsart unter sonst gleichen Randbedingungen durchgeführt wurden.

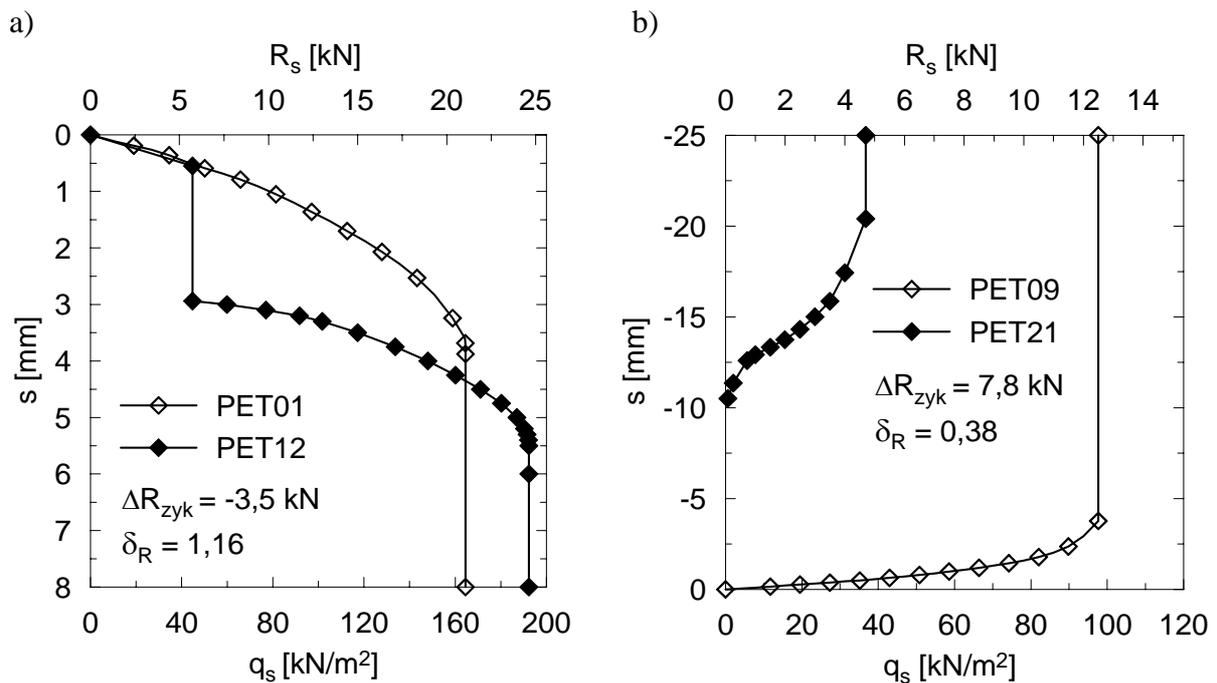


Bild 4.14: Vergleich des statischen und post-zyklischen Tragverhaltens:

- a) steiferes Verhalten in Versuch PET12 nach einer Druckschwellbelastung,
- b) weicheres Verhalten in Versuch PET21 nach einer Wechselbelastung

4.6 Zusammenfassung

Im zweiten Modellversuchsprogramm ist das statische, zyklische und post-zyklische Tragverhalten eines Pfahlelements in 36 Versuchen mit einer neu entwickelten Versuchsanlage untersucht worden. In einer Parameterstudie wurden dabei Belastungsparameter und Bodenkenngrößen variiert, wodurch Einflussfaktoren identifiziert und verschiedene Mechanismen erkannt werden konnten, die für das veränderte Pfahltragverhalten verantwortlich sind. Die wesentlichen Erkenntnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die mobilisierte Mantelreibung ist unter statischer Belastung erwartungsgemäß vom Spannungszustand, der Lagerungsdichte, der Bodenart und dem Sättigungsgrad abhängig. Eine Erhöhung des Spannungsniveaus und der Lagerungsdichte erhöht in Druck- und Zugversuchen die mobilisierbare Mantelreibung. Die Sättigung des nichtbindigen Bodens verringert hingegen die mobilisierbare Mantelreibung. Im nichtbindigen Boden ist das Tragverhalten am günstigsten und im bindigen Boden am ungünstigsten.
- Die im Bruchzustand mobilisierte Mantelreibung ist in statischen Zugversuchen unter sonst gleichen Randbedingungen geringer als in Druckversuchen.

- Die Spannungsentwicklung im Boden ist in statischen Versuchen von der Belastungsart abhängig, wobei in Druckversuchen die Radialspannung am meisten beeinflusst wird, in Zugversuchen hingegen die Vertikalspannung. Die Tangentialspannung wird bei beiden Belastungsarten kaum verändert.
- Unter zyklischer Belastung akkumuliert sich die plastische Verschiebung des Pfahlelements mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen.
- Es besteht ein erheblicher Unterschied im Tragverhalten eines Pfahlelements unter Schwell- und Wechsellasten.
- Die Verschiebungsrate nimmt unter Druckschwelllasten stets ab, unter Zugschwelllasten und unter Wechsellasten kann es hingegen schon nach wenigen Lastzyklen zur Umkehr der Verschiebungsrate kommen.
- Die elastischen Verschiebungen bleiben unter Druck- und Zugschwelllasten mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen konstant, unter Wechsellasten werden sie größer.
- Je größer das zyklische Lastniveau ist, desto ungünstiger verhält sich das Pfahlelement. Ein größeres mittleres und zyklisches Lastniveau wirken unter Schwelllasten ungünstig, d. h. die Anzahl der Lastzyklen beim Versagen ist kleiner. Das mittlere Lastniveau kann unter Wechsellasten jedoch auch günstigen Einfluss haben.
- Eine Belastungsfrequenz im Bereich zwischen 0,1 und 2,0 Hz beeinflusst weder das zyklische noch das post-zyklische Tragverhalten des Pfahlelements maßgeblich.
- Im Sand verhält sich das Pfahlelement bei zyklischer Belastung schlechter als im Mergel und im Mergel wiederum schlechter als im Ton. Damit ist das zyklische Tragverhalten gegensätzlich zum statischen Tragverhalten.
- Im gesättigten Sand führen Schwell- und Wechsellasten zur Akkumulation von Porenwasserüberdruck. Unter Schwelllasten ist die Porenwasserüberdruckakkumulation mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen und Verschiebung des Pfahlelements gering. Unter Wechsellasten hingegen entsteht im Vergleich zum Spannungsniveau ein sehr hoher Porenwasserüberdruck, der in locker gelagertem Boden vermutlich zur Bodenverflüssigung führen kann.
- Die Radialspannungen nehmen unter Schwelllasten mit steigender Anzahl der Lastzyklen zu. Dies führt zur Abnahme der plastischen Verschiebungsrate, zu einem steiferen post-zyklischen Tragverhalten und zu einer Steigerung der post-zyklischen Tragfähigkeit. Unter Wechsellasten hingegen nehmen die Radialspannungen ab, wobei die Tangentialspannungen gleichzeitig erheblich größer werden. Bei abnehmen-

den Radialspannungen wird die plastische Verschiebungsrate größer, es kommt zu einem weicheren post-zyklischen Tragverhalten und zur Abnahme der post-zyklischen Tragfähigkeit.

- Die Mantelreibung nimmt unter Druckschwelllasten im oberen Drittel des Pfahlelements ab, die Pfahlkräfte verlagern sich in tiefer liegende Bereiche.
- Die post-zyklische Tragfähigkeit kann unter Schwelllasten zu oder abnehmen. Unter Wechsellasten wird die post-zyklische Tragfähigkeit stets kleiner.

In den ersten beiden Modellversuchsprogrammen wurde das zyklische Pfahltragverhalten untersucht. Wie im ersten Modellversuchsprogramm (Kapitel 3) wurden auch mit den Versuchen am Pfahlelement die bekannten Phänomene bestätigt und zahlreiche neue Erkenntnisse zum zyklischen Tragverhalten gewonnen. Im folgenden Kapitel wird schwerpunktmäßig das Verhalten des Bodens während der zyklischen Belastung untersucht, um so die Ursachen für die Spannungsänderung im Boden und Umkehr der Verschiebungsrate identifizieren zu können.

5 Modellversuche zum Bodenverhalten

5.1 Allgemeines

Wenn Boden durch Scherung beansprucht wird, können Bereiche mit hohen Scherdehnungen entstehen, die in der Literatur meist als *Scherbänder*, *Scherfugen* oder *Scherzonen* bezeichnet werden und Ausgangspunkt für instabiles Materialverhalten und progressives Materialversagen sind. Dieses schon seit den Anfängen der Bodenmechanik bekannte Phänomen wurde seitdem in vielen experimentellen und numerischen Arbeiten erforscht, z. B. *Mühlhaus/Vardoulakis (1987)*, *Vermeer (1990)*, *Oda/Kazama (1998)* und *Gudehus/Nübel (2004)*. Bereits *Rendulic (1936)* beobachtete Muster von Scherfugen in Tonproben. *Roscoe (1970)* zeigte, dass die lokale Ausbildung von Scherdehnungen eine typische Eigenschaft granularer Böden ist. Die Untersuchungen der mechanischen Eigenschaften granularer Materialien dringen derzeit bis auf die mikroskopische Ebene vor. *Granulatmodelle* z. B. betrachten den Boden als ein Haufwerk von Partikeln, mit denen im Vergleich zu kontinuumsbasierten Modellen durch zusätzliche Freiheitsgrade auch kinematische Aspekte, wie Gleiten oder Rotationen zwischen einzelnen Körnern, betrachtet werden können. *Rechenmacher et al. (2010)* vertreten beispielsweise die Hypothese, dass Verschiebungsfelder in Scherbändern ungleichförmig sind und sich *Kraftketten* ausbilden, die die mechanischen Eigenschaften granularer Materialien beeinflussen.

Die Ausbildung von Bereichen mit großen Scherdehnungen in Scherbändern im Pfahlnahbereich kann somit eine Ursache für das veränderte Pfahltragverhalten unter zyklischer Belastung sein. Daher soll im nachfolgend beschriebenen dritten Modellversuchsprogramm die Bewegung der Bodenpartikel im Pfahlnahbereich beobachtet und mit Hilfe eines optischen Messverfahrens visualisiert werden. Dabei soll in einer Parameterstudie insbesondere der Einfluss der Pfahleigenschaften auf das Boden- und Pfahltragverhalten untersucht werden, da in den ersten beiden Versuchsprogrammen (Kapitel 3 bzw. 4) nur Belastungsparameter und Bodenkenngrößen variiert wurden. In Verbindung mit den bisher erzielten Erkenntnissen sollen die Versuchsergebnisse dazu beitragen, ein bodenmechanisch begründetes Tragmodell für zyklisch axial belastete Pfähle abzuleiten.

5.2 Versuchsstand

Die Modellversuche wurden in einem Versuchskasten (Breite: 60 cm, Tiefe: 20 cm, Höhe: 40 cm) aus 5 mm dicken Stahlblechen durchgeführt (Bild 5.1). Eine 15 mm dicke Plexiglasscheibe ersetzte die Vorderseite des Versuchskastens, so dass die Bewegung des Bodens während der zyklischen Belastung des Pfahls fotografiert und anschließend mit einem opti-

sehen Messverfahren, der *Particle Image Velocimetry* (PIV), sichtbar gemacht werden konnte. In die Mitte der Plexiglasscheibe wurde eine 3 mm tiefe Aussparung zur besseren Führung des Pfahls gefräst.

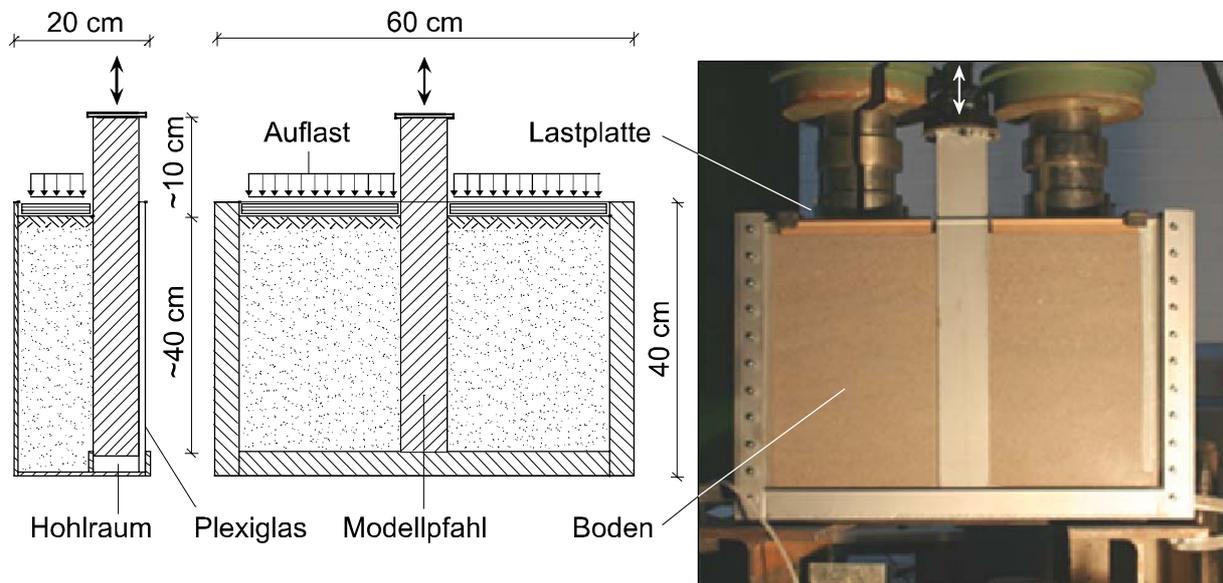


Bild 5.1: Schematische Darstellung und Ansicht des Versuchskastens

Der Modellpfahl (Pfahllänge: 50 cm, Einbindetiefe: 40 cm) setzte sich aus 2 mm dicken Stahlblechen zu einem quadratischen Hohlprofil zusammen. Bei den Versuchen wurden drei verschiedene Pfahltypen verwendet, die sich durch die Pfahlkantenlänge und Beschaffenheit der Pfahloberfläche unterschieden (Bild 5.2).

Die Versuche wurden im nichtbindigen, bindigen und gemischtkörnigen Boden (Anhang C.1 bis C.3) durchgeführt. Der Einbau des nichtbindigen Bodens erfolgte lagenweise, indem zunächst etwa 5 cm des Sandes in den Versuchskasten eingefüllt und dann mit Hilfe einer Holzplatte mit einem Proctorhammer verdichtet wurde. Der Einbau des bindigen und gemischtkörnigen Bodens erfolgte wie in Abschnitt 4.2 beschrieben eingebaut. Mittels Gewichten wurde zusätzlich eine Auflastspannung von etwa 20 kN/m^2 erzeugt.

Der Modellpfahl wurde mit der hydraulischen Presse belastet, die auch im ersten Modellversuchsprogramm verwendet wurde (Abschnitt 3.2).

Die Fotos wurden mit einer digitalen Spiegelreflexkamera (Canon EOS 350D) im Rohdatenformat aufgenommen. Dadurch konnten die in 3456×2304 Pixeln vorhandenen Bildinformationen verlustfrei gespeichert werden. Um eine Bewegung der Digitalkamera bei der Versuchsdurchführung zu verhindern, wurde die Spiegelreflexkamera auf ein Stativ gestellt und die Fotos per Fernauslöser aufgenommen. Die Belichtungszeit war bei allen Aufnahmen

gleich und die Blende der Kamera wurde so eingestellt, dass eine ausreichende Schärfentiefe zur Auswertung vorhanden war. Zwei Baustrahler von jeweils 500 W leuchteten den Versuchskasten gleichmäßig aus.

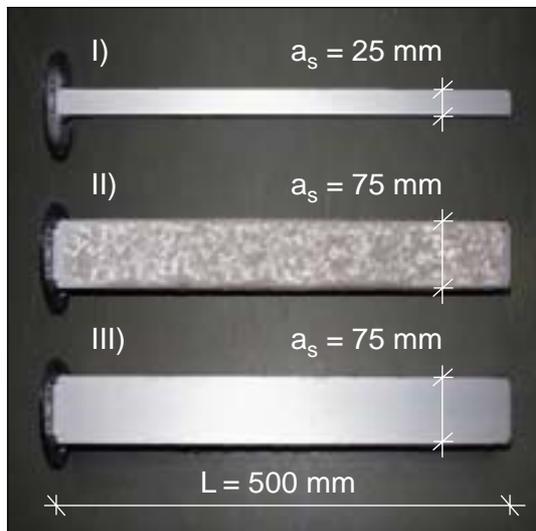


Bild 5.2:

Verwendete Pfahlvarianten mit unterschiedlichen Pfahlkantenlängen und Pfahloberflächen (Typ I und III: glatt, Typ II: besandet)

5.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm bestand aus einem statischen Zugversuch und 16 zyklischen weg- und kraftgesteuerten Versuchen.

Der statische Versuch PIV01 wurde im trockenen Sand bei einer Lagerungsdichte von 0,4 durchgeführt. Die Pfahlkantenlänge des Pfahls betrug 75 mm und die Pfahloberfläche war wie bei den Modellpfahlversuchen besandet (Abschnitt 3.2). Der statische Zugversuch wurde weggesteuert durchgeführt, wobei der Pfahl jeweils um 0,5 mm verschoben und anschließend ein Foto aufgenommen wurde, bis eine Verschiebung des Pfahls von 4 mm erreicht war.

Die zyklischen Versuche wurden sowohl weggesteuert, als auch kraftgesteuert durchgeführt. Die kraftgesteuerten Versuche wurden mit einem besandeten Pfahl von 75 mm Kantenlänge bei einer Belastungsfrequenz von 1,0 Hz im nichtbindigen Boden ($D = 0,4$) bis zum Versagen des Pfahls durchgeführt. In einer Parameterstudie wurden die Bodenart, die Belastungsart sowie die mittlere und zyklische Einwirkung variiert (Tabelle 5.1). In den weggesteuerten Versuchen wurde in einer Parameterstudie jeweils ein Parameter des Referenzversuchs PIV09 (Tabelle 5.2) variiert, wobei maximal 500 Lastzyklen aufgebracht wurden (Tabelle 5.3). Bei allen zyklischen Versuchen erfolgte die Belastung des Pfahls durch Zykluspakete von jeweils 10 Lastzyklen, wobei nach ausgewählten Zykluspaketen die Belastung unterbrochen und ein Foto aufgenommen wurde.

Tabelle 5.1: Variation der Belastungsart in den kraftgesteuerten zyklischen Versuchen PIV02 bis PIV08

Versuch	Bodenart	Belastungsart	F_{mitt} [kN]	F'_{zyk} [kN]
PIV02	nichtbindig	Zugschwelllast	-0,20	0,20
PIV03	nichtbindig	Druckschwelllast	0,20	0,20
PIV04	nichtbindig	symmetrische Wechsellast	0	0,20
PIV05	nichtbindig	Druckwechsellast	0,10	0,20
PIV06	nichtbindig	Zugwechsellast	-0,10	0,20
PIV07	bindig	Zugschwelllast	-0,20	0,20
PIV08	gemischtkörnig	Zugschwelllast	-0,20	0,20

Tabelle 5.2: Randbedingungen im weggesteuerten zyklischen Versuch PIV09 (Referenzversuch)

Kenngröße	Formelzeichen	Kennwert	Einheit
Lagerungsdichte	D	0,4	[-]
Sättigungsgrad	S_R	0	[%]
Pfahlkantenlänge	a_s	75	[mm]
Pfahloberfläche	-	„besandet“	
Verschiebungsamplitude	s'_{el}	0,50	[mm]
Belastungsfrequenz	f	1,0	[Hz]

Tabelle 5.3: Variation verschiedener Parameter des Referenzversuchs PIV09 nach Tabelle 5.2 in den weggesteuerten zyklischen Versuchen PIV10 bis PIV16

Versuch	Kenngroße	Formelzeichen	neuer Kennwert	Einheit
PIV10	Lagerungsdichte	D	0,8	[-]
PIV11	Sättigungsgrad	S_R	100	[%]
PIV12	Sättigungsgrad	S_R	0 bis 100 ^{*)}	[%]
PIV13	Pfahlkantenlänge	a_s	25	[mm]
PIV14	Pfahloberfläche	-	„glatt“	-
PIV15	Verschiebungsamplitude	s'_{el}	0,25	[mm]
PIV16	Belastungsfrequenz	f	0,1	[Hz]

^{*)} Bei diesem Versuch war der Sand im Versuchsstand nur auf den unteren 20 cm zu 100 % gesättigt, darüber waren 5 cm infolge Kapillarwirkung teilgesättigt und 15 weitere cm bis zur Oberkante waren trocken.

5.4 Versuchsauswertung

5.4.1 Grundlagen der Particle Image Velocimetry

Die Particle Image Velocimetry (PIV) ist ein optisches Messverfahren zur Bestimmung von Geschwindigkeits- und Verschiebungsfeldern in Flüssigkeiten und Gasen. Die Methode wurde in der Hydromechanik entwickelt, wird aber mittlerweile auch in vielen anderen Fachdisziplinen eingesetzt. Auch in der bodenmechanischen Modellversuchstechnik wurde die PIV in den letzten Jahren erfolgreich verwendet, z. B. zur Visualisierung verschiedener Phänomene bei der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung. *White/Bolton (2004)* beobachteten den Eindringvorgang eines Verdrängungspfahls im nichtbindigen Boden und verfolgten die Bewegung einzelner Sandkörner. *Hauser (2005)* zeigte mit PIV eine Gleitkeilbildung im Boden hinter gelenkig gelagerten und eingespannten Wänden. *Slominski (2007)* visualisierte Scherbänder im Boden bei Zugversuchen an Ankerplatten.

Das Grundprinzip der PIV ist die Mustererkennung in zwei zu den Zeitpunkten t_1 und t_2 aufgenommenen Fotos. Dabei wird jedes Foto zunächst in ein Raster von Teilbildern (*Patches*) aufgeteilt. Jedes Teilbild wird dann durch verschiedene Algorithmen in einem definierten Suchbereich verschoben und das Teilbild mit der größtmöglichen Übereinstimmung zum Zeitpunkt t_2 gesucht. Dazu wird mit Hilfe von Fast-Fourier-Transformationen (FFT) eine normalisierte Kreuzkorrelationsfunktion (NCCF) berechnet, die die Übereinstimmung zwischen den Teilbildern angibt. Der Extrempunkt der Kreuzkorrelation entspricht dann mit

einer bestimmten Wahrscheinlichkeit der tatsächlichen Verschiebung der Bodenpartikel. Die mathematischen Grundlagen zur Kreuzkorrelation und weitere Hintergrundinformationen zur PIV-Methode enthält z. B. *Raffel et al. (1998)*.

5.4.2 Erläuterungen zur Vorgehensweise

Die während der Versuchsdurchführung aufgenommenen Fotos wurden mit dem Programm VidPIV (Firma ILA GmbH, Version 4.3, Release 4.6 XP) ausgewertet. Zunächst wurde eine Kreuzkorrelation mit großem Suchfenster durchgeführt, um die Anzahl der gültigen Ergebnisse zu erhöhen. Sofern erforderlich wurden unrealistische Werte über globale und lokale Filter entfernt und fehlende Stützstellen interpoliert. Anschließend erfolgten mehrere adaptive Kreuzkorrelationen, um Versätze im Subpixelbereich sichtbar zumachen. Weitere Hinweise zur Vorgehensweise bei der Analyse von Verschiebungsfeldern mit VidPIV enthält *ILA (2004)*.

Die Bewegung der Bodenpartikel wird mit Hilfe der Kontinuumsmechanik beschrieben. Der Spannungszustand an einem Punkt im Kontinuum kann durch den *Cauchyschen* Spannungstensor, der Verzerrungszustand mit dem Verzerrungstensor beschrieben werden. Der ebene Verzerrungszustand wird durch die Komponenten ε_{xx} , ε_{yy} und ε_{xy} festgelegt. Damit kann der Verzerrungstensor durch die Dehnungen ε_{xx} und ε_{yy} sowie die halbe Winkeländerung $\varepsilon_{xy}/2$ in Matrizenschreibweise wie folgt gebildet werden:

$$\underline{V} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2}\varepsilon_{xy} \\ \frac{1}{2}\varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Das Ergebnis einer Berechnung mit VidPIV beschreibt die Bewegung des Bodens durch Verschiebungsvektoren, aus denen wiederum weitere Größen wie z. B. die Scherdehnung oder die Normaldehnung abgeleitet werden können. Die Scherdehnung eines Bodenelements wird bei kleinen Verformungen im ebenen Verzerrungszustand nach folgender Gleichung beschrieben:

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (5.2)$$

Nachfolgend werden ebene Betrachtungen vorgenommen und es wird davon ausgegangen, dass keine Starrkörperverschiebungen oder -drehungen auftreten, d. h. der Punkt 0 nach Bild 5.3 im Ursprung verbleibt.

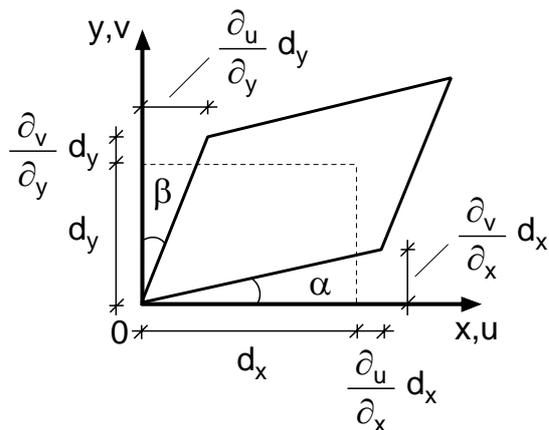


Bild 5.3:
Definition der Scherdehnung in VidPIV, aus ILA (2004)

Zur Identifikation der Bodenbewegung im Pfahlnahbereich sind folgende Ergebnisse einer Berechnung mit VidPIV von besonderem Interesse:

- Wert und Richtung der Verschiebungsvektoren (*vector magnitude*).
- Horizontale Komponente u_x der Verschiebungsvektoren, d. h. Wert der Verschiebung senkrecht (radial) zum Pfahl, nachfolgend mit s_x bezeichnet.
- Vertikale Komponente u_y der Verschiebungsvektoren, d. h. Wert der Verschiebung parallel zum Pfahl, nachfolgend mit s_y bezeichnet.
- Scherdehnung γ .

Bei der Auswertung der Versuche mit VidPIV wurde der Boden neben dem Pfahl in einen oberen, mittleren und unteren Bereich eingeteilt (Bild 5.4), sinngemäß zur Vorgehensweise am Pfahl nach Abschnitt 3.4.1.

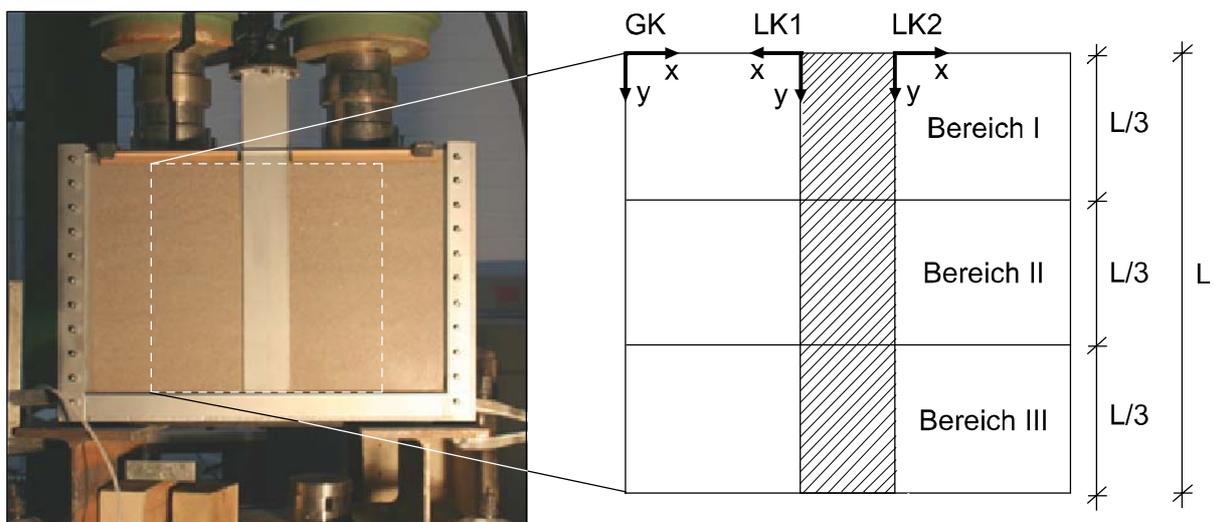


Bild 5.4: Bereichseinteilung entlang des Pfahls und Lage der lokalen Koordinatensysteme

5.4.3 Fehlerbetrachtung

Die Qualität einer Berechnung mit PIV hängt von der erreichbaren Messgenauigkeit ab. Nach *DIN 1319* sind systematische und zufällige Messfehler zu unterscheiden, da eine zu messende Größe immer vom wahren Wert abweicht. Zufällige Fehler entstehen durch nicht erfassbare und nicht beeinflussbare Änderungen der Messgeräte und des Messobjektes, wie z. B. das Ergebnis einer Kreuzkorrelation. Systematische Fehler können durch Mängel der Messgeräte, der Messverfahren oder des Messobjekts entstehen, z. B. durch nicht exakt rechtwinkliges Aufstellen der Kamera zur fotografierten Ebene.

Um die bei einer Berechnung mit VidPIV möglicherweise auftretenden zufälligen und systematischen Fehler abschätzen zu können, wurde vorab ein Versuchsprogramm zur Fehlerbetrachtung durchgeführt, das aus drei Versuchstypen bestand (Tabelle 5.4). Erläuterungen zu den einzelnen Versuchstypen sowie alle Versuchsergebnisse sind in Anhang F.4 zusammengestellt.

Unter der Annahme, dass alle Einflüsse gleichzeitig auftreten und ungünstig wirken, kann die Genauigkeit der mit VidPIV ermittelbaren Verschiebungen bei den vorliegenden Randbedingungen zu etwa 0,02 bis 0,03 mm bei 1,0 mm realer Verschiebung angegeben werden (Tabelle 5.4). Die Genauigkeit der Methode ist damit für die vorliegende Problemstellung ausreichend.

Tabelle 5.4: Ergebnis der Fehlerabschätzung zu zufälligen und systematischen Fehlern bei einer Berechnung mit VidPIV

Versuchstyp	untersuchte Parameter	geschätzter Fehler [mm]
F01	Kreuzkorrelations-Algorithmen	0,00203
F02	horizontale Kameraverdrehung	0,00210
F03	vertikale Kameraverdrehung	0,01959
gesamter Fehler [mm]		0,02372

5.4.4 Modellgesetze

Die in diesem Kapitel beschriebenen 1g-Modellversuche sollen dazu beitragen, die bodenmechanischen Vorgänge im Pfahlnahbereich zu identifizieren und Tragmechanismen durch die Visualisierung von Verschiebungsfeldern zu erkennen. Quantitative Aussagen werden nur zu prozentualen Änderungen von Verschiebungen und Scherdehnungen aufgrund verschiedener Einflussfaktoren getroffen. Die zahlenmäßige Übertragung der Ergebnisse auf einen Pfahl in

situ ist nicht möglich, da die Modellversuche aufgrund der vorliegenden Randbedingungen, insbesondere des niedrigen Spannungszustands, zu einem Pfahl in situ nicht mechanisch äquivalent sein können (Abschnitt 3.4.2 und 4.4.2).

5.5 Versuchsergebnisse

5.5.1 Statisches und zyklisches Pfahltragverhalten

Der statische Versuch PIV01 wurde durchgeführt, um Unterschiede im Pfahltrag- und Bodenverhalten unter statischer und zyklischer Pfahlbelastung zu identifizieren und um das Versagenskriterium des Pfahls nach Gleichung (2.5) festlegen zu können. Alle Ergebnisse des statischen Versuchs sind in Anhang F.1 zusammengestellt.

Der statische Zugversuch PIV01 wurde weggesteuert durchgeführt, wodurch sich das Tragverhalten qualitativ durch die Abnahme des Pfahlwiderstands nach Erreichen der Grenztragfähigkeit von den in Abschnitt 3.5.1 und 4.5.1 beschriebenen kraftgesteuerten Versuchen unterscheidet (Bild 5.5). Die Widerstands-Hebungs-Linie des Pfahls ist mit dem Verhalten einer dicht gelagerten Bodenprobe im Rahmenscherversuch vergleichbar. Der Pfahlwiderstand im Bruchzustand beträgt 0,53 kN und wurde bei einer Hebung des Pfahls von etwa 1,3 mm erreicht.

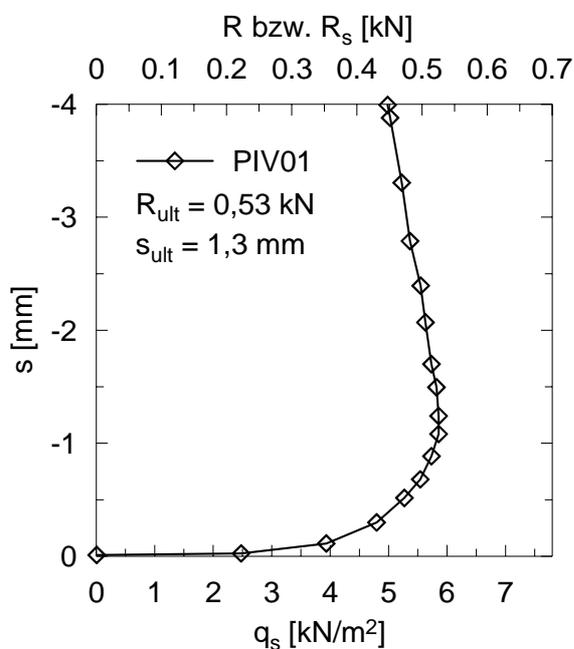


Bild 5.5:

Widerstands-Hebungs-Linie bzw. Mantelreibung-Hebungs-Linie des Pfahls im weggesteuerten statischen Zugversuch PIV01

Das zyklische Pfahltragverhalten wurde in den kraftgesteuerten Versuchen PIV02 bis PIV06 untersucht. Alle Ergebnisse der kraftgesteuerten Versuche sind in Anhang F.2 zusammengestellt.

In den zyklischen Versuchen akkumuliert sich die plastische Verschiebung des Pfahls mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen (Bild 5.6a). Dabei nimmt die Verschiebungsrate in den Versuchen PIV02 und PIV03 unter Zug- bzw. Druckschwelllasten ab, wobei der Pfahl durch Überschreiten des Verschiebungskriteriums gemäß Gleichung (2.5) nach etwa 90 bzw. 1.000 Lastzyklen versagt. In den Versuchen PIV04 bis PIV06 unter Wechsellasten nimmt die Verschiebungsrate ebenfalls zunächst ab, aber es kommt im Vergleich zu den Versuchen unter Schwelllasten zur Umkehr der Verschiebungsrate und dadurch nach deutlich weniger Lastzyklen zum progressiven Versagen des Pfahls (Tabelle 5.5).

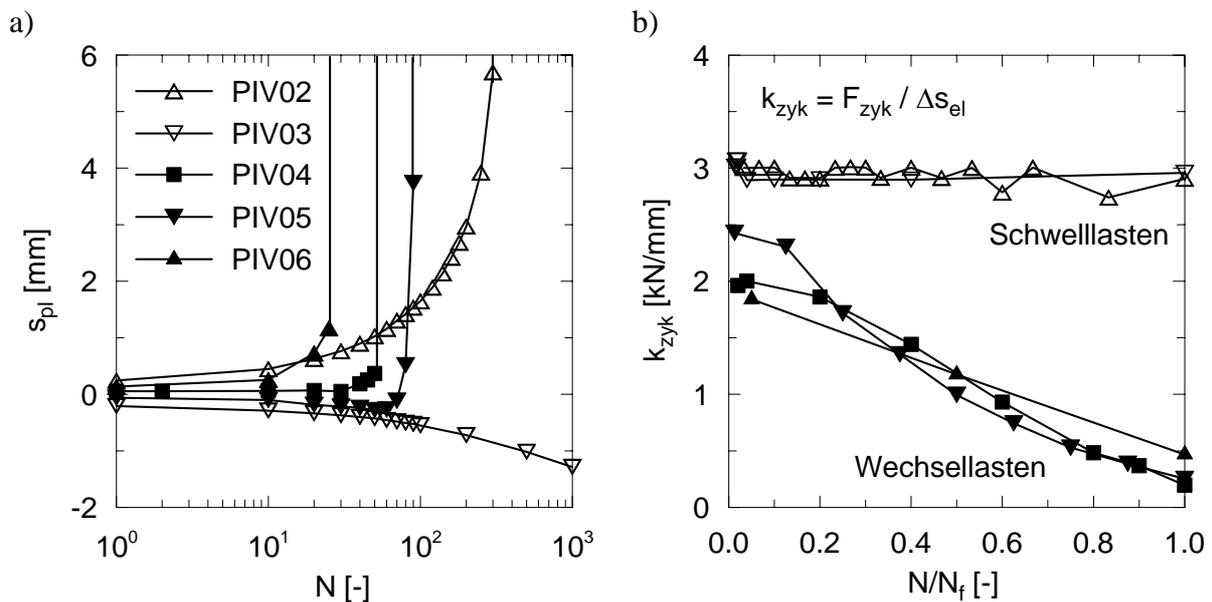


Bild 5.6: Verhalten des Pfahls unter Schwell- und Wechsellasten:
a) plastische Verschiebung, b) zyklische Steifigkeit
Hinweis: Legende in a) gilt auch in b)

Tabelle 5.5: Anzahl der Lastzyklen N_f beim Versagen des Pfahls in den zyklischen Versuchen PIV02 bis PIV06

Versuch	Belastungsart	X_{mitt} [-]	X_{zyk} [-]	N_f [-]
PIV02	Zugschwelllast	0,38	0,38	90
PIV03	Druckschwelllast	0,38 ^{*)}	0,38 ^{*)}	1.000
PIV04	symmetrische Wechsellast	0	0,38	50
PIV05	asymm. Druckwechsellast	0,19	0,38	80
PIV06	asymm. Zugwechsellast	0,19	0,38	30

^{*)} Das mittlere und zyklische Lastniveau war bei diesem Versuch kleiner, da kein statischer Druckversuch zur Bestimmung von R_c durchgeführt wurde und $R_c = R_t$ rechnerisch angesetzt wurde.

Das Verschiebungsverhalten des Pfahls ist bei diesen Versuchen qualitativ mit dem Verhalten eines Pfahlelements (Abschnitt 4.5.2) vergleichbar. Auch hinsichtlich der Entwicklung der elastischen Verschiebungen gibt es Parallelen zu den Versuchen am Pfahlelement, da auch hier die zyklische Steifigkeit unter Schwelllasten bis zum Versagen des Pfahls konstant bleibt, unter Wechsellasten hingegen abnimmt (Bild 5.6b).

5.5.2 Statisches und zyklisches Bodenverhalten

Die Belastung des Pfahls bewirkt aufgrund der Wechselwirkung zwischen Pfahlmantel und Boden eine Verformung des Bodens. Während eines Lastzyklus hebt und setzt sich der Boden im Pfahlnahbereich abhängig von der Krafteinleitungsrichtung in den Boden. Nach einem Lastzyklus hat sich der Boden plastisch verformt. Diese Verformung kann in Form von Verschiebungsvektoren dargestellt werden. Die mit VidPIV ermittelten Verschiebungsvektoren der Bodenpartikel zeigt exemplarisch Bild 5.7a. Durch die ungleichmäßige Verschiebung der Bodenpartikel entstehen gemäß Gleichung (5.2) Scherdehnungen, deren Verteilung anschaulich in Form von Isoflächen visualisiert werden kann (Bild 5.7b). In den folgenden Diagrammen wurden die Verschiebungen und Scherdehnungen analog zu Abschnitt 3.4.1 nach einem vollen Lastzyklus ausgewertet, d. h. bei $F = F_{mitt}$.

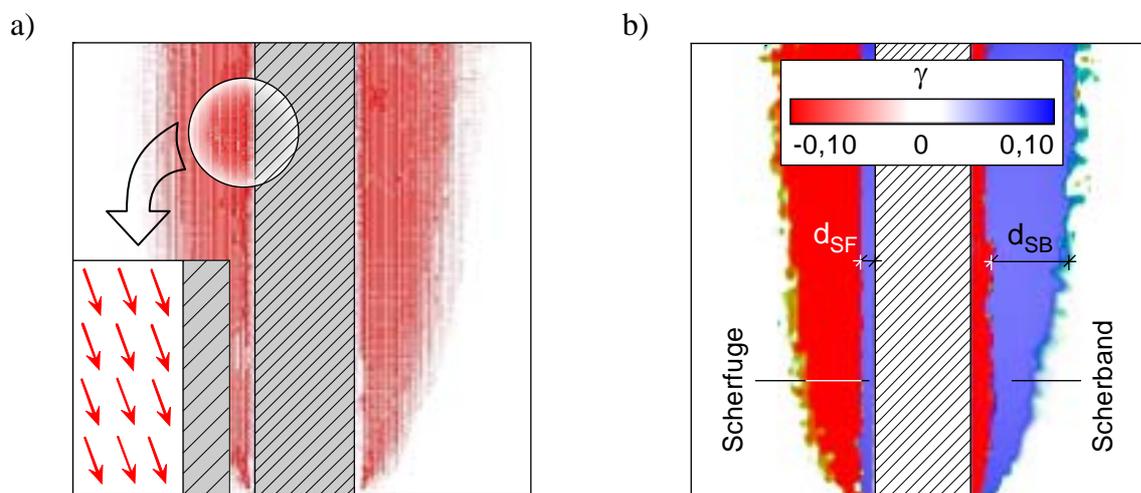


Bild 5.7: a) Mit VidPIV ermittelte Verschiebungsvektoren,
b) Verschiebungsvektoren als Isoflächen und Definition von Scherband und Scherfuge

In allen Versuchen können i. d. R. neben dem Pfahlmantel zwei Bereiche unterschieden werden. Direkt am Pfahlmantel entsteht eine *Scherfuge* mit der Breite d_{SF} , daran anschließend bildet sich ein *Scherband* mit der Breite d_{SB} . Der an das Scherband grenzende Bereich wird nicht mehr beeinflusst. Der Übergang zwischen Scherfuge und Scherband ist durch den

Vorzeichenwechsel der Scherdehnung gekennzeichnet (Bild 5.7b), der durch die unterschiedliche Verschiebung der Bodenpartikel entsteht.

5.5.3 Einfluss der Belastungsart

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse der Versuche PIV01 bis PIV06 zum Einfluss der Belastungsart auf das Bodenverhalten unter statischer und zyklischer Belastung vorgestellt. Dabei wird die Verformung des Bodens im mittleren Bereich (Bereich II gemäß Bild 5.4) betrachtet, wobei die Verschiebungsvektoren in ihren radialen und vertikalen Anteil zerlegt werden. Alle Versuchsergebnisse sind in Anhang F.1 bis F.3 zusammengestellt.

Im statischen Zugversuch PIV01 und im Versuch PIV02 unter Zugschwelllasten verschieben sich die Bodenpartikel in vertikaler Richtung (parallel zum Pfahl) in Verschiebungsrichtung des Pfahls nach oben. Die plastische Verformung des Bodens beträgt beim Versagen des Pfahls in der Scherfuge und im Scherband etwa 0,3 bis 0,4 mm. In den Versuchen PIV03 unter Druckschwelllasten und PIV04 bis PIV06 unter Wechsellasten verschieben sich die Bodenkörner nach unten, auch wenn der Pfahl sich hebt. Die plastische Verschiebung des Bodens beträgt beim Versagen des Pfahls in der Scherfuge etwa 1,2 bis 1,6 mm und im Scherband etwa 0,9 bis 1,0 mm. Betrachtet man die vertikale Verschiebung des Bodens mit zunehmender Entfernung vom Pfahlmantel, stellt man fest, dass sich die Bodenpartikel im statischen Zugversuch sowie in Versuchen unter Zug- und Druckschwelllasten direkt am Pfahlmantel stärker verschieben als mit zunehmender Entfernung vom Pfahlmantel (Bild 5.8a). Unter Wechsellasten hingegen treten die größten Verschiebungen etwa am Übergang von Scherfuge zum Scherband auf (Bild 5.8b).

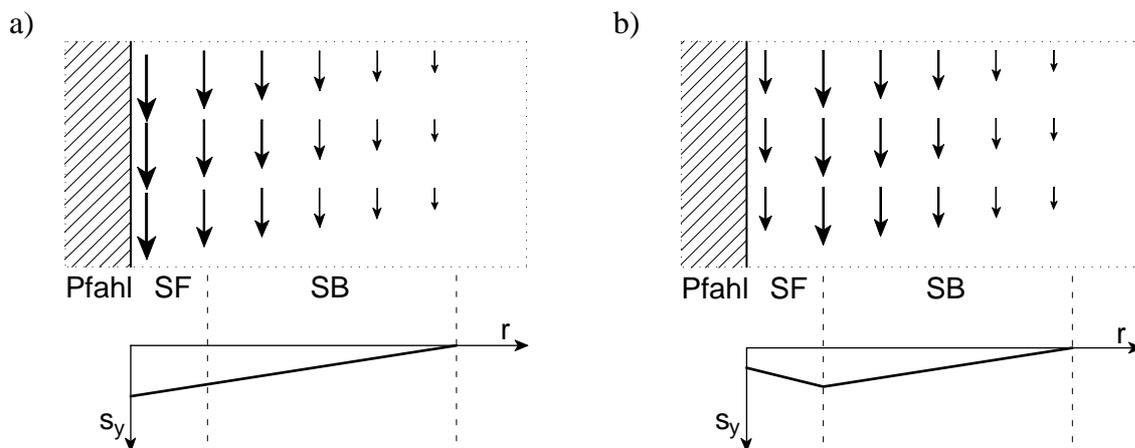


Bild 5.8: Vertikale Komponente der Verschiebungsvektoren:

- a) Versuche unter Schwelllasten,
- b) Versuche unter Wechsellasten

In radialer Richtung verschieben sich die Bodenpartikel im statischen Zugversuch sowie in den Versuchen unter Zug- bzw. Druckschwelllasten i. d. R. vom Pfahl weg. Dabei lockert der Boden in der Scherfuge auf und verdichtet sich im Scherband (Bild 5.9a). In den Versuchen unter Wechsellasten hingegen bewegt sich der Boden in der Scherfuge auf den Pfahl zu. Dabei verdichtet sich der Boden in der Scherfuge und lockert im Scherband auf (Bild 5.9b). In allen Versuchen ist die radiale Bewegung des Bodens immer deutlich kleiner als die vertikale Bewegung (Anhang F.2).

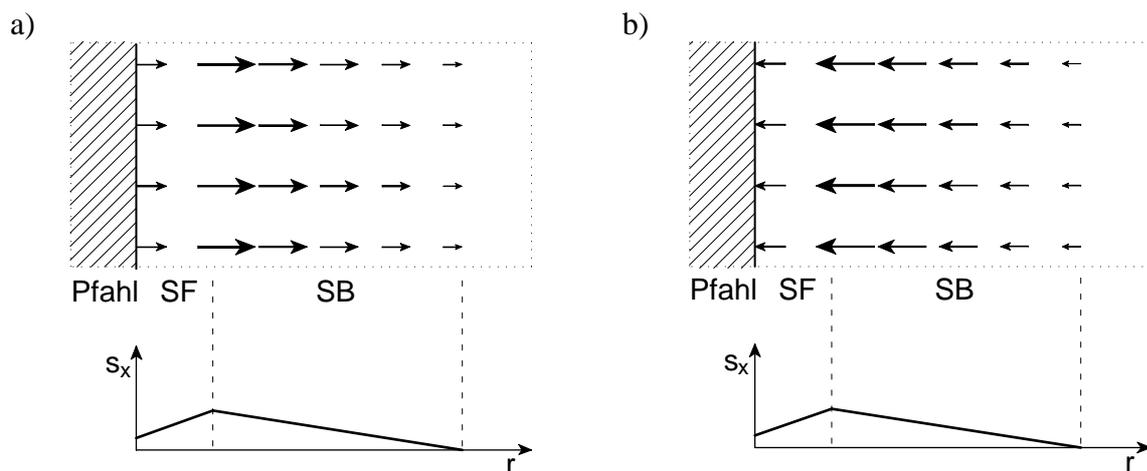


Bild 5.9: Radiale Komponente der Verschiebungsvektoren:

- a) Versuche unter Schwelllasten,
- b) Versuche unter Wechsellasten

Nachfolgend wird die Breite von Scherband und Scherfuge betrachtet (Bild 5.10). Im statischen Zugversuch sind die Scherfuge und das Scherband mit 3,0 bis 4,5 mm bzw. 10 bis 15 mm deutlich schmaler als in allen Versuchen unter zyklischer Belastung. Im Versuch unter Zugschwelllasten konnte keine Scherfuge identifiziert werden. Das Scherband wird mit der Anzahl der Lastzyklen breiter und beträgt beim Versagen des Pfahls etwa 35 mm. Im Versuch unter Druckschwelllasten bleibt die Scherfuge, nach anfänglicher geringer Zunahme, mit steigender Anzahl der Lastzyklen gleich breit, wo hingegen das Scherband breiter wird und beim Versagen des Pfahls etwa 60 mm beträgt. In den Versuchen unter Wechsellasten bleibt die Scherfuge ebenfalls nach anfänglicher geringer Zunahme mit steigender Anzahl der Lastzyklen konstant. Auch das Scherband wird breiter, jedoch ist die Ausdehnung stärker als unter Schwelllasten ausgeprägt. Das breiteste Scherband mit etwa 75 mm beim Versagen des Pfahls wird im Versuch PIV04 unter symmetrischer Wechsellast beobachtet. Die breiteste Scherfuge mit etwa 11 mm wird im Versuch PIV06 unter asymmetrischer Zugwechsellast gemessen.

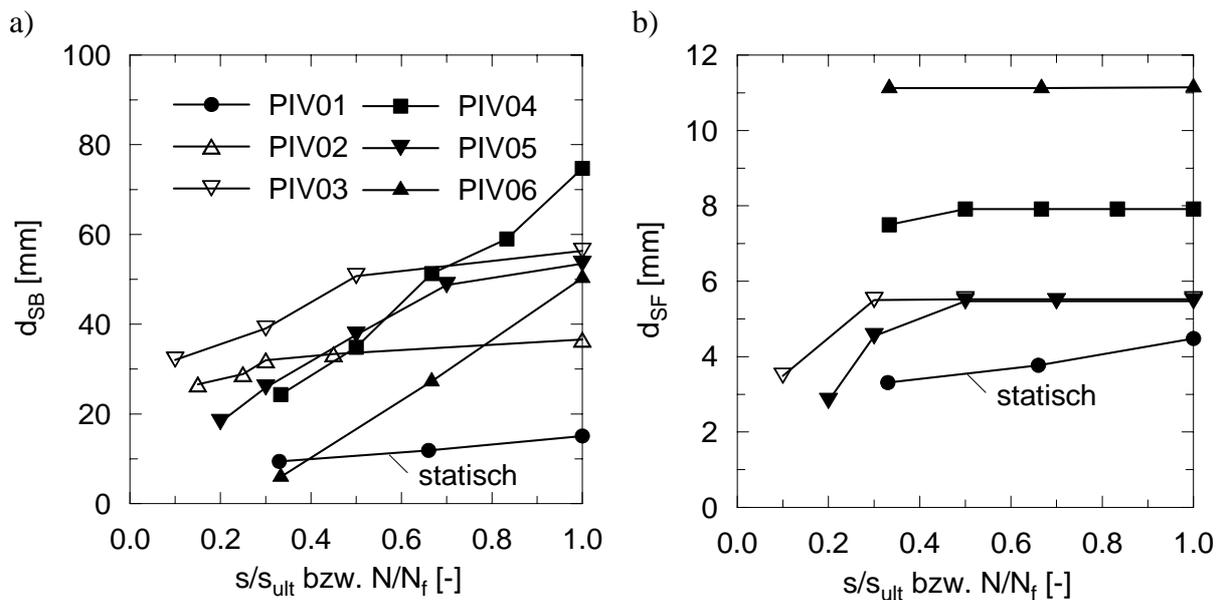


Bild 5.10: a) Breite des Scherbands und b) Breite der Scherfuge mit zunehmender Verschiebung des Pfahls im statischen Versuch bzw. mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen in den zyklischen Versuchen, Hinweis: Legende in a) gilt auch in b)

Im weggesteuerten Referenzversuch PIV09 wurde beobachtet, dass sich nach 10.000 Lastzyklen die größten Kornfraktionen des nichtbindigen Bodens im oberen Drittel des Pfahls, kleinere Kornfraktionen hingegen in der Mitte des Pfahls befunden haben (Bild 5.11). Diese Entmischung von Kornfraktionen im Pfahlnahbereich infolge zyklischer Belastung wird nachfolgend als *Segregation* bezeichnet. Segregation kann vermutlich auch in kraftgesteuerten Versuchen auftreten, dann insbesondere bei Versuchen unter Wechsellasten, da durch die Belastungsumkehr die Entmischung beschleunigt wird. Die Segregation findet in der Scherfuge statt, führt zu einem veränderten mechanischen Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bodens und bewirkt somit ein verändertes Pfahltragverhalten.

In Versuchen unter Wechsellasten wurde weiterhin beobachtet, dass sich direkt am Pfahlmantel nach allen zyklischen Versuchen im nichtbindigen Boden feinste Sandkörner befunden haben. Diese Partikel wurden infolge der zyklischen Scherung von der Oberfläche der Sandkörner gerieben. Durch diese *Abrasion* wird die Oberfläche der Sandkörner glatter, ändert die granulometrischen Eigenschaften des Bodens und damit dessen Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Zudem bilden die feinen Sandkörner quasi eine Gleitschicht, wodurch der bei Versuchsbeginn raue Pfahlmantel mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen immer glatter wird. Durch diese Effekte kommt es ebenfalls zu einem veränderten Pfahltragverhalten, das sich jedoch mit diesem Versuchsprogramm nicht quantifizieren lässt. Hierzu könnten z. B. die Vorgänge im Pfahlnahbereich mit Granulatmodellen simuliert werden, um weitere Kenntnisse auf mikromechanischer Ebene zu erlangen.

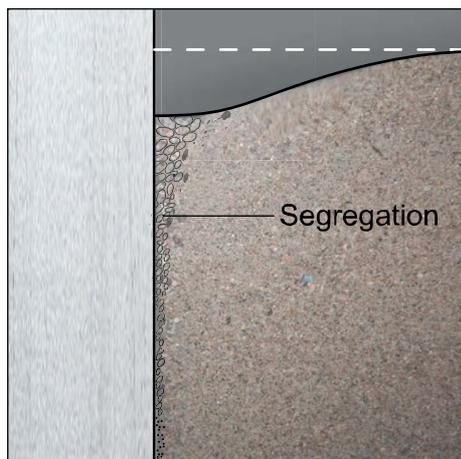


Bild 5.11:

Schematische Darstellung der Segregation von Kornfraktionen in der Scherfuge bei Versuch PIV09

5.5.4 Einfluss der Bodenart

Der Einfluss der Bodenart auf das Pfahltrag- und Bodenverhalten sollte in den Versuchen PIV07 und PIV08 untersucht werden. Bei der Auswertung der Versuche stellte sich jedoch heraus, dass weder der bindige noch der gemischtkörnige Boden aufgrund deren gleichmäßiger Färbung (Bild 5.12) geeignet waren, um Verschiebungen der Bodenpartikel mit VidPIV sichtbar zu machen. Auch durch die Zugabe von *Tracern* war es nicht möglich, dem bindigen oder gemischtkörnigen Boden eine ungleichmäßige Struktur zu geben und damit eine Auswertung mit VidPIV zu ermöglichen. Somit konnte der Einfluss der Bodenart auf das zyklische Bodenverhalten nicht untersucht werden.

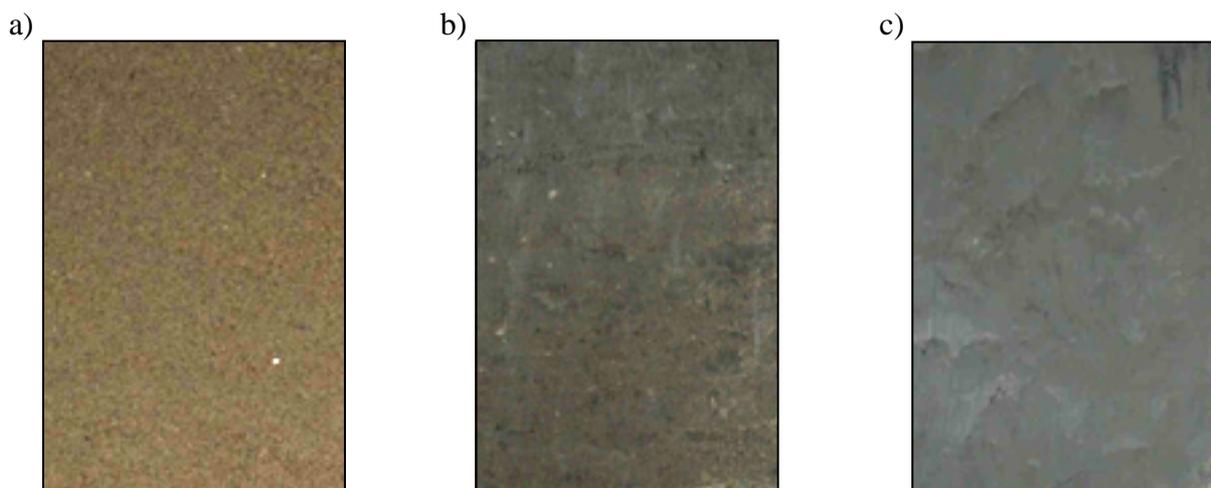


Bild 5.12: Ansicht der Struktur verschiedener Bodenarten:

- a) nichtbindiger Boden,
- b) bindiger Boden,
- c) gemischtkörniger Boden

Zum Einfluss der Bodenart auf das Pfahltragverhalten konnten hingegen Erkenntnisse erlangt werden. Dabei zeigt sich auch hier, wie schon bei den Ergebnissen der Literaturrecherche (Abschnitt 2.4.4) und den Versuchen am Pfahlelement (Abschnitt 4.5.5) hervorgeht, dass das zyklische Pfahltragverhalten im bindigen Boden günstiger als im gemischtkörnigen Boden und dort wiederum günstiger als im nichtbindigen Boden ist, d. h. der Pfahl versagt zuerst im Sand, dann im Geschiebemergel. Die größte Anzahl an Lastzyklen kann im Ton aufgebracht werden (Tabelle 5.6).

Tabelle 5.6: Anzahl der Lastzyklen beim Versagen des Pfahls in verschiedenen Bodenarten

Versuch	Bodenart	N_f
PIV02	nichtbindig	90
PIV07	bindig	3.500
PIV08	gemischtkörnig	2.800

5.5.5 Weitere Einflussfaktoren

In den Versuchen PIV09 bis PIV16 wurde die Auswirkung verschiedener Einflussparameter auf das Bodenverhalten im Pfahlnahbereich untersucht. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt, wobei im Vergleich zum Referenzversuch PIV09 (Tabelle 5.2) jeweils ein Parameter variiert wurde (Tabelle 5.3). Alle Versuchsergebnisse sind in Anhang F.3 zusammengestellt.

Bei den weggesteuerten Versuchen wurde ein ähnliches Verhalten des Bodens wie in den kraftgesteuerten Versuchen festgestellt, d. h. es bilden sich eine Scherfuge und ein Scherband, die Scherdehnungen und die Breite des Scherbands nehmen mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen zu und die Breite der Scherfuge bleibt etwa konstant (Bild 5.13). Bei den weggesteuerten Versuchen ist jedoch zu berücksichtigen, dass es nicht zum Versagen des Pfahls kommen kann, da die Verschiebungsamplitude stets gleich bleibt. Daher entstehen in einigen Versuchen sehr große Scherdehnungen von bis zu 100 %, bei denen ein kraftgesteuerter Versuch vermutlich bereits versagt hätte. Die Einflüsse der Parametervariationen auf die Scherdehnung und die Breite von Scherfuge und Scherband mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen lässt sich dennoch auf kraftgesteuerte Versuche übertragen und kann wie folgt zusammengefasst werden (Bild 5.13):

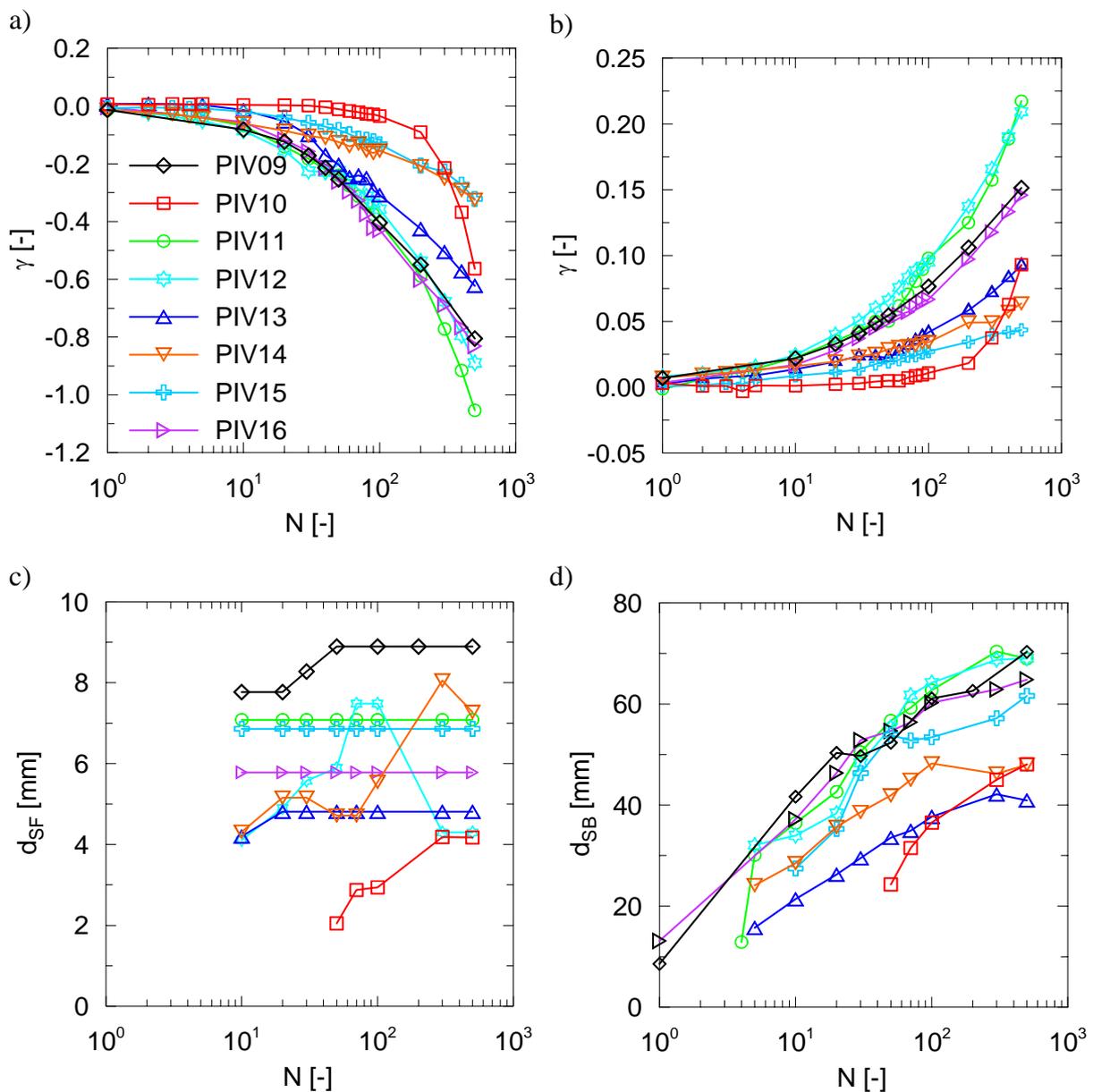


Bild 5.13: a) Scherdehnung in der Scherfuge, b) Scherdehnung im Scherband, c) Breite der Scherfuge, d) Breite des Scherbandes
Hinweis: Legende in a) gilt auch in b), c) und d)

- Die sehr dichte Lagerung im Versuch PIV10 bewirkt in den ersten Lastzyklen deutlich kleinere Scherdehnungen im Vergleich zur dichten Lagerung im Referenzversuch PIV09. Nach Erreichen der dichtesten Lagerung infolge einer zyklischen Verdichtung lockert der Boden in der Scherfuge auf und die Scherdehnungen steigen stark an. Außerdem ist im Versuch PIV10 die Breite der Scherfuge und des Scherbandes am kleinsten, wobei die Scherfuge abweichend zu anderen Versuchen mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen größer wird.

- Im gesättigten Sand (Versuche PIV11 und PIV12) ist die Scherdehnung zunächst etwa gleich groß wie im Referenzversuch PIV09. Mit steigender Anzahl der Lastzyklen akkumuliert sich Porenwasserüberdruck (Abschnitt 4.5.6), wodurch die Scherdehnung im Vergleich zum Referenzversuch nach etwa 100 Lastzyklen größer wird.
- Die Verringerung der Pfahlkantenlänge (Versuch PIV13), die glatte Pfahloberfläche (Versuch PIV14) und die Halbierung der Verschiebungsamplitude (Versuch PIV15) führen zu geringeren Scherdehnungen im Vergleich zum Referenzversuch PIV09. Auch die Breite von Scherband und Scherfuge bleibt stets kleiner als im Referenzversuch.
- Die Änderung der Belastungsfrequenz (Versuch PIV16) hat keine Auswirkungen auf die Scherdehnung und die Breite des Scherbands. Die Breite der Scherfuge ist jedoch etwas geringer als im Referenzversuch. Auch im Tragverhalten wurde bei den Versuchen am Pfahlelement keine Frequenzabhängigkeit festgestellt (Abschnitt 4.5.4).

5.6 Zusammenfassung

Im dritten Modellversuchsprogramm wurde in 16 weg- und kraftgesteuerten Modellversuchen mit Hilfe eines optischen Messverfahrens, der Particle Image Velocimetry, die Bodenbewegung im Pfahlnahbereich unter statischer und zyklischer Pfahlbelastung visualisiert. In einer Parameterstudie wurden dabei die Belastungsparameter, Bodenkenngrößen und Pfahleigenschaften variiert. Dadurch konnten bodenmechanische Vorgänge im Pfahlnahbereich identifiziert werden, die für das veränderte Pfahltragverhalten verantwortlich sind. Die wesentlichen Erkenntnisse der Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die plastische Verschiebung des Pfahls und die Verformung des Bodens akkumulieren sich mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen.
- Im Pfahlnahbereich bilden sich i. d. R. eine Scherfuge und ein Scherband. Im Versuch unter Zugschwelllasten konnte keine Scherfuge identifiziert werden.
- Die Belastungsart beeinflusst das Bodenverhalten in der Scherfuge und im Scherband. Unter Schwelllasten und unter statischer Einwirkung lockert der Boden in der Scherfuge auf und verdichtet sich im Scherband. In den Versuchen unter Wechsellasten verdichtet sich der Boden in der Scherfuge und lockert im Scherband auf.
- Die Scherfuge bleibt mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen annähernd konstant breit. Das Scherband ist deutlich breiter als die Scherfuge und nimmt mit steigender Anzahl an Lastzyklen weiter zu.

- Weitere Einflussparameter auf das zyklische Pfahltragverhalten und Bodenverhalten sind: Mittleres und zyklisches Lastniveau bzw. Verschiebungsamplitude im weggesteuerten Versuch, Bodenart, Lagerungsdichte, Sättigungsgrad, Pfahlkantenlänge und Pfahloberfläche. Eine größere Belastungsamplitude, Pfahlkantenlänge, raue Pfahloberfläche und gesättigter Boden führen zu größeren Scherdehnungen in Scherfuge und Scherband sowie zu einem breiteren Scherband. Die Belastungsfrequenz hat keinen maßgebenden Einfluss auf das Bodenverhalten.
- Segregation und Abrasion in der Scherfuge können die granulometrischen Eigenschaften des Bodens und dadurch das zyklische Pfahltragverhalten ungünstig beeinflussen.

Das dritte Modellversuchsprogramm bildet den Abschluss des experimentellen Teils der Forschungsarbeit. Neben neuen Erkenntnissen zum Bodenverhalten werden die Ergebnisse der ersten beiden Modellversuchsprogramme bestätigt. Eine wesentliche Erkenntnis ist, dass das Bodenverhalten im Pfahlnahbereich und damit auch das Pfahltragverhalten insbesondere von der Belastungsart des Pfahls abhängig ist. Im folgenden Kapitel werden die zahlreichen Erkenntnisse aus den drei Modellversuchsprogrammen zusammengefasst und neue Hypothesen zum veränderten Pfahltragverhalten unter zyklischer Belastung aufgestellt.

6 Erkenntnisse aus den Modellversuchsprogrammen

6.1 Zusammenfassende Darstellung der Versuchsergebnisse

In einer Literaturrecherche und in umfangreichen Parameterstudien (Kapitel 2 bis 5) wurden zahlreiche Einflussfaktoren auf das zyklische Pfahltragverhalten untersucht (Tabelle 6.1). Dabei konnten bekannte Phänomene beobachtet, bisher vermutete Zusammenhänge bestätigt und neue Erkenntnisse zum Pfahltrag- und Bodenverhalten unter zyklischen Belastungen erzielt werden (Tabelle 6.2 bzw. 6.3). Aus diesen Erkenntnissen werden neue Hypothesen über die Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens infolge Schwelllasten und Wechsellasten abgeleitet (Abschnitt 6.2.1 bzw. 6.2.2).

Table 6.1: Untersuchte Einflussfaktoren auf das statische, zyklische und post-zyklische Pfahltrag- und Bodenverhalten

Belastungsparameter	Bodenparameter	Pfahlparameter
Anzahl der Lastzyklen	Bodenart	Pfahlkantenlänge
Belastungsart	Sättigungsgrad	Pfahloberfläche
mittleres Lastniveau	Lagerungsdichte	Pfahlsystem
zyklisches Lastniveau	Spannungsniveau	
Belastungsfrequenz		

Bei der Variation der Belastungsfrequenz konnte kein Einfluss auf das zyklische Verschiebungsverhalten des Pfahls festgestellt werden. Eigene experimentelle Untersuchungen zum Einfluss des Pfahlsystems auf das Pfahltragverhalten wurden nicht vorgenommen. Jedoch belegen die numerischen Untersuchungen von *König (2008)*, dass das zyklische Pfahltragverhalten vom Ausgangsspannungszustand und somit vom Einbringverfahren abhängen kann. Versuche an verschiedenen Pfahlssystemen unter gleichen Randbedingungen sind bisher nicht vorhanden, jedoch zeigen Versuche an Rammpfählen (z. B. *Karlsruud, 1986*), Mikropfählen (z. B. *Schwarz, 2002*) und Bohrpfählen (z. B. *Kempfert/Lauffer, 1991*) ein prinzipiell ähnliches Pfahltragverhalten. Weiterführende Untersuchungen sollten daher zum Einfluss des Pfahlsystems, einer Belastung durch Zyklenpakete, unterschiedlicher Belastungsamplituden und insbesondere von längeren Ruhepausen zwischen den einzelnen Belastungsphasen durchgeführt werden.

Sofern nachfolgend der Begriff *Pfahl* verwendet wird, wurden die beschriebenen Erkenntnisse sowohl bei Versuchen mit dem Modellpfahl (Kapitel 3 und 5) als auch bei Versuchen mit dem Pfahlelement (Kapitel 4) erzielt.

Tabelle 6.2: Erkenntnisse über Einflussfaktoren auf das statische, zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten

Anzahl der Lastzyklen	
• Die plastische Verschiebung des Pfahls akkumuliert sich.	Abschnitt 3.5
• Die post-zyklische Pfahltragfähigkeit ändert sich.	Abschnitt 4.5
	Abschnitt 5.5
Belastungsart	
• In statischen Zugversuchen wird weniger Pfahlmantelreibung mobilisiert als in statischen Druckversuchen.	
• Das Verschiebungsverhalten des Pfahls unter Wechsellasten ist i. d. R. zunächst günstiger, ab einer gewissen Anzahl an Lastzyklen dann ungünstiger als unter Schwelllasten.	Abschnitt 3.5.1
	Abschnitt 4.5.1
• Die elastischen Verschiebungen des Pfahls werden unter Wechsellasten größer, wenn die Verschiebungsrate zunimmt, andernfalls bleiben diese wie unter Schwelllasten konstant.	Abschnitt 4.5.2
	Abschnitt 4.5.9
• Die Verschiebungsrate des Pfahls kann sich unter Wechsellasten nach deutlich weniger Lastzyklen umkehren als unter Schwelllasten.	Abschnitt 5.5.1
• Die post-zyklische Pfahltragfähigkeit nimmt unter Wechsellasten ab, unter Schwelllasten ist auch eine Zunahme möglich.	
mittleres und zyklisches Lastniveau	
• Ein größeres zyklisches Lastniveau wirkt bei gleichem mittleren Lastniveau ungünstig.	
• Ein größeres mittleres Lastniveau kann in Versuchen unter Druckschwelllasten günstig wirken.	Abschnitt 3.5.2
	Abschnitt 4.5.3
• Ein größeres mittleres Lastniveau kann in Versuchen unter Wechsellasten günstig wirken.	
Bodenart	
• Das statische Pfahltragverhalten ist im nichtbindigen günstiger als im gemischtkörnigen Boden und darin günstiger als im bindigen Boden.	Abschnitt 4.5.1
• Das zyklische Pfahltragverhalten ist im nichtbindigen Boden ungünstiger als im gemischtkörnigen Boden und darin ungünstiger als im bindigen Boden.	Abschnitt 4.5.5

Tabelle 6.2: Fortsetzung

Sättigungsgrad	
<ul style="list-style-type: none"> • Im gesättigten nichtbindigen Boden verhält sich der Pfahl erheblich ungünstiger als im trockenen Boden. 	
<ul style="list-style-type: none"> • Im gesättigten Boden akkumuliert sich unter Schwell- und Wechsellasten Porenwasserüberdruck. 	Abschnitt 4.5.6
<ul style="list-style-type: none"> • Die Akkumulation des Porenwasserüberdrucks ist unter Wechsellasten erheblich größer als unter Schwelllasten. 	
Lagerungsdichte	
<ul style="list-style-type: none"> • Im sehr dicht gelagerten Boden ist die Pfahltragfähigkeit unter statischer Belastung erwartungsgemäß größer als im dicht gelagerten Boden. 	Abschnitt 3.5.1 Abschnitt 4.5.1
Spannungsniveau	
<ul style="list-style-type: none"> • Bei einem größeren Spannungsniveau ist auch die statische Pfahltragfähigkeit größer. 	Abschnitt 4.5.1
Spannungsmessungen im Pfahlnahbereich	
<ul style="list-style-type: none"> • Unter statischer und zyklischer Belastung ändern sich die Radial-, Tangential- und Vertikalspannungen im Boden. 	Abschnitt 4.5.1
<ul style="list-style-type: none"> • Die qualitative Änderung ist jedoch nicht abhängig von der Verschiebungsrichtung oder mobilisierten Mantelreibung, sondern von der Belastungsart. 	Abschnitt 4.5.7
Entwicklung des Pfahlmantelwiderstands und der Pfahlmantelreibung	
<ul style="list-style-type: none"> • Der Pfahlmantelwiderstand nimmt während der zyklischen Belastung ab, der Pfahlfußwiderstand nimmt zu, wobei der Gesamtwiderstand konstant bleibt. 	Abschnitt 3.5.3
<ul style="list-style-type: none"> • Die Pfahlmantelreibung wird unter Schwell- und Wechsellasten im oberen Bereich des Pfahls kleiner, im mittleren und unteren Bereich nimmt sie zu. 	Abschnitt 4.5.8
post-zyklische Pfahltragfähigkeit	
<ul style="list-style-type: none"> • Die post-zyklische Pfahltragfähigkeit kann nach Versuchen unter Schwelllasten zu oder abnehmen. 	Abschnitt 3.5.4
<ul style="list-style-type: none"> • Die post-zyklische Pfahltragfähigkeit nimmt nach Versuchen unter Wechsellasten ab. 	Abschnitt 4.5.9

Table 6.3: Erkenntnisse über Einflussfaktoren auf das statische und zyklische Bodenverhalten

Anzahl der Lastzyklen	
<ul style="list-style-type: none"> • Die plastische Verformung des Bodens akkumuliert sich mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen. • Es bilden sich eine Scherfuge und ein Scherband im Pfahlnahbereich. • Die Breite der Scherfuge bleibt mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen annähernd konstant, das Scherband hingegen wird breiter. 	Abschnitt 5.5.2
Belastungsart	
<ul style="list-style-type: none"> • In statischen Druck- und Zugversuchen lockert der Boden in der Scherfuge auf und verdichtet sich im Scherband. • In Versuchen unter Druck- und Zugschwelllasten lockert der Boden in der Scherfuge auf und verdichtet sich im Scherband. • In Versuchen unter Wechsellasten verdichtet sich der Boden in der Scherfuge und lockert im Scherband auf. • In Versuchen unter Wechsellasten verändert Abrasion das mechanische Verhalten des Bodens. • In weggesteuerten Versuchen verändert Segregation das mechanische Verhalten des Bodens. 	Abschnitt 5.5.3
Sättigungsgrad	
<ul style="list-style-type: none"> • Im gesättigten Sand sind die Scherdehnungen größer als im trockenen Sand. 	Abschnitt 5.5.5
Lagerungsdichte	
<ul style="list-style-type: none"> • Im Vergleich zum locker gelagerten Sand werden die Scherdehnungen im dichter gelagerten Sand in den ersten Lastzyklen zunächst langsamer größer, nehmen dann schneller zu, bleiben aber stets kleiner als im locker gelagerten Sand. 	Abschnitt 5.5.5
Pfahlkantenlänge	
<ul style="list-style-type: none"> • Eine größere Pfahlkantenlänge verursacht größere Scherdehnungen in der Scherfuge und im Scherband. 	Abschnitt 5.5.5
Pfahloberfläche	
<ul style="list-style-type: none"> • Eine besandete Pfahloberfläche erzeugt größere Scherdehnungen in der Scherfuge und im Scherband. 	Abschnitt 5.5.5

6.2 Neue Hypothesen über die Ursachen des veränderten Pfahltragverhaltens

6.2.1 Bodenmechanische Vorgänge im nichtbindigen Boden unter Schwelllasten

Wird ein Pfahl im nichtbindigen Boden durch Druck- oder Zugschwelllasten beansprucht, führt die zyklische Scherung des Bodens mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen zur fortschreitenden Kornumlagerung (Abschnitt 5.5.2). Dabei bilden sich am Pfahlmantel eine Scherfuge und daran angrenzend ein Scherband aus (Bild 5.7). Es werden zwei Fälle unterschieden. Sofern das zyklische Lastniveau klein ist und der Boden vor der zyklischen Belastung in der Scherfuge nicht in lockerster Lagerung ansteht, vergrößert sich die Porenzahl infolge der zyklischen Belastung, d. h. der Boden lockert auf (Bild 5.9a). Im angrenzenden Scherband hingegen verdichtet sich der Boden. Die Umlagerung der Kräfte entlang des Pfahlmantels und die Verdichtung des Bodens im Scherband führen zum Anstieg der Radialspannungen (Bild 6.1, mittig und Abschnitt 4.5.7). Dadurch nimmt die Scherfestigkeit des Bodens im Scherband zu und die Verschiebungsrate des Pfahls ab (Bild 6.2, Kurve b1, Abschnitt 4.5.2 und 4.5.3). Wird der Pfahl nach der zyklischen Belastung statisch probebelastet, verhält sich der Pfahl durch die erhöhte Scherfestigkeit des Bodens steifer als ohne zyklische Vorbelastung und weist eine größere Tragfähigkeit auf (Abschnitt 3.5.4 und 4.5.9).

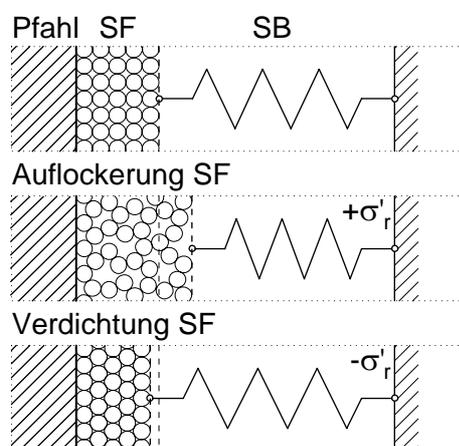


Bild 6.1:

Modellvorstellung zum Tragverhalten unter Schwelllasten

Sofern die zyklische Belastung hingegen groß ist oder der Boden in der Scherfuge während der zyklischen Belastung die lockerste Lagerung erreicht, kann sich der Boden in der Scherfuge nicht weiter auflockern, sondern wird sich stattdessen verdichten. Der Lastzyklus, bei dem der Boden in der Scherfuge die maximale Porenzahl erreicht, hängt insbesondere von der Ausgangslagerungsdichte, dem Spannungszustand sowie dem mittleren und dem zyklischen Lastniveau ab (Abschnitt 4.5.3 und 5.5.3). Im Scherband kommt es gleichzeitig zur Auflockerung des Bodens. Dadurch nehmen die Radialspannungen und die Scherfestigkeit des Bodens im Scherband ab (Bild 6.1, unten). Der Verschiebungsverlauf des Pfahls kann in diesem Fall

durch eine Umkehr der Verschiebungsrate gekennzeichnet sein (Bild 6.2, Kurve b2). Dieser Vorgang ist nicht mehr reversibel, so dass es bei weiterer zyklischer Belastung zum progressiven Versagen des Pfahls kommt. Bei einer post-zyklischen Probelastung wird der Pfahl dann eine geringere Tragfähigkeit als unter statischer Belastung haben (Abschnitt 4.5.9).

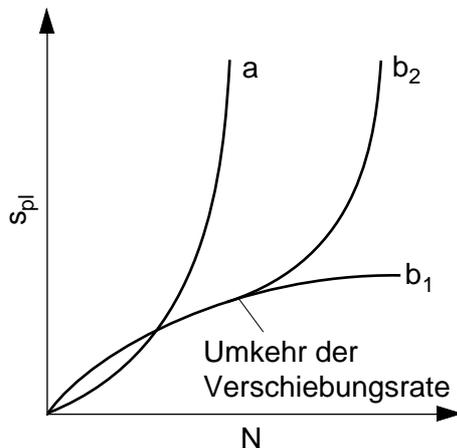


Bild 6.2:

Darstellung möglicher Verschiebungsverläufe mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen

6.2.2 Bodenmechanische Vorgänge im nichtbindigen Boden unter Wechsellasten

Auch unter Wechsellasten wird der Boden im Pfahlnahbereich zyklisch geschert. Im nichtbindigen Boden bilden sich wie unter Schwelllasten eine Scherfuge und ein Scherband, in denen es zu Kornumlagerungen und zur Änderung der Porenzahl kommt. Im Unterschied zu Schwelllasten verdichtet sich der Boden in der Scherfuge schon mit Beginn der zyklischen Belastung - auch bei niedrigen zyklischen Lastniveaus (Bild 5.9b). Im Scherband lockert der Boden zeitgleich auf, wodurch die Radialspannungen abnehmen (Bild 6.1, unten).

Ein wesentlicher Unterschied zum Verhalten unter Schwelllasten ist der Anstieg der Tangentialspannungen σ'_t im Scherband (Abschnitt 4.5.7). Dadurch bildet sich ein Druckring, der die äußeren Radialspannungen σ'_{ra} auf den Pfahlmantel abschirmt (Bild 6.3). Bei andauernder zyklischer Belastung können die inneren Radialspannungen σ'_{ri} schlagartig abfallen (Bild 4.12). Die Verschiebungsrate wird dann zunehmen und der Pfahl innerhalb weniger Lastzyklen durch Herausziehen versagen (Bild 6.2, Kurve b2).

Sofern der Pfahl vor dem Versagen post-zyklisch statisch probelastet wird, wird sich der Pfahl weicher als ohne zyklische Vorbelastung verhalten und eine geringere post-zyklische Tragfähigkeit haben (Abschnitt 4.5.9), da der im Scherband aufgelockerte Boden eine geringere Scherfestigkeit aufweist.

Unter Wechsellasten können zudem Abrasion und Segregation in der Scherfuge die granulometrischen Eigenschaften des Bodens gegenüber statischer Belastung verändern (Abschnitt 5.5.3).

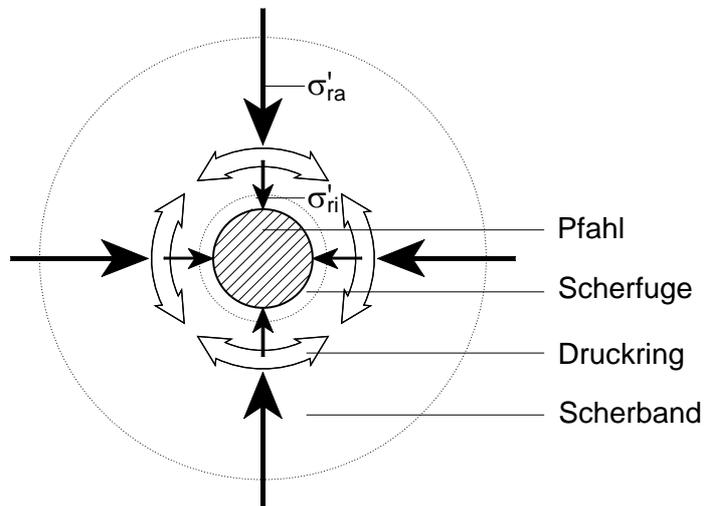


Bild 6.3:

Modellvorstellung zum Tragverhalten unter Wechsellasten

7 Berechnungsmodell zum zyklischen Pfahltragverhalten

7.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der statischen Tragfähigkeit und der Verschiebungen eines Einzelpfahls stehen zahlreiche Berechnungsmethoden zur Verfügung. Eine Übersicht über verschiedene Verfahren enthält z. B. *Poulos (1989a)*. Einen Überblick über Berechnungsmethoden zur Ermittlung des Tragverhaltens von zyklisch axial belasteten Pfählen gibt Abschnitt 2.6.5.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Berechnungsmodell ZYKLAX entwickelt, mit dem das statische, zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten näherungsweise ermittelt werden kann. Die zur Modellierung des statischen Tragverhaltens verwendeten analytischen Ansätze (*statisches Berechnungsmodell*) werden in Abschnitt 7.2 vorgestellt und in Abschnitt 7.3 erweitert, um auch zyklische Einwirkungen berücksichtigen zu können (*zyklisches Berechnungsmodell*). In Abschnitt 7.4 werden die in den Ansätzen benötigten Modellparameter erläutert. Die statischen und zyklischen Ansätze sind im Programmsystem MATLAB (*MathWorks, 2005*) implementiert worden. Das entwickelte Berechnungsprogramm beschreibt Abschnitt 7.5. Abschließend erfolgt in Abschnitt 7.6 die Validierung der Ansätze und des Berechnungsprogramms, indem zum einen Modellversuche sowie Pfahlprobebelastungen nachgerechnet werden und zum anderen eine Sensitivitätsanalyse an den Modellparametern vorgenommen wird.

7.2 Modellierung des statischen Tragverhaltens

7.2.1 Ansatz für den Pfahlmantel

Randolph/Wroth (1978) entwickelten auf Grundlage der Elastizitätstheorie ein analytisches Berechnungsverfahren, mit dem das Last-Setzungs-Verhalten eines Pfahls unter Gebrauchslast näherungsweise bestimmt werden kann. Dabei wird die Wechselwirkung mit dem Boden durch einen Ansatz für den Pfahlmantel und den Pfahlfuß (Abschnitt 7.2.2) beschrieben.

Der Ansatz am Pfahlmantel basiert auf der Idee, die Verformung des Bodens durch konzentrische Zylinder zu modellieren, die unter Schubbeanspruchung stehen (Bild 7.1). *Randolph/Wroth (1978)* nahmen an, dass *simple shear*-Bedingungen vorliegen, die Bodenverformung infolge der Pfahlbelastung überwiegend vertikal ist und die radialen Verschiebungen des Bodens daher vernachlässigt werden können. Unter der weiteren Annahme, dass der Schubmodul und die Mantelreibung bei der Belastung konstant bleiben, leiteten *Randolph/Wroth (1978)* die Last-Setzungs-Beziehung für den Pfahlmantel nach Gleichung (7.1) her.

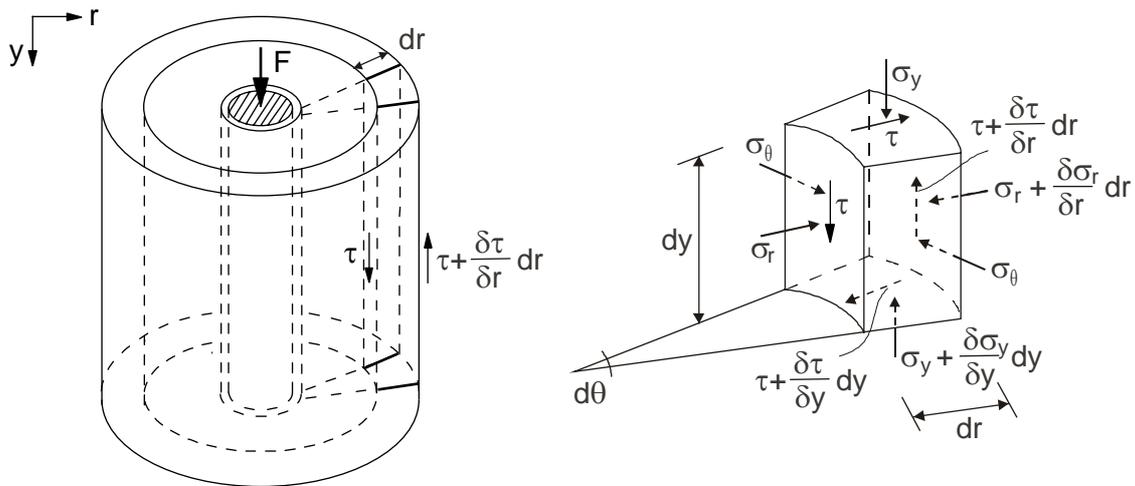


Bild 7.1: Modellvorstellung konzentrischer Zylinder unter Schubbeanspruchung und Spannungen am Bodenelement, nach *Randolph/Wroth (1978)*

$$s_s = \tau_0 \cdot r \cdot \int_{r_0}^m \frac{dr}{G_0 \cdot r} = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_0} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) = \frac{R_s}{G_0 \cdot 2 \cdot \pi \cdot L} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (7.1)$$

mit

- s_s Verschiebung des Pfahlmantels
- R_s Pfahlmantelwiderstand
- τ_0 Schubspannung am Pfahlmantel
- G_0 Schubmodul bei kleinen Dehnungen (Abschnitt 7.4.2)
- r_0 Pfahlradius
- r_m Einflussradius
- L Pfahllänge

Der Einflussradius r_m in Gleichung (7.1) ist ein empirischer Parameter, außerhalb dessen der Einfluss der Schubspannungen auf die Setzungen vernachlässigt werden kann. *Randolph/Wroth (1978)* legten diesen Parameter nach Gleichung (7.2) fest.

$$r_m = 2,5 \cdot L \cdot \rho \cdot (1 - \nu) \quad (7.2)$$

mit

- ρ Kompressibilitätsfaktor (Verhältnis der Schubmoduln in Pfahlmitte und am Pfahlfuß)
- ν Querdehnzahl des Bodens (Abschnitt 7.4.3)

Der Einflussradius hat aufgrund seiner Bedeutung als Integrationsgrenze maßgeblichen Einfluss auf die berechneten Setzungen des Pfahls. Daher gibt es zur Ermittlung des Einflussradius zahlreiche alternative Vorschläge. Eine Übersicht über verschiedene Ansätze enthält z. B. *Rudolf (2005)*. Ein eigener Ansatz wird in Abschnitt 7.2.3 vorgestellt.

Eine linear-elastische Modellierung der Pfahl-Boden-Wechselwirkung führt in der Praxis nur selten zu zufriedenstellenden Ergebnissen. Auch bei einer sehr bedachten Wahl der elastischen Bodenparameter bleibt die Anwendung von Gleichung (7.1) auf Sonderfälle im Gebrauchslastbereich beschränkt. Um auch nichtlineares Bodenverhalten berücksichtigen zu können, verwendeten *Kraft et al. (1981)* die hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gleichung (7.3). Darin wird ein asymptotisch angenäherter Wert τ_f durch einen empirischen Parameter R_{fs} mit dem Bruchwert der Schubspannung τ_{ult} des Bodens verknüpft (*Kondner, 1963* und *Duncan/Chang, 1970*).

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\text{sec}}} = \frac{\tau}{G_0 \cdot \left(1 - R_{fs} \cdot \frac{\tau}{\tau_{ult}}\right)} \quad (7.3)$$

mit

γ	Scherdehnung
τ	Schubspannung
τ_{ult}	Bruchwert der Schubspannung
G_{sec}	Sekantenschubmodul
R_{fs}	Modellparameter (Abschnitt 7.4.4)

Fahey/Carter (2003) wiederum erweiterten den Ansatz von *Kraft et al. (1981)* durch einen Exponenten g_s und leiteten folgende Last-Setzungs-Beziehung für den Pfahlmantel ab:

$$s_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_0 \cdot g_s} \ln \left(\frac{\left(\frac{r_m}{r_0}\right)^{g_s} - R_{fs} \left(\frac{\tau_0}{\tau_{ult}}\right)^{g_s}}{1 - R_{fs} \left(\frac{\tau_0}{\tau_{ult}}\right)^{g_s}} \right) \quad (7.4)$$

mit

g_s	Modellparameter (Abschnitt 7.4.5)
-------	-----------------------------------

Ein Vergleich der Ansätze von *Randolph/Wroth (1978)*, *Kraft et al. (1981)* und *Fahey/Carter (2003)* unter Anwendung von Gleichung (7.4) zeigt, dass für Werte von $g_s < 1$ die Abnahme des Sekantenmoduls G_{sec} modelliert werden kann (Bild 7.2).

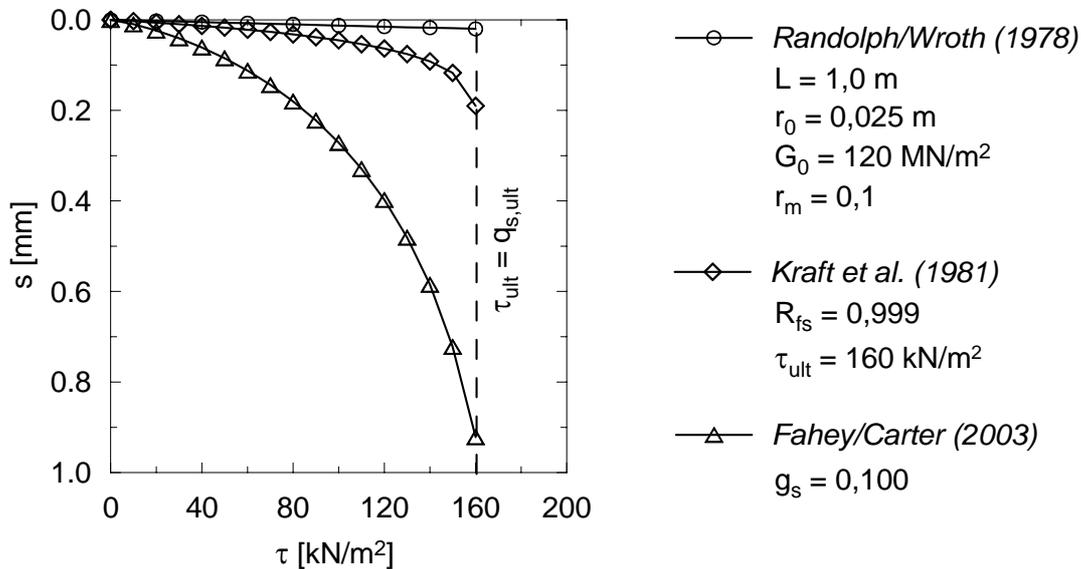


Bild 7.2: Vergleich verschiedener Ansätze zur Modellierung der Last-Setzungs-Beziehung des Pfahlmantels

Das *statische Berechnungsmodell* umfasst Ansätze für den Pfahlmantel und Pfahlfuß. Die Last-Setzungs-Beziehung des Pfahlmantels wird sowohl unter statischer als auch unter postzyklischer Einwirkung nach Gleichung (7.4) modelliert, der Ansatz für den Pfahlfuß wird im folgenden Abschnitt beschrieben.

7.2.2 Ansatz für den Pfahlfuß

Randolph/Wroth (1978) verwendeten für den Pfahlfuß folgende Last-Setzungs-Beziehung:

$$s_b = \frac{R_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G_0 \cdot r_0} \quad (7.5)$$

mit

s_b Verschiebung des Pfahlfußes

ν Querdehnzahl des Bodens (Abschnitt 7.4.3)

R_b Pfahlfußwiderstand

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Bodenverhaltens am Pfahlfuß leiteten *Kraft et al. (1981)*, analog zum Ansatz für den Pfahlmantel nach Gleichung (7.3), eine hyper-

bolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung ab. Dieser hyperbolische Ansatz wird nachfolgend, in Anlehnung an den Ansatz von *Fahey/Carter (2003)*, durch einen Modellparameter g_b erweitert:

$$s_b = \frac{R_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G_0 \cdot r_0 \cdot \left(1 - R_{fb} \cdot \left(\frac{R_b}{R_{b,ult}} \right)^{g_b} \right)} \quad (7.6)$$

mit

- $R_{b,ult}$ Bruchwert des Pfahlfußwiderstands
- R_{fb} Modellparameter für den Pfahlfuß (Abschnitt 7.4.4)
- g_b Modellparameter (Abschnitt 7.4.5)

Die Last-Setzungs-Beziehung des Pfahlfußes wird im *statischen Berechnungsmodell* unabhängig von der Belastungsart nach Gleichung (7.6) beschrieben.

7.2.3 Ansatz für den Einflussradius

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse aus Kapitel 5 und abweichend vom Ansatz nach *Randolph/Wroth (1978)* nach Gleichung (7.2) wird im *statischen Berechnungsmodell* folgender Ansatz für den Einflussradius r_m gewählt:

$$r_m = D \quad (7.7)$$

mit

- D Pfahldurchmesser

Der Einflussradius wird konstant angenommen, wobei zu beachten ist, dass der Einflussradius durch den Parameter g_s gemäß Gleichung (7.4) beeinflusst wird. Im *zyklischen Berechnungsmodell* hingegen wird ein zyklenabhängiger Ansatz gewählt (Abschnitt 7.3.4).

7.3 Modellierung des zyklischen Tragverhaltens

7.3.1 Ansatz für die Ent- und Wiederbelastung

Masing (1926) stellte Regeln auf, mit denen Ent- und Wiederbelastungskurven von Messing mathematisch beschrieben werden können. Diese Regeln werden häufig auch angewendet, um

das zyklische Bodenverhalten zu beschreiben (z. B. *Lee/Poulos, 1993* und *Kirsch/Richter, 2011*). Die *Masing-Regeln* lauten (Bild 7.3):

- Der Schubmodul bei jeder Entlastung entspricht dem Schubmodul G_0 der Erstbelastungskurve.
- Die Form der Entlastungs- und Wiederbelastungskurve entspricht der mit dem Faktor zwei multiplizierten Erstbelastungskurve.

Die eigenen Versuchsergebnisse (Kapitel 3 bis 5) zeigen jedoch, dass das zyklische Pfahltragverhalten des Pfahlmantels besser modelliert werden kann, wenn diese Regeln folgendermaßen modifiziert werden (*zyklisches Berechnungsmodell*):

- Der Faktor zwei wird durch den Parameter κ ersetzt, so dass ein weicheres oder steiferes Bodenverhalten berücksichtigt werden kann (Abschnitt 7.4.6).
- Es wird der zyklenabhängige Parameter δ_N bei Wiederbelastung eingeführt, um die Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls modellieren zu können (Bild 7.3, Abschnitt 7.3.2).
- Es wird der zyklenabhängige Parameter β_N eingeführt, der die Änderung des Bruchwertes der Scherfestigkeit und damit auch die Änderung der Pfahltragfähigkeit beschreibt (Abschnitt 7.3.3).

Neben diesen Modifikationen wird ein von Gleichung (7.7) abweichender Ansatz für den Einflussradius r_m gewählt (Abschnitt 7.3.4).

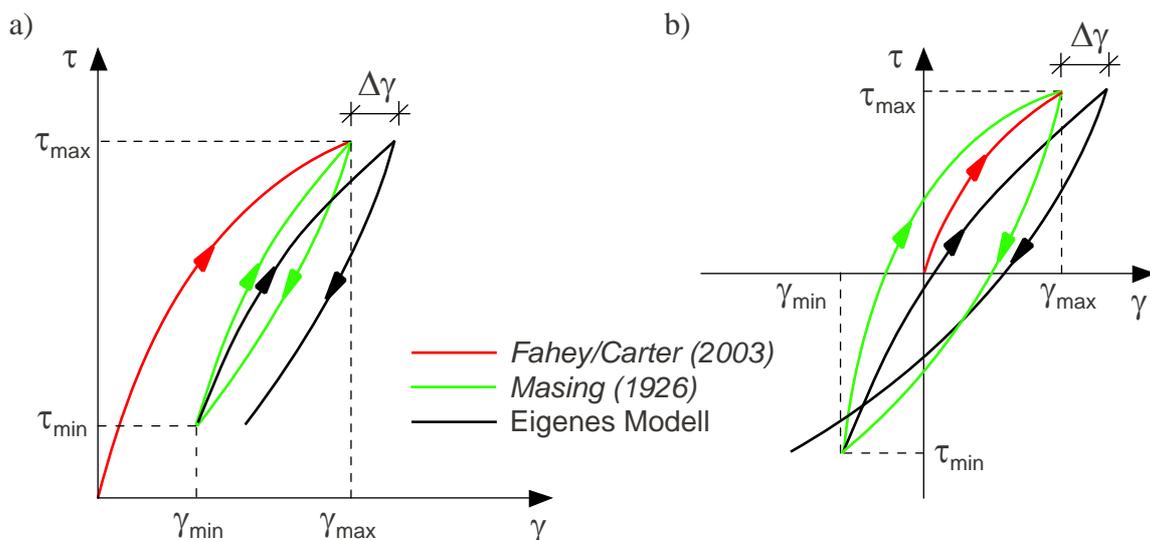


Bild 7.3: Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach *Fahey/Carter (2003)*, *Masing (1926)* und eigene Modifikation: a) unter Schwelllasten, b) unter Wechsellasten

Bei Anwendung der *Masing*-Regeln sowie unter Berücksichtigung der o. g. ersten und dritten Modifikationen wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens bei Entlastung auf Grundlage von Gleichung (7.3) mathematisch wie folgt beschrieben:

$$\gamma = \gamma_{\max} + \frac{\tau - \tau_{\max}}{G_0 \cdot \left(1 - R_{fs} \cdot \left(\frac{|\tau - \tau_{\max}|}{\kappa \cdot \beta_N \cdot \tau_{ult}} \right)^{g_s} \right)} \quad (7.8)$$

mit

- κ Parameter zur Beschreibung der Form der Hysterese (Abschnitt 7.4.6)
- β_N Parameter zur Beschreibung der Änderung der Pfahltragfähigkeit (Abschnitt 7.3.3)
- R_{fs} Modellparameter (Abschnitt 7.4.4)
- τ_{\max} Schubspannung zu Beginn der Entlastung bei $F = F_{\max}$
- γ_{\max} Scherdehnung zu Beginn der Entlastung bei $F = F_{\max}$

Bei Wiederbelastung werden die drei o. g. Modifikationen der *Masing*-Regeln vorgenommen, so dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gleichung (7.9) ermittelt wird.

$$\gamma = \gamma_{\min} + \frac{\tau - \tau_{\min}}{G_0 \cdot \left(1 - R_{fs} \cdot \left(\frac{|\tau - \tau_{\min}|}{\kappa \cdot \delta_N \cdot \beta_N \cdot \tau_{ult}} \right)^{g_s} \right)} \quad (7.9)$$

mit

- δ_N Parameter zur Beschreibung der Akkumulation der plastischen Verschiebung (Abschnitt 7.3.4)
- τ_{\min} Schubspannung zu Beginn der Wiederbelastung bei $F = F_{\min}$
- γ_{\min} Scherdehnung zu Beginn der Wiederbelastung bei $F = F_{\min}$

Analog zur Vorgehensweise von *Randolph/Wroth (1978)* bzw. *Fahey/Carter (2003)* ergibt sich durch Integration der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gleichung (7.8) die Last-Verschiebungs-Beziehung des Pfahlmantels bei Entlastung des Pfahls zu

$$s_{s,E}(N) = s_{\max} + \frac{(\tau_0 - \tau_{\max}) \cdot r_0}{G_0 \cdot g_s} \cdot \ln \left(\frac{\left(\frac{r_{m,N}}{r_0} \right)^{g_s} - R_{fs} \cdot \left(\frac{|\tau_0 - \tau_{\max}|}{\kappa \cdot \beta_N \cdot \tau_{ult}} \right)^{g_s}}{1 - R_{fs} \cdot \left(\frac{|\tau_0 - \tau_{\max}|}{\kappa \cdot \beta_N \cdot \tau_{ult}} \right)^{g_s}} \right) \quad (7.10)$$

mit

$s_{s,E}(N)$ Verschiebung des Pfahlmantels bei Entlastung im Lastzyklus N

s_{\max} Verschiebung des Pfahlmantels zu Beginn der Entlastung bei $F = F_{\max}$

$r_{m,N}$ Lastzyklen-abhängiger Einflussradius (Abschnitt 7.3.4)

und bei Wiederbelastung des Pfahls zu

$$s_{s,W}(N) = s_{\min} + \frac{(\tau_0 - \tau_{\min}) \cdot r_0}{G_0 \cdot g_s} \cdot \ln \left(\frac{\left(\frac{r_{m,N}}{r_0} \right)^{g_s} - R_{fs} \cdot \left(\frac{|\tau_0 - \tau_{\min}|}{\kappa \cdot \delta_N \cdot \beta_N \cdot \tau_{ult}} \right)^{g_s}}{1 - R_{fs} \cdot \left(\frac{|\tau_0 - \tau_{\min}|}{\kappa \cdot \delta_N \cdot \beta_N \cdot \tau_{ult}} \right)^{g_s}} \right) \quad (7.11)$$

mit

$s_{s,W}(N)$ Verschiebung des Pfahlmantels bei Wiederbelastung im Lastzyklus N

s_{\min} Verschiebung des Pfahlelements zu Beginn der Wiederbelastung bei $F = F_{\max}$

Die in den Modellversuchen beobachteten zyklischen Phänomene werden mit den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Berechnungsansätzen modelliert.

7.3.2 Ansatz für die Akkumulation der plastischen Verschiebung

Die Konstruktion der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bodens nach den *Masing*-Regeln führt nach jedem Lastzyklus zu einer geschlossenen Hystereseschleife, so dass auf diese Weise nur elastische Verschiebungen modelliert werden können (Bild 7.3). Um auch die Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahlmantels beschreiben zu können, wird in Gleichung (7.11) der Parameter δ_N eingeführt, der den Sekantenmodul bei Wiederbelastung des Pfahls verändert:

$$\delta_N = 1 - \frac{1}{a \cdot N^b} \quad \text{für } N \geq 1 \quad (7.12)$$

mit

a, b Modellparameter (Abschnitt 7.4.7)

Mit diesem Ansatz wird das Verschiebungsverhalten des Pfahls bei abnehmender Verschiebungsrate modelliert, d. h. wenn der Zuwachs an plastischer Verschiebung bei steigender Anzahl an Lastzyklen abnimmt. Die Versuchsergebnisse zeigen jedoch auch, dass es in einigen Fällen zur Umkehr der Verschiebungsrate kommen kann (Abschnitt 4.5.2). Dieses Verhalten wird durch folgenden Ansatz berücksichtigt:

$$\delta_N = \delta_{N-1} \cdot \left(1 + \frac{1}{c}\right)^N \quad \text{für } N > 1 \quad (7.13)$$

mit

δ_{N-1} Wert von δ_N im vorherigen Lastzyklus

c Modellparameter (Abschnitt 7.4.7)

Der Zuwachs an plastischer Verschiebung wird im ersten Lastzyklus immer nach Gleichung (7.12) modelliert. In den folgenden Lastzyklen erfolgt die Wahl des Verschiebungsansatzes nach einer Prüfung des aktuellen maximalen Lastniveaus gemäß Gleichung (7.14).

$$X_{\max}(N) = \frac{F_{\max}}{R_{ult}(N)} > X_{\text{grenz}} \quad (7.14)$$

mit

$X_{\max}(N)$ maximales Lastniveau im Lastzyklus N

X_{grenz} Grenzlasterlastniveau, ab dem die Umkehr der Verschiebungsrate eintritt

Bei einer Minderung des Bruchwertes der Mantelreibung durch den Faktor β_N gemäß Abschnitt 7.3.3 reduziert sich auch die Grenztragfähigkeit $R_{ult}(N)$. Daher ist das maximale Lastniveau X_{\max} nach Gleichung (2.3) zyklusabhängig und wird mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen größer. Sobald der Grenzwert X_{grenz} überschritten ist, wird der weitere Verschiebungsverlauf nach Gleichung (7.13) berechnet. Sofern es jedoch erforderlich ist, die Zunahme der Pfahltragfähigkeit zu modellieren, wird nur Gleichung (7.12) angewendet.

Hinweise zur Ermittlung der Modellparameter a, b, c und des Grenzwertes X_{grenz} sowie aus Modellversuchen abgeleitete Anhaltswerte werden in Abschnitt 7.4.7 und 7.6.5 gegeben.

7.3.3 Ansatz für die Änderung der Pfahltragfähigkeit

Die Literaturrecherche und die Modellversuche zeigen, dass es infolge einer zyklischen Belastung zur Änderung der Pfahltragfähigkeit kommen kann (Kapitel 2 bzw. Kapitel 3 bis 5). Daher wird in Gleichung (7.10) und (7.11) der Parameter β_N eingeführt, der den Bruchwert der Scherfestigkeit des Bodens bzw. der Pfahlmantelreibung verändert und der zudem durch die Multiplikation mit dem Faktor κ Auswirkungen auf die zyklische Steifigkeit hat. Der Parameter β_N wird in Anlehnung an den Ansatz von *Matlock/Foo (1979)* wie folgt bestimmt:

$$\beta_N = (1 - \dot{\beta}) \cdot (\beta_{N-1} - \beta_{\text{lim}}) + \beta_{\text{lim}} \quad \text{für } N > 1 \quad (7.15)$$

$$\beta_N = 1,0 \quad \text{für } N = 1 \quad (7.16)$$

mit

β_{N-1} Änderungsfaktor im vorherigen Lastzyklus

β_{lim} unterer bzw. oberer Grenzwert für den Änderungsfaktor

$\dot{\beta}$ Abminderungsrate

Der Parameter β_{lim} legt fest, um wie viel Prozent sich der Bruchwert der Scherfestigkeit bzw. der Bruchwert der Pfahlmantelreibung während der zyklischen Belastung ändert. Für einen Wert $\beta_{\text{lim}} < 1,0$ nimmt der Bruchwert der Scherfestigkeit infolge der zyklischen Belastung ab, für einen Wert $\beta_{\text{lim}} > 1,0$ hingegen zu. Die Abminderungsrate $\dot{\beta}$ bestimmt, innerhalb wie vieler Lastzyklen der Grenzwert β_{lim} erreicht wird. Hinweise zur Ermittlung der Modellparameter β_{lim} und $\dot{\beta}$ sowie Anhaltswerte aus Modellversuchen finden sich in Abschnitt 7.4.8.

7.3.4 Ansatz für die Änderung des Einflussradius

Die Modellversuche zum Bodenverhalten belegen, dass im nichtbindigen Boden der infolge der zyklischen Belastung beeinflusste Bereich neben dem Pfahlmantel mit steigender Anzahl der Lastzyklen größer wird, d. h. dass sich das Scherband ausdehnt (Abschnitt 5.5.3). Daher wird für den Einflussradius r_m in Gleichung (7.10) und (7.11) ein zyklenabhängiger Ansatz in Anlehnung an Gleichung (7.15) formuliert:

$$r_{m,N} = (1 - \dot{r}_m) \cdot (r_{m,N-1} - r_{m,\text{lim}}) + r_{m,\text{lim}} \quad \text{für } N > 1 \quad (7.17)$$

$$r_{m,N} = D \quad \text{für } N = 1 \quad (7.18)$$

mit

$r_{m,N-1}$	Einflussradius im vorherigen Lastzyklus
$r_{m,\text{lim}}$	oberer Grenzwert für den Einflussradius
\dot{r}_m	Zuwachsrate

Der Grenzwert $r_{m,\text{lim}}$ gibt an, wie weit sich das Scherband neben dem Pfahlmantel ausdehnt. Durch die Zuwachsrate \dot{r}_m kann festgelegt werden, wie viele Lastzyklen erforderlich sind, den Wert $r_{m,\text{lim}}$ zu erreichen. Für den Einflussradius im ersten Lastzyklus wird der statische Ansatz nach Gleichung (7.7) verwendet. Anhaltswerte für die Modellparameter $r_{m,\text{lim}}$ und \dot{r}_m sind in Abschnitt 7.4.9 dokumentiert.

7.4 Modellparameter

7.4.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 7.2 und 7.3 beschriebenen Ansätze enthalten verschiedene Bodenkenngrößen und Modellparameter, die nachfolgend ausführlich erläutert werden (Tabelle 7.1 und Abschnitt 7.4.2 bis 7.4.9). Die in Tabelle 7.3 und 7.4 sowie in Abschnitt 7.6.2 bis 7.6.5 angegebenen Kennwerte für die statischen und zyklischen Modellparameter wurden aus Rückrechnungen mehrerer Modellversuche und ausgeführter Pfahlprobelastungen sowie aus einer Sensitivitätsanalyse bestimmt.

Optimaler Weise werden die benötigten statischen und zyklischen Modellparameter aus statischen bzw. zyklischen Pfahlprobelastungen rückgerechnet. Alternative Möglichkeiten zur Ermittlung der Modellparameter werden in den folgenden Abschnitten ebenfalls aufgezeigt. Diese Methoden wurden jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht überprüft, sondern basieren auf Überlegungen zu den beobachteten Phänomenen.

Tabelle 7.1: Übersicht über Modellparameter im *statischen* und *zyklischen Berechnungsmodell* sowie Hinweise zu deren Ermittlung

Formelzeichen	Benennung	Hinweise zur Ermittlung
statische Modellparameter		
G_0	Schubmodul des Bodens bei sehr kleinen Dehnungen	Abschnitt 7.4.2
ν	Querdehnzahl	Abschnitt 7.4.3
R_{fs}	Parameter für den Pfahlmantel nach Kraft et al. (1981)	Abschnitt 7.4.4
R_{fb}	Parameter für den Pfahlfuß nach Kraft et al. (1981)	Abschnitt 7.4.4
g_s	Parameter für den Pfahlmantel nach Fahey/Carter (2003)	Abschnitt 7.4.5
g_b	Parameter für den Pfahlfuß	Abschnitt 7.4.5
$q_{s,ult}$	Bruchwert der Pfahlmantelreibung	statische Pfahlprobelastung oder Erfahrungswerte (EA-Pfähle, 2007)
$q_{b,ult}$	Bruchwert des Pfahlsitzendrucks	statische Pfahlprobelastung oder Erfahrungswerte (EA-Pfähle, 2007)
r_m	Einflussradius (statisch)	Abschnitt 7.2.3
zyklische Modellparameter		
κ	zyklische Steifigkeit	Abschnitt 7.4.6
a, b, c, X_{grenz}	Parameter zur Ermittlung von δ_N im Verschiebungsansatz	Abschnitt 7.4.7
$\beta_{lim}, \dot{\beta}$	Parameter zur Ermittlung von β_N im Tragfähigkeitsansatz	Abschnitt 7.4.8
$r_{m,N,lim}, \dot{r}_{m,N}$	Parameter zur Ermittlung von $r_{m,N}$ im Ansatz für den zyklischen Einflussradius	Abschnitt 7.4.9
weitere Modellparameter		
E	E-Modul des Pfahlelements	-
r_0	Radius des Pfahlelements	-
L	Länge des Pfahlelements	-

7.4.2 Schubmodul

Der Schubmodul G_0 ist der Maximalwert des Schubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen und nimmt mit zunehmender Dehnung des Bodens ab. Aus Feldversuchen kann der Schubmodul über die Scherwellengeschwindigkeit oder empirische Korrelationen, z. B. aus Drucksondierungen, ermittelt werden. Im Labor wird der Schubmodul i. d. R. mit Resonant-Column-Versuchen ermittelt. Nach *Vrettos (2009)* lautet eine allgemeine Formel für den Schubmodul:

$$G_0 = S \cdot F(e) \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^n \cdot p_a \quad (7.19)$$

mit

S	empirischer Parameter
$F(e)$	Funktion der Porenzahl
σ'_m	mittlere effektive Spannung
p_a	atmosphärischer Druck
n	empirischer Parameter

In *Studer et al. (2007)* ist eine Formel für den Schubmodul von Sand mit runder Kornform wie folgt angegeben, wobei die mittlere effektive Spannung σ'_m in kN/m^2 einzusetzen ist:

$$G_0 = 7000 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m'^{0,5} \quad (7.20)$$

Der Schubmodul des in den Modellversuchsprogrammen verwendeten Sandes wurde für verschiedene Lagerungsdichten mit Resonant-Column-Versuchen ermittelt (Anhang C.1) und stimmt näherungsweise mit dem nach Gleichung (7.20) vorgeschlagenen Wert überein.

7.4.3 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl ist als Verhältnis zwischen Querverformung und Längsverformung eines Körpers definiert. Für bodenmechanische Berechnungen unter statischer Belastung wird je nach Bodenart i. d. R. ein Wert zwischen 0,25 und 0,40 angesetzt. Unter dränierten Verhältnissen und bei kleinen Dehnungen wurden in Triaxialversuchen auch Werte zwischen 0,15 und 0,25 ermittelt, wobei die Querdehnzahl mit steigender Dehnung zunahm (*Vrettos, 2008*).

7.4.4 Parameter nach *Kraft et al. (1981)*

Der Parameter R_{fs} in Gleichung (7.3) beschreibt in Anlehnung an *Duncan/Chang (1970)* das Bruchverhältnis zwischen einem asymptotisch angenäherten Wert und den Spannungen im Bruchzustand des Bodens. *Kraft et al. (1981)* verwendeten bei der Herleitung der $t-z$ -Kurve nach Gleichung (7.4) ebenfalls dieses Bruchverhältnis. Demnach wird für $R_{fs} = 1,00$ die maximale Schubspannung nur asymptotisch angenähert, und die Scherdehnungen werden theoretisch unendlich groß. Der Parameter R_{fb} im Ansatz für den Pfahlfuß in Gleichung (7.6) hat die gleiche Bedeutung wie der Parameter R_{fs} .

7.4.5 Parameter nach *Fahey/Carter (2003)*

Die Parameter g_s und g_b in Gleichung (7.4) bzw. (7.6) können durch Rückrechnung einer statischen Pfahlprobebelastung bestimmt werden. Auf diese Weise wurde der Parameter g_s für verschiedene Bodenarten aus den in Kapitel 4 beschriebenen Modellversuchen ermittelt. Demnach ist der Wert hauptsächlich von der Bodenart und dem Sättigungsgrad abhängig (Tabelle 7.2).

Tabelle 7.2: Aus Modellversuchen abgeleitete Werte für den Parameter g_s

Bodenart	g_s [-]
Sand, trocken	0,023 bis 0,029
Sand, gesättigt	0,018
Geschiebemergel	0,009
Ton	0,006

7.4.6 Zyklische Steifigkeit

Der Parameter κ in Gleichung (7.10) und (7.11) beschreibt die Form der Hystereseschleife unter zyklischer Belastung und hat somit Auswirkung auf die Entwicklung der elastischen und plastischen Verschiebung des Pfahls (Abschnitt 7.6.5). Sein Wert kann aus der elastischen Verschiebung des Pfahls im ersten Lastzyklus oder aus einer statischen Pfahlprobebelastung mit Ent- und Wiederbelastungsast ermittelt werden. Der Wert von κ ist derart zu wählen, dass die gemessene und die berechnete elastische Verschiebung nach dem ersten Lastzyklus übereinstimmen. Anhaltswerte für den Parameter werden in Tabelle 7.4 angegeben.

7.4.7 Parameter im Verschiebungsansatz

Die Modellparameter a und b legen die Entwicklung des Parameters δ_N in Gleichung (7.11) fest und bestimmen den Verlauf der plastischen Verschiebung bei abnehmender Verschiebungsrate. Sofern eine Umkehr der Verschiebungsrate modelliert werden soll, sind zusätzlich das kritische Lastniveau X_{grenz} und der Parameter c festzulegen. Aus Modellversuchen und zyklischen Pfahlprobelastungen wurden Kennwerte für verschiedene Randbedingungen abgeleitet (Tabelle 7.4). Die Modellparameter lassen sich ggf. auch aus zyklischen Triaxialversuchen ableiten, da die Entwicklung des Parameters δ_N und der Dehnungen im Triaxialversuch affin zu einander verlaufen.

7.4.8 Parameter im Tragfähigkeitsansatz

Die Änderung der Pfahltragfähigkeit wird in Gleichung (7.10) und (7.11) mit Hilfe des Modellparameters β_N modelliert, der sich aus den Parametern β_{lim} und $\dot{\beta}$ ableitet (Abschnitt 7.3.3). Verschiedene Kennwerte wurden durch Rückrechnung aus Modellversuchen und zyklischen Pfahlprobelastungen bestimmt (Tabelle 7.4). Eine alternative Methode zur Bestimmung dieser Modellparameter können ggf. zyklische Scherversuche sein. Dazu müsste in mehreren Versuchen nach jeweils unterschiedlicher Anzahl an Lastzyklen die Änderung der Scherfestigkeit gegenüber eines statischen Referenzversuchs ermittelt werden, um so die Werte β_{lim} und $\dot{\beta}$ ableiten zu können.

7.4.9 Parameter im Ansatz für den Einflussradius

Eine Zunahme des Einflussradius wird in Gleichung (7.10) und (7.11) durch den Parameter $r_{m,N}$ modelliert, für dessen Ermittlung der Grenzwert $r_{m,\text{lim}}$ und die Zuwachsrate \dot{r}_m benötigt werden. Bei Berechnungen im bindigen und im gemischtkörnigen Boden sollte der Parameter $r_{m,\text{lim}} = r_m$ gesetzt werden, d. h. gleich dem Wert unter statischer Belastung. Kennwerte dieser Modellparameter wurden durch Rückrechnung aus Modellversuchen und zyklischen Pfahlprobelastungen hergeleitet (Tabelle 7.4).

7.5 Berechnungsprogramm ZYKLAX

7.5.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 7.2 und 7.3 beschriebenen Ansätze betrachten den Pfahlmantel und Pfahlfuß separat voneinander. Um die Wechselwirkung zwischen Pfahlmantel und Pfahlfuß sowie auch geschichteten Baugrund berücksichtigen zu können, wurde ein Berechnungsprogramm entwi-

ckelt, in dem das Pfahl-Boden-System mit einem eindimensionalen Federmodell abgebildet wird. Wie im Lastabtragungsansatz nach *Coyle/Reese (1966)* wird der Pfahl durch Stabelemente und der Boden durch unabhängige Federelemente modelliert (Bild 7.4). Entlang des Pfahlmantels beschreiben nichtlineare Federn die Schubspannungs-Verschiebungs-Beziehung ($t-z$ -Kurve). Am Pfahlfuß gibt eine nichtlineare Feder die Wechselwirkung zwischen dem Pfahlspitzendruck und der Verschiebung des Pfahlfußelements an ($q-z$ -Kurve).

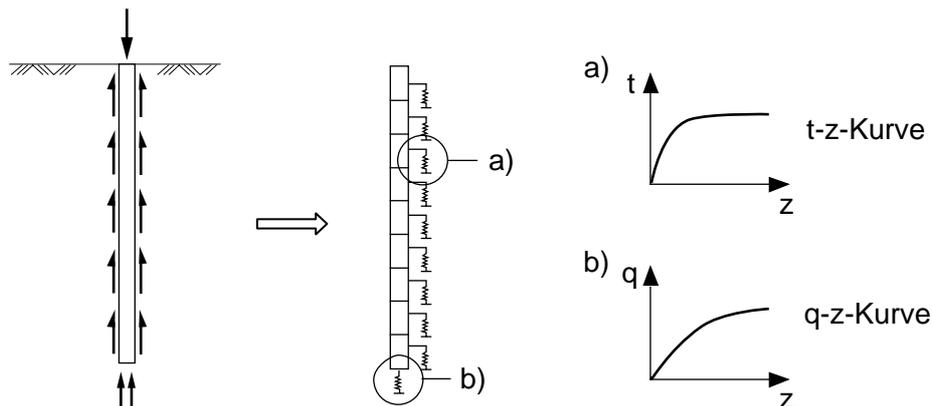


Bild 7.4: Prinzip des Lastabtragungsansatzes bei einem Druckpfahl

Die Berechnungsansätze werden im Folgenden, wie auch das Berechnungsprogramm, unter dem Modellnamen ZYKLAX zusammengefasst. Die benötigten $t-z$ -Kurven können prinzipiell entweder auf empirischer oder theoretischer Grundlage ermittelt werden. Empirische $t-z$ -Kurven, die auf den Ergebnissen von Modellversuchen und statischen Pfahlprobelastungen in Sand basieren, veröffentlichten z. B. *Coyle/Sulaiman (1967)*. Darauf aufbauend führte *Vijayvergiya (1977)* ergänzende Untersuchungen durch und gab grundsätzliche Empfehlungen, um $t-z$ -Kurven für Rammpfähle in Sand zu konstruieren. Diese Empfehlungen sind auch in internationale Regelwerke eingeflossen (z. B. *API RP 2A-WSD, 2000*). Die im Berechnungsprogramm ZYKLAX verwendeten $t-z$ -Kurven sowie die $q-z$ -Kurve wurden theoretisch hergeleitet (Abschnitt 7.2 und 7.3) und in MATLAB, Version 2006a (*MathWorks, 2005*), implementiert (Anhang H). Nachfolgend werden die Dateneingabe, der Berechnungsablauf und die Datenausgabe des Berechnungsprogramms näher erläutert.

7.5.2 Dateneingabe

Der Benutzer des Programms muss zunächst das Pfahl-Boden-System diskretisieren und die Modellparameter vorgeben. Die Vorgehensweise wird exemplarisch anhand eines Pfahls im geschichteten Boden erläutert (Bild 7.5). Eine kommentierte MATLAB-Datei (*Eingabe.m*) enthält Anhang H.1.

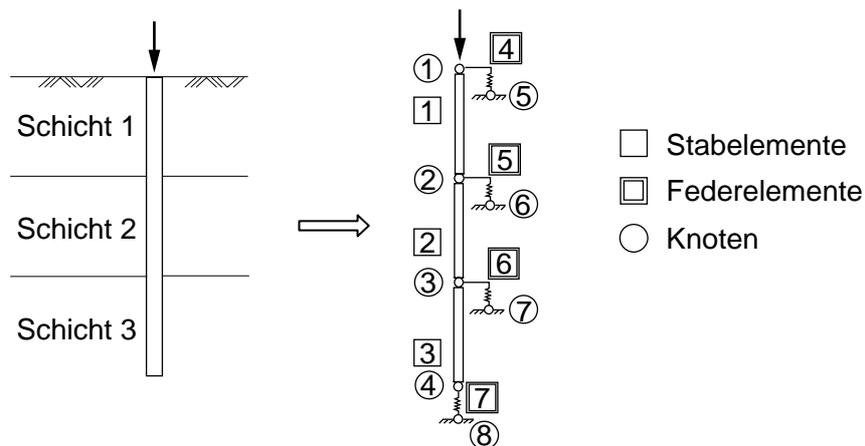


Bild 7.5: Beispiel einer Diskretisierung eines Pfahls im geschichteten Baugrund

Im ersten Schritt wird der Pfahl in beliebig viele Stabelemente unterteilt, wobei z. B. jede Bodenschicht durch ein Element repräsentiert werden kann. An den Enden der Stabelemente angeordnete Knoten verbinden die einzelnen Elemente miteinander. Zusätzlich wird an jedem Knoten ein Federelement angeordnet. Beginnend am Pfahlkopf beschreiben die Federn die Pfahl-Boden-Wechselwirkung entlang des zugehörigen Stabelements. Die Feder am letzten Knoten des untersten Stabelements simuliert die Pfahl-Boden-Wechselwirkung am Pfahlfuß. Die Nummerierung der Stab- und Federelemente sowie der Knoten erfolgt jeweils fortlaufend vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß (Bild 7.5). Außerdem sind in der Eingabedatei die Bodenkenngrößen und Modellparameter nach Abschnitt 7.4 vorzugeben. Anschließend ist die Eingabedatei auszuführen und so in den Systemspeicher zu laden.

7.5.3 Berechnungsablauf

Nach Ausführung der Eingabedatei wird durch Aufruf des Hauptprogramms *ZYKLAX.m* (Anhang H.2) eine Berechnung gestartet, wobei weitere Hilfsdateien aufgerufen werden (Anhang H.3 bis H.9). Im ersten Schritt führt das Programm eine Berechnung unter Verwendung des *statischen Modells* (Abschnitt 7.2) bis zur Einwirkung F_{\max} durch. Im zweiten Schritt folgt die Berechnung der Ent- und Wiederbelastung zwischen den Kräften F_{\max} und F_{\min} für die vorgegebene Anzahl an Lastzyklen mit dem *zyklischen Modell* (Abschnitt 7.3). Dazu wird wie folgt vorgegangen, wobei die Vorgehensweise auch dem Struktogramm (Bild 7.6) am Ende des Abschnitts zu entnehmen ist:

1. Bildung der Steifigkeitsmatrizen der einzelnen Elemente:

Zunächst werden für alle Elemente die Elementsteifigkeitsmatrizen nach Gleichung (7.21) erstellt. Dabei werden für die Pfahlelemente und Federelemente unterschiedliche Steifigkeiten k angesetzt.

$$\underline{k}_e = k \cdot \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (7.21)$$

mit

k Steifigkeit des Elements

Die Steifigkeit des Pfahls wird mit linear-elastischen Stabelementen mit dem E-Modul E , der Querschnittsfläche A und der Elementlänge L wie folgt berechnet:

$$k_{Stab} = \frac{EA}{L} \quad (7.22)$$

Die Wechselwirkung zwischen Pfahlfuß und dem Boden wird gemäß Gleichung (7.6) durch eine nichtlineare Feder modelliert. Die Steifigkeit der Feder ergibt sich dann wie folgt:

$$k_b = \frac{4G_0 \cdot r_0 \cdot \left(1 - R_{fb} \cdot \frac{R_b}{R_{b,ult}}\right)^{g_b}}{(1 - \nu)} \quad (7.23)$$

Die Last-Setzungsbeziehung für den Pfahlmantel nach Gleichung (7.4) wurde auf Grundlage des in Gleichung (7.3) verwendeten Sekantenmoduls G_{sec} hergeleitet. Das nichtlineare Gleichungssystem nach Gleichung (7.27) wird mit dem *Newton-Raphson*-Verfahren gelöst, für das die Tangentensteifigkeit statt der bisher verwendeten Sekantensteifigkeit benötigt wird. Die tangentielle Steifigkeit k_t einer Feder ergibt sich im Allgemeinen aus der Ableitung der Federkraft f nach der Verschiebung s zu

$$k_t = f'(s) = \frac{df}{ds} \quad (7.24)$$

In Gleichung (7.4), (7.10) und (7.11) wird die Verschiebung des Pfahlmantels jedoch abhängig von der Kraft bzw. der Mantelreibung errechnet, so dass zur Ermittlung der Tangentensteifigkeit die Umkehrfunktion zu bilden ist. Da die Schubspannung τ_0 in den Gleichungen logarithmisch eingeht und zudem abhängig von einem Exponenten g_s ist, wird die Umkehrfunktion näherungsweise durch folgende Grenzwertbetrachtung gebildet: Die Verschiebung des Pfahlmantels nach Gleichung (7.4), (7.10) und (7.11) wird mit den Kräften f_1 und $f_2 = f_1 + \Delta f$ berechnet:

$$k_t = \frac{\Delta f}{\Delta s} = \frac{f_2 - f_1}{s(f_2) - s(f_1)} = \frac{\Delta f}{s(f_1 + \Delta f) - s(f_1)} \quad (7.25)$$

Die Tangentensteifigkeit eines Pfahlmantelements ergibt sich dann für die Erstbelastung und für $\Delta f \rightarrow 0$ zu

$$k_s = \frac{2 \cdot \Delta f \cdot G_0 \cdot g_s}{A - B} \quad (7.26)$$

mit

$$A = r_0 \cdot \left(\tau_0 + \frac{\Delta f}{2\pi \cdot r_0 \cdot L} \right) \cdot \ln \left(\frac{\left(\frac{r_m}{r_0} \right)^{g_s} - R_{fs} \cdot \left(\frac{\tau_0 + \frac{\Delta f}{2\pi \cdot r_0 \cdot L}}{\tau_{ult}} \right)^{g_s}}{1 - R_{fs} \cdot \left(\frac{\tau_0 + \frac{\Delta f}{2\pi \cdot r_0 \cdot L}}{\tau_{ult}} \right)^{g_s}} \right)$$

$$B = r_0 \cdot \tau_0 \cdot \ln \left(\frac{\left(\frac{r_m}{r_0} \right)^{g_s} - R_{fs} \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{ult}} \right)^{g_s}}{1 - R_{fs} \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{ult}} \right)^{g_s}} \right)$$

Die Tangentensteifigkeiten bei Ent- und Wiederbelastung werden analog zu dieser Vorgehensweise ermittelt.

2. Bildung der Systemsteifigkeitsmatrix und des nichtlinearen Gleichungssystems:

Die Elementsteifigkeitsmatrizen werden mit einer Koinzidenzmatrix verknüpft, wodurch die Systemsteifigkeitsmatrix gebildet wird. Die Gleichung

$$\underline{F} = \underline{\underline{K}}_s \cdot \underline{u} \quad (7.27)$$

mit

\underline{F} Vektor mit den inneren Knotenkräften

$\underline{\underline{K}}_s$ Systemsteifigkeitsmatrix

\underline{u} Vektor mit den Knotenverschiebungen

verknüpft die Verschiebungen aller Knoten, die im Vektor \underline{u} enthalten sind, mit den Knotenkräften, die den Vektor \underline{F} bilden.

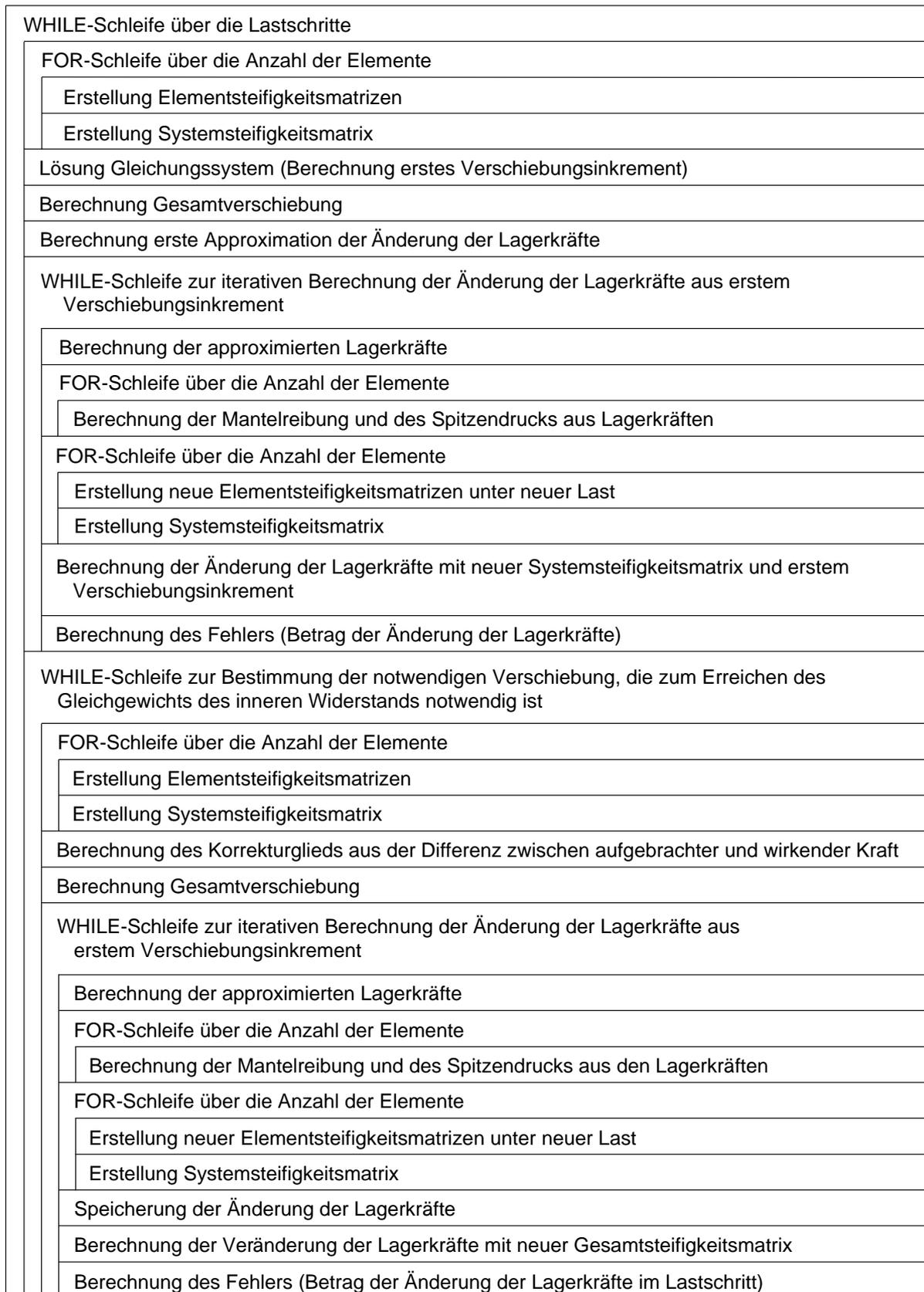


Bild 7.6: Struktogramm zur Berechnung der Erstbelastungskurve

3. Lösen des nichtlinearen Gleichungssystems mit dem Newton-Raphson-Verfahren:

Zur Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems nach Gleichung (7.27) werden die äußeren Lasten auf den Pfahlkopf zunächst durch den Lastfaktor λ in n Inkremente eingeteilt. In jedem Lastschritt wird dann das Gleichgewicht zwischen den inneren Knotenkräften und der Knotenverschiebung mit dem *Newton-Raphson-Verfahren* (Grundlagen z. B. in *Wriggers, 2001*) iterativ ermittelt. Da es sich bei diesem Verfahren um ein numerisches Näherungsverfahren handelt, wird der Gleichgewichtszustand in einem Lastschritt nicht exakt erreicht. Die Beurteilung, ob eine ausreichende Genauigkeit vorliegt, erfolgt über ein Konvergenzkriterium.

7.5.4 Datenausgabe

Das Berechnungsprogramm ZYKLAX liefert die Ergebnisse in tabellarischer Form. Bei einer statischen Berechnung werden in jedem Lastschritt die Verschiebung des Pfahls und die Widerstandsanteile zur Konstruktion einer Widerstands-Setzungs-Linie bzw. Widerstands-Hebungs-Linie sowie die Verteilung der Mantelreibung ausgegeben. Bei einer zyklischen Berechnung werden in jedem Lastzyklus die minimalen, mittleren und maximalen Werte der elastischen und plastischen Verschiebung sowie der Mantelreibung und der Scherdehnung berechnet.

7.6 Validierung des entwickelten Berechnungsmodells

7.6.1 Allgemeines

Nachfolgend wird überprüft, ob mit den analytischen Ansätzen und dem numerischen Berechnungsprogramm ZYKLAX das statische und zyklische Pfahltragverhalten näherungsweise berechnet werden kann. Dazu werden exemplarisch ausgewählte Versuche nachgerechnet (Abschnitt 7.6.2 und 7.6.3). Ferner soll im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse überprüft werden, welche Auswirkungen die Variation der Modellparameter auf das statische und zyklische Pfahltragverhalten hat (Abschnitt 7.6.4 und 7.6.5). Dadurch sollen zudem Anhaltswerte für die Modellparameter ermittelt und Anwendungsgrenzen des Programms erkannt werden.

7.6.2 Anwendung des Berechnungsmodells auf statische Versuche

Die Eignung des analytischen Ansatzes für den Pfahlmantel nach Gleichung (7.4) wird an vier statischen Druck- und Zugversuchen aus Kapitel 4 überprüft, die bei unterschiedlichen Lagerungsdichten und Spannungsniveaus im trockenen nichtbindigen Boden durchgeführt wurden. Weiterhin wird der Ansatz für den Pfahlfuß gemäß Gleichung (7.6) durch Rückrech-

nung des Druckversuchs MP01 aus Kapitel 3 kontrolliert. Schließlich wird überprüft, ob mit dem Berechnungsprogramm ZYKLAX auch ausgeführte statische Pfahlprobebelastungen nachgerechnet werden können. Dazu werden die in *Weiss/Hanack (1983)*, *Kempfert et al. (1991)* und *Baumbach/Schwarz (2010)* dokumentierten Druck- und Zugpfahlprobebelastungen an Bohr- und Mikropfählen im nichtbindigen sowie bindigen Boden nachgerechnet.

Das Pfahl-Boden-System wird bei allen Berechnungen mit jeweils drei Stab- und Federelementen sowie acht Knoten modelliert. Dabei werden folgende statische Modellparameter angesetzt: $\nu = 0,30$, $R_{fs} = R_{fb} = 0,99$ und $r_m = D$. Der Elastizitätsmodul des Modellpfahls (Kapitel 3) sowie des Mikropfahls (*Baumbach/Schwarz, 2010*) wird mit 210.000 MN/m^2 angesetzt, die Bohrpfähle (*Weiss/Hanack, 1983, Kempfert et al., 1991*) werden mit einem E-Modul von 30.000 MN/m^2 berechnet. Die weiteren statischen Modellparameter werden gemäß Abschnitt 7.4.2 bis 7.4.5 ermittelt (Tabelle 7.3).

Tabelle 7.3: In den statischen Berechnungen angesetzte Modellparameter

Versuch	$q_{s,ult}$ [kN/m ²]	$q_{b,ult}$ [kN/m ²]	g_s [-]	g_b [-]	G_0 [kN/m ²]	r_0 [m]	L [m]
PET01	164,8	- ¹⁾	0,018	- ¹⁾	120.610	0,025	0,270
PET03	81,3	- ¹⁾	0,020	- ¹⁾	85.284	0,025	0,270
PET07	101,6	- ¹⁾	0,018	- ¹⁾	120.610	0,025	0,270
PET08	74,1	- ¹⁾	0,022	- ¹⁾	85.284	0,025	0,270
MP01	9,5	219	0,017	1,0	10.500	0,025	0,333
<i>Weiss/Hanack (1983)</i>	62,4	7.500	0,020	0,058	120.000	0,600	2,830
<i>Kempfert et al. (1991)²⁾</i>	35,0 ^{2a)}	-	0,180 ^{2a)}	-	9.000 ^{2a)}	0,500 ^{2a)}	4,200 ^{2a)}
	60,0 ^{2b)}	-	0,200 ^{2b)}	-	10.000 ^{2b)}	0,500 ^{2b)}	1,400 ^{2b)}
<i>Baumbach/ Schwarz (2010)</i>	57,6	- ³⁾	0,150	- ³⁾	8.000	0,076	1,333

¹⁾ Versuch in der Spannungszelle (Kapitel 4) ohne Pfahlfußwiderstand.

²⁾ Die Probebelastung auf Zug fand in geschichtetem Boden statt: ^{2a)} Kennwerte der Abschlammmassen,

^{2b)} Kennwerte des Beckentons.

³⁾ Statischer Zugversuch an einem Mikropfahl.

Bei der Nachrechnung der Druckversuche PET01 und PET03 sowie der Zugversuche PET07 und PET08 nach Gleichung (7.4) wird eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und

berechneten Werten erzielt (Bild 7.7). Die Abweichungen betragen i. M. deutlich unter 10 % (Bild 7.10).

Die Rückrechnung des Versuchs MP01 aus Kapitel 3 und der Pfahlprobebelastung auf Druck von *Weiss/Hanack (1983)* mit ZYKLAX zeigt, dass sowohl der Pfahlmantelwiderstand als auch der Pfahlfußwiderstand im Modellversuch und in situ sehr gut abgebildet werden können (Bild 7.8), denn auch hier betragen die Abweichungen weniger als 10 % (Bild 7.10). Ferner können das Tragverhalten des Mikropfahls unter Zugbelastung im bindigen Boden und des Bohrpfahls im geschichteten Boden rechnerisch ermittelt werden (Bild 7.9). Mit den hier gewählten Parametern wird die gemessene Verschiebung des Mikropfahls ab etwa 75 % der Grenztragfähigkeit jedoch unterschätzt. Die gemessene und berechnete Grenztragfähigkeit stimmen aber sehr gut überein (Bild 7.9a). Mit dieser Ausnahme betragen die Abweichungen i. M. weniger als 10 % (Bild 7.10).

Diese Beispiele belegen sowohl die generelle Eignung des analytischen Ansatzes zur rechnerischen Ermittlung des Verschiebungsverhaltens des Pfahlmantels, als auch die Eignung des Berechnungsprogramms ZYKLAX für statische Berechnungen.

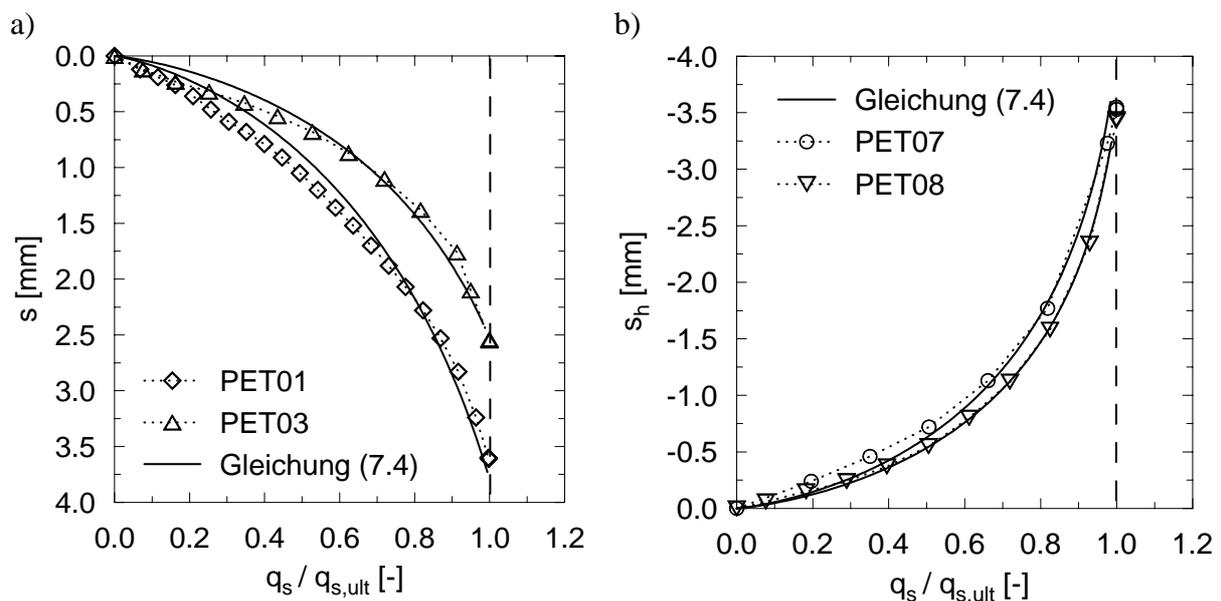


Bild 7.7: Gemessene und nach Gleichung (7.4) berechnete Mantelreibungs-Verschiebungs-Linien im nichtbindigen Boden:

- a) statische Druckversuche PET01 und PET03 aus Kapitel 4,
- b) statische Zugversuche PET07 und PET08 aus Kapitel 4

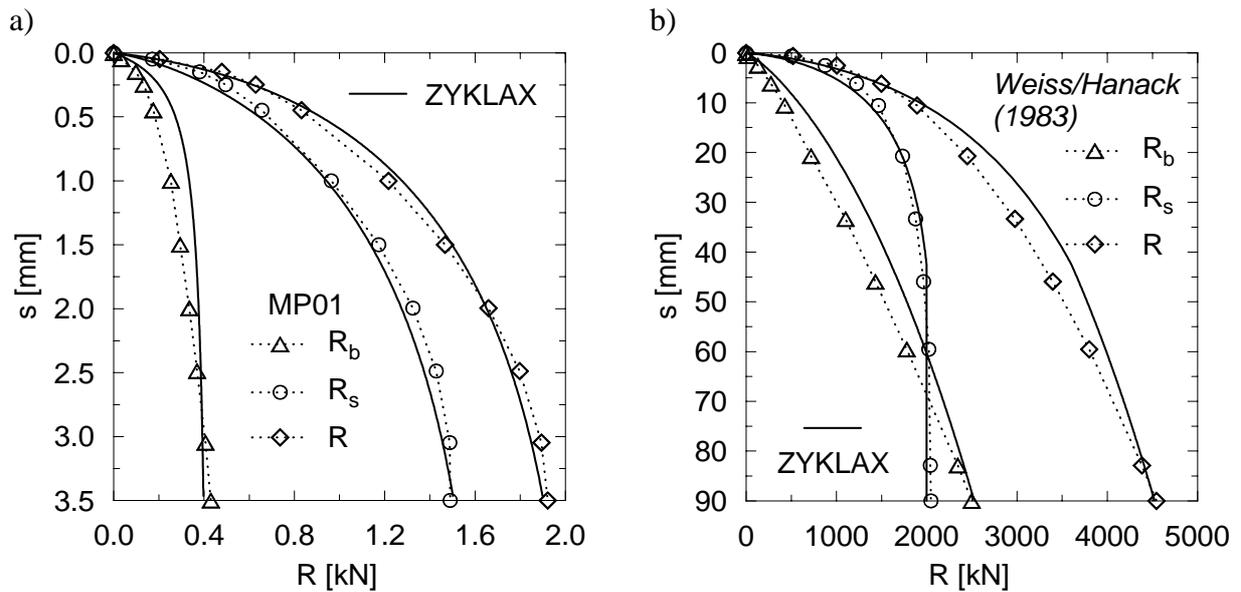


Bild 7.8: Gemessene und mit ZYKLAX berechnete Widerstands-Setzungs-Linien in statischen Druckversuchen im nichtbindigen Boden:

a) Modellversuch MP01 aus Kapitel 3,

b) Pfahlprobelastung an einem Bohrpfehl, nach Weiss/Hanack (1983)

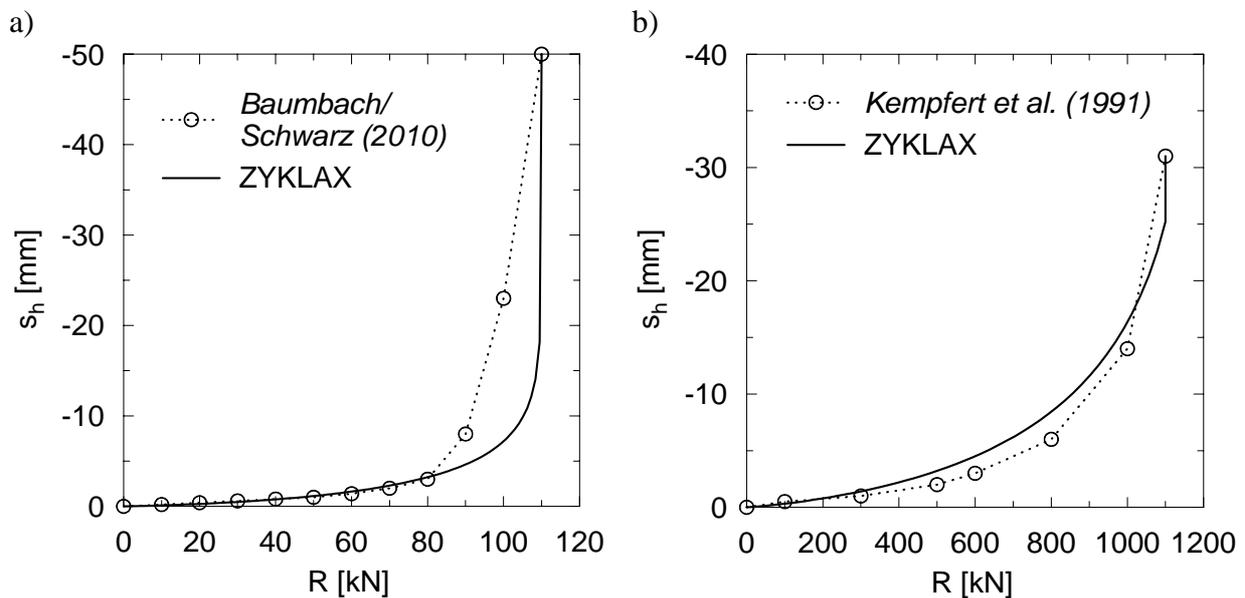
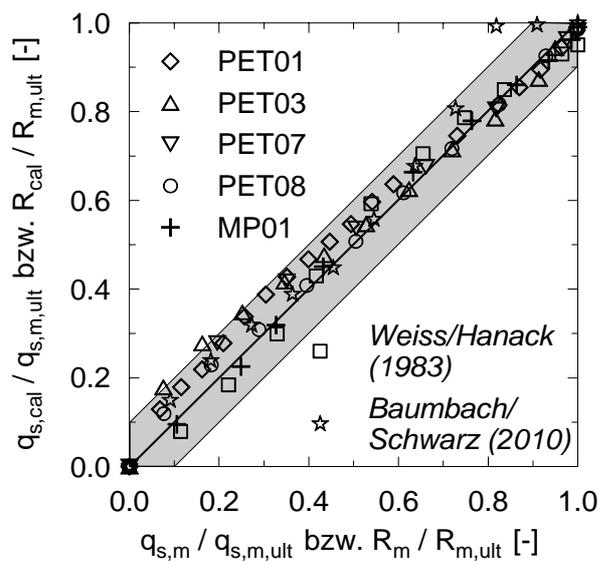


Bild 7.9: Gemessene und mit ZYKLAX berechnete Widerstands-Hebungs-Linien in statischen Zugversuchen im bindigen Boden:

a) Pfahlprobelastung an einem Mikropfehl, nach Baumbach/Schwarz (2010),

b) Pfahlprobelastung an einem Bohrpfehl, nach Kempfert et al. (1991)

**Bild 7.10:**

Abweichung zwischen gemessenen (Index m) und berechneten (Index cal) Werten der normierten Mantelreibung bzw. des normierten Pfahlwiderstands bei jeweils gleicher Verschiebung

7.6.3 Anwendung des Berechnungsmodells auf zyklische Versuche

Die zyklischen Berechnungsansätze nach Abschnitt 7.3.1 bis 7.3.4 und das Berechnungsprogramm ZYKLAX werden anhand von Modellversuchen unter Schwell- und Wechsellasten aus Kapitel 4 sowie an zwei ausgeführten zyklischen Pfahlprobebelastungen (*Kempfert/Lauffer, 1991* und *Baumbach/Schwarz, 2010*) überprüft. Die exemplarisch ausgewählten Modellversuche wurden bei unterschiedlichen Last- und Spannungsniveaus im trockenen nichtbindigen Boden durchgeführt, die zyklischen Pfahlprobebelastungen fanden an Bohrpfählen und Mikropfählen unter Wechsellasten und Zugschwelllasten im bindigen Boden statt.

Die in den zyklischen Berechnungen angesetzten statischen und geometrischen Modellparameter können Abschnitt 7.6.2 und Tabelle 7.3 entnommen werden. Die zyklischen Modellparameter wurden gemäß Abschnitt 7.4.6 bis 7.4.9 ermittelt (Tabelle 7.4). Wie auch bei der Nachrechnung der statischen Versuche in Abschnitt 7.6.2 wurde das Pfahlelement durch drei Stab- und Federelemente modelliert. Die in *Kempfert/Lauffer (1991)* beschriebene zyklische Pfahlprobebelastung wurde zunächst über 5 Lastzyklen mit einer symmetrischen Wechsellast bei einem zyklischen Lastniveau von 0,58 durchgeführt (Berechnung B1 in Tabelle 7.4). Da innerhalb dieser Lastzyklen sehr große Setzungen auftraten, wurde die Belastung dann für weitere 10 Lastzyklen als asymmetrische Wechsellast mit einem mittleren Lastniveau von 0,08 und einem zyklischen Lastniveau von 0,50 ausgeführt (Berechnung B2 in Tabelle 7.4). *Baumbach/Schwarz (2010)* führten mehrere Feldversuche bei unterschiedlichen Lastniveaus durch. Der hier ebenfalls nachgerechnete Mikropfahl hat die Bezeichnung *Pfahl G* und wurde durch Zugschwelllasten mit einem mittleren Lastniveau von 0,63 und einem zyklischen Lastniveau von 0,56 über etwa 3.000 Lastzyklen belastet.

Tabelle 7.4: In den zyklischen Berechnungen angesetzte Modellparameter

Versuch	a	b	c	κ	β_{lim}	$\dot{\beta}$	$r_{m,\text{lim}}$	\dot{r}_m
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]
PET11	1,5	1,50	- ³⁾	1,0	1,00	- ¹⁾	0,30	0,01
PET13	1,4	0,75	- ³⁾	1,5	0,68	0,010	0,30	0,01
PET15	8,0	0,62	- ³⁾	1,3	1,18	0,010	0,30	0,01
PET24	6,0	2,00	5.000	1,0	0,50	0,005	0,30	0,01
<i>Kempfert/ Lauffer (1991)-B1</i>	12,0	0,50	- ³⁾	0,5	0,50	0,010	1,00	- ²⁾
<i>Kempfert/ Lauffer (1991)-B2</i>	8,0	0,80	- ³⁾	0,9	0,50	0,010	1,00	- ²⁾
<i>Baumbach/ Schwarz (2010)</i>	10,0	0,33	- ³⁾	1,0	1,50	0,010	1,00	- ²⁾

¹⁾ Der Bruchwert der Scherfestigkeit nahm nicht ab.

²⁾ Zunahme des Einflussradius wird nicht modelliert, da Versuch im bindigen Boden.

³⁾ Umkehr der Verschiebungsrate trat nicht ein.

Die Nachrechnung der zyklischen Modellversuche unter Druckschwelllasten zeigt, dass die gewählten Ansätze geeignet sind, das zyklische Verschiebungsverhalten unter Schwell- und Wechsellasten abzubilden. Sowohl ein geringer Zuwachs an plastischer Verschiebung wie in Versuch PET11 (Bild 7.11a) als auch eine starke Verschiebungszunahme wie in Versuch PET13 (Bild 7.12a) können abgebildet werden. Auch Versuche unter Wechsellasten, bei denen es wie in Versuch PET24 zur Umkehr der Verschiebungsrate kommt, können rechnerisch erfasst werden (Bild 7.11b). Ebenso lässt sich das post-zyklische Tragverhalten abbilden: Bei der Nachrechnung von Versuch PET13 wird das post-zyklische Verschiebungsverhalten zwar zu weich abgebildet, die gemessene Tragfähigkeit im Bruchzustand stimmt aber näherungsweise mit der berechneten Grenztragfähigkeit überein (Bild 7.12b). Der Unterschied zwischen gemessenen und berechneten Werten liegt i. M. unter 10 % (Bild 7.14). Schließlich lassen sich auch die zyklischen Pfahlprobelastungen in situ, die unter verschiedenen Randbedingungen durchgeführt wurden, mit ZYKLAX sehr gut nachrechnen (Bild 7.13).

Diese Beispiele belegen die Eignung der zyklischen Ansätze und des Berechnungsprogramms ZYKLAX zur rechnerischen Ermittlung des zyklischen und post-zyklischen Pfahltragverhaltens.

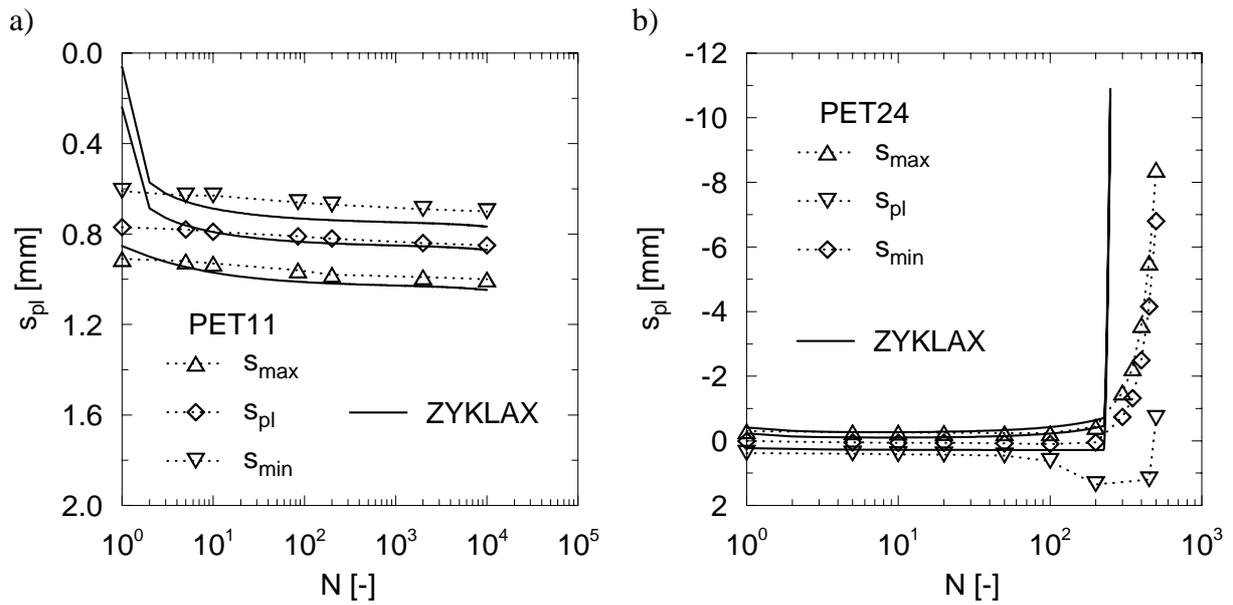


Bild 7.11: Gemessene und mit ZYKLAX berechnete Verschiebung des Pfahlelements in Modellversuchen aus Kapitel 4 im nichtbindigen Boden:

- a) Versuch PET11 unter Druckschwelllasten,
- b) Versuch PET24 unter Wechsellasten

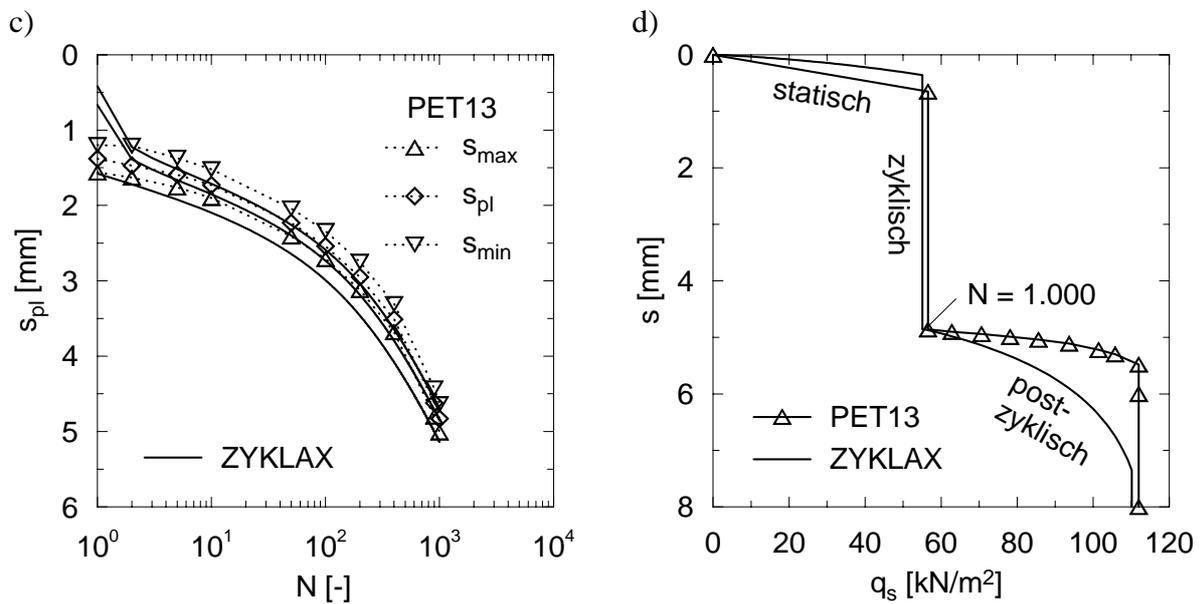


Bild 7.12: Gemessenes und mit ZYKLAX berechnetes Tragverhalten des Pfahlelements in Versuch PET13 unter Druckschwelllasten aus Kapitel 4 im nichtbindigen Boden:

- a) zyklisches Tragverhalten,
- b) post-zyklisches Tragverhalten

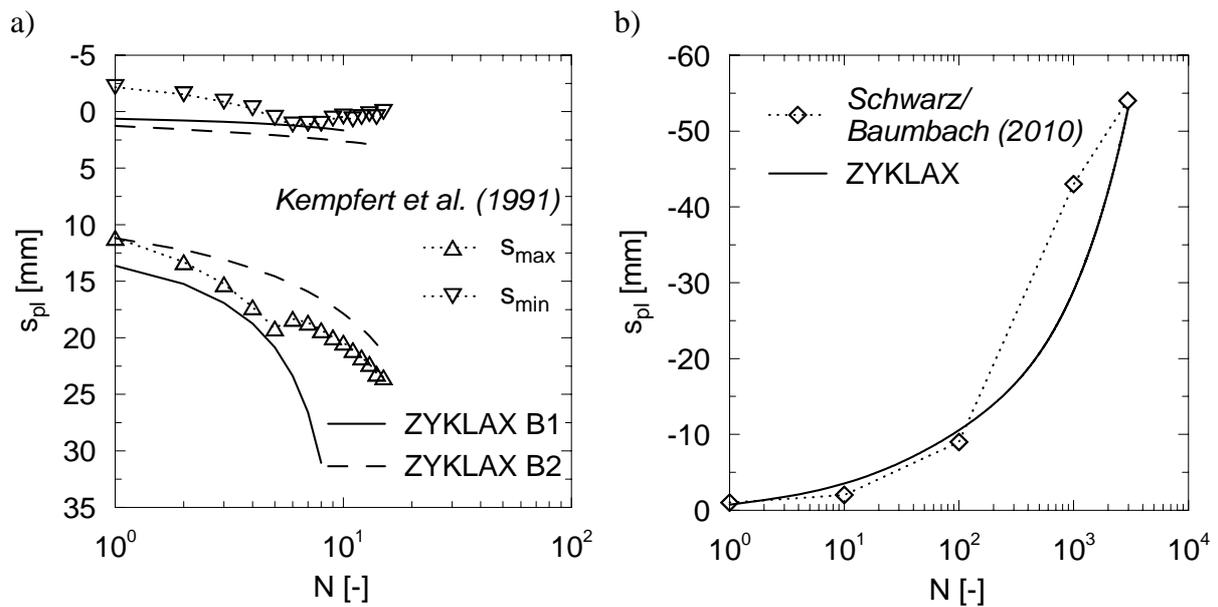


Bild 7.13: Gemessene und mit ZYKLAX berechnete Verschiebung in zyklischen Pfahlprobelastungen im bindigen Boden in situ:

a) Bohrpfahl unter Wechsellasten nach Kempfert/Laufffer (1991),

b) Mikropfahl unter Zugschwelllasten nach Baumbach/Schwarz (2010)

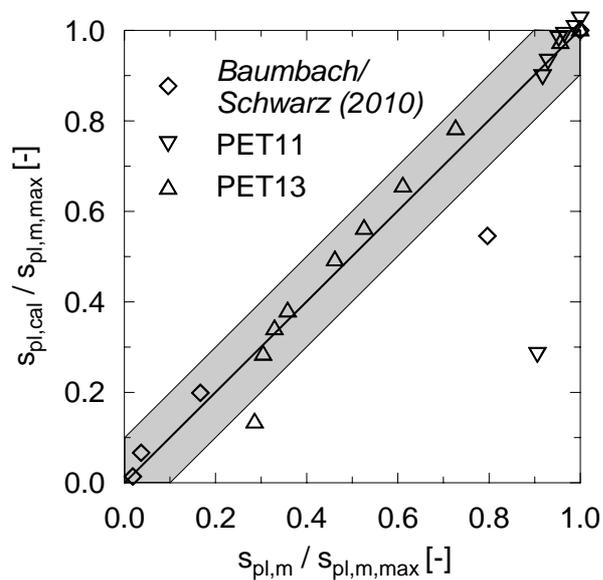


Bild 7.14:

Abweichung zwischen gemessenen (Index m) und berechneten (Index cal) Werten der normierten plastischen Verschiebung in den Versuchen unter Schwelllasten im jeweils gleichen Lastzyklus

7.6.4 Variation statischer Modellparameter

In einer Parameterstudie wurden die statischen Modellparameter G_0 , r_m , R_f , g_s , g_b , $q_{b,ult}$ und $q_{s,ult}$ variiert, um die Auswirkung einer Erhöhung oder Minderung dieser Parameter auf das Pfahltragverhalten zu identifizieren. Als Referenzversuch diente die in Abschnitt 7.6.2 vorgestellte statische Pfahlprobelastung von Weiss/Hanack (1983) an einem Bohrpfahl im

Berliner Sand. Die Ergebnisse der Parameterstudie werden wie folgt zusammengefasst (Bild 7.15 und 7.16):

- Die Änderung des Schubmoduls G_0 beeinflusst insbesondere den Pfahlfußwiderstand. Der Pfahlmantelwiderstand wird weniger stark verändert. Aus einem kleineren Schubmodul folgt erwartungsgemäß ein weiches Pfahltragverhalten (Bild 7.15a).
- Die Variation des Einflussradius r_m wirkt sich nur auf den Pfahlmantelwiderstand aus, da der Ansatz für den Pfahlfuß nach Gleichung (7.6) unabhängig vom Einflussradius ist. Der Unterschied in den Ergebnissen bei einer Berechnung mit einem Pfahlradius und mit zwei Pfahldurchmessern ist sehr gering (Bild 7.15b). Aufgrund seiner Eigenschaft als Integrationsgrenze nehmen die Setzungen bei größerem Einflussradius zu.
- Die Minderung oder Erhöhung der Parameter g_s und g_b ändert den Verlauf des Pfahlmantel- bzw. Pfahlfußwiderstands. Je größer die Parameter g_s und g_b angenommen werden, desto geringer sind die Verschiebungen, bis der Bruchwert der Mantelreibung bzw. des Spitzendrucks erreicht wird (Bild 7.15c).
- Die Variation der Parameter R_{fs} und R_{fb} beeinflusst den Pfahlmantel- bzw. den Pfahlfußwiderstand geringfügig (Bild 7.15d). Je größer der Wert angesetzt wird, desto eher wird der Bruchwert der Mantelreibung bzw. des Spitzendrucks erreicht.
- Die Modifikation des Bruchwertes des Pfahlspitzendrucks $q_{b,ult}$ verändert erwartungsgemäß nur den Pfahlfußwiderstand. Eine Minderung des Bruchwertes verursacht eine Abnahme der Pfahltragfähigkeit (Bild 7.16a).
- Die Änderung des Bruchwertes der Pfahlmantelreibung $q_{s,ult}$ modifiziert erwartungsgemäß nur den Pfahlmantelwiderstand. Ein kleinerer Wert führt zur Abnahme der Pfahltragfähigkeit (Bild 7.16b).

Die Berechnungen mit ZYKLAX unter Variation der statischen Modellparameter liefern plausible Ergebnisse. Das entwickelte Berechnungsverfahren ZYKLAX ist somit auch geeignet, das statische Pfahltragverhalten bei unterschiedlichsten Randbedingungen abzubilden.

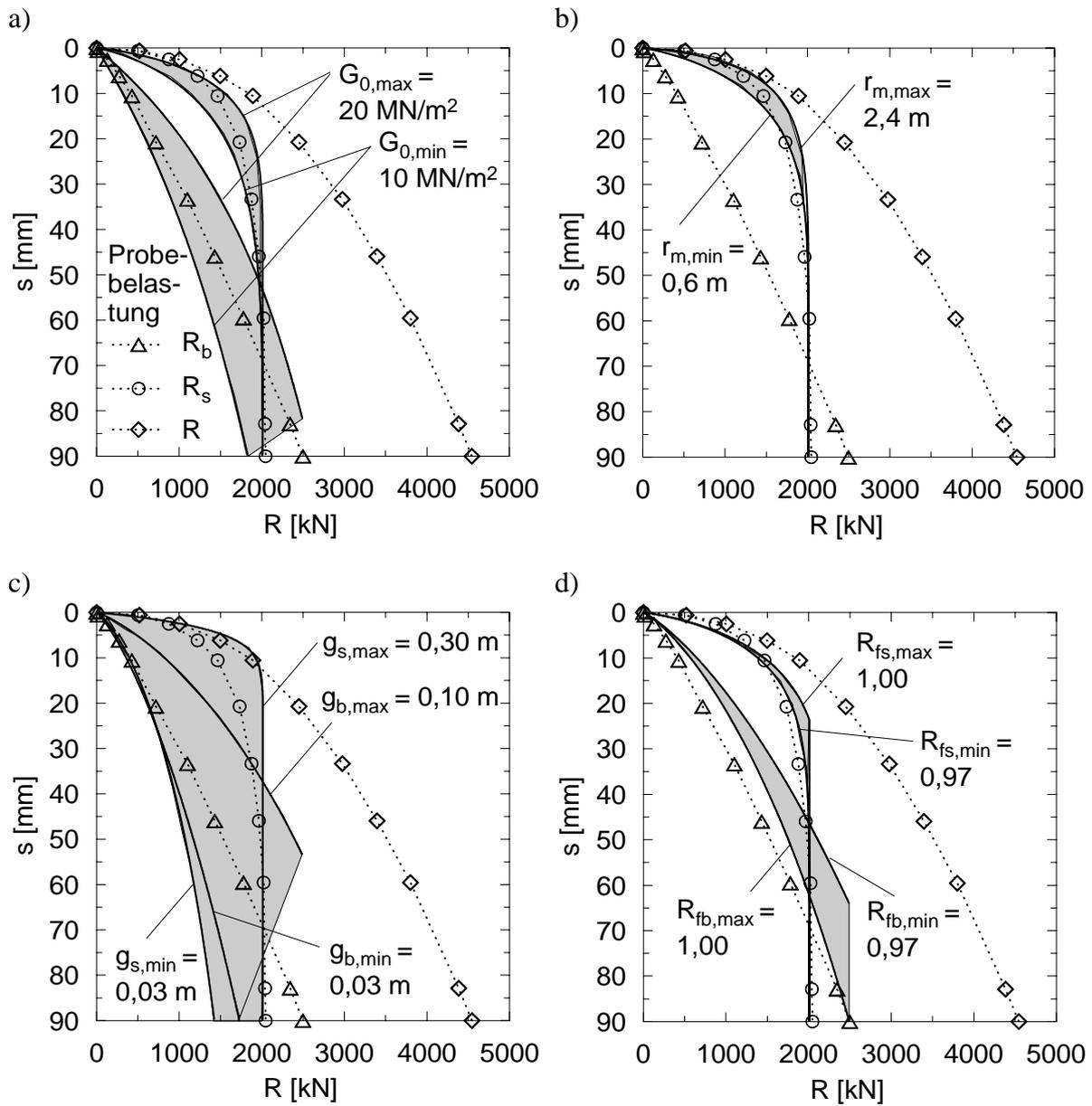


Bild 7.15: Variation der statischen Modellparameter:

- a) Schubmodul G_0 ,
- b) Einflussradius r_m ,
- c) Parameter g_s und g_b
- d) Parameter R_{fs} und R_{fb}

Hinweis: Legende in a) gilt auch in b), c) und d)

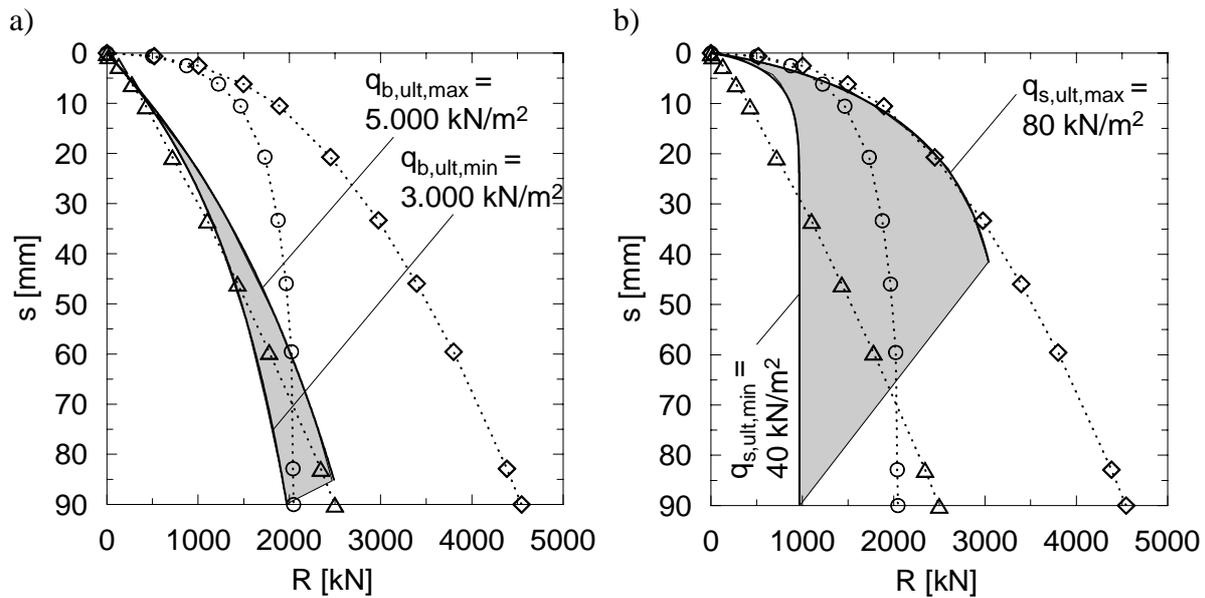


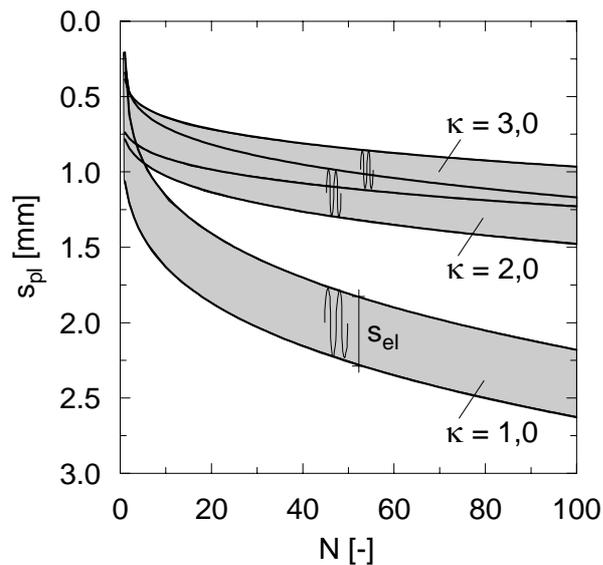
Bild 7.16: a) Variation des Bruchwertes des Pfahlspitzen drucks $q_{b,ult}$,
 b) Variation des Bruchwertes der Pfahlmantelreibung $q_{s,ult}$
 Hinweis: Legende in a) gilt auch in b)

7.6.5 Variation zyklischer Modellparameter

Die zyklischen Modellparameter κ , δ_N sowie $r_{m,N}$ beeinflussen das zyklische Verschiebungsverhalten; der Modellparameter β_N verändert die post-zyklische Pfahltragfähigkeit. Zur Ermittlung dieser vier Modellparameter werden weitere Parameter benötigt, die alle einer Sensitivitätsanalyse unterzogen worden sind. Dabei stand analog zu den statischen Versuchen die Frage im Vordergrund, wie sich eine Erhöhung oder Minderung eines Parameters auf das zyklische Tragverhalten auswirkt. Als Referenzversuch diente der Versuch PET13 aus Kapitel 4, der zunächst mit den in Tabelle 7.4 genannten Parametern nachgerechnet wurde. Dann wurde jeweils ein Modellparameter variiert.

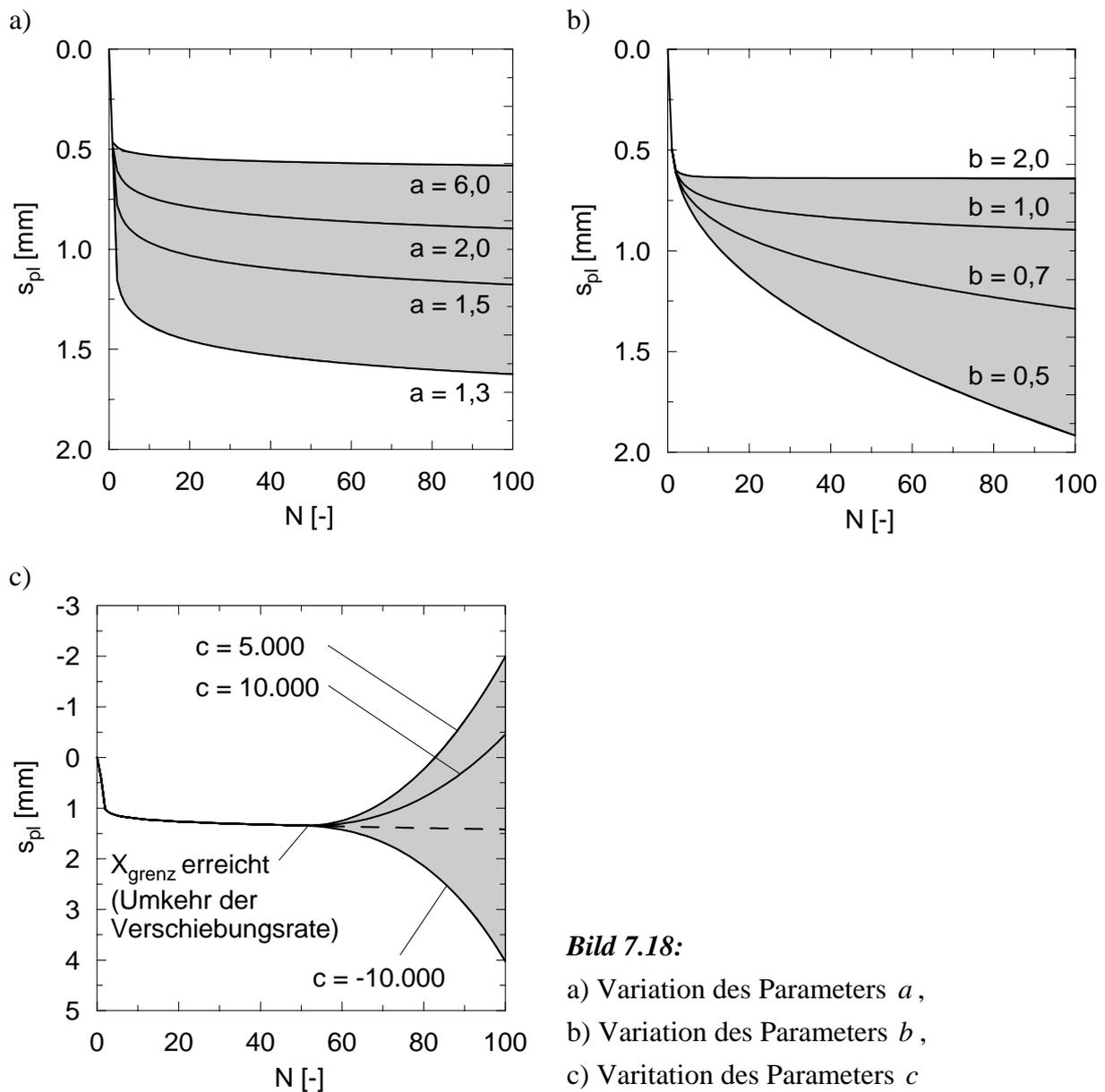
Eine Veränderung des Parameters κ im Ansatz für die zyklische Steifigkeit nach Gleichung (7.10) und (7.11) führt zu folgendem Ergebnis (Bild 7.17):

- Der Parameter κ beeinflusst sowohl die elastische als auch die plastische Verschiebung des Pfahls.
- Bei kleinerem κ ist die elastische Verschiebung des Pfahls größer.
- Bei kleinerem κ ist die zyklische Verschiebungsrates des Pfahls größer, d. h. der Zuwachs an plastischer Verschiebung nimmt zu.

**Bild 7.17:**Variation des Parameters κ

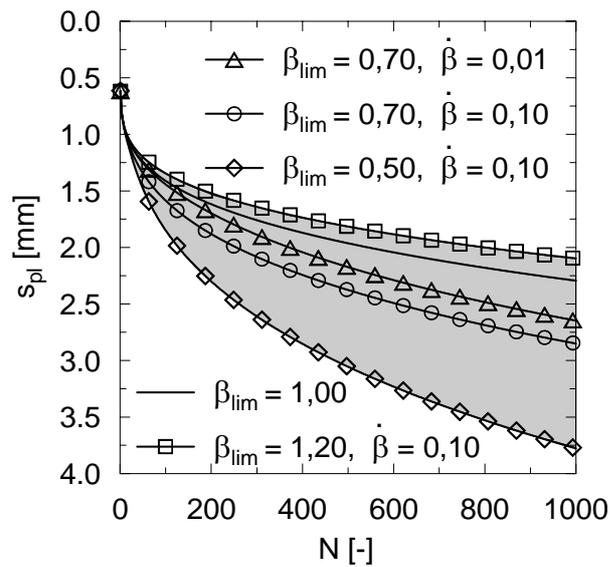
Die Modifikation der Parameter a , b und c im Verschiebungsansatz nach Gleichung (7.12) und (7.13) wirkt sich wie folgt aus (Bild 7.18):

- Der Parameter a beeinflusst die plastische Verschiebung im ersten Lastzyklus und hat danach nur vernachlässigbaren Einfluss auf das Verschiebungsverhalten. Je kleiner der Parameter a gewählt wird, desto größer ist die plastische Verschiebung im ersten Lastzyklus (Bild 7.18a).
- Der Parameter b wirkt sich insbesondere auf die Entwicklung der plastischen Verschiebung nach dem ersten Lastzyklus aus. Je kleiner der Parameter b gewählt wird, desto größer ist die Verschiebungsrate, d. h. desto schneller nimmt die plastische Verschiebung mit steigender Anzahl der Lastzyklen zu (Bild 7.18b).
- Der Parameter c legt die Entwicklung der plastischen Verschiebung fest, wenn die Zunahme der Verschiebungsrate, d. h. progressives Versagen des Pfahls, modelliert wird. Der Wert von c bestimmt, innerhalb wie vieler Lastzyklen der Pfahl nach Umkehr der Verschiebungsrate versagt. Je größer der Betrag von c gewählt wird, desto mehr Lastzyklen sind bis zum Versagen erforderlich. Negative Werte führen zum Versagen des Pfahls auf Druck, positive Werte bewirken ein rechnerisches Versagen auf Zug (Bild 7.18c).



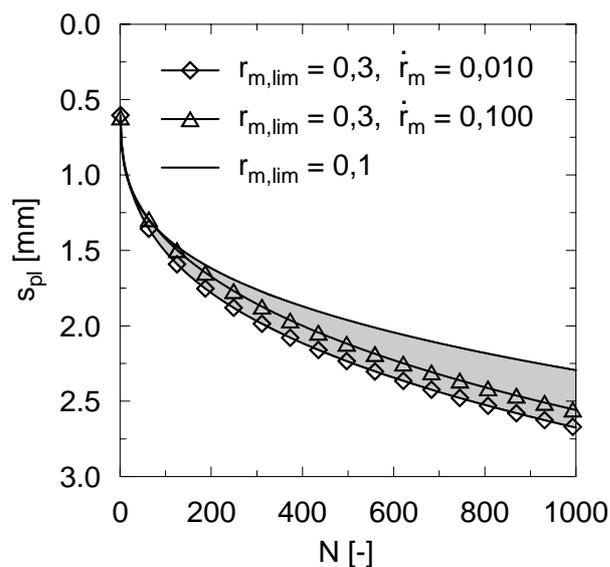
Die Variation der Modellparameter des Tragfähigkeitsansatzes nach Gleichung (7.15) zeigt Folgendes (Bild 7.19):

- Die Variation der Parameter $\dot{\beta}$ und β_{lim} beeinflusst nicht nur das post-zyklische Tragverhalten, sondern auch das zyklische Verschiebungsverhalten.
- Je größer der Parameter $\dot{\beta}$ gewählt wird, desto weniger Lastzyklen sind erforderlich, um den Grenzwert β_{lim} zu erreichen.
- Je größer der Parameter β_{lim} gewählt wird, desto günstiger ist auch das Verschiebungsverhalten.

**Bild 7.19:**Variation der Parameter β_{lim} und $\dot{\beta}$

Die Auswirkungen einer Veränderung der Parameter $r_{m,lim}$ und \dot{r}_m im Ansatz für den Einflussradius nach Gleichung (7.17) werden wie folgt zusammengefasst (Bild 7.20):

- Sofern eine Ausdehnung des Scherbands bis $r_{m,lim} = 0,3$ m modelliert wird, wird die plastische Verschiebung im Vergleich zu einem konstanten Einflussradius mit steigender Anzahl der Lastzyklen größer.
- Je größer die Zuwachsrate \dot{r}_m gewählt wird, desto weniger Lastzyklen sind erforderlich, um den Grenzwert $r_{m,lim}$ zu erreichen.
- Je kleiner die Zuwachsrate \dot{r}_m gewählt wird, desto größer wird die plastische Verschiebung des Pfahls.

**Bild 7.20:**Variation der Parameter $r_{m,lim}$ und \dot{r}_m

Mit der Sensitivitätsanalyse wurde festgestellt, wie sich die Variation von zyklischen Modellparametern auf das Tragverhalten auswirkt. Die Ergebnisse sind plausibel. Zudem können die dabei angesetzten Kennwerte als erste Anhaltswerte für die statischen und zyklischen Modellparameter bei Berechnungen unter vergleichbaren Randbedingungen angesehen werden.

7.7 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurde das aus drei Teilen bestehende Berechnungsmodell ZYKLAX für zyklisch axial belastete Pfähle vorgestellt.

- *Statisches Berechnungsmodell*: Analytischer Ansatz für den Pfahlmantel nach *Randolph/Wroth (1978)*, erweitert durch *Kraft et al. (1981)* und *Fahey/Carter (2003)*, um das nichtlineare Systemverhalten mittels theoretisch hergeleiteter $t - z$ -Kurven zu bestimmen, sowie modifizierter analytischer Ansatz nach *Kraft et al. (1981)*, um das Verhalten des Pfahlfußes mittels der theoretisch hergeleiteten $q - z$ -Kurve zu ermitteln.
- *Zyklisches Berechnungsmodell*: Erweiterung des *statischen Modells* auf Grundlage der *Masing-Regeln (Masing, 1926)* und der Versuchsergebnisse (Kapitel 3 bis 5), um das zyklische Verhalten des Pfahlmantels zu beschreiben.
- *Numerisches Berechnungsmodell*: Programmtechnische Umsetzung der analytischen Berechnungsansätze des *statischen* und *zyklischen Modells* mit numerischen Methoden, um das Systemverhalten des Pfahls auf Grundlage des Lastabtragungsansatzes abbilden zu können.

Bei der Anwendung des Berechnungsmodells ZYKLAX ist zu beachten, dass die Berechnungen implizit erfolgen, d. h. es wird während eines Lastzyklus der gesamte Belastungspfad abgebildet. Diese Vorgehensweise ist im Vergleich zu einer expliziten Modellierung anfälliger für numerische Fehler, da für jeden Iterationsschritt sowohl ein neues Gleichungssystem mit dem *Newton-Raphson-Verfahren* zu lösen ist, als auch die Tangentensteifigkeitsmatrix neu aufgestellt werden muss. Zwar ist die Anzahl der benötigten Iterationen im Vergleich zu anderen Iterationsverfahren, wie dem *modifizierten Newton-Raphson-Verfahren* oder dem *Quasi-Newton-Verfahren* geringer (z. B. *Wriggers, 2001*), aber dennoch kann sich der numerische Fehler bei der Berechnung akkumulieren. Berechnungsergebnisse mit einer großen Anzahl an Lastzyklen sind daher besonders vorsichtig zu beurteilen.

Die analytischen Ansätze und das numerische Berechnungsprogramm konnten durch die Nachrechnung von Modellversuchen und in situ ausgeführten Pfahlprobelastungen validiert werden. Die Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Werten betragen i. M.

weniger als 10 %. Zudem wurde in einer Sensitivitätsanalyse der Einfluss der einzelnen Modellparameter auf das statische und zyklische Pfahltragverhalten näher untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass mit ZYKLAX das statische, zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten unter vielfältigen Randbedingungen (z. B. Belastungsart, Pfahlsystem, Bodenart und Bodenschichtung) ingenieurmäßig ermittelt werden kann. Im Speziellen können sowohl die einzelnen Widerstandsanteile unter statischer Belastung als auch die unter Schwell- und Wechsellasten auftretenden Phänomene nachgebildet werden, wie z. B. die Akkumulation der plastischen Verschiebung, die Entwicklung der elastischen Verschiebungen, die Umkehr der Verschiebungsrate, die Änderung der Pfahltragfähigkeit und die Ausbreitung des Scherbands im nichtbindigen Boden.

Zur Prognose des Pfahltragverhaltens mit ZYKLAX werden statische und zyklische Modellparameter benötigt. Diese liegen abgesichert nur für die in dieser Arbeit betrachteten Modellversuche und Pfahlprobelastungen vor. Prinzipiell sollten die Modellparameter jedoch, insbesondere bei abweichenden Randbedingungen, aus statischen und zyklischen Pfahlprobelastungen hergeleitet werden. Nur wenn vergleichbare Randbedingungen (Belastungsart, Belastungsniveau, Bodenart, Spannungszustand) zu den hier betrachteten Modellversuchen und Pfahlprobelastungen vorliegen, sollten die abgeleiteten Parameter als erste Anhaltswerte verwendet werden.

Eine weitere denkbare Methode, um die Modellparameter zu bestimmen, sind zyklische Laborversuche. So wird erwartet, dass die benötigten Parameter a und b für den Verschiebungsansatz alternativ auch durch Laborversuche, z. B. anhand zyklischer Triaxialversuche, abgeschätzt werden können, da sich zeigte, dass sich die Dehnungsentwicklung im zyklischen Triaxialversuch zumindest bei abnehmender Verschiebungsrate affin zur Entwicklung des Parameters δ_N verhält. Ebenfalls ist zu erwarten, dass sich die Parameter im Ansatz für die Abnahme der Scherfestigkeit durch zyklische Scherversuche (z. B. unter CNS-Bedingungen) ermitteln lassen. Dazu sollten mehrere Versuche durchgeführt werden, die nach der zyklischen Belastung monoton bis zum Bruch abgeschert werden. Aus den so bei unterschiedlichen Zyklenzahlen ermittelten post-zyklischen Scherfestigkeiten kann der weitere Verlauf extrapoliert und damit die Werte $\dot{\beta}$ und β_{lim} abgeleitet werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden jedoch keine gezielten Untersuchungen zur Ermittlung der Modellparameter durch zyklische Laborversuche durchgeführt. Prinzipiell wird empfohlen, eine Datenbank mit an Pfahlprobelastungen kalibrierten Modellparametern zu erstellen und fortzuschreiben, damit das Pfahltragverhalten unter verschiedenen Randbedingungen näherungsweise prognostiziert werden kann.

8 Standsicherheitsnachweise zyklisch axial belasteter Pfähle

8.1 Allgemeines

In der Praxis stellt sich bei zyklischen Einwirkungen auf Pfahlgründungen die Frage, ob diese vernachlässigt werden dürfen oder rechnerisch bei den Standsicherheitsnachweisen zu berücksichtigen sind (Abschnitt 1.1). Dieses Kapitel gibt zunächst einen Überblick über die Behandlung der Thematik in Normen und Technischen Regelwerken in den letzten Jahren und stellt aktuelle Nachweiskonzepte vor (Abschnitt 8.2). Anschließend werden anhand eines Beispiels die Nachweise der Standsicherheit nach *DIN EN 1997-1:2009-09* und *DIN 1054:2010-12* geführt (Abschnitt 8.3).

8.2 Nachweiskonzepte

8.2.1 Behandlung der Thematik in Normen und Technischen Regelwerken

In *DIN 1054:2005-01* wird erstmals darauf hingewiesen, dass zyklische Einwirkungen, die größer als 20 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind, das Tragverhalten eines Pfahls stark verschlechtern können. *DIN 1054:2005-01* fordert daher zyklische Pfahlprobelastungen, es sein denn, es liegen Erfahrungswerte zum Tragverhalten vor. In dieser Norm werden auch Anhaltswerte für zulässige zyklische Lastspannen für den Spezialfall von verpressten Mikropfählen oberhalb des Grundwassers gegeben. Für andere Pfahlsysteme als Mikropfähle oder abweichende Randbedingungen führt *DIN 1054:2005-01* keine Erfahrungswerte an.

In den Vorgängernormen zur *DIN 1054:2005-01* gab es noch keine konkreten Vorschriften zum Vorgehen bei zyklischen Einwirkungen auf Pfähle. So wurde z. B. in *DIN 1054:1976-11* lediglich darauf hingewiesen, dass dynamische Einwirkungen die Pfahltragfähigkeit verschlechtern und eine Zunahme der Setzungen bewirken können. Für den Nachweis der Standsicherheit im Lastfall 1 wurde bei „*größerer Wechselbeanspruchung*“ des Pfahls eine Global-sicherheit von $\eta = 2$ gefordert. Diese Sicherheit war identisch mit der für geneigte Zugpfähle und nur unwesentlich größer als die in allen anderen Belastungssituationen geforderte Global-sicherheit von $\eta = 1,75$ im Lastfall 1.

DIN 1054:2010-12 formuliert im Gegensatz zu *DIN 1054:2005-01* wieder allgemeiner, dass bei zyklisch axial belasteten Pfählen mit erheblichen charakteristischen Schwell- und/oder Wechsellasten eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens eintreten kann. Die konkrete Zahlenangabe der Vorgängernorm, ab welcher Lastspanne die zyklische Belastung

zu berücksichtigen ist, entfällt wieder. Die Anhaltswerte für zulässige zyklische Lastspannen sind ebenfalls entfallen. Auch *DIN 1054:2010-12* verlangt daher zur Ermittlung des charakteristischen Pfahltragverhaltens zyklische Pfahlprobelastungen. Der übergeordnete Eurocode 7-1 (*DIN EN 1997-1:2009-09*) fordert lediglich, dass sehr vorsichtige Bemessungswerte für die Materialeigenschaften angesetzt werden sollten, sofern zyklische Pfahlprobelastungen nicht möglich sind. Für weitere Hinweise zum zyklischen Pfahltragverhalten wird in *DIN 1054:2010-12* auf *EA-Pfähle (2007)* verwiesen.

In *EA-Pfähle (2007)* wird ausführlicher auf das zyklische Pfahltragverhalten eingegangen. Zur Nachweisführung zyklisch axial belasteter Pfähle im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird auf ein Berechnungsverfahren nach *Kempfert/Thomas (2006)* verwiesen. *Mittag/Richter (2005)* entwickelten auf Grundlage von Interaktionsdiagrammen eine Bemessungsgleichung, mit der näherungsweise die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit geführt werden können. In *Kempfert (2009)* wurde dieses Verfahren auf Grundlage einer größeren Datenbasis modifiziert, so dass zusätzlich zwischen bindigen und nichtbindigen Böden unterschieden werden kann.

In *EA-Pfähle (2012)* werden nunmehr konkrete Nachweisformen angegeben, die nachfolgend vorgestellt werden. Dabei ist zu beachten, dass diese derzeit noch keine allgemein anerkannten Regeln der Technik sind, da die Verfahren bisher nur im Rahmen von Forschungsprojekten überprüft und an Modell- und Feldversuchen kalibriert wurden.

8.2.2 Zur Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachfolgend wird beschrieben, wie der Nachweis der „äußeren“ Tragfähigkeit eines zyklisch axial belasteten Einzelpfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) gemäß *EA-Pfähle (2012)* geführt werden kann.

Prinzipiell ist auch bei zyklisch axialen Einwirkungen nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Widerstands ist:

$$F_d \leq R_{c,d}(N) \quad \text{für Druckpfahlwiderstände} \quad (8.1)$$

$$F_d \leq R_{t,d}(N) \quad \text{für Zugpfahlwiderstände} \quad (8.2)$$

Der Bemessungswert der Einwirkungen kann aus der Summe der ständigen und veränderlichen sowie zyklischen Einwirkungen nach Gleichung (8.3) ermittelt werden, wobei der Faktor λ so zu wählen ist, dass sich die betragsmäßig größte Einwirkung gemäß Bild 2.1 oder 2.2 ergibt.

$$F_d = F_G \cdot \gamma_G + F_{Q,rep} \cdot \gamma_Q + \lambda \cdot F'_{zyk} \cdot \gamma_Q \quad (8.3)$$

mit

$$\lambda \quad 0, 1 \text{ oder } 2$$

Der Bemessungswert des Pfahlwiderstands $R_{c,d}(N)$ auf Druck oder $R_{t,d}(N)$ auf Zug kann entweder direkt auf Grundlage zyklischer Pfahlprobelastungen oder indirekt über Berechnungsverfahren ermittelt werden.

Wenn zyklische Pfahlprobelastungen durchgeführt wurden, darf der Bemessungswert des Pfahlwiderstands nach Gleichung (8.4) oder (8.5) ermittelt werden, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN 1054:2010-12* wie für statische Pfahlprobelastungen angesetzt werden:

$$R_{c,d}(N) = \frac{R_{c,k}(N)}{\gamma_t} \quad \text{für Druckpfahlwiderstände} \quad (8.4)$$

$$R_{t,d}(N) = \frac{R_{t,k}(N)}{\gamma_{s,t}} \quad \text{für Zugpfahlwiderstände} \quad (8.5)$$

mit

$\gamma_t, \gamma_{s,t}$ Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN 1054:2010-12* bei statischen Pfahlprobelastungen

Der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{c,k}(N)$ und $R_{t,k}(N)$ in Gleichung (8.4) bzw. (8.5) wird direkt aus den Messergebnissen abgeleitet, wobei der Streuungsfaktor ebenfalls nach *DIN 1054:2010-12* für statische Pfahlprobelastungen angesetzt werden darf:

$$R_{c,k}(N) = \frac{R_{c,m}(N)}{\xi_i} \quad (8.6)$$

$$R_{t,k}(N) = \frac{R_{t,m}(N)}{\xi_i} \quad (8.7)$$

mit

$R_{c,m}(N)$ Messwert der statischen Grenztragfähigkeit auf Druck nach einer zyklischen Pfahlprobelastung (Kleinstwert oder Mittelwert)

$R_{t,m}(N)$ Messwert der statischen Grenztragfähigkeit auf Zug nach einer zyklischen Pfahlprobelastung (Kleinstwert oder Mittelwert)

ξ_i Streuungsfaktor nach *DIN 1054:2010-12* bei statischen Pfahlprobelastungen

Wenn der Bemessungswert des Pfahlwiderstands $R_{c,d}(N)$ oder $R_{t,d}(N)$ hingegen auf Grundlage von Berechnungsverfahren ermittelt wird, z. B. mit Hilfe von Interaktionsdiagrammen, dem Berechnungsverfahren von *Kirsch/Richter (2011)* oder dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodell (Kapitel 7), muss beachtet werden, ob der charakteristische statische Pfahlwiderstand $R_{c,k}$ bzw. $R_{t,k}$ auf Grundlage von statischen oder dynamischen Pfahlprobebelastungen oder aber auf Grundlage von Erfahrungswerten abgeleitet wird. Bei der Ermittlung des Pfahlwiderstands mittels Berechnungsverfahren gilt gemäß Gleichung (2.6) jedoch prinzipiell:

$$\Delta R_{\text{zyk}} = R_{\text{ult}} - R_{\text{ult}}(N) \quad (8.8)$$

Sofern der Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstands statische oder dynamische Pfahlprobebelastungen zugrunde liegen, gilt in Gleichung (8.8) $R_{\text{ult}} = (R_{c,m})_{\text{mitt}}$ bzw. $R_{\text{ult}} = (R_{t,m})_{\text{mitt}}$ oder, wenn nach *DIN 1054:2010-12* der Kleinstwert mehrerer Pfahlprobebelastungen maßgebend ist, $R_{\text{ult}} = (R_{c,m})_{\text{min}}$ bzw. $R_{\text{ult}} = (R_{t,m})_{\text{min}}$. Bei der Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstands aus Erfahrungswerten gilt $R_{\text{ult}} = R_{c,k}$ bzw. $R_{\text{ult}} = R_{t,k}$. Der statische Pfahlwiderstand nach N Lastzyklen $R_{\text{ult}}(N)$ wird mit einem Berechnungsverfahren ermittelt.

Der Bemessungswert des Pfahlwiderstands nach N Lastzyklen berechnet sich mit

$$R_{c,d}(N) = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} - \eta_{\text{zyk}} \cdot \Delta R_{\text{zyk}} \quad \text{für Druckpfahlwiderstände} \quad (8.9)$$

$$R_{t,d}(N) = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t}} - \eta_{\text{zyk}} \cdot \Delta R_{\text{zyk}} \quad \text{für Zugpfahlwiderstände} \quad (8.10)$$

mit

$\gamma_t, \gamma_{s,t}$ Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN 1054:2010-12*

η_{zyk} Modellfaktor nach *EA-Pfähle (2012)*

ΔR_{zyk} Änderung des Pfahlwiderstands nach Gleichung (8.8)

In Gleichung (8.9) und (8.10) wird der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{c,k}$ bzw. $R_{t,k}$ wie zuvor beschrieben entweder aus Erfahrungswerten oder aus Pfahlprobebelastungen ermittelt. Im letzten Fall gilt $R_{c,k} = R_{c,m} / \xi_i$ bzw. $R_{t,k} = R_{t,m} / \xi_i$, wobei der Streufaktor ξ_i nach *DIN 1054:2010-12* anzusetzen ist. Dabei ist zu beachten, dass sich die Teilsicherheitsbeiwerte bei der Ermittlung des Pfahlwiderstands aus Erfahrungswerten und aus Pfahlprobebelastungen unterscheiden.

8.2.3 Zur Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) kann nach *EA-Pfähle (2012)* geführt werden, indem nachgewiesen wird, dass die plastische Verschiebung des Pfahls nach N Lastzyklen kleiner als eine zulässige Verschiebung ist:

$$\text{vorh. } s_k < \text{zul. } s_k \quad (8.11)$$

mit

$\text{zul. } s_k$ zulässiger Wert der plastischen Verschiebung, z. B. ein vom Tragwerksplaner vorzugebender Wert

$\text{vorh. } s_k$ plastische Verschiebung des Pfahls s_{pl} als Summe der Verschiebung aus ständigen und repräsentativen veränderlichen Einwirkungen $s_{G+Q,rep}$ sowie aus zyklischer Verschiebung s_{zyk}

Das zyklische Verschiebungsverhalten eines Pfahls darf nach *EA-Pfähle (2012)* mit analytischen und numerischen Verfahren, wie z. B. nach *Kirsch/Richter (2011)* oder des in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodells (Kapitel 7) ermittelt werden. Die plastische Verschiebung des Pfahls s_{pl} kann näherungsweise auch mit dem empirischen Verschiebungsansatz nach Gleichung (3.2) ermittelt werden (*Schwarz, 2002*). Die Verschiebung und Verschiebungsrate nach dem ersten Lastzyklus sowie der Neigungsbeiwert sollten dabei möglichst durch eine zyklische Pfahlprobebelastung mit einigen wenigen Lastzyklen abgeleitet werden. Der Neigungsbeiwert ergibt sich abhängig von Bodenart, Belastungsart und Pfahlsystem. Anhaltswerte für den Neigungsbeiwert sind z. B. bei *Kempfert et al. (2007)* auf Grundlage von Modell- und Feldversuchen sowie zyklischen Pfahlprobebelastungen angegeben. Diese Werte streuen aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen in den Versuchen sehr stark. Für ein Verhältnis von zyklischem zu mittlerem Lastniveau zwischen 0,15 und 0,40 sollte daher gemäß *EA-Pfähle (2012)* in erster Näherung für Pfähle in nichtbindigen Böden unter Schwelllast ein Neigungsbeiwert von 0,7 bis 0,9 verwendet werden.

8.3 Beispiel zur Nachweisführung

8.3.1 Berechnungsannahmen

Nachfolgend werden die Standsicherheitsnachweise für einen zyklisch axial belasteten Pfahl gemäß *DIN EN 1997-1:2009-09* und *DIN 1054:2010-12* geführt. Die Pfahlabmessungen und die Baugrundverhältnisse sollen mit der statischen Pfahlprobebelastung des Bohrpfahls übereinstimmen, von der *Weiss/Hanack (1983)* berichteten (Abschnitt 7.6.2). In diesem Berech-

nungsbeispiel wird der Pfahl jedoch zyklisch belastet. Die Lastsituation sei folgende: Zunächst wird der Pfahl durch eine ständige Einwirkung von $F_G = 500$ kN beansprucht. Zusätzlich erfährt der Pfahl eine zyklische Einwirkung. Üblicherweise ist diese von stochastischer Natur mit unterschiedlicher Belastungsamplitude und -dauer. Aus der stochastischen Belastung muss zur Anwendung von Berechnungsverfahren gemäß *EA-Pfähle (2012)* ein harmonisches Ein-Stufen-Kollektiv gebildet werden. In diesem Beispiel wird davon ausgegangen, dass das zur stochastischen Einwirkung äquivalente Ein-Stufen-Kollektiv bereits ermittelt wurde und sich als Druckschwelllast mit einer zyklischen Lastspanne $F_{zyk} = 1.300$ kN und einer Lastzyklenanzahl von $N_{eq} = 1.000$ darstellt (Bild 8.1). Für diese Randbedingungen soll überprüft werden, ob die „äußere“ Standsicherheit des Pfahls nachgewiesen werden kann. Die zulässige Verschiebung des Pfahls wird zu $s_k = 3,0$ cm festgelegt.

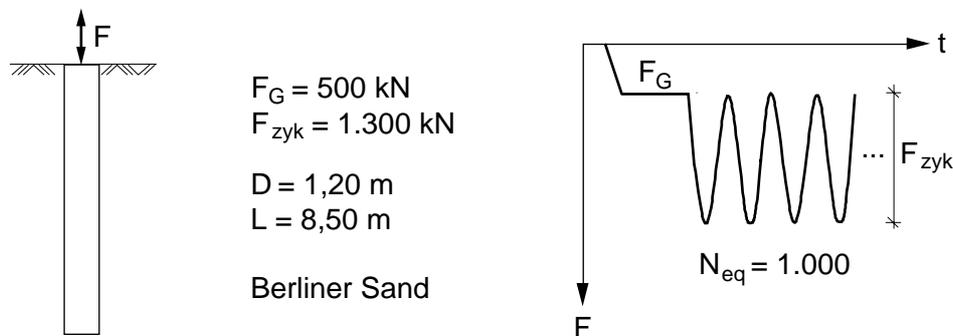


Bild 8.1: Randbedingungen im Berechnungsbeispiel

8.3.2 Ermittlung des zyklischen Pfahltragverhaltens

Zum Nachweis der „äußeren“ Standsicherheit auf der Grundlage von Berechnungsverfahren muss das zyklische Pfahltragverhalten bekannt sein. In diesem Beispiel ist demnach die plastische Verschiebung des Pfahls s_{pl} und die Änderung der Pfahltragfähigkeit ΔR_{zyk} nach 1.000 Lastzyklen zu prognostizieren.

Das zyklische Pfahltragverhalten mit dem Berechnungsprogramm ZYKLAX (Kapitel 7) ermittelt. Bei der Auswertung der Ergebnisse ist zu überprüfen, ob die Belastungsabfolge in der Aufgabenstellung und im Berechnungsalgorithmus übereinstimmen. In diesem Beispiel entspricht die Belastungsabfolge der Lastsituation 3 nach Bild 2.1: Der Pfahl erfährt zunächst eine statische Grundbelastung von 500 kN und dann zusätzlich eine zyklische Lastspanne von 1.300 kN. In ZYKLAX wird die Erstbelastung jedoch bis F_{max} gemäß Lastsituation 1 nach Bild 2.1 modelliert (Abschnitt 7.3.1). Dadurch sind die tatsächliche und rechnerische Belastung um einen halben Lastzyklus verschoben (Bild 8.2). Dies ist bei der Auswertung entsprechend zu berücksichtigen.

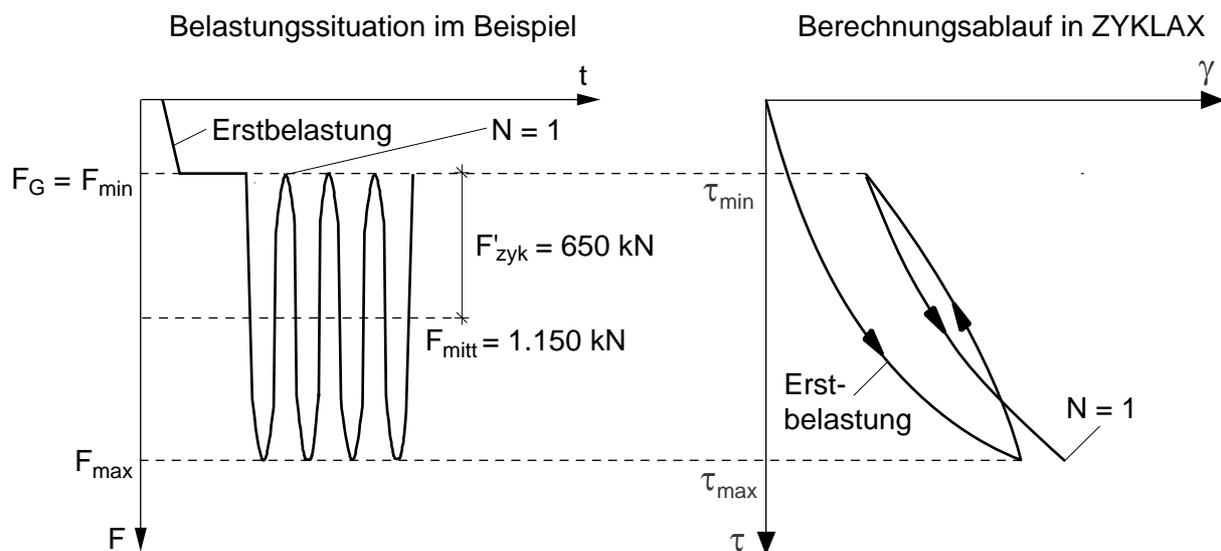


Bild 8.2: Vergleich zwischen der Belastungsabfolge im Berechnungsbeispiel und in ZYKLAX

Das statische Pfahltragverhalten des Bohrpfahls wurde mit dem Programm ZYKLAX bereits in Abschnitt 7.6.2 rechnerisch ermittelt. Mit den dabei verwendeten statischen und geometrischen Modellparametern (Tabelle 7.3) konnte das Modell kalibriert werden. Die statische Grenztragfähigkeit des Pfahls wurde in der statischen Pfahlprobebelastung zu $R_{\text{ult}} = R_{c,m} = 4.600 \text{ kN}$ ermittelt (Bild 7.8b).

In diesem Beispiel liegen eine mittlere Einwirkung von $F_{\text{mitt}} = 1.150 \text{ kN}$ und eine zyklische Lastamplitude von $F'_{\text{zyk}} = 650 \text{ kN}$ vor. Damit ergeben sich ein mittleres Lastniveau von $X_{\text{mitt}} = 0,25$ und ein zyklisches Lastniveau von $X_{\text{zyk}} = 0,14$. Zur Ermittlung des zyklischen Pfahltragverhaltens mit ZYKLAX werden verschiedene zyklische Modellparameter benötigt (Abschnitt 7.4). Idealerweise werden diese aus zyklischen Pfahlprobebelastungen abgeleitet. Da keine zyklische Pfahlprobebelastung an einem vergleichbaren Pfahl durchgeführt wurde, werden die Modellparameter abgeschätzt. Als Anhaltswerte werden die in den Modellversuchen PET11 und PET13 unter ähnlichen Lastniveaus ermittelten Werte herangezogen (Tabelle 7.4).

Die unter diesen Randbedingungen mit ZYKLAX berechnete plastische Verschiebung nach 1.000 Lastzyklen beträgt $s_{\text{pl}} = 1,55 \text{ cm}$ (Bild 8.3a). In einer post-zyklischen statischen Berechnung wurde die Grenztragfähigkeit anschließend zu $R_{\text{ult}}(N) = 4.250 \text{ kN}$ ermittelt (Bild 8.3b). Die Abnahme der Pfahltragfähigkeit beträgt somit $\Delta R_{\text{zyk}} = 350 \text{ kN}$. Diese Werte werden in den nachfolgenden Standsicherheitsnachweisen angesetzt (Abschnitt 8.3.3 und 8.3.4).

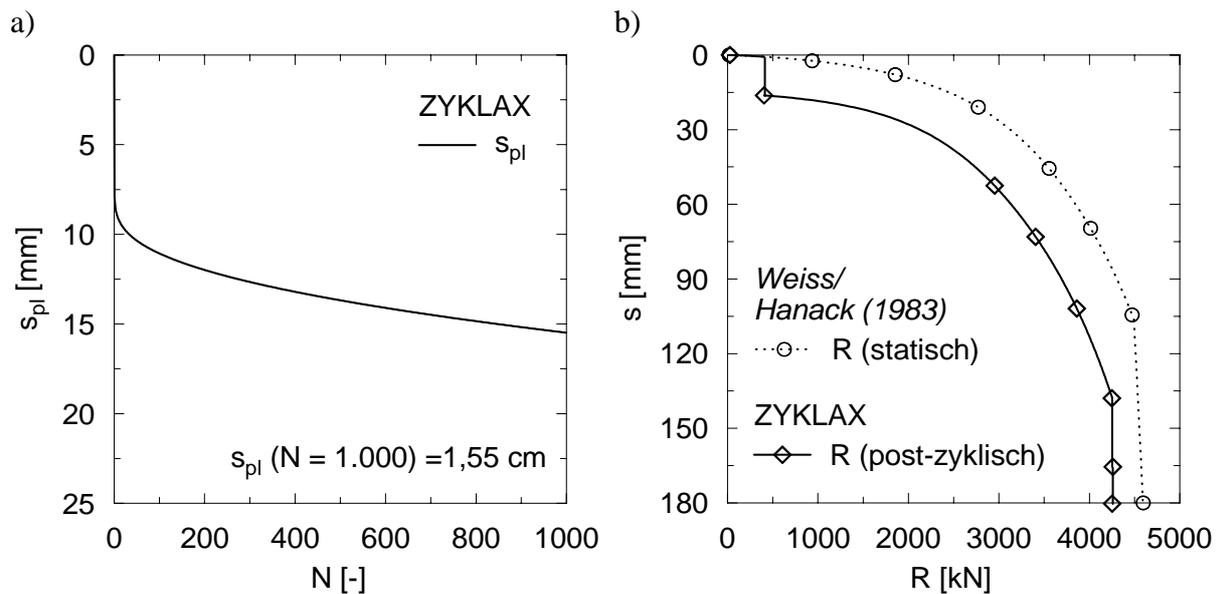


Bild 8.3: Mit ZYKLAX ermitteltes Pfahltragverhalten:

- a) plastische Verschiebung des Pfahls,
- b) post-zyklisches Pfahltragverhalten

8.3.3 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für den Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen und des Pfahlwiderstands die jeweiligen Bemessungswerte zu bilden.

Der Bemessungswert der Einwirkungen berechnet sich gemäß Gleichung (8.3) aus der vorhandenen Belastungssituation nach Bild 8.1 mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q für den Lastfall 1 gemäß *DIN 1054:2010-12* zu

$$F_d = F_G \cdot \gamma_G + \lambda \cdot F'_{zyk} \cdot \gamma_Q = 500 \cdot 1,35 + 2 \cdot 650 \cdot 1,50 = 2.625 \text{ kN} \quad (8.12)$$

Der charakteristische Pfahlwiderstand unter statischer Belastung ergibt sich mit dem Streufaktor ξ_2 nach *DIN 1054:2010-12* zu

$$R_{c,k} = R_{c,m} / \xi_2 = 4.600 / 1,35 = 3.407 \text{ kN} \quad (8.13)$$

Die Änderung der Tragfähigkeit wurde mit dem Berechnungsprogramm ZYKLAX zu $\Delta R_{zyk} = 350 \text{ kN}$ ermittelt (Abschnitt 8.3.2). Daraus ergibt sich der Bemessungswert des Pfahlwiderstands mit dem hier gewählten Modellfaktor von $\eta_{zyk} = 1,20$ gemäß Gleichung (8.9) zu

$$R_{c,d}(N) = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} - \eta_{zyk} \cdot \Delta R_{zyk} = \frac{3.407}{1,10} - 1,20 \cdot 350 = 2.677 \text{ kN} \quad (8.14)$$

Mit den in Gleichung (8.12) und (8.14) ermittelten Bemessungswerten kann nun der Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß Gleichung (8.1) geführt werden:

$$F_d = 2.625 \text{ kN} < 2.677 \text{ kN} = R_{c,d}(N) \quad (8.15)$$

Der Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 1.000 Lastzyklen ist somit erfüllt.

Es wird darauf hingewiesen, dass zusätzlich zum Nachweis mit dem äquivalenten Ein-Stufen-Kollektiv der Nachweis der Tragfähigkeit gegen die Maximallast zu führen ist (*EA-Pfähle, 2012*).

8.3.4 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird die plastische Verschiebung des Pfahls nach 1.000 Lastzyklen benötigt, die in Abschnitt 8.3.2 zu *vorh. $s_k = s_{pl} = 1,55$ cm* ermittelt wurde (Bild 8.3a). Die zulässige Verschiebung beträgt gemäß Aufgabenstellung *zul. $s_k = 3,0$ cm*.

Der Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann nun gemäß Gleichung (8.11) geführt werden:

$$\text{vorh. } s_k = 1,55 \text{ cm} < 3,0 \text{ cm} = \text{zul. } s_k \quad (8.16)$$

Damit ist die Standsicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 1.000 Lastzyklen nachgewiesen.

9 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit erweitert den Forschungsstand zum Tragverhalten von vertikal in den Boden einbindenden Pfählen unter zyklisch axialer Belastung. Mit Hilfe experimenteller, analytischer und numerischer Methoden konnten Einflussfaktoren und bodenmechanische Ursachen für das veränderte Pfahltragverhalten gegenüber statischer Belastung identifiziert werden. Die Pfahl-Boden-Wechselwirkung wurde zunächst in drei Modellversuchsprogrammen systematisch untersucht. Dabei stand neben der Erforschung des zyklischen Pfahltragverhaltens auch die Betrachtung des zyklischen Bodenverhaltens im Vordergrund. Die analysierten Phänomene des zyklischen Pfahltragverhaltens – insbesondere die Akkumulation der plastischen Verschiebung des Pfahls und die Änderung der post-zyklischen Pfahltragfähigkeit – konnten dann mit dem eigens entwickelten Berechnungsmodell ZYKLAX abgebildet werden.

Eine explizit für das zweite Modellversuchsprogramm konstruierte Anlage ermöglichte es, am Pfahlmantel realitätsnahe Spannungsniveaus zu erzeugen, wodurch die Ergebnisse – im Gegensatz zu üblichen 1g-Modellversuchen, zu denen auch das erste Versuchsprogramm zählte – weitgehend auf einen Pfahl in situ übertragen werden können. Umfangreiche Parameterstudien zeigen, dass das zyklische Pfahltragverhalten maßgeblich von der Belastungsart, den Lastniveaus, der Bodenart und dem Sättigungsgrad beeinflusst wird. Unabhängig von der Belastungsart zeichnet sich das zyklische Verschiebungsverhalten in den ersten Lastzyklen durch eine abnehmende Verschiebungsrate aus. Insbesondere unter Wechsellasten kann sich jedoch die Verschiebungsrate umkehren und innerhalb weniger Lastzyklen zum progressiven Versagen des Pfahls führen. Auch die Pfahltragfähigkeit nimmt unter Wechsellasten deutlich stärker ab als unter Schwelllasten. Insofern stellt sich das Tragverhalten unter Wechsellasten bei vergleichbaren Lastniveaus weitaus ungünstiger als unter Schwelllasten dar, denn hier kann die Pfahltragfähigkeit infolge der zyklischen Einwirkung sogar gesteigert sein. Die Bodenart wirkt sich unter zyklischer Belastung im Vergleich zur statischen genau entgegengesetzt aus. So ist das zyklische Tragverhalten im nichtbindigen ungünstiger als im bindigen Boden. Auch die Sättigung des Bodens beeinflusst das Pfahltragverhalten negativ, indem während der zyklischen Belastung Porenwasserüberdrücke entstehen, die sich akkumulieren und die Scherfestigkeit des Bodens verringern.

Die Beobachtung der Bodenbewegung im Pfahlnahbereich war der Schwerpunkt des dritten Versuchsprogramms. Mit Hilfe eines optischen Messverfahrens, der Particle Image Velocimetry, gelang es erstmals, bodenmechanische Vorgänge unter zyklischer Pfahlbelastung im nichtbindigen Boden zu visualisieren. Dadurch ließ sich feststellen, dass die besonderen Phänomene unter zyklisch axialer Belastung im nichtbindigen Boden durch Umlagerung von

Bodenpartikeln im Pfahlnahbereich verursacht werden. Wie die Versuche im Gegensatz zu bisherigen Literaturangaben zeigen konnten, führt diese Partikelumlagerung zur Bildung einer Scherfuge und eines Scherbandes, in denen sich der Boden abhängig von der Belastungsart kontraktant bzw. dilatant verhält. Demnach lockert der Boden unter Schwelllasten in der Scherfuge zunächst auf, während er sich im Scherband verdichtet. Wenn in der Scherfuge jedoch die lockerste Lagerung erreicht ist, beginnt sich der Boden zu verdichten. Wechsellasten bewirken hingegen stets eine Verdichtung des Bodens in der Scherfuge und eine Auflockerung im Scherband. Spannungsmessungen im Pfahlnahbereich führen zu der Hypothese, dass sich unter Wechsellasten im Scherband ein Druckring herausbildet, der die Radialspannungen auf den Pfahlmantel abschirmt und im Vergleich zu Schwelllasten ein schlechteres Tragverhalten verursacht. Neben der Kornumlagerung beeinflussen auch Segregation und Abrasion die granulometrischen Eigenschaften des Bodens und führen somit zu einem veränderten Tragverhalten gegenüber statischer Belastung.

Unter Einbeziehung der Versuchsergebnisse konnte das Berechnungsmodell ZYKLAX entwickelt werden, das es erlaubt, das statische, zyklische und post-zyklische Pfahltragverhalten näherungsweise abzubilden. Das eindimensionale, auf dem Lastabtragungsansatz basierende Federmodell verwendet analytische Ansätze zum statischen und zyklischen Tragverhalten, die den Pfahlmantel und den Pfahlfuß zunächst separat betrachten. Mit dem entwickelten numerischen Berechnungsprogramm lassen sich dann auch die Wechselwirkung von Pfahlmantel und Pfahlfuß sowie mehrere Bodenschichten modellieren. Das Berechnungsmodell konnte durch den Abgleich mit den Versuchsergebnissen und eine anschließende Sensitivitätsanalyse validiert werden. Nachfolgend wurde mit dem Berechnungsprogramm das Tragverhalten eines Bohrpfahls in situ simuliert. Exemplarisch konnten damit die für die praktische Anwendung relevanten Standsicherheitsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt werden.

Mit zunehmender Bearbeitungstiefe wurden aufgrund der komplexen Aufgabenstellung neue Fragen aufgeworfen, denen nicht immer nachgegangen werden konnte. So sind trotz der umfangreichen Parameterstudien die Tragmechanismen in bindigem und gemischtkörnigem Boden noch umfassender zu untersuchen, da das Verhalten von nichtbindigem Boden erheblich abweicht. Ebenso sollte das Pfahltragverhalten im gesättigten Boden dahingehend analysiert werden, unter welchen Randbedingungen Porenwasserüberdrücke entstehen und im Extremfall sogar eine Verflüssigung des Bodens verursachen könnten. Der Einfluss des Pfahlsystems auf das Tragverhalten, die Auswirkung von Zyklenpaketen und die Konsequenzen nichtharmonischer Einwirkungen wurden in dieser Arbeit nicht betrachtet. Zu diesen Fragestellungen könnten weiterführende Untersuchungen Aufschluss bringen. Desweiteren dürften

die zunächst nur aus Versuchen und Pfahlprobebelastungen abgeleiteten Modellparameter auch durch zyklische Laborversuche zu ermitteln sein. Wenn sich diese Erwartung bei der Anwendung des Berechnungsmodells bestätigen sollte, wäre es möglich, die erforderlichen Modellparameter durch eine kostengünstige Alternative zu zyklischen Pfahlprobebelastungen zu ermitteln, so dass das zyklische Pfahltragverhalten für die Anwendung in der Praxis unter verschiedenen Randbedingungen prognostiziert werden könnte.

Summary

This thesis enhances the understanding of the behaviour of vertically embedded piles under cyclic axial loads. Employing experimental, analytical and numerical methods, key influence factors and relevant changes in the soil environment affecting the cyclic pile behaviour were identified. First, the pile-soil interaction was systematically investigated using three experimental programs. Besides understanding the specific cyclic pile behaviour, the investigation also aimed at understanding soil behaviour. Building on these results, a simulation model ZYKLAX was specifically designed to imitate the analysed phenomena of cyclic pile behaviour, in particular the accumulation of plastic pile displacement and the change in post-cyclic pile capacity.

For the second testing program, a novel testing-chamber was specifically constructed to achieve realistic stress condition close to the pile shaft. Unlike in the usual 1g model pile tests – as e.g. used in the first experimental program – this new setup allows to transfer the test results to a pile in-situ. Comprehensive parameter studies show that cyclic pile behaviour depends considerably on load mode, static and cyclic load level, type of soil and saturation degree. Independent of the load mode, however, the cyclic displacement behaviour is characterised by a decreasing displacement rate in the first load cycles. In fact, especially for two-way loading, the displacement rate can even invert and lead to progressive failure within just a few load cycles. Likewise, pile capacity also decreases more rapidly under two-way loading than one-way loading.

In summary, load levels at two-way loading impact pile behaviour considerably more than similar load levels at one-way loading; in fact, one-way loading can even increase pile capacity. The influence of soil type on pile behaviour is exactly opposite under cyclic and static loads: for example, pile behaviour in cohesion-less soil is worse than in cohesive soil. Further, the saturation degree of soil also negatively affects pile behaviour, because pore pressure can be generated during cyclic loading, which may accumulate and decrease the shear strength of the soil.

The main focus of the third testing program was the observation of the soil movement near the pile shaft. Using an optical method, the Particle Image Velocimetry, for the first time soil-mechanical mechanisms in granular soils under cyclic loads could be visualised. It could be shown that phenomena specific to cyclic loads in cohesion-less soil are caused by particle rearrangement. In contrast to previous published data, the test results showed that a shear zone and a shear band were established during cyclic loading. Depending on load mode, the soil behaves contractant or dilatant. At one-way loading, soil in the shear zone firstly loosens

and compacts in the shear band. However, as soon as the minimum bulk density is reached, the soil will compact in the shear zone. On the contrary, two-way loading always causes contractant soil behaviour in the shear zone and dilatant soil behaviour in the shear band. Measuring soil stresses near the pile shaft gave rise to the hypothesis that a pressure ring forms in the shear band under two-way loading, which decouples radial stresses from the pile shaft and results in a worse pile behaviour compared to one-way loading. Furthermore, also segregation and abrasion influence the granulometric properties of the soil and lead to changed pile behaviour compared to static pile behaviour.

Leveraging the above test results, the model ZYKLAX was developed and allows simulation of static, cyclic and post-cyclic pile behaviour. The underlying one-dimensional spring-model is based on the load transfer approach and uses analytical approaches to model static and cyclic pile behaviour. Pile shaft and pile base are treated separately at first. Then, the developed numerical program simulates pile soil-interaction and different soil layers. The model was validated by comparison with test results and sensitivity analysis. Finally, pile behaviour of a real bored pile was simulated with the developed model. This can be regarded as proof of concept for stability calculations at both the ultimate stability limit state and the serviceability limit state.

During this work, several new topics were discovered, which could not all pursued within the frame of this thesis. Beyond the comprehensive parameter studies, the pile behaviour in cohesive and mixed soils should be further explored, as it differs substantially from cohesion-less soil. Furthermore, pile behaviour in saturated soil should be analyzed with respect to the conditions which favour pore pressures and may eventually even lead to liquefaction. The influence of pile type and loading conditions, e.g. load parcels or non-harmonic loads, has not been assessed in this work. Furthermore, model parameters, which were firstly obtained by model tests and pile tests, should be complemented by cyclic laboratory tests. If this can be confirmed by using ZYKLAX, it would allow to determine the required model parameters more cost-effectively than by conducting cyclic pile load tests, thereby enabling prediction of cyclic pile behaviour under different boundary conditions for practical applications.

Literaturverzeichnis

- Abood, A. S. (1989):* Load capacity of piled foundations under non-cyclic and cyclic uplift loading; School of Engineering, University of Wales, PhD Thesis.
- Al-Douri (1992):* Behaviour of single piles and pile groups in calcareous sediments; University of Sydney, PhD Thesis.
- Al-Douri, R. H. / Poulos, H. G. (1995):* Predicted and observed cyclic performance of piles in calcareous sand; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 121, No. 1, pp. 1-16.
- Banerjee, P. K. (1978):* Analysis of axially and laterally loaded pile groups; Developments in Soil Mechanics, Applied Science Publishers, London, pp. 317-346.
- Baguelin, F. / Frank, R. (1980):* Theoretical studies of piles using the finite element method; Proceedings of the International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, London, pp. 83-91.
- Baumbach, J./ Schwarz, P. (2010):* Axial zyklisch belastete Mikropfähle in bindigen Böden; Schlussbericht; Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München.
- Boulon, M. / Desrues, J. / Foray, P. / Forgue, M. (1980):* Numerical model for foundation under cyclic loading; Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp. 681-694.
- Boulon, M. / Foray, P. (1986):* Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand; Proceedings of the 3rd Conference on Numerical Methods on Offshore Piling, Nantes, pp. 127-147.
- Broms, B. B. (1972):* Bearing capacity of cyclic loaded piles; Swedish Geotechnical Institute, Report No. 44, pp. 1-16.
- Butterfield, R. / Banerjee, P. K. (1971):* The problem of pile group and pile cap interaction; Geotechnique, Vol. 21, No. 2, pp. 135-142.
- Chan, S. F. / Hanna, T. H. (1980):* Repeated loading on single piles in sand; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. 2, pp. 171-188.
- Chin, J. T. / Poulos, H. G. (1991):* A "T-Z" Approach for Cyclic Axial Loading Analysis of Single Piles; Computers and Geotechnics, Vol. 12, No. 4, pp. 289-320.
- Chow, Y. K. (1986):* Analysis of vertically loaded pile groups; International Journal of Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, No.1, pp. 59-72.
- Cooke, R. W. (1974):* The Settlement of Friction Pile Foundations; Proceedings of the Conference on Tall Buildings, Kuala Lumpur, No 3, pp. 1-16.

- Coyle, H. M. / Reese, L. C. (1966):* Load transfer for axially loaded piles in clay; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 92, No. 2, pp. 1-26.
- Coyle, H. M. / Sulaiman, I. H. (1967):* Skin friction for steel piles in sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, No. 6, pp. 261-278.
- Cudmani, R. O. (2001):* Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152, Dissertation.
- Datta, M. / Gulhati, S. K. / Rao, G. V. (1980):* An appraisal of the existing practise of determining the axial load capacity of deep penetration piles in calcareous sands; Proceedings of the 12th Offshore Technology Conference, Houston, pp. 119-130.
- Deane, R. B. / Shade, D. S. / Schrier, W. / Williams, A. F. (1988):* Development and implementation of grouted section tests; Proceedings of the International Conference on Calcareous Sediments, Perth, Vol. 2, pp. 485-491.
- Diyaljee, V. A. / Raymond, G. P. (1982):* Repetitive load deformation of cohesionless soil; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. 10, pp. 1215-1229.
- Duncan, J. M. / Chang, C. Y. (1970):* Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. 5, pp. 1629-1653.
- Fahey, M. / Carter, J. P. (2003):* A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non-linear elastic-plastic model; Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, No. 2, pp. 348-362.
- Franke, E. / Muth, G. (1987):* Unterschiedliche Anwendbarkeitsbereiche bodenmechanischer Modellversuche; Geotechnik, Band 10, Heft 3, S. 150-152.
- Görtler, H. (1975):* Dimensionsanalyse. Eine Theorie der physikalischen Dimensionen mit Anwendungen; Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York.
- Goldscheider, M. / Gudehus, G. (1976):* Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten- und Offshore-Bauwerken; Vorträge zur Baugrundtagung 1976, Nürnberg, S. 507-522.
- Gotschol, A. (2002):* Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung; Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 12, Dissertation.
- Gudehus, G. / Nübel, K. (2004):* Evolution of shear bands in sand; Geotechnique, Vol. 54, No. 3, pp. 187-201.
- Hardin, B. O. / Drnevich, V. P. (1972):* Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 98, No. 6, pp. 667-692.

- Hartung, M. (1994):* Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand; Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 45, Dissertation.
- Hauser, C. (2005):* Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen; Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik, Bergische Universität Wuppertal, Nr. 29, Dissertation.
- Hettler, A. (1981):* Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei Monotoner und zyklischer Belastung; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 90, Dissertation.
- Hörtkorn, F. (2011):* Wirksamkeit von flexiblen stabförmigen Elementen bei Berechnungen für Böschungsstabilisierungen; Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 24, Dissertation.
- Holzlohner, U. (1983):* Techniques of model testing; Modellversuchstechnik; Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, München, S. 119-126.
- Hu, Y. (2000):* Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung; Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 8, Dissertation.
- ILA (2004):* Introduction to VidPIV; User Manual, ILA - Intelligent Laser Applications GmbH, Juelich.
- Jardine, R. J. / Standing, J. R. (2000):* Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France; Offshore Technology Report OTO 2000 007; Health and Safety Executive, London.
- Karlsruh, K. / Nadim, F. / Haugen, T. (1986):* Piles in clay under cyclic axial loading - Field tests and computational modelling; Proceedings of the 3rd International Conference of Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, pp. 165-190.
- Kempfert, H.-G. (2009):* Pfahlgründungen; Grundbau-Taschenbuch, Teil 3, 7. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- Kempfert, H.-G. / Thomas, S. (2006):* Zum axialen Pfahltragverhalten unter zyklisch-dynamischer Belastung; Beitrag zur VDI-Fachtagung Baudynamik, VDI-Berichte, Nr. 1941, Kassel, S. 521-535.
- Kempfert, H.-G. / Thomas, S. / Gebreselassie, B. (2007):* Untersuchungen zum Pfahltragverhalten unter zyklisch axialer Belastung in bindigen und nichtbindigen Böden; DFG-Forschungsbericht, Universität Kassel, unveröffentlicht.
- Kempfert, H.-G. / Lauffer, J. (1991):* Pfahlprobelastung in weniger tragfähigen Böden unter statischer und wechselnder Belastung; Geotechnik, Band 14, Heft 3, S. 105-112.

- Kirsch, F. / Richter, T. (2011):* Ein einfaches Näherungsverfahren zur Prognose des axial-zyklischen Tragverhaltens von Pfählen, Bautechnik, Band 88, Heft 2, S. 113-120.
- König, F. (2008):* Zur zeitlichen Traglastentwicklung von Pfählen und der nachträglichen Erweiterung bestehender Pfahlgründungen; Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 17, Dissertation.
- Kolymbas, D. / Herle, I. (2008):* Stoffgesetze für Böden; Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 7. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- Kondner, R. L. (1963):* Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 89, No. 1, pp. 115-143.
- Kraft, L. M. / Cox, W. R. / Verner, E. A. (1981):* Pile load tests: Cyclic loads and varying load rates; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. 1, pp. 1-7.
- Lee, C. Y. / Poulos, H. G. (1988):* Jacked model pile shafts in offshore calcareous soils; Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 7, No. 4, pp. 247-274.
- Lee, C. Y. / Poulos, H. G. (1990):* Behaviour Of Offshore Piles Subjected To Storm Loading; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 21, pp. 193-210.
- Lee, C. Y. / Poulos, H. G. (1993):* Cyclic analysis of axially loaded piles in calcareous soils; Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, No. 1, pp. 82-95.
- Lehane, B. M. / Jardine, R. J. / McCabe, B. A. (2003):* Pile group tension cyclic loading: Field test programme; Kinagar N. Ireland, Imperial College Consultants (ICON), Research Report No. 101.
- LeKouby, A. / Canou, J. / Dupla, J. C. (2004):* Behaviour of model piles subjected to cyclic axial loading; Proceedings of the International Conference of Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, pp. 159-166.
- Malkus, J. (2000):* Untersuchungen des Bodenverhaltens im Kontaktbereich von zyklisch axial belasteten Pfählen und Ankern; Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Essen, Heft 24, Dissertation.
- Masing, G. (1926):* Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing; Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics, Zürich, pp. 332-335.
- MathWorks (2005):* MATLAB – Programming – User Manual Version 7; The MathWorks Inc., Natick, USA.
- Matlock, H. / Foo, S. H. C. (1979):* Axial analysis of piles using a hysteresis and degrading soil model; Proceedings of the 1st International Conference Numerical Methods of Offshore Piling, London, pp. 127-133.
- McAnoy, R. P. L. / Cashman, A. C. / Purvis, D. (1982):* Cyclic tensile testing of a pile in glacial till; Proceedings of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Texas, pp. 257-291.

- McManus, K. J. / Kulhawy, F. H. (1994):* Cyclic axial loading of drilled shafts in cohesive soil; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 120, No. 9, pp. 1481-1497.
- Mittag, J. / Richter, T. (2005):* Beitrag zur Bemessung von vertikal zyklisch belasteten Pfählen; Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Kassel, Heft 18, S. 337-354.
- Mühlhaus, H. B. / Vardoulakis, I. (1987):* The thickness of shear bands in granular materials; Geotechnique, Vol. 37, No. 3, pp. 271-283.
- Nauroy, J. F. / Brucy, F. / Le Tirant, P. (1985):* Static and cyclic load tests on a drilled and grouted pile in calcareous sand; Proceedings of the Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Delft, pp. 577-587.
- Oda, M. / Kazama, H. (1998):* Microstructure of shear bands and its relation to the mechanics of dilatancy and failure of dense granular soils; Geotechnique, Vol. 48, No. 4, pp. 465-481.
- Poulos, H. G. (1981):* Cyclic axial response of single pile; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. 1, pp. 41-58.
- Poulos, H. G. (1989a):* Pile behaviour - Theory and application; Geotechnique, Vol. 39, No. 3, pp. 365-415.
- Poulos, H. G. (1989b):* Cyclic axial loading analysis of piles in sand; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 115, No. 6, pp. 836-852.
- Poulos, H. G. / Davis, E. H. (1968):* Settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers; Geotechnique, Vol. 18, No. 3, pp. 351-371.
- Poulos, H. G. / Lee, C. Y. (1989):* Behaviour of grouted piles in offshore calcareous sand; Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 955-958.
- Prasad, Y. V. S. N. / Narasimha Rao, S. (1994):* Experimental studies on foundations of compliant structures - I: Under cyclic loading; Journal of Ocean Engineering Division, Vol. 21, No. 1, pp. 15-27.
- Pregl, O. (1998):* Handbuch der Geotechnik; Band 1, 1. Auflage, Eigenverlag des Instituts für Geotechnik der Universität für Bodenkultur, Wien.
- Puech, A. / Boulon, M. / Meimon, Y. (1982):* Behaviour of tension piles, Field data and numerical modelling; Proceedings of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, pp. 293-312.
- Rad, N. S. / Tumay, M. T. (1987):* Factors Affecting Sand Specimen Preparation by Raining; Geotechnical Testing Journal, Vol. 10, No. 1, pp. 31-37.

- Raffel, M. / Willert, C. / Kompenhans, J. (1998): Particle Image Velocimetry - a practical guide; 1. Auflage, Springer Verlag, Berlin.*
- Ramberg, W. / Osgood, W. R. (1943): Description of stress-strain curves by three parameters; National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note No. 902.*
- Randolph, M. F. / Jewell, R. J. (1989): Load transfer model for piles in calcareous soil; Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 479-484.*
- Randolph, M. F. / Wroth, C. P. (1978): Analysis of deformation of vertically loaded piles; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. 12, pp. 1465-1488.*
- Rechenmacher, A. / Abedi, S. / Chupin, O. (2010): Evolution of force chains in shear bands in sands; Geotechnique, Vol. 60, No. 5, pp. 343-351.*
- Reddy, E. S. B. (1996): An investigation into the response of piles in sand under vertical cyclic tensile loads; University of Nottingham, Department of Civil Engineering, PhD Thesis.*
- Rendulic, L. (1936): Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen; Bauingenieur, Nr. 17, S. 559-564.*
- Richter, T. / Kirsch, F. / Mittag, J. (2011): Bemessungskonzepte für axial-zyklisch belastete Pfähle – Ein Überblick und neue Ansätze; Vorträge zur Baugrundtagung 2010, München, S. 263-369.*
- Roscoe, K. H. (1970): The influence of strains in soil mechanics; Geotechnique, Vol. 20, No. 2, pp. 129-170.*
- Rudolf, M. (2005): Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes; Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 17, Dissertation.*
- Schwarz, P. (2002): Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung; Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 33, Dissertation.*
- Silver, L. / Seed, B. (1975): Volume Changes in Sands During Cyclic Loading; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 97, No. 9, pp. 1171-1182.*
- Slominski, C. (2007): Validierung von Rechenmodellen zur Scherzonenentwicklung mit Versuchen im Labor und in situ; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 169, Dissertation.*
- Stevens, J. B. (1978): Prediction of Pile Response to Vibratory Loads; Proceedings of the 10th Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 3, pp. 2213-2223.*

- Stöcker, T. (2002):* Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen; Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 13, Dissertation.
- Studer, J. A. / Laue, J. / Koller, M. G. (2007):* Bodendynamik; 3. Auflage, Springer Verlag, Berlin.
- Sulaiman, I. H. / Coyle, H. M. (1976):* Uplift resistance of piles in sand; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. 5, pp. 559-562.
- Swinianski, J. / Sawicki, A. (1991):* A model of soil-pile interaction owing to cyclic loading; Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No. 1, pp. 11-19.
- Tabucanon, J. T. / Airey, D. W. / Poulos, H. G. (1995):* Pile skin friction in sands from constant normal stiffness tests. Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 3, pp. 350-364.
- Terzaghi, K. (1943):* Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York.
- Touma, F. T. / Reese, L. C. (1974):* Behaviour of Bored Piles in Sand; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, No. 7, pp. 749-761.
- Turner, J. P. / Kulhawy, F. H. (1990):* Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 116, No. 3, pp. 470-491.
- Trofimenkov J. G. / Mariupolskii L. G. (1965):* Screw piles used for mast and tower foundations; Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 2, pp. 328-332.
- Vaid, Y. P. / Negussey, D. (1984):* Relative Density of Pluviated Sand Samples; Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 101-105.
- Vermeer, P. A. (1990):* The Orientation of Shear Bands in Biaxial Tests; Geotechnique, Vol. 40, No. 2, pp. 223-236.
- Vesić, A. S. (1963):* Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record 39, pp. 112-153.
- Vijayvergiya, V. N. (1977):* Load-movement characteristics of piles; Proceedings of the 4th Symposium of Waterways, Port, Coastal and Ocean Division, Long Beach, Vol. 2, pp. 561-584.
- Vucetic, M. (1994):* Cyclic Threshold Shear Strains in Soils; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 120, No. 12, pp. 2208-2228.
- Vrettos, Ch. (2008):* Bodendynamik; Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 7. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- Walz, B. (2006):* Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik - Verfahren und Anwendung; Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technische Universität Berlin, Heft Nr. 40, Berlin, pp. 13-26.

- Wang, Z. (2000):* Behaviour of Soils and Foundation Structures under Cyclic Loads; Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Essen, Heft 25, Dissertation.
- Weiss, K. / Hanack, S. (1983):* Der Einfluss der Lagerungsdichte des Bodens und der Herstellung von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit; Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO) an der Technischen Universität Berlin, Heft 35.
- White, D. J. / Bolton, M. D. (2004):* Displacement and strain paths during plane-strain model pile installation in sand; Geotechnique, Vol. 54, No. 6, pp. 375-397.
- Wichtmann, T. (2005):* Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading; Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38, Dissertation.
- Witzel, M. (2004):* Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 15, Dissertation.
- Wriggers, P. (2001):* Nichtlineare Finite-Element-Methoden; 1. Auflage, Springer Verlag, Berlin.

Normen und Technische Regelwerke:

- API RP 2A-WSD (2000):* Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design; 21st Edition, American Petroleum Institute, Washington.
- DIN 1319-1:1995-01:* Grundlagen der Messtechnik – Teil 1: Grundbegriffe; Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 1054:2005-01:* Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 1054:2010-12:* Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 4022-1:1987-09:* Baugrund- und Grundwasser – Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 18137-3:2002-09:* Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch; Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 18196:2006-06:* Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke; Deutsches Institut für Normung, Berlin.

DIN EN 1997-1:2009-09: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009; Deutsches Institut für Normung, Berlin.

EA-Pfähle (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA Pfähle; Arbeitskreis Pfähle (AK2.1) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 1. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

EA-Pfähle (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA Pfähle; Arbeitskreis Pfähle (AK2.1) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

A Häufig verwendete Abkürzungen und Formelzeichen

Eine Abkürzung oder ein Formelzeichen wird in dieser Arbeit bei der ersten Verwendung erklärt. In den folgenden Tabellen sind häufig verwendete Abkürzungen, Formelzeichen und Symbole zusammengestellt. Einige Formelzeichen haben mehrere Definitionen.

Table A.1: Lateinische Buchstaben

Formelzeichen	Einheit	Benennung
A_b	m^2	Pfahlfußfläche
A_s	m^2	Pfahlmantelfläche
d_{50}	mm	mittlerer Korndurchmesser
D	-	Lagerungsdichte des nichtbindigen Bodens
D	m	Durchmesser des Pfahls
d_{SB}	m	Breite des Scherbands
d_{SF}	m	Breite der Scherfuge
E_s	kN/m^2	Steifemodul des Bodens
f	Hz	Belastungsfrequenz
F_G	kN	ständige Einwirkung
$F_{Q,rep}$	kN	repräsentative veränderliche Einwirkung
F_{mitt}	kN	mittlere Einwirkung
F_{max}	kN	betragsmäßig größte Einwirkung
F_{min}	kN	betragsmäßig kleinste Einwirkung
F'_{zyk}	kN	zyklische Lastamplitude
F_{zyk}	kN	zyklische Lastspanne
g_s	-	Modellparameter
g_b	-	Modellparameter
G_0	kN/m^2	Schubmodul des Bodens bei kleinen Dehnungen

Tabelle A.1: Fortsetzung

Formelzeichen	Einheit	Benennung
G_{sec}	kN/m^2	Sekantenschubmodul des Bodens
I_p	-	Plastizitätszahl des bindigen Bodens
L	m	Pfahllänge
N	-	Anzahl der Lastzyklen
N_f	-	Anzahl der Lastzyklen beim Versagen des Pfahls
q_b	kN/m^2	Pfahlspitzendruck
$q_{b,\text{ult}}$	kN/m^2	Bruchwert des Pfahlspitzendrucks
q_s	kN/m^2	Pfahlmantelreibung
$q_{s,\text{ult}}$	kN/m^2	Bruchwert der Pfahlmantelreibung
r_0	m	Radius des Pfahls
r_m	m	Einflussradius unter statischer Belastung
$r_{m,N}$	m	Einflussradius unter zyklischer Belastung
R	kN	Pfahlwiderstand
R_b	kN	Pfahlfußwiderstand
R_c	kN	Widerstand des Pfahls auf Druck im Grenzzustand der Tragfähigkeit
R_{fb}	-	Modellparameter
R_{fs}	-	Modellparameter
R_s	kN	Pfahlmantelwiderstand
R_{ult}	kN	Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{\text{ult}}(N)$	kN	Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach N Lastzyklen
R_t	kN	Widerstand des Pfahls auf Zug im Grenzzustand der Tragfähigkeit
s	m	Setzung des Pfahls

Tabelle A.1: Fortsetzung

Formelzeichen	Einheit	Benennung
s_b	m	Verschiebung des Pfahlfußes
s_{el}	m	elastische Verschiebung des Pfahls
s'_{el}	m	elastische Verschiebungsamplitude
s_G	m	Verschiebung des Pfahls unter ständigen Einwirkungen
s_h	m	Hebung des Pfahls
s_s	m	Verschiebung des Pfahlmantels
s_x	m	Verschiebung des Bodens radial zum Pfahl
s_y	m	Verschiebung des Bodens parallel zum Pfahl
s_{pl}	m	plastische Verschiebung des Pfahls
$s_{Q,rep}$	m	Verschiebung des Pfahls unter repräsentativen veränderlichen Einwirkungen
\dot{s}_{zyk}	m/-	zyklische Verschiebungsrate des Pfahls
s_{zyk}	m	zyklische Verschiebung des Pfahls
S_R	-	Sättigungsgrad des Bodens
s_{ult}	m	Verschiebung des Pfahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit
t	s	Zeit
X_{grenz}	-	Modellparameter
X_{max}	-	maximales Lastniveau
X_{mitt}	-	mittleres Lastniveau
X_{zyk}	-	zyklisches Lastniveau

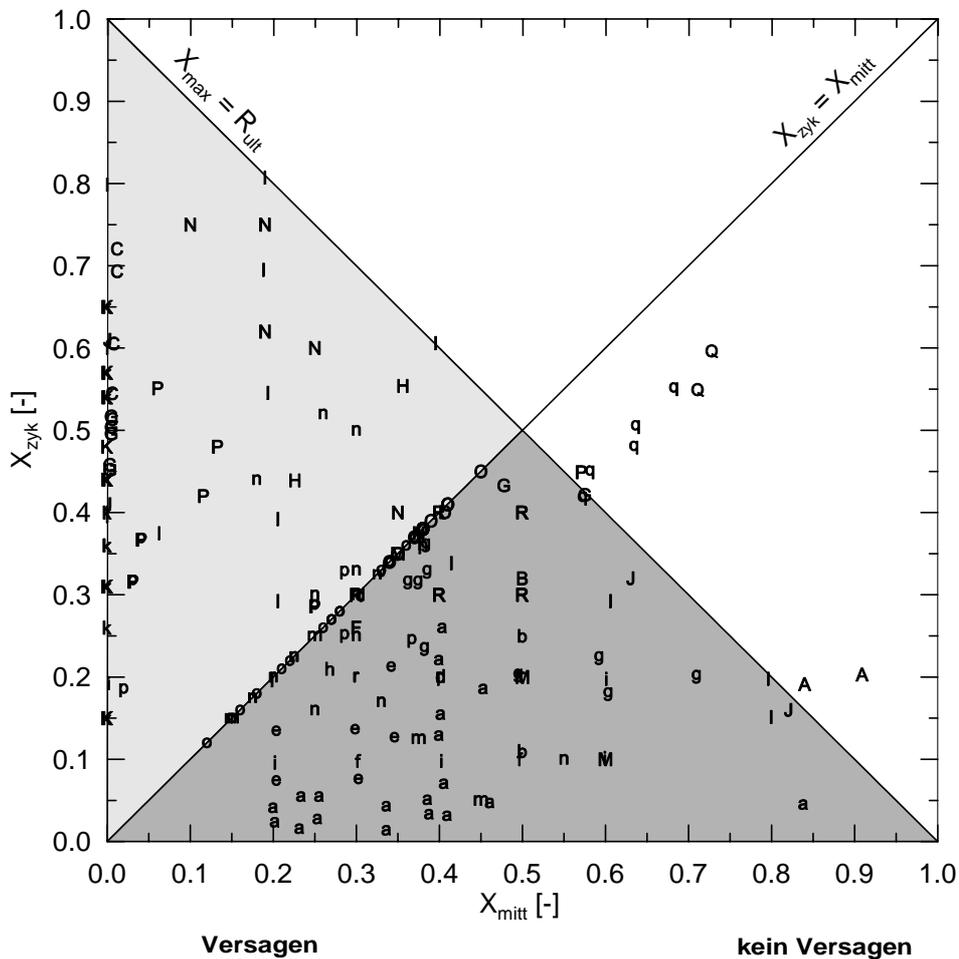
Tabelle A.2: Griechische Buchstaben

Formelzeichen	Einheit	Benennung
β_N	-	Modellparameter im Tragfähigkeitsansatz
γ	-	Scherdehnung
δ_N	-	Modellparameter im Verschiebungsansatz
δ_R	-	Abminderungsfaktor für die Pfahltragfähigkeit
ΔR_{zyk}	kN	Änderung der statischen Tragfähigkeit infolge einer zyklischen Belastung
$\Delta \sigma'_r$	kN/m ²	Änderung der effektiven Radialspannung im Boden
$\Delta \sigma'_v$	kN/m ²	Änderung der effektiven Vertikalspannung im Boden
$\Delta \sigma'_t$	kN/m ²	Änderung der effektiven Tangentialspannung im Boden
Δu	kN/m ²	Porenwasserüberdruck
ε_1	-	Dehnung
κ	-	Modellparameter für die zyklische Steifigkeit
λ	-	Neigungsbeiwert
σ_1	kN/m ²	größte Hauptspannung
σ_3	kN/m ²	kleinste Hauptspannung
τ	kN/m ²	Schubspannung
τ_f	kN/m ²	asymptotisch angenäherter Wert der Scherfestigkeit des Bodens
τ_{\max}	kN/m ²	maximale Schubspannung im Lastzyklus
τ_{\min}	kN/m ²	minimale Schubspannung im Lastzyklus
τ_r	kN/m ²	Restscherfestigkeit des Bodens
τ_{ult}	kN/m ²	Scherfestigkeit des Boden im Bruchzustand

Tabelle A.3: Abkürzungen

Abkürzung	Bedeutung
CNL	Constant Normal Load
CNS	Constant Normal Stiffness
DMS	Dehnungsmessstreifen
EDS	Erddrucksensor
MP x	Versuch x im ersten Modellversuchsprogramm
MSL	Mantelreibungs-Setzungs-Linie
MHL	Mantelreibungs-Hebungs-Linie
MQ	Messquerschnitt
PET x	Versuch x im zweiten Modellversuchsprogramm
PIV	Particle Image Velocimetry
PIV x	Versuch x im dritten Modellversuchsprogramm
PWD	Porenwasserdruck
WSL	Widerstands-Setzungs-Linie
WHL	Widerstands-Hebungs-Linie
WL	Wechsellast
DS	Druckschwelllast
ZS	Zugschwelllast

B Übersicht zu publizierten Modell- und Feldversuchen



- | | |
|---|---|
| A Stevens (1978), N_f keine Angabe | a Stevens (1978), N keine Angabe |
| B Boulon et al. (1980), $N_f = 1.000$ | b Boulon et al. (1980), $N = 5.000 - 6.000$ |
| C Poulos (1981), $N_f = 3 - 180$ | d McAnoy et al. (1982), $N > 1.000$ |
| D McAnoy et al. (1982), $N_f = 564$ | e Puech (1982), N keine Angabe |
| F Nauroy et al. (1985), $N_f = 135$ | f Nauroy et al. (1985), $N = 1.000$ |
| G Karlsrud et al. (1986), $N_f = 5 - 500$ | g Karlsrud et al. (1986), $N = 180 - 12.300$ |
| H Deane et al. (1988), N_f keine Angabe | h Deane et al. (1988), N keine Angabe |
| I Poulos/Lee (1989), $N_f = 1 - 600$ | i Poulos/Lee (1989), $N = 2.000$ |
| J Lee/Poulos (1990), $N_f = 2 - 220$ | k Turner/Kulhawy (1990), $N = 50 - 216$ |
| K Turner/Kulhawy (1990), $N_f = 50 - 216$ | l Kempfert/Lauffer (1991), $N = 5 - 15$ |
| M Prasad/Rao (1994), $N_f = 90 - 185$ | m Prasad/Rao (1994), $N = 90 - 185$ |
| N Al-Douri/Poulos (1995), $N_f = 8 - 365$ | n Al-Douri/Poulos (1995), $N = 50 - 375$ |
| O Schwarz (2002) - Modell, $N_f = 2 - 85.000$ | o Schwarz (2002) - Modell, $N = 738 - 16.832$ |
| P Schwarz (2002), $N_f = 3 - 148.180$ | p Schwarz (2002), $N = 12.017 - 208.160$ |
| R LeKouby et al. (2004), $N_f = 50$ | q LeKouby et al. (2004), $N = 50$ |
| Q LeKouby et al. (2004), $N_f = 38 - 111$ | r LeKouby et al. (2004), $N = 50$ |

Bild B.1: Zusammenstellung publizierter Modell- und Feldversuche

Tabelle B.1: Randbedingungen und Ergebnisse publizierter Feldversuche

Literatur	Pfahl			Boden- art ²⁾	Belastungs- art ³⁾	X_{zyk}	X_{mit}	N oder N_f	δ_R
	Pfahlsystem	D ¹⁾ [m]	L [m]						
<i>Broms</i> (1972)	gerammte Aluminiumpfähle	0,25x0,25	19,50 bis 24,60	nb	DS	0,18 bis 0,37	0,56 bis 1,10	2 bis 20	nicht ermittelbar
	gerammte Holzpfähle	0,31 bis 0,34	15,60 bis 17,40	b	DS	0,25	0,50	35	nicht ermittelbar
<i>McAnoy</i> (1982)	gerammte Stahlrohrpfähle	0,19	9,90	b	ZS	0,20 bis 0,30	0,30 bis 0,40	564 bis 13.597	0,85 bis 0,89
<i>Puech et al.</i> (1982)	gerammte Stahlrohrpfähle	0,27	13,00 bis 17,00	b, nb	ZS	0,10	0,40	1.000 bis 1.500	0,87 bis 0,90
<i>Nauroy et al.</i> (1985)	Verpresspfähle	nicht ermittelbar		b	Z	0,10 bis 0,30	0,30 bis 0,50	nicht ermittelbar	nicht ermittelbar
<i>Karlsruh et al.</i> (1986)	gerammte Stahlrohrpfähle	0,15	5,00	b	WL, ZS	0,11 bis 0,52	0,00 bis 0,73	5 bis 12.300	0,30 bis 1,00
	Verpresspfähle	nicht ermittelbar		b	WL, ZS	0,21 bis 0,54	0,23 bis 0,36	nicht ermittelbar	nicht ermittelbar
<i>Deane et al.</i> (1988)	Bohrpfähle	0,90	17,00	b	WL	0,44	0,00	15	0,85
<i>Schwarz</i> (2002)	verpresste Mikropfähle	0,14	4,50	nb	WL, DS, ZS	0,18 bis 0,55	0,02 bis 0,43	3 bis 208.160	0,60 bis 0,98
<i>Lehane et al.</i> (2003)	gerammte Beton- fertigpfähle	0,25x0,25	6,00	b	ZS	0,43 bis 0,45	0,53 bis 0,55	187 bis 560	0,85 bis 0,86

1) Pfahldurchmesser oder Pfahlkantenlänge 2) b: bindig
nb: nichtbindig 3) WL: Wechsellast
DS: Druckschwelllast
ZS: Zugschwelllast

Tabelle B.2: Randbedingungen und Ergebnisse publizierter Modellversuche

Literatur	Pfahl			Bodenart ¹⁾	Belastungsart ²⁾	X _{zyk}	X _{mit}	N oder N _f	δ _R
	Pfahlsystem	D [mm]	L [cm]						
<i>Chan/Hanna (1980)</i>	gerammte Aluminiumrohre	19,0	57,0	nb	WL, DS, ZS	0,05 bis 0,35	0,05 bis 0,35	3 bis 49.000	0,67 bis 0,95
<i>Lee/Poulos (1988)</i>	verpresste Aluminiumrohre	30,0	63,4	nb	WL, ZS	0,16 bis 0,61	0,00 bis 0,82	4 bis 220	0,81 bis 0,88
<i>Abood (1989)</i>	gerammte Aluminiumrohre	25,4	61,0 bis 152,0	nb	ZS	0,12 bis 0,43	0,12 bis 0,43	7 bis 30.000	0,38 bis 0,92
<i>Turner/Kulhavy (1990)</i>	gebohrte Betonpfähle	76,0 bis 152,0	30,5 bis 121,9	nb	WL	0,08 bis 1,11	0,00	10 bis 1.000	0,70 bis 0,80
<i>Al-Douri (1992)</i>	gerammte Stahlrohre	25,0	40,0	nb	ZS	0,05 bis 0,38	0,10 bis 0,55	20 bis 350*)	0,70 bis 0,81
<i>Prasad/Rao (1994)</i>	gerammte Stahlrohre	25,0	50,0	b	ZS	0,05 bis 0,35	0,15 bis 0,60	80 bis 500	nicht ermittelbar
<i>Reddy (1996)</i>	gerammte Stahl- und Aluminiumrohre	12,7 bis 76,2	50,0	nb	ZS	0,04 bis 0,38	0,04 bis 0,38	130 bis 100.000	0,80 bis 0,85
<i>Schwarz (2002)</i>	gebohrte Aluminiumrohre	45,0	21,0	nb	ZS	0,02 bis 0,09	0,02 bis 0,09	2 bis 85.000	0,60 bis 0,88
<i>LeKouby et al. (2004)</i>	gerammte und gebohrte Stahlrohre	20,0	50,0	nb	DS, ZS	0,05 bis 0,40	0,05 bis 0,50	50	0,37 bis 0,58

*) Wert geschätzt

1) b: bindig
nb: nichtbindig

2) WL: Wechsellast
DS: Druckschwelllast
ZS: Zugschwelllast

C Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

C.1 Nichtbindiger Boden

Die Ergebnisse der Laborversuche (Bild C.1, Tabelle C.1) sind *Witzel (2004)* und *Heitz (2006)* entnommen. Der angegebene Wert des Schubmoduls wurde mit einem Resonant Column Versuch bei einem Seitendruck von 50 kN/m^2 und einer Lagerungsdichte von 0,63 ermittelt.

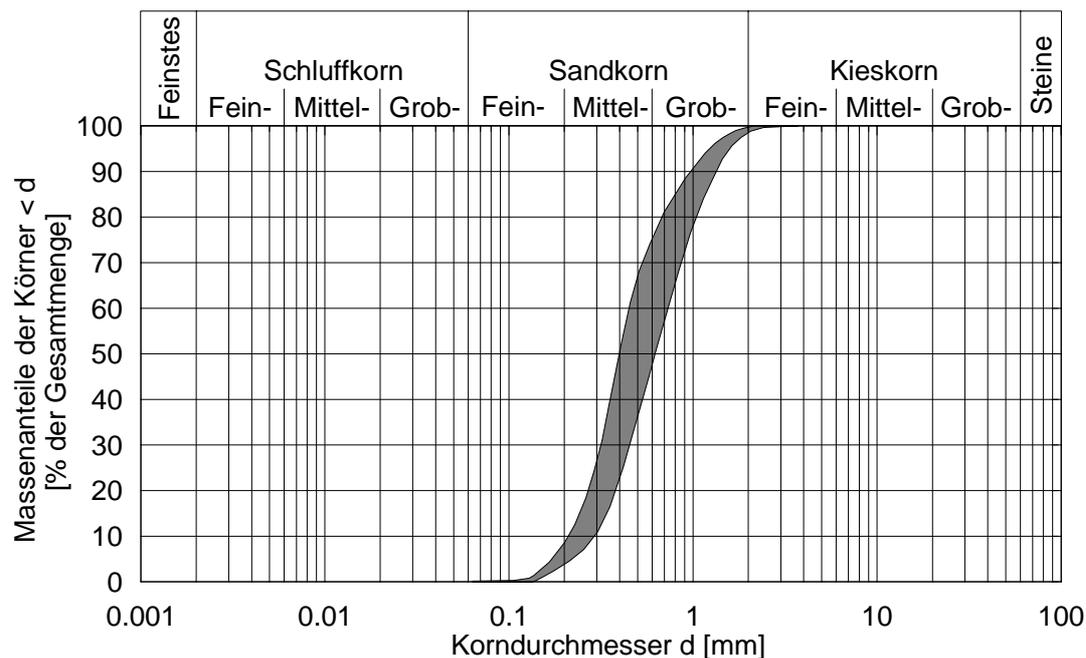


Bild C.1: Körnungskurve des Sandes aus sechs Siebanalysen

Tabelle C.1: Bodenmechanische Kennwerte des Sandes

Kenngröße	Formelzeichen	Kennwert	Einheit
Benennung nach <i>DIN 18196</i>	-	SE	-
Benennung nach <i>DIN 4022-1</i>	-	mS, gs, fs'	-
Korndichte	ρ_s	2,65	g/cm^3
mittlerer Korndurchmesser	d_{50}	0,3 - 0,5	mm
Reibungswinkel	φ	39,0	°
Kohäsion	c	0	kN/m^2
lockerste Lagerung	min ρ_d	1,44	g/cm^3
dichteste Lagerung	max ρ_d	1,78	g/cm^3
Schubmodul	G_0	105.000	kN/m^2

C.2 Gemischtkörniger Boden

Die Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche enthalten Bild C.2 und Tabelle C.2.

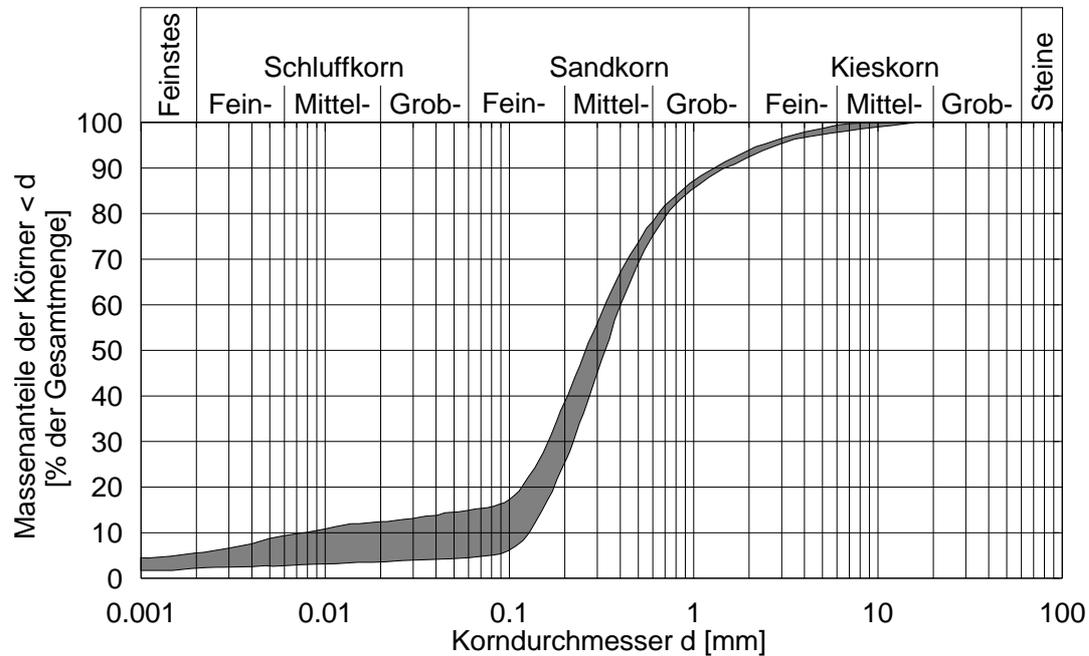


Bild C.2: Körnungsband des Geschiebemergels aus vier kombinierten Sieb- und Schlämmanalysen

Tabelle C.2: Bodenmechanische Kennwerte des Geschiebemergels

Kenngröße	Formelzeichen	Kennwert	Einheit
Benennung nach <i>DIN 18196</i>	-	ST*	-
Benennung nach <i>DIN 4022-1</i>	-	S, u, t', g'	-
Korndichte	ρ_s	2,64	g/cm ³
mittlerer Korndurchmesser	d_{50}	0,025 - 0,035	mm
Reibungswinkel	φ	20,1	°
Kohäsion	c	6,8	kN/m ²
Kalkgehalt	V_{Ca}	9	%
Wassergehalt	w	12,5	%
Fließgrenze	w_L	59,6	%
Ausrollgrenze	w_P	29,3	%
Plastizitätszahl	I_P	30,3	%
Konsistenzzahl	I_c	1,15	-
Konsistenz	-	halbfest	-

C.3 Bindiger Boden

Die Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche enthalten Bild C.3 und Tabelle C.3.

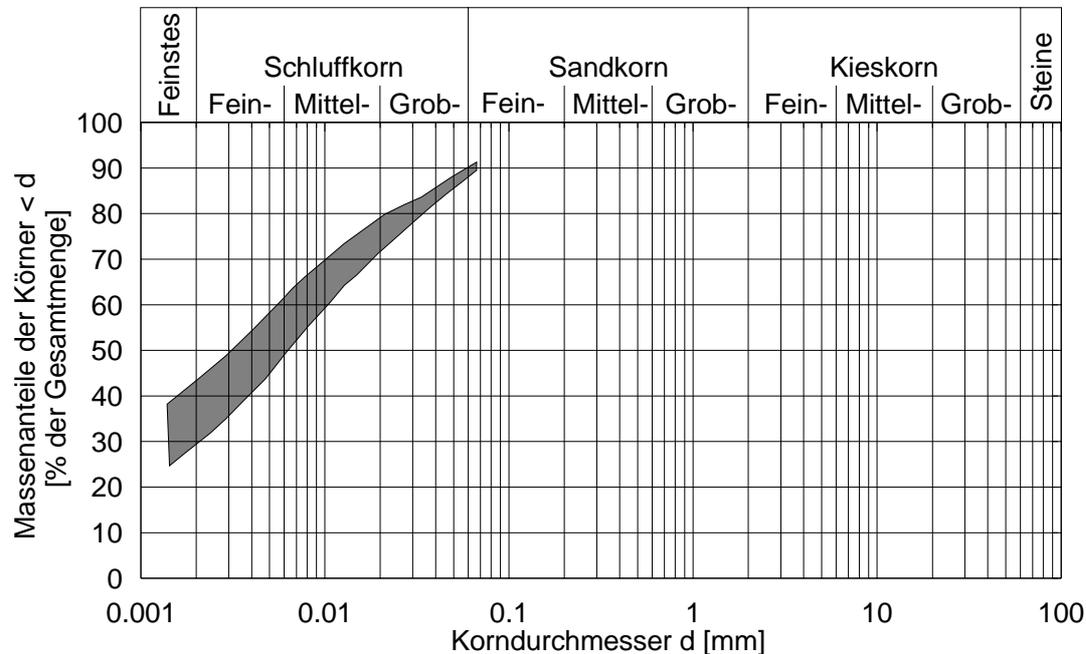


Bild C.3: Körnungsband des Tons aus zwei Schlämmanalysen

Tabelle C.3: Bodenmechanische Kennwerte des Tons

Kenngröße	Formelzeichen	Kennwert	Einheit
Benennung nach <i>DIN 18196</i>	-	TA	-
Benennung nach <i>DIN 4022-1</i>	-	T, U, fs'	-
Korndichte	ρ_s	2,80	g/cm ³
mittlerer Korndurchmesser	d_{50}	0,003 - 0,006	mm
Reibungswinkel	φ	17,2	°
Kohäsion	c	23,2	kN/m ²
Kalkgehalt	V_{Ca}	0	%
Wassergehalt	w	15,5	%
Fließgrenze	w_L	58,7	%
Ausrollgrenze	w_P	26,3	%
Plastizitätszahl	I_P	32,4	%
Konsistenzzahl	I_c	1,34	-
Konsistenz	-	halbfest	-

D Ergebnisse der Modellversuche zum Pfahltragverhalten

D.1 Versuche unter statischen Einwirkungen

D.1.1 Versuche MP01 bis MP04

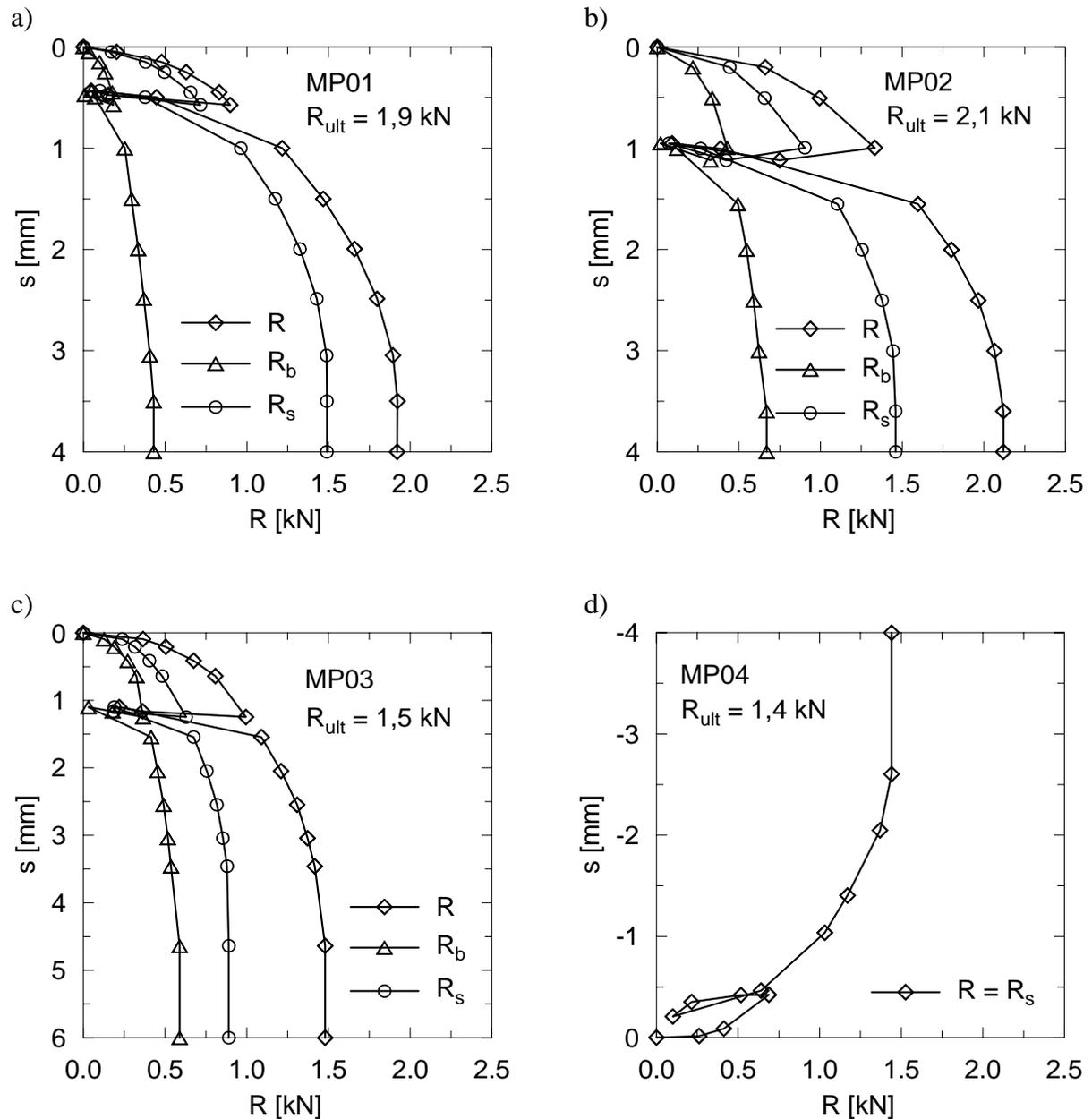


Bild D.1: Pfahltragverhalten in den statischen Druck- und Zugversuchen:

a) Versuch MP01, b) Versuch MP02, c) Versuch MP03, d) Versuch MP04

D.2 Versuche unter Druckschwelllasten

D.2.1 Versuch MP05

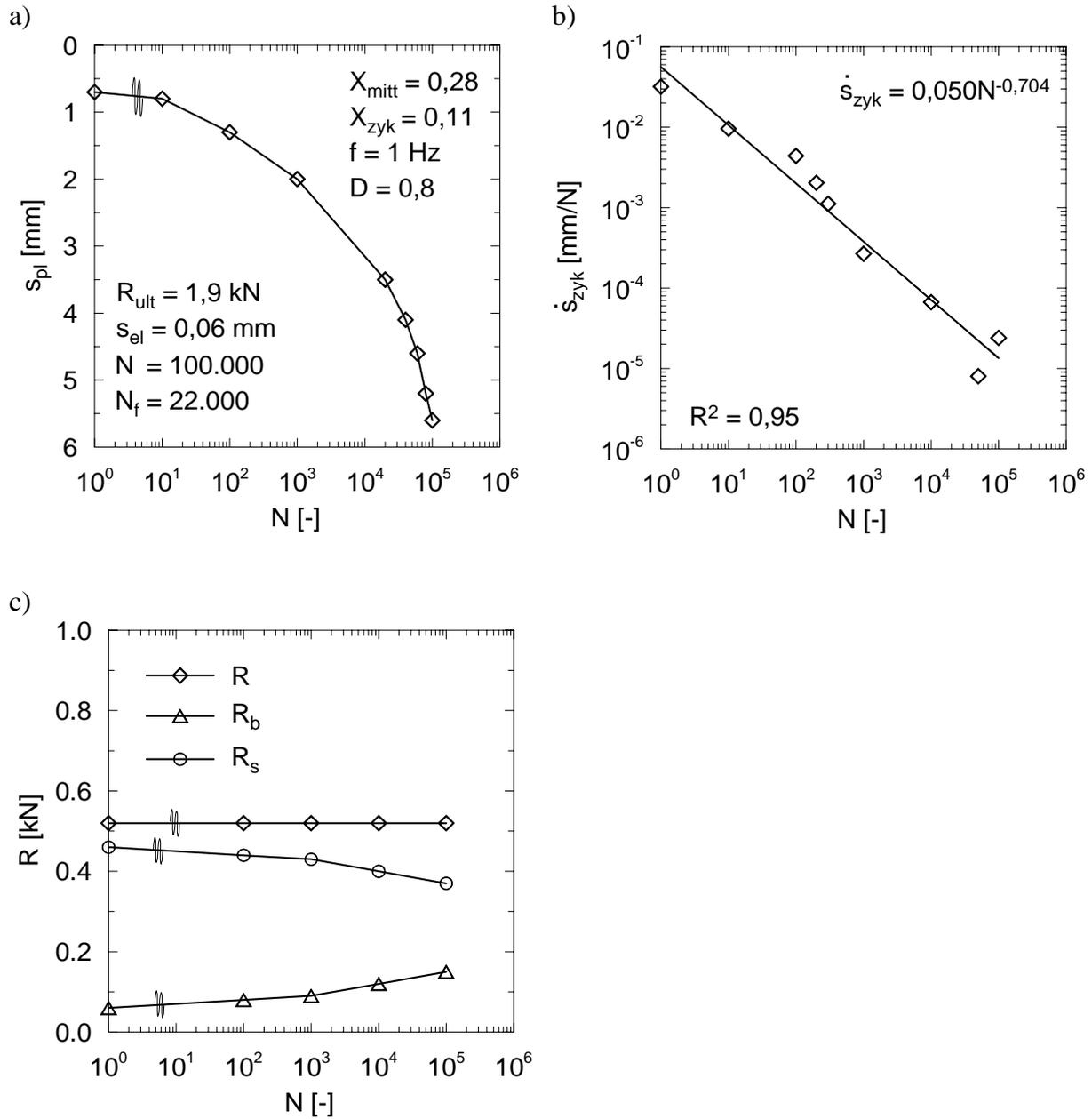


Bild D.2: Versuch MP05:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlwiderstände

D.2.2 Versuch MP06

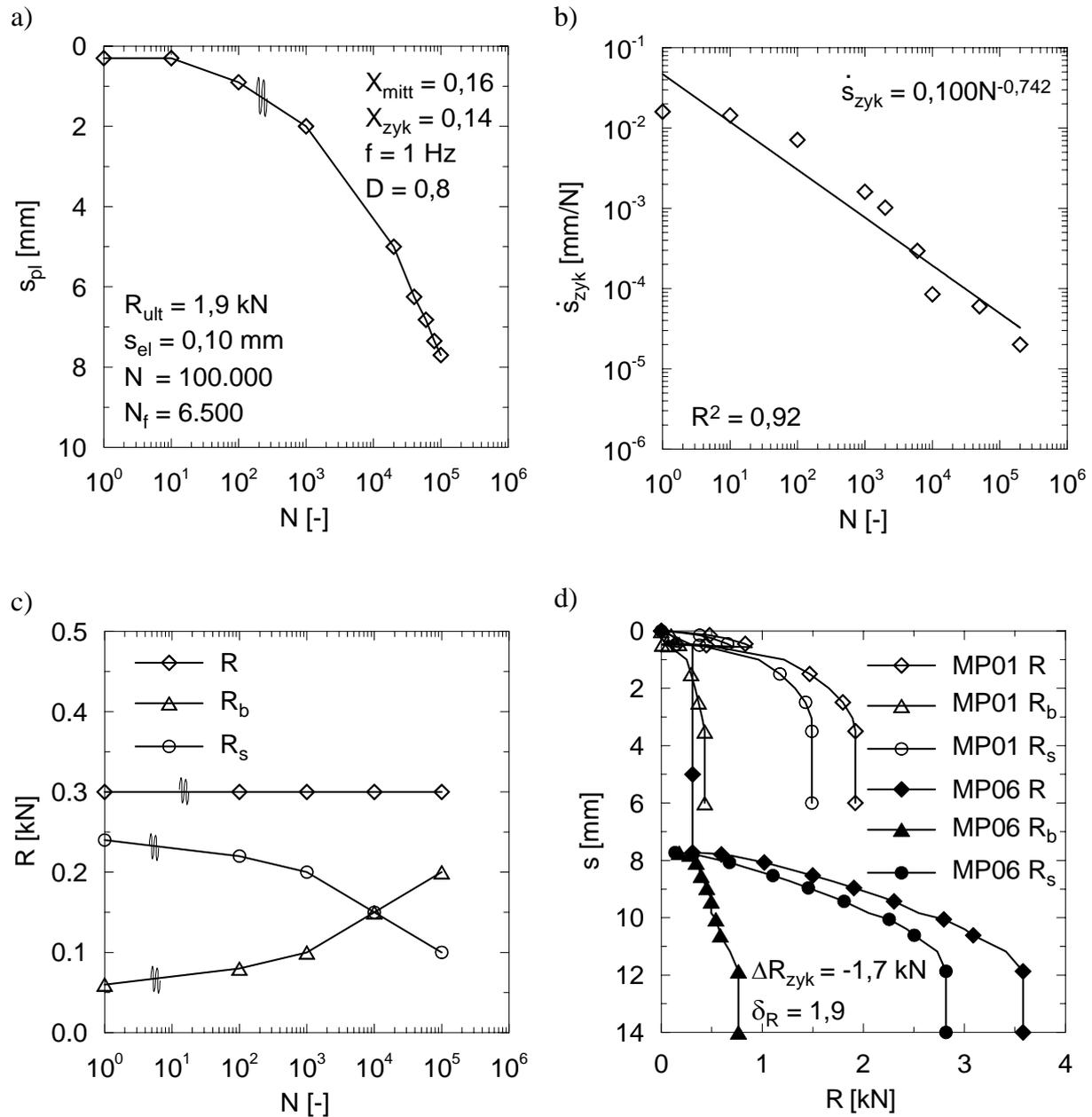


Bild D.3: Versuch MP06:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlwiderstände,
- d) post-zyklisches Pfahltragverhalten

D.2.3 Versuch MP07

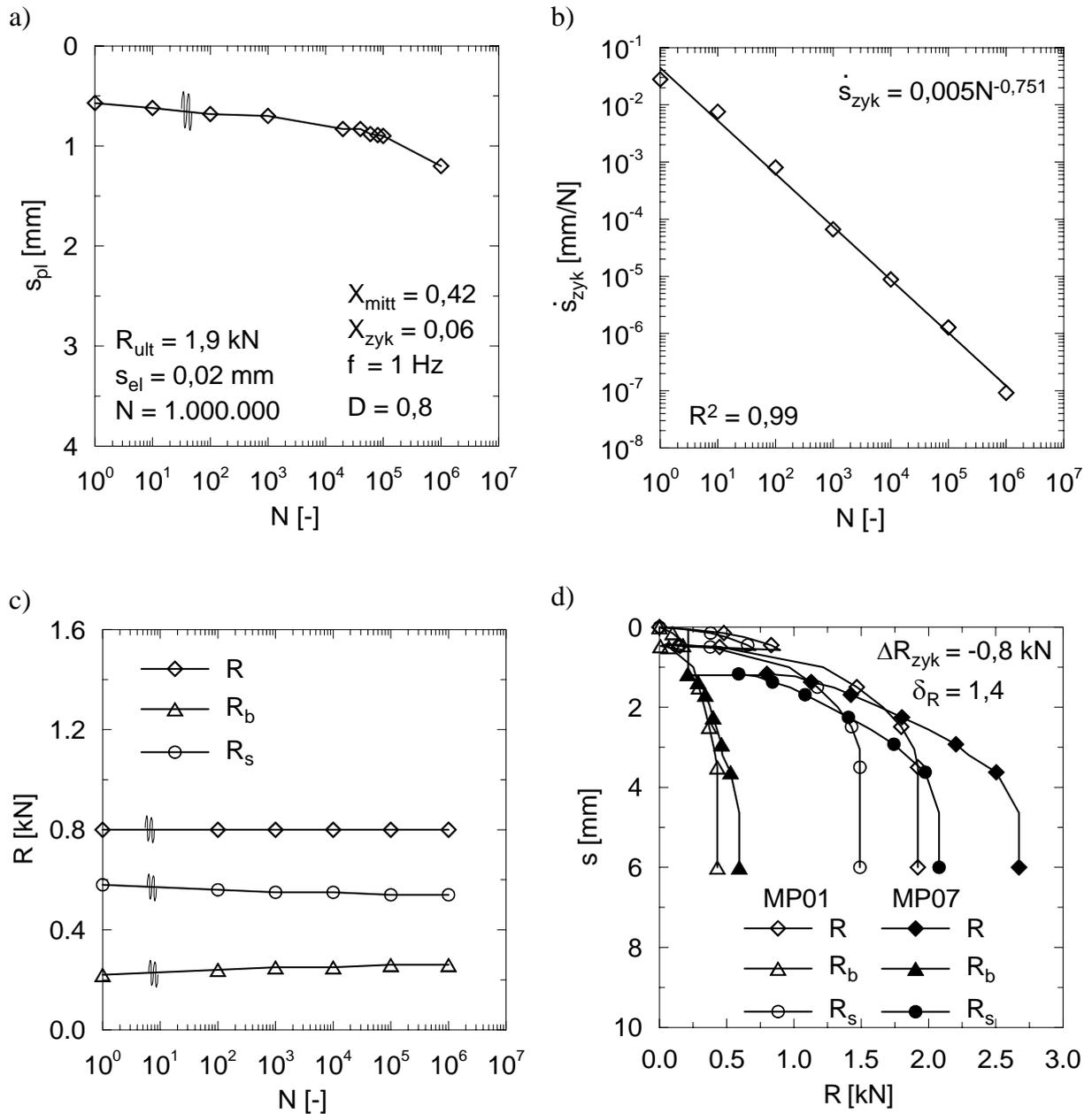
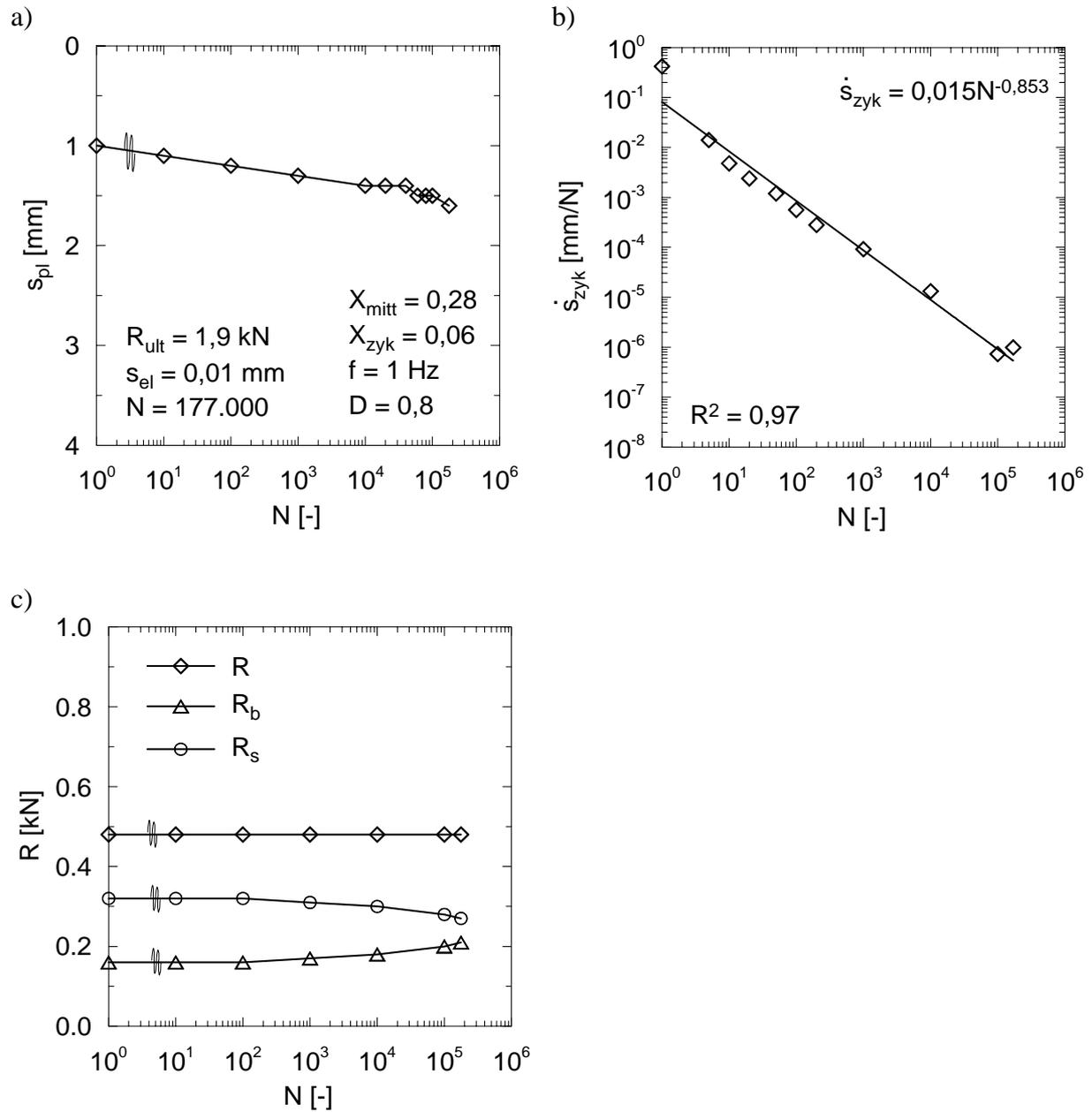


Bild D.4: Versuch MP07:

- plastische Verschiebung,
- zyklische Verschiebungsrate,
- mobilisierte Pfahlwiderstände,
- post-zyklisches Pfahltragverhalten

D.2.4 Versuch MP08

**Bild D.5:** Versuch MP08:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlwiderstände

D.2.5 Versuch MP09

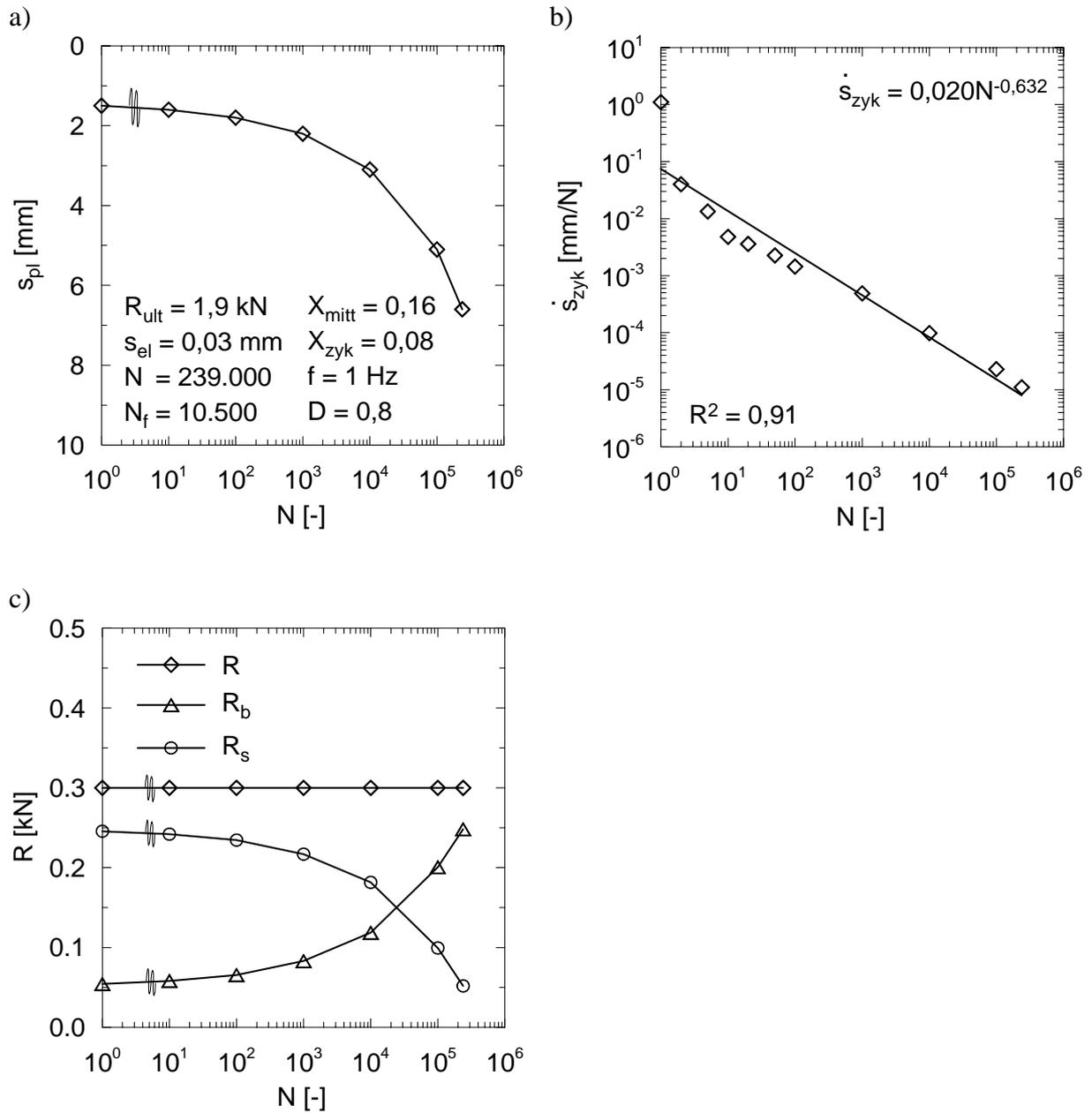


Bild D.6: Versuch MP09:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlwiderstände

D.3 Versuche unter Zugschwelllasten

D.3.1 Versuch MP10

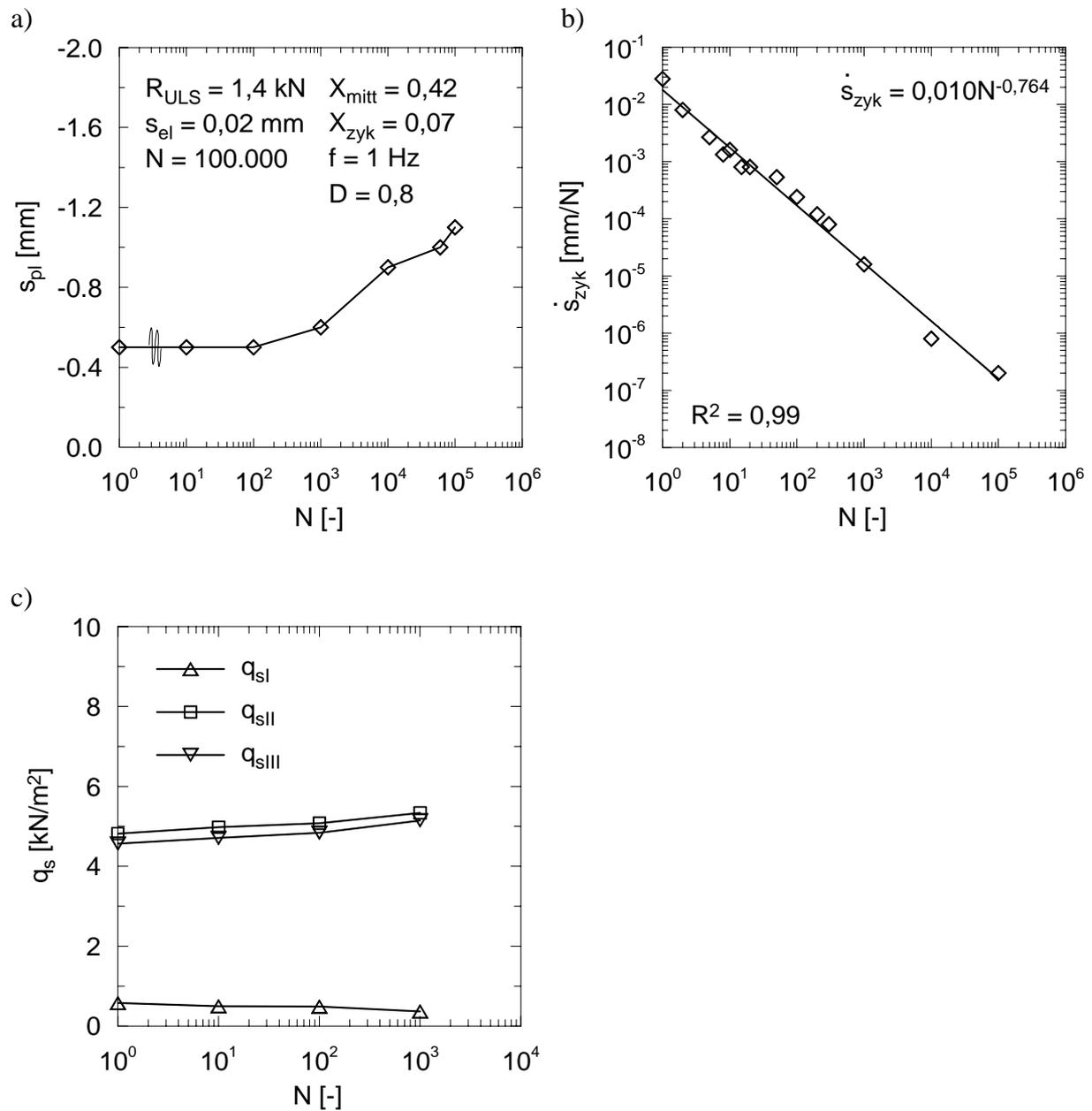


Bild D.7: Versuch MP10:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlmantelreibung

D.3.2 Versuch MP11

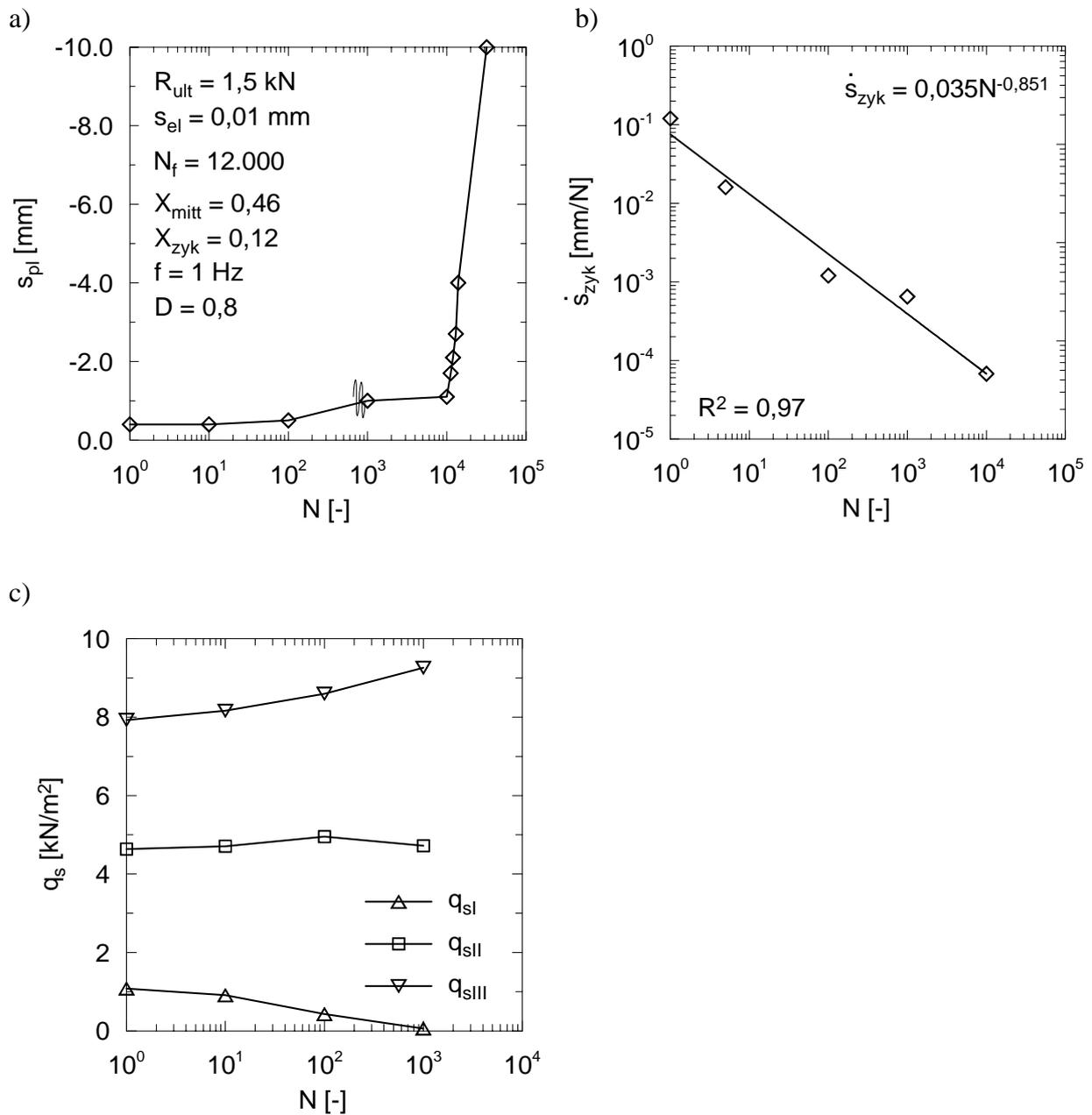


Bild D.8: Versuch MP11:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlmantelreibung

D.3.3 Versuch MP12

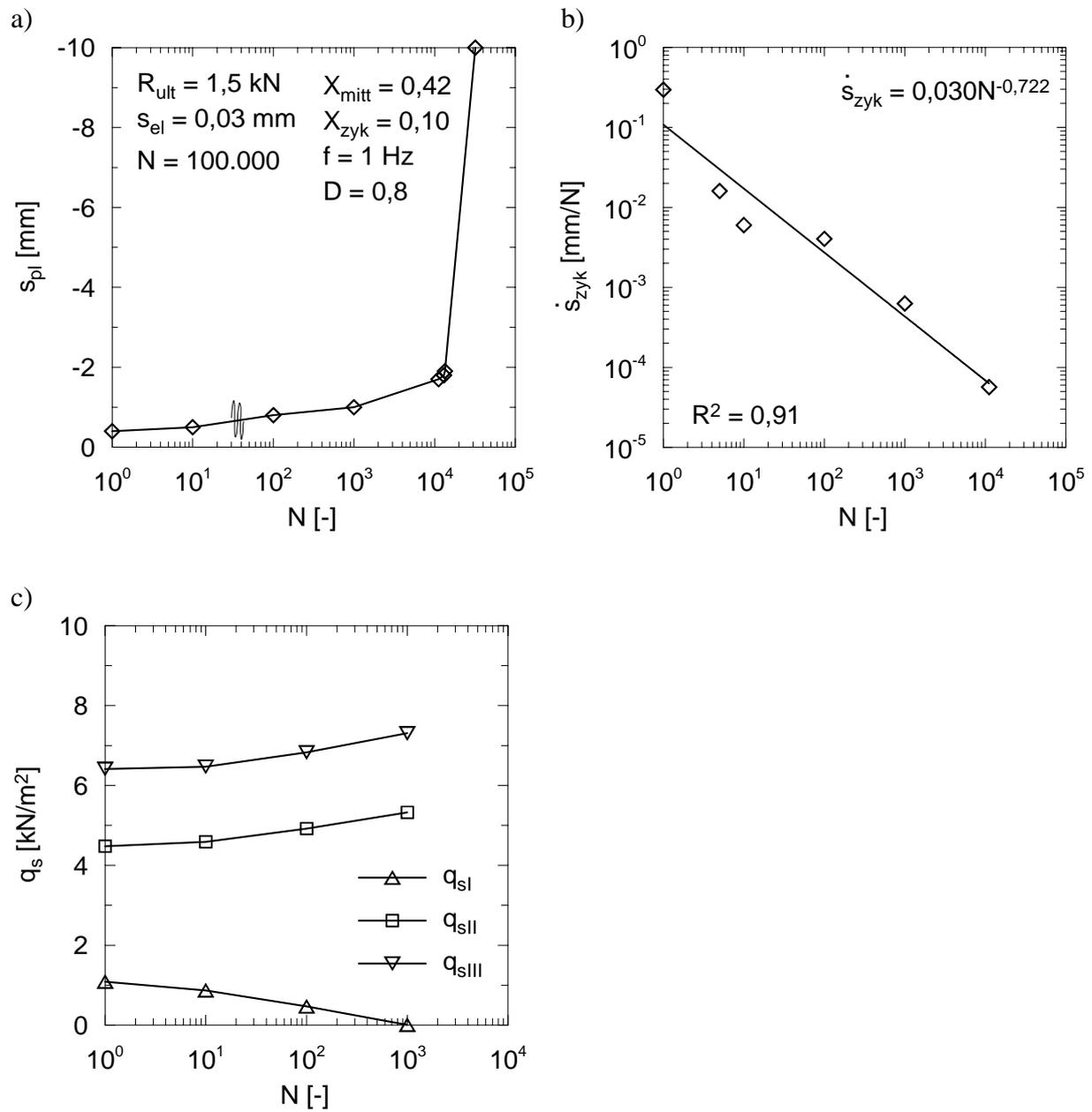


Bild D.9: Versuch MP12:

- a) plastische Verschiebung,
- b) zyklische Verschiebungsrate,
- c) mobilisierte Pfahlmantelreibung

E Ergebnisse der Modellversuche am Pfahlelement

E.1 Versuche unter statischen Einwirkungen

E.1.1 Versuch PET01

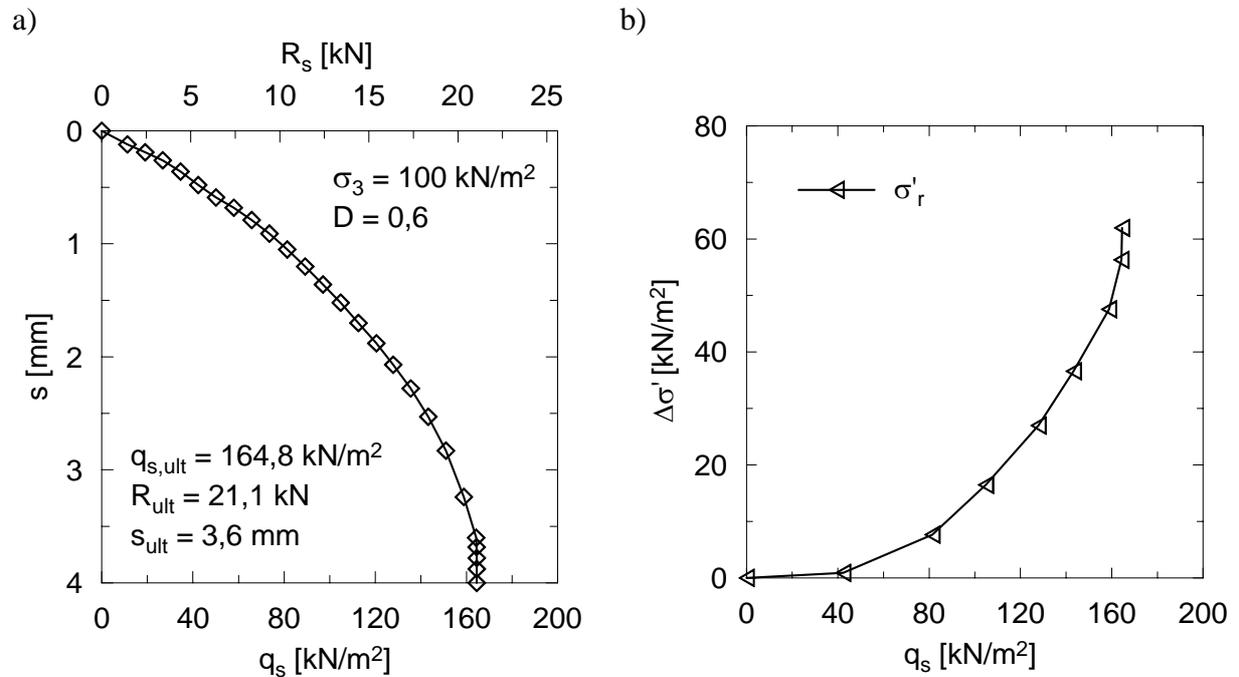
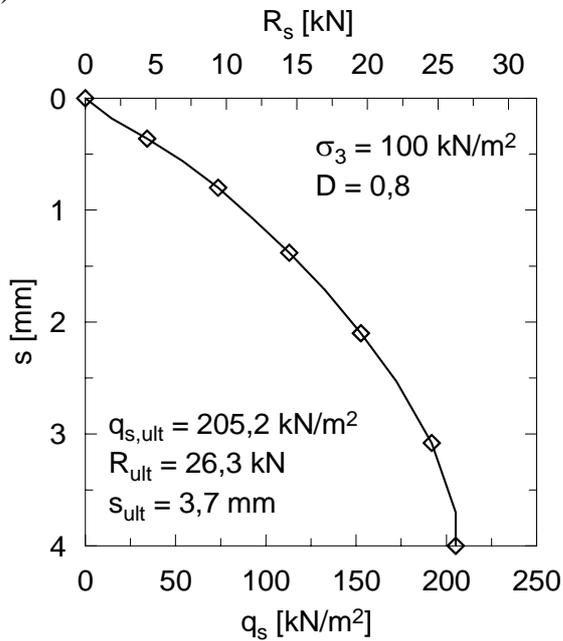


Bild E.1: Versuch PET01: a) Mantelwiderstands-Setzungs-Linie,
b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.2 Versuch PET02

a)



b)

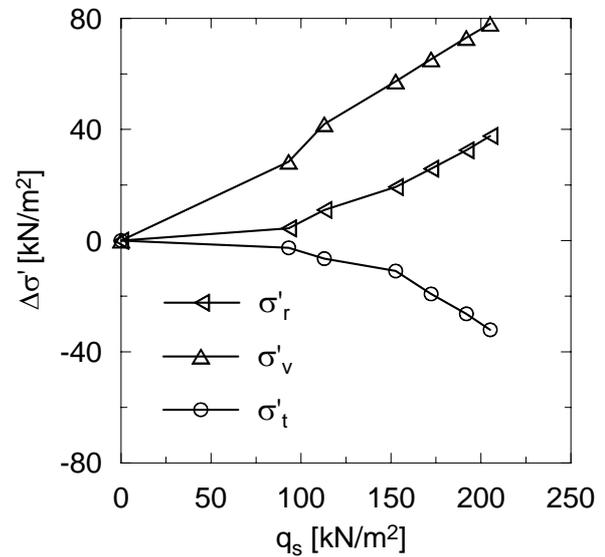
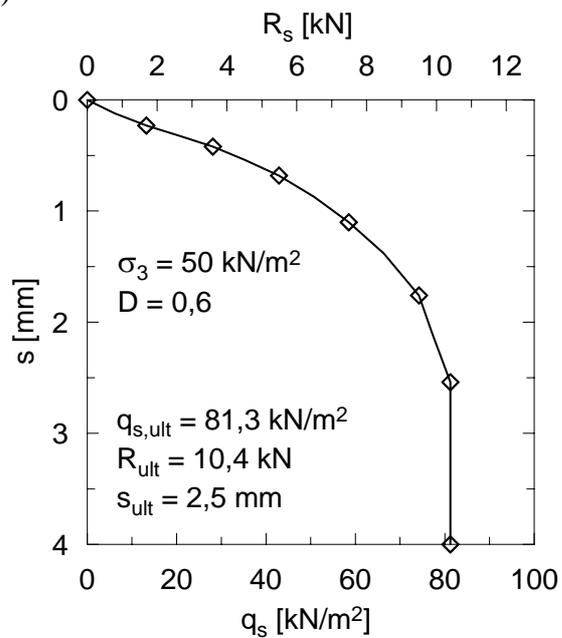


Bild E.2: Versuch PET02: a) Mantelwiderstands-Setzungs-Linie,

b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.3 Versuch PET03

a)



b)

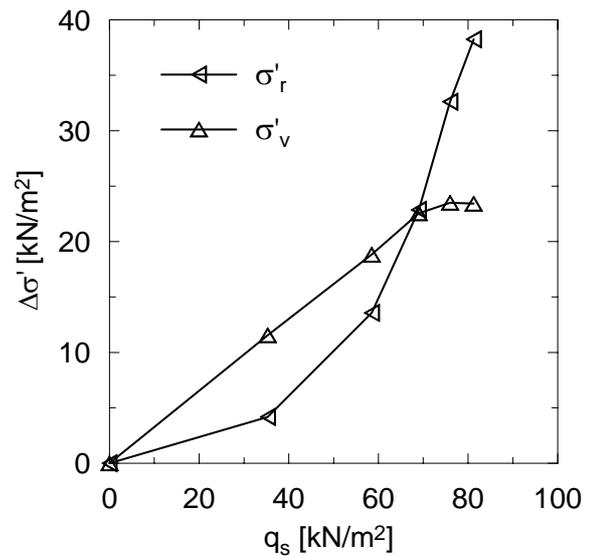
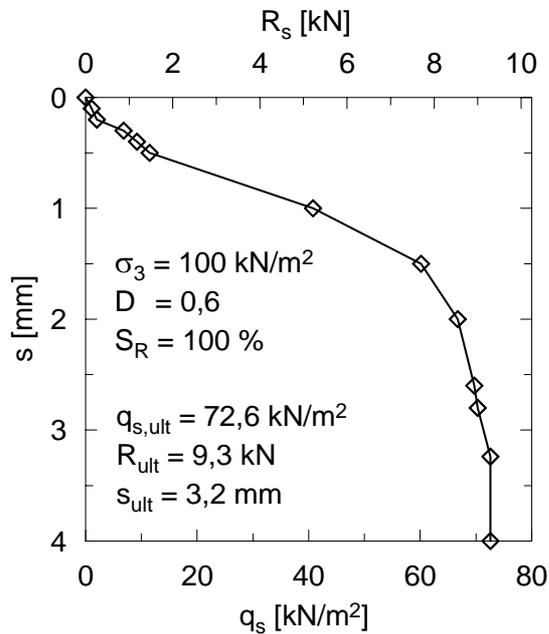


Bild E.3: Versuch PET03: a) Mantelwiderstands-Setzungs-Linie,

b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.4 Versuch PET04

a)



b)

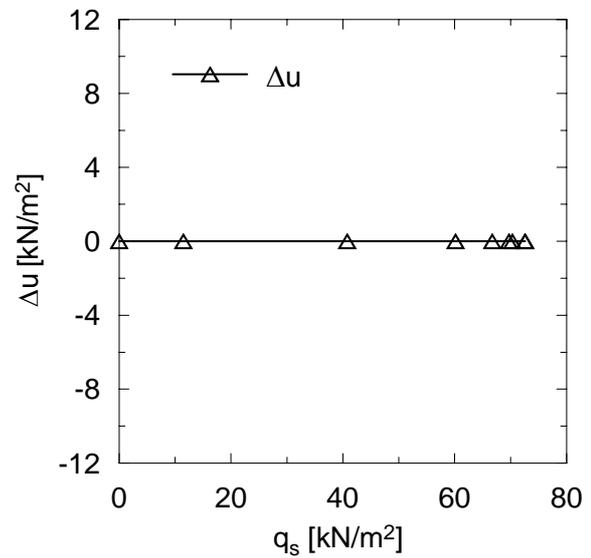
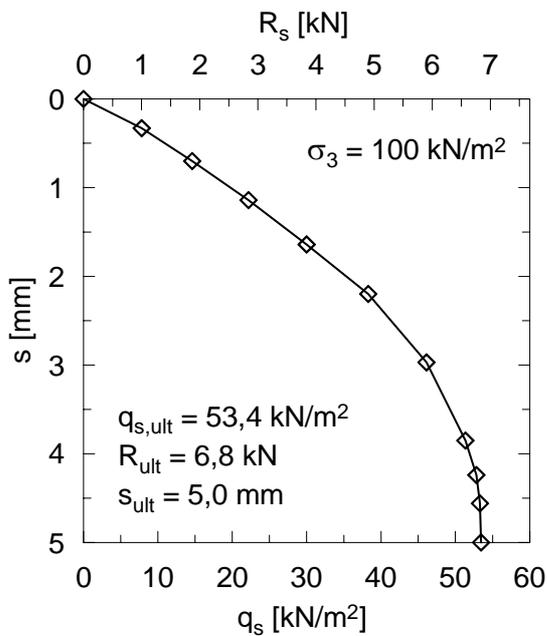


Bild E.4: Versuch PET04: a) Mantelwiderstands-Setzungs-Linie,
b) Porenwasserdruckänderung abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.5 Versuch PET05

a)



b)

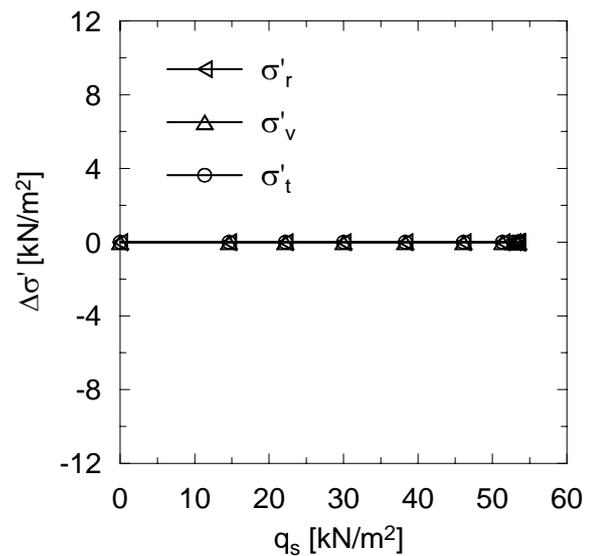
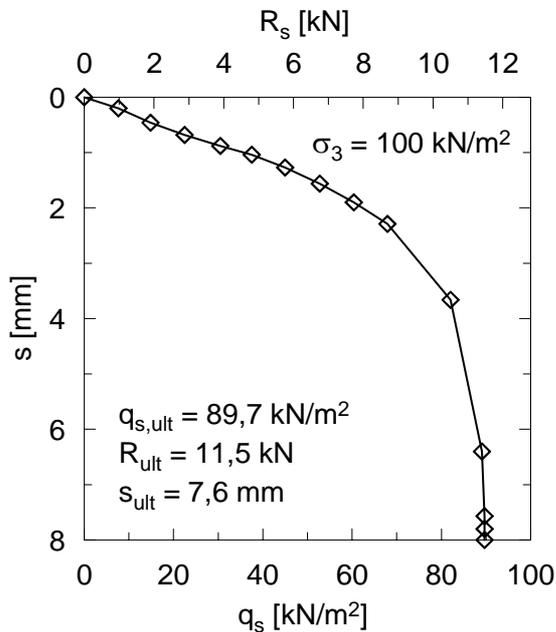


Bild E.5: Versuch PET05: a) Mantelwiderstands-Setzungs-Linie,
b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.6 Versuch PET06

a)



b)

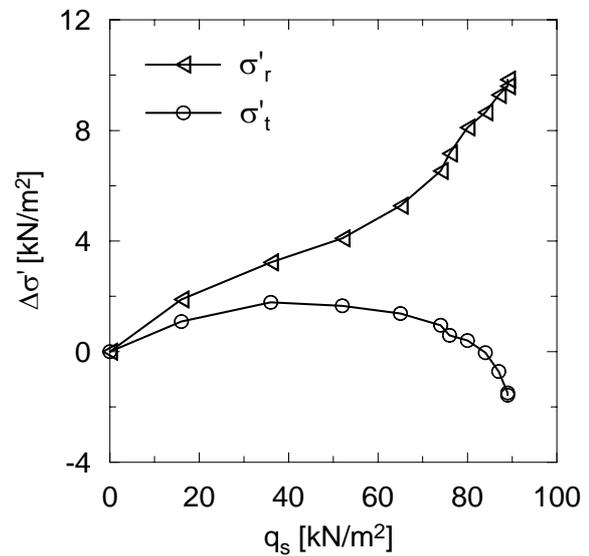
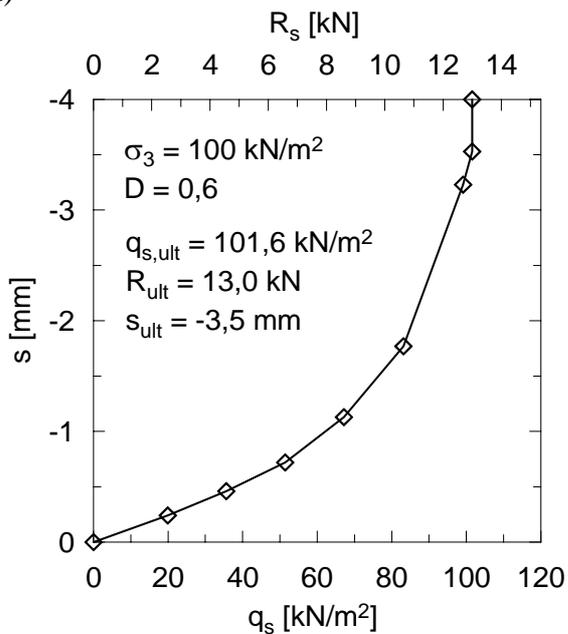


Bild E.6: Versuch PET06: a) Mantelwiderstands-Setzungs-Linie,
 b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.7 Versuch PET07

a)



b)

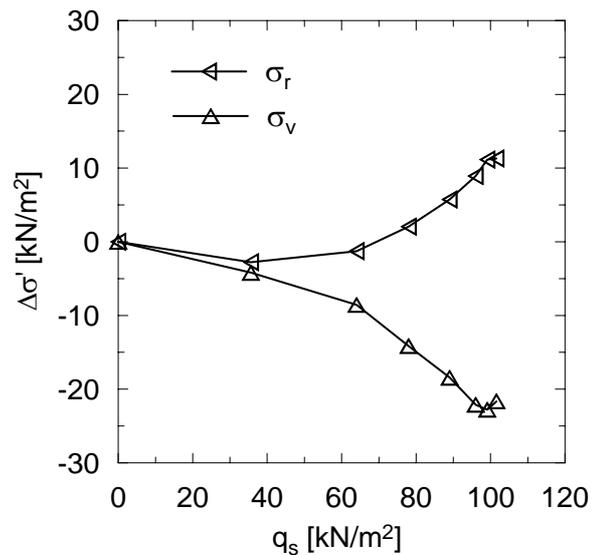
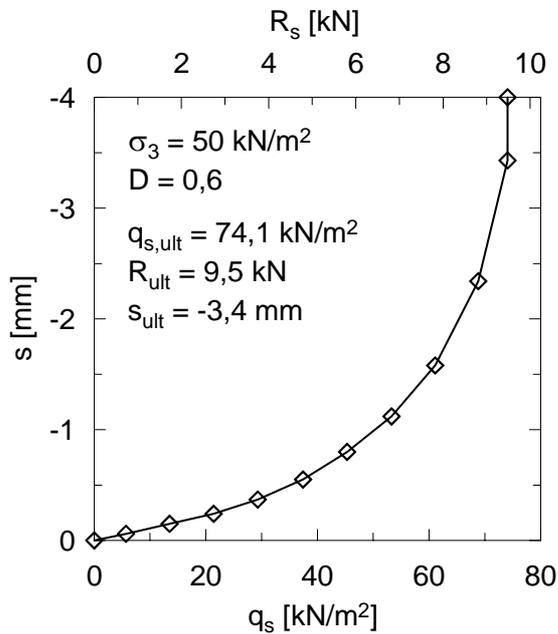


Bild E.7: Versuch PET07: a) Mantelwiderstands-Hebungs-Linie,
 b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.8 Versuch PET08

a)



b)

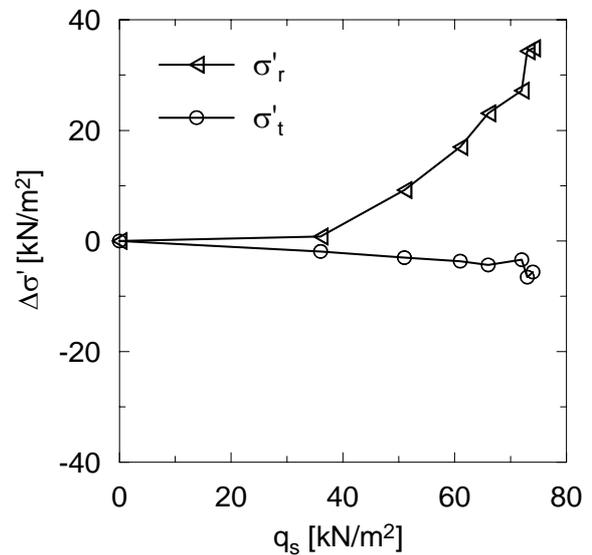
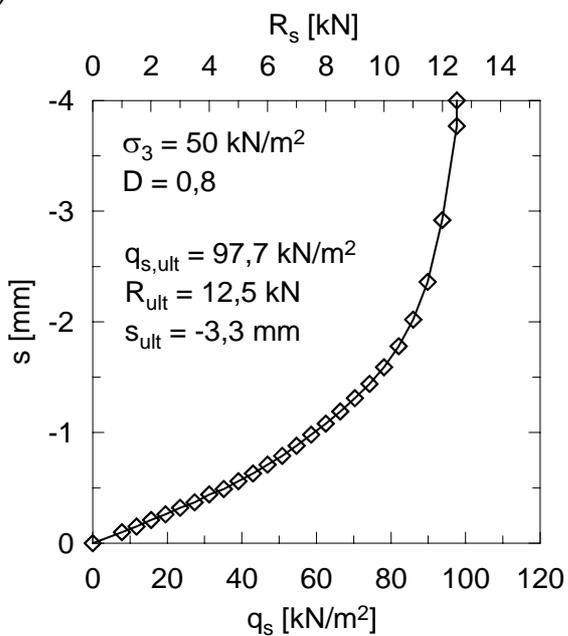


Bild E.8: Versuch PET08: a) Mantelwiderstands-Hebungs-Linie,
 b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.1.9 Versuch PET09

a)



b)

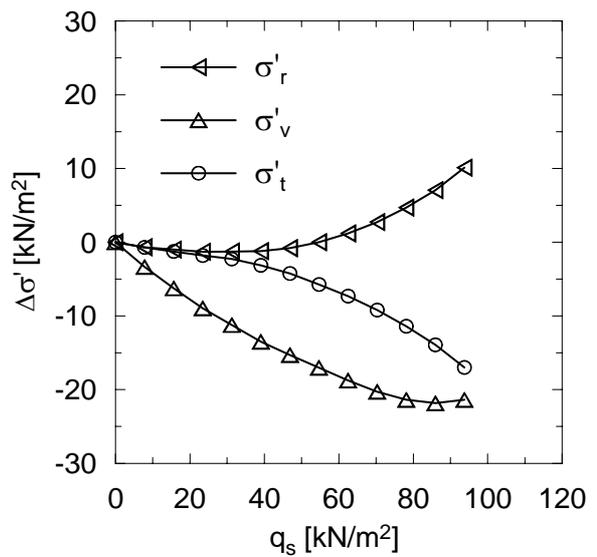


Bild E.9: Versuch PET09: a) Mantelwiderstands-Hebungs-Linie,
 b) Spannungsänderung im Boden abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

E.2 Versuche unter Schwelllasten

E.2.1 Versuch PET10

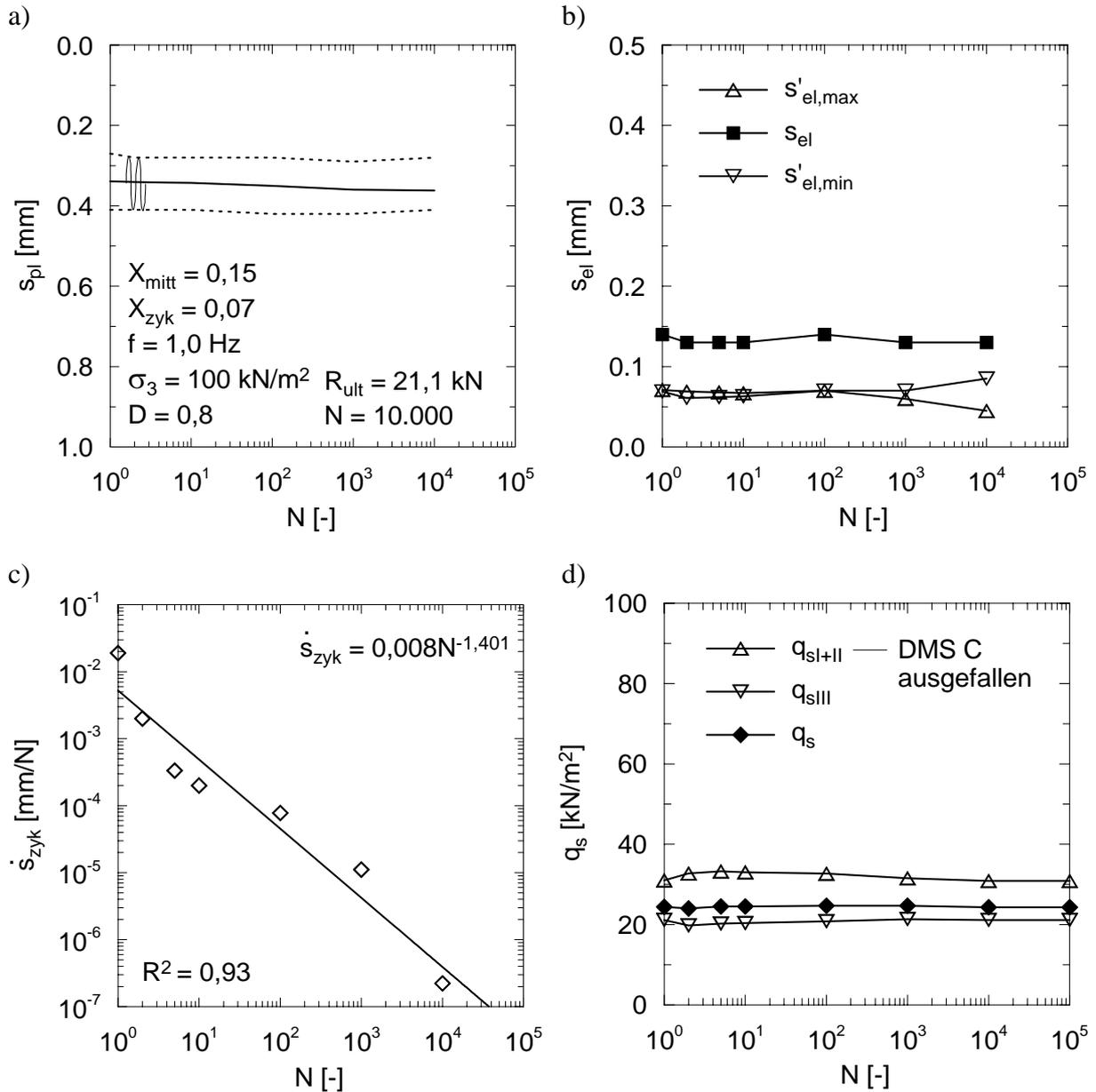
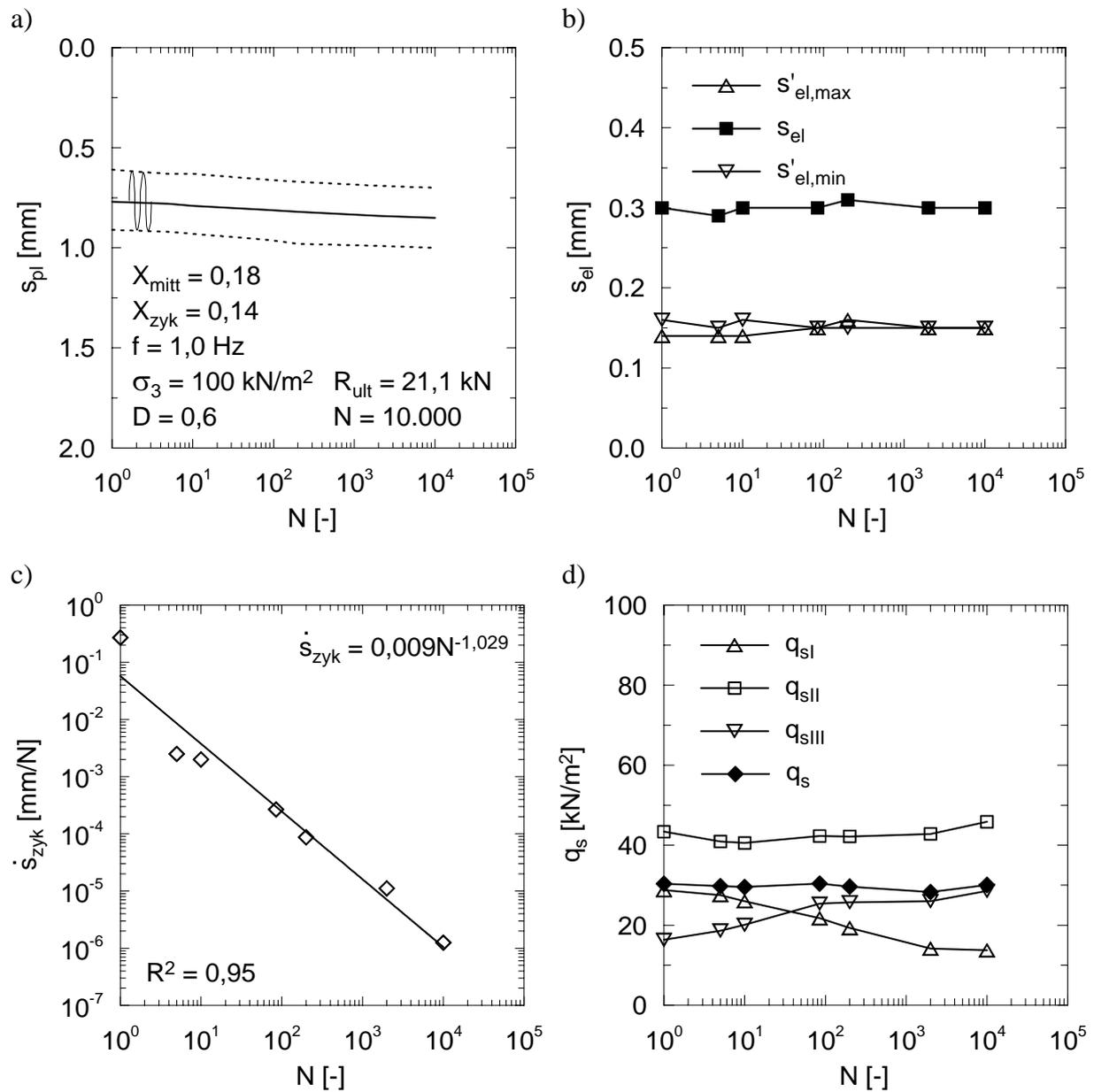


Bild E.10: Versuch PET10:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.2.2 Versuch PET11

**Bild E.11:** Versuch PET11:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.2.3 Versuch PET12

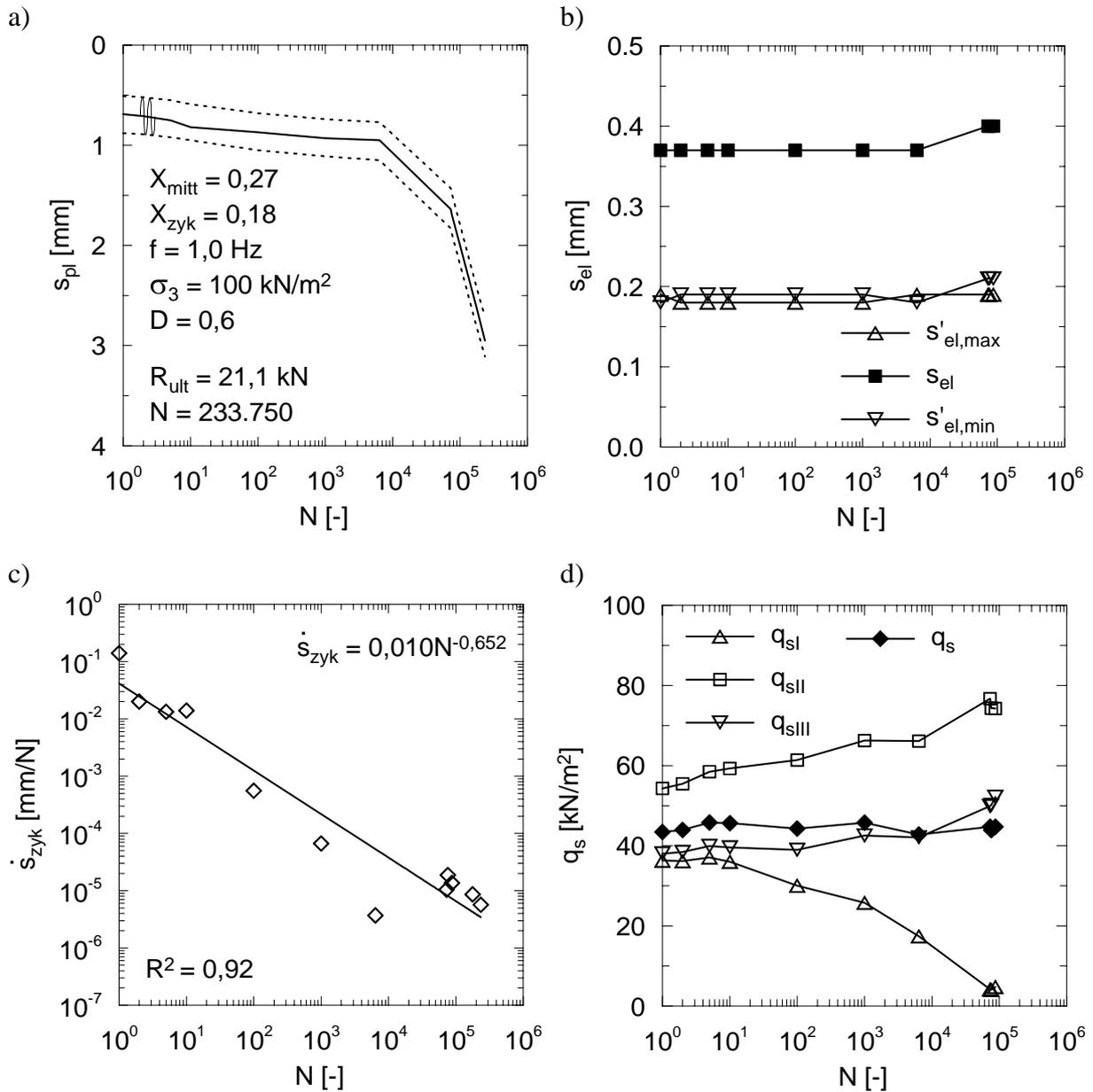
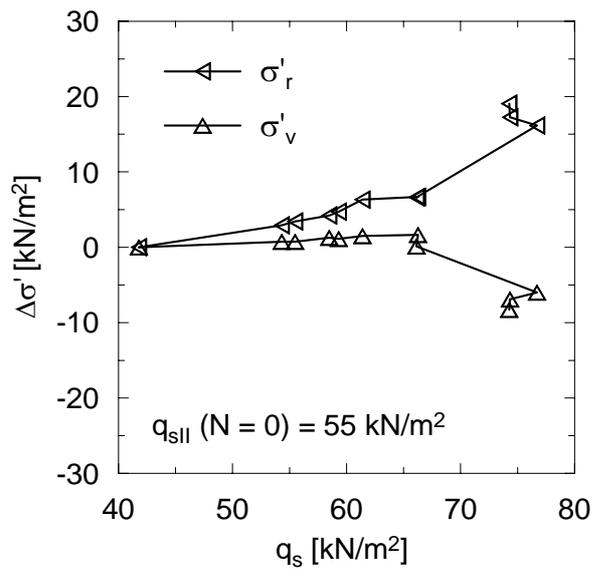


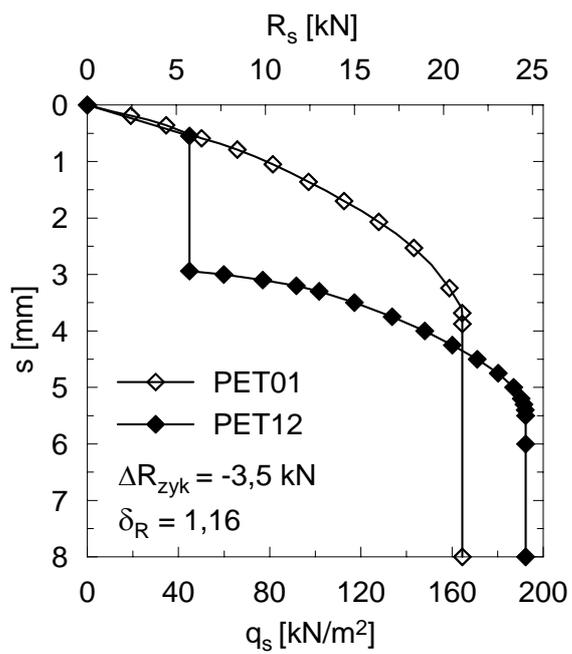
Bild E.12: Versuch PET12:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.13:**

Versuch PET12:

Spannungsänderung abhängig von der mobilisierten Mantelreibung

**Bild E.14:**

Versuch PET12:

post-zyklische MSL

E.2.4 Versuch PET13

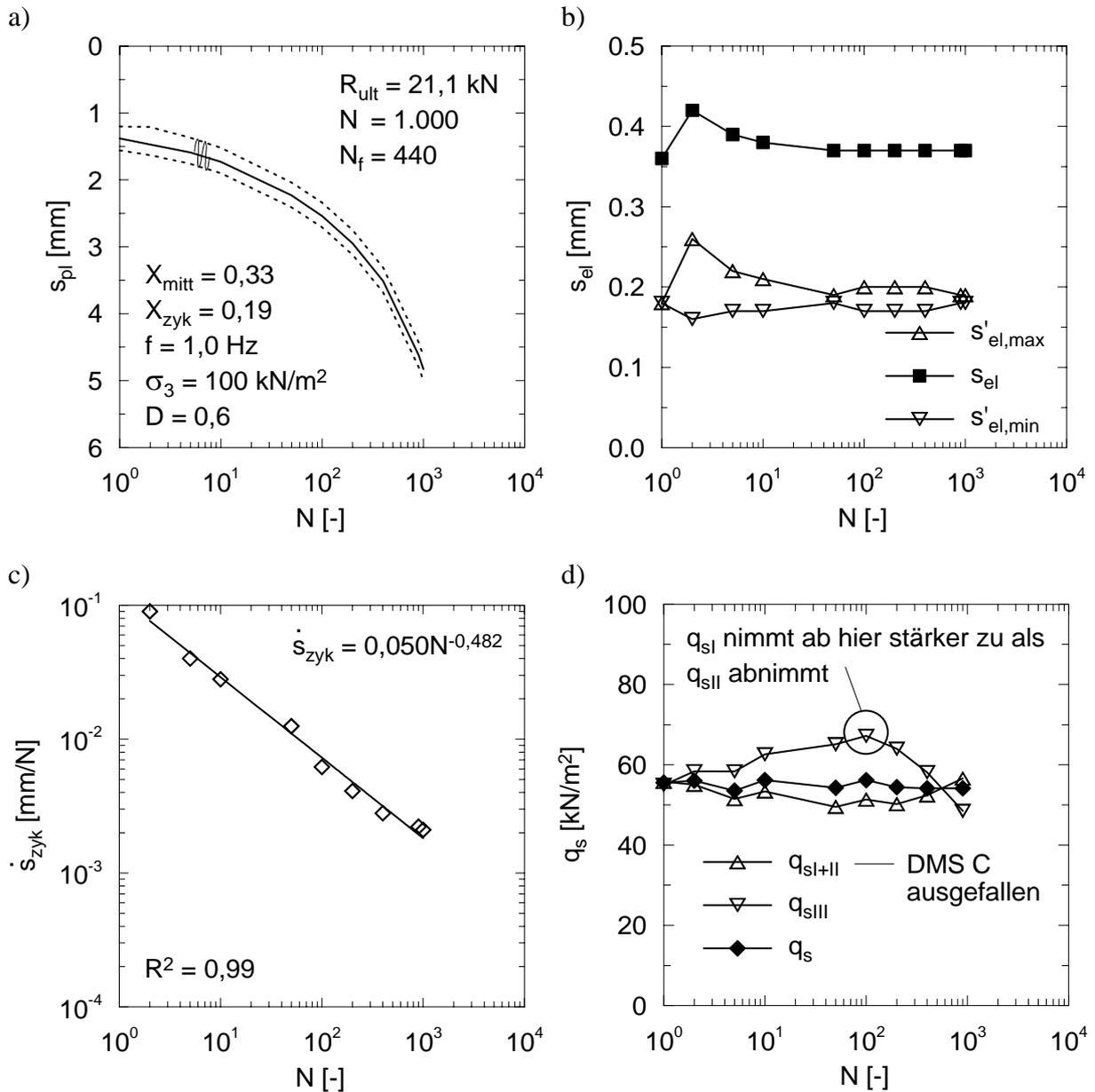
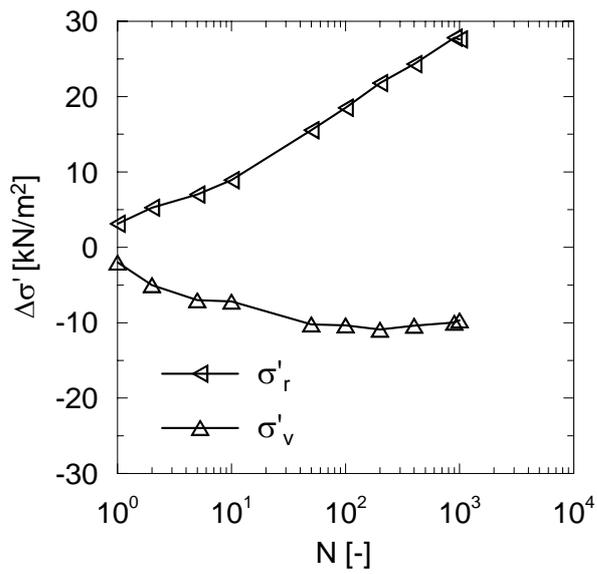


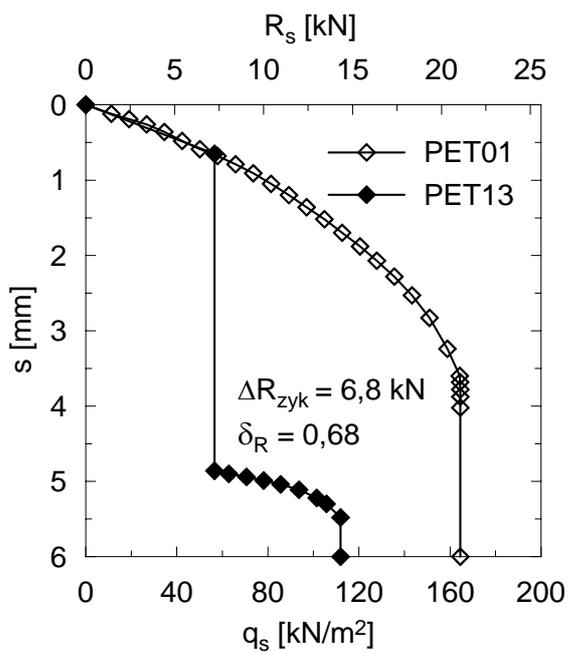
Bild E.15: Versuch PET13:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.16:**

Versuch PET13:

Spannungsentwicklung mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen

**Bild E.17:**

Versuch PET13:

post-zyklische MSL

E.2.5 Versuch PET14

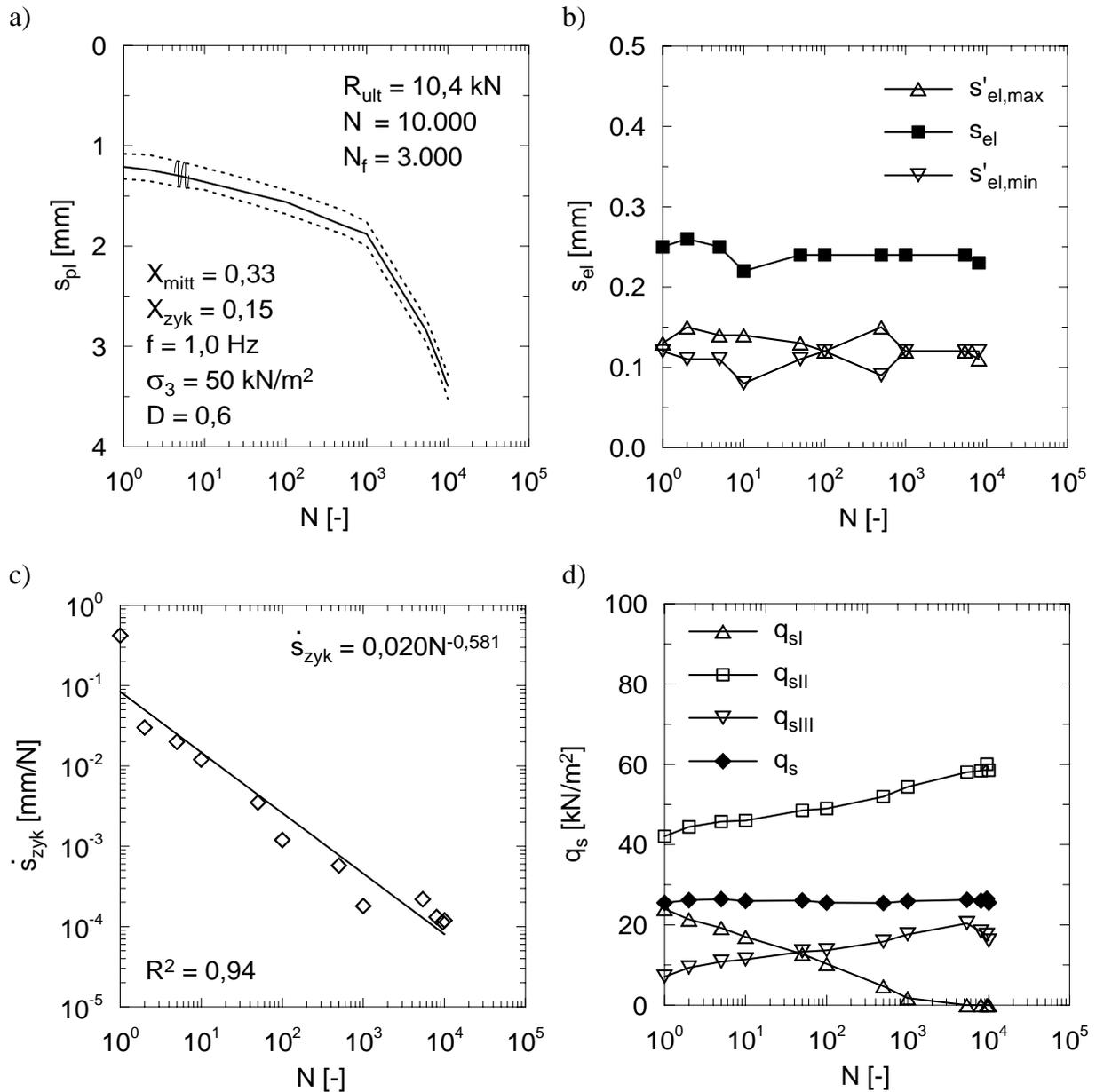
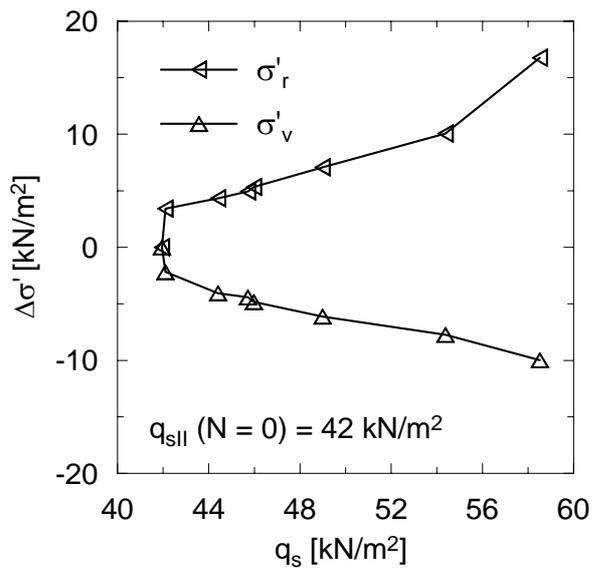


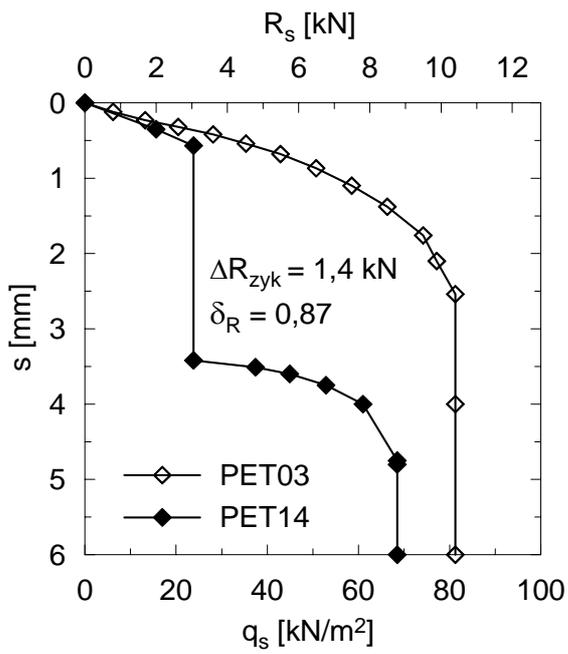
Bild E.18: Versuch PET14:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.19:**

Versuch PET14:

Spannungsentwicklung

**Bild E.20:**

Versuch PET14:

post-zyklische MSL

E.2.6 Versuch PET15

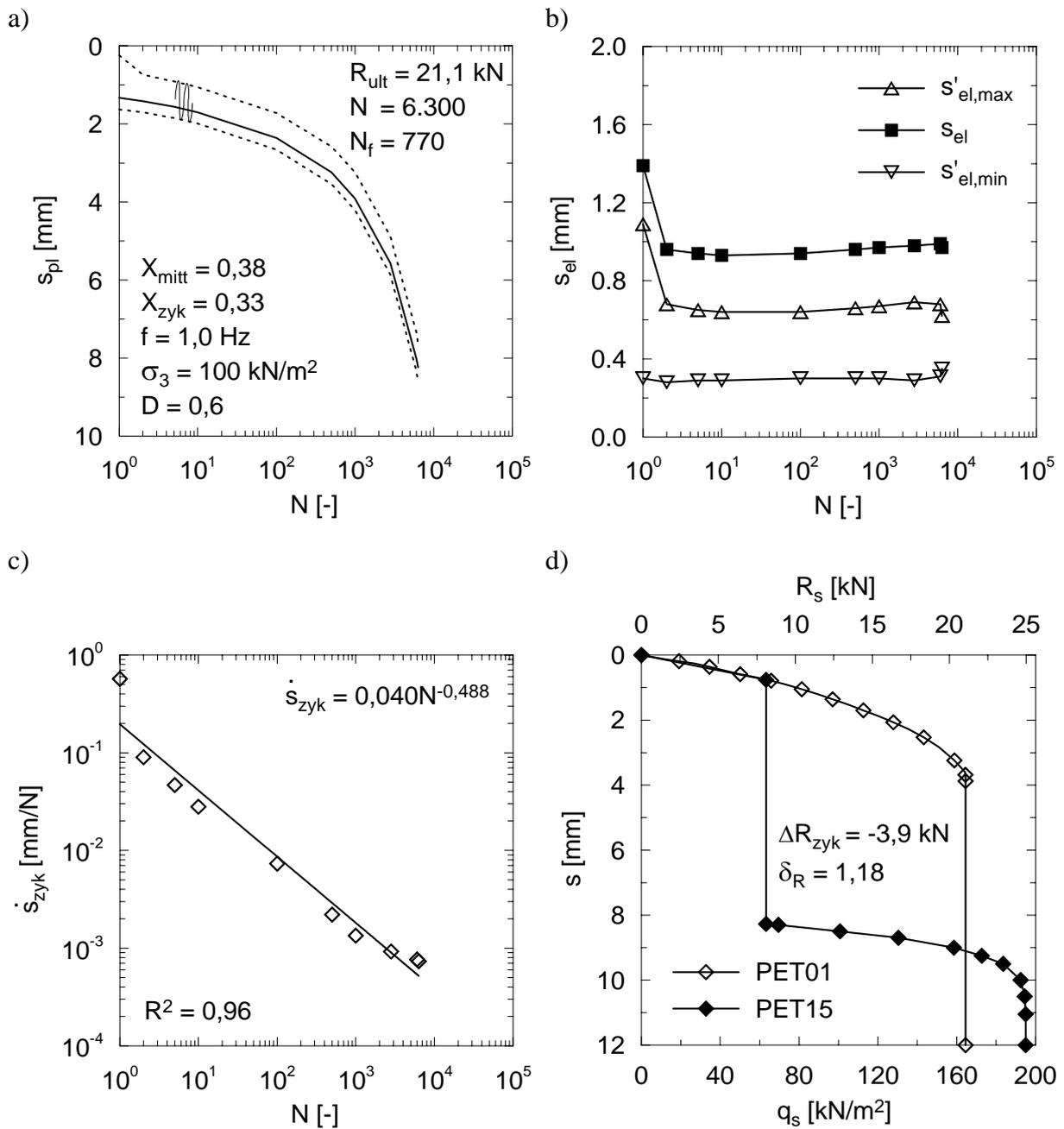


Bild E.21: Versuch PET15:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.2.7 Versuch PET16

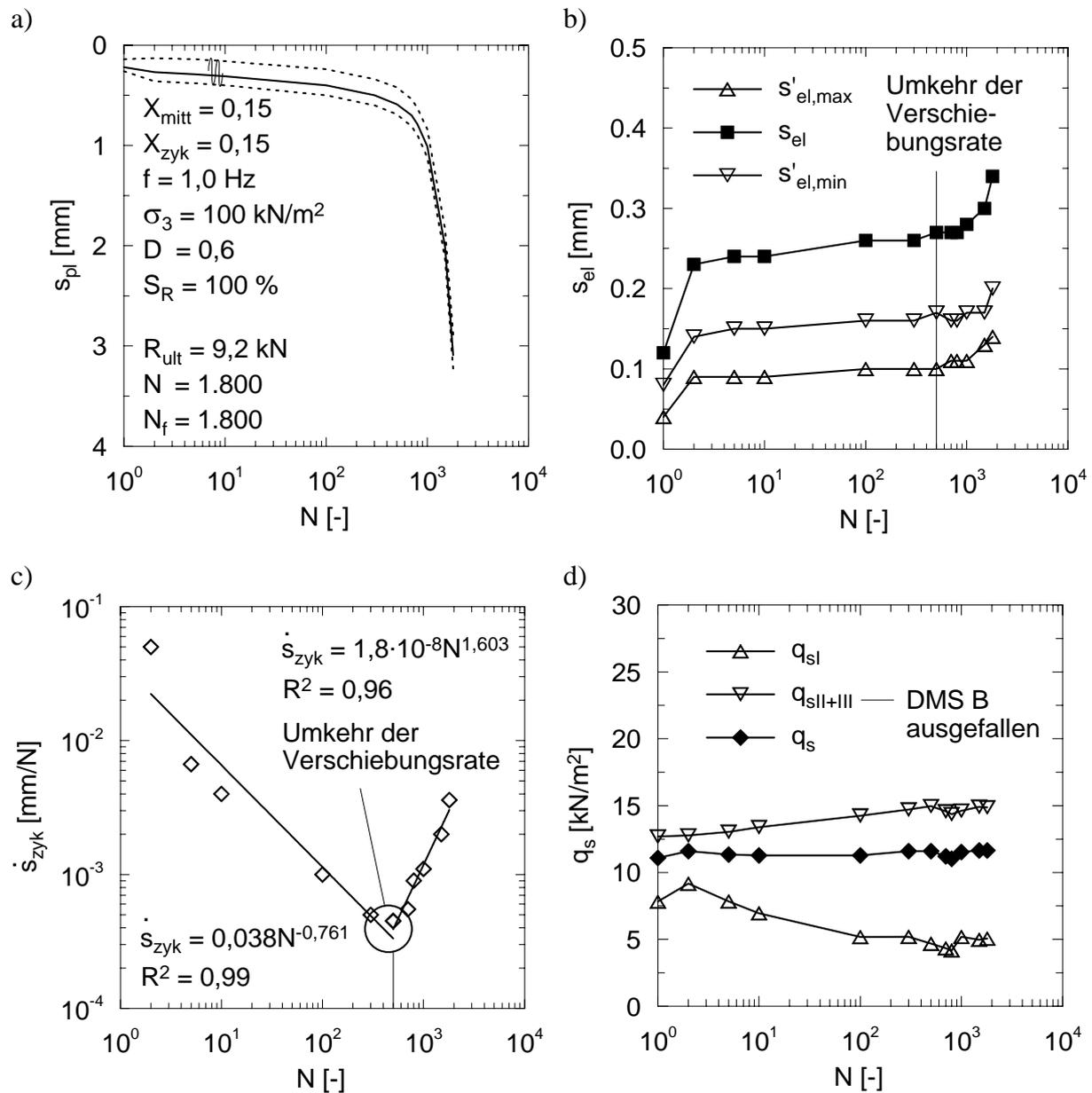
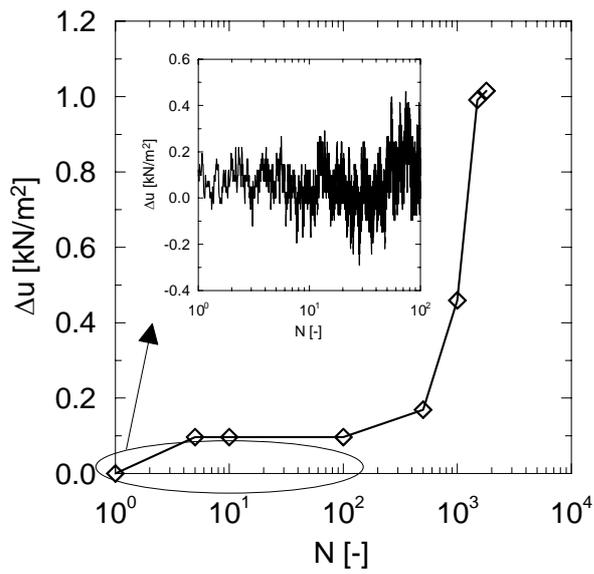


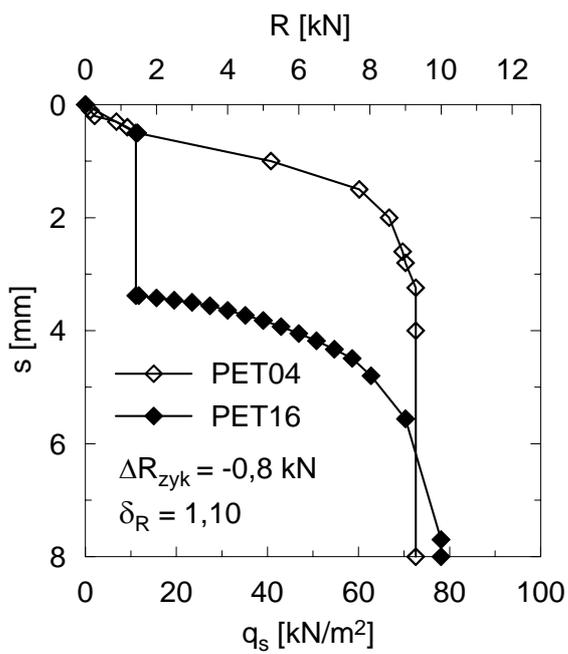
Bild E.22: Versuch PET16:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.23:**

Versuch PET16:

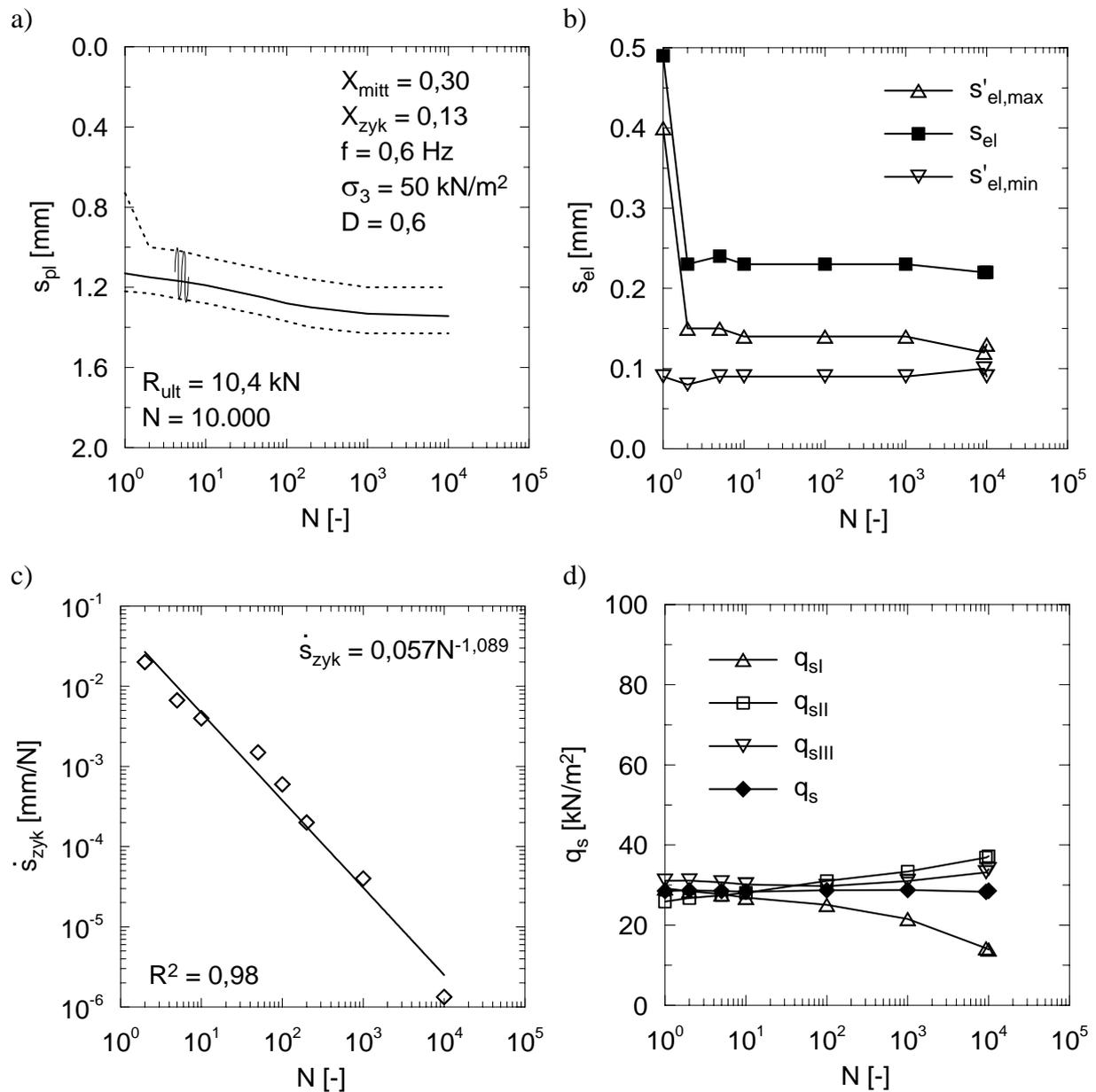
Porenwasserüberdruckentwicklung

**Bild E.24:**

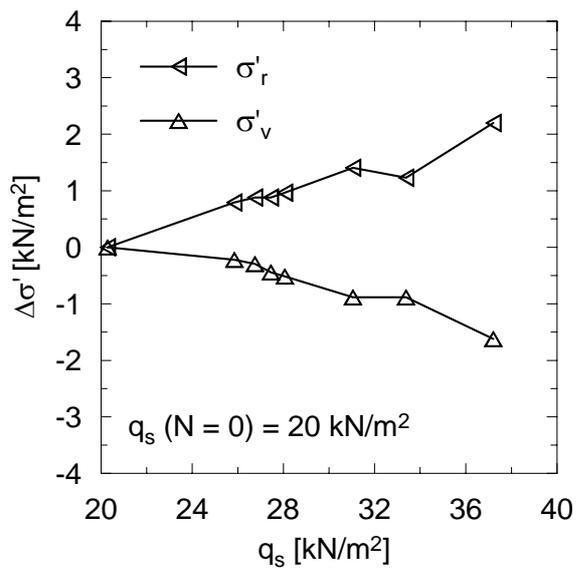
Versuch PET16:

post-zyklische MSL

E.2.8 Versuch PET17

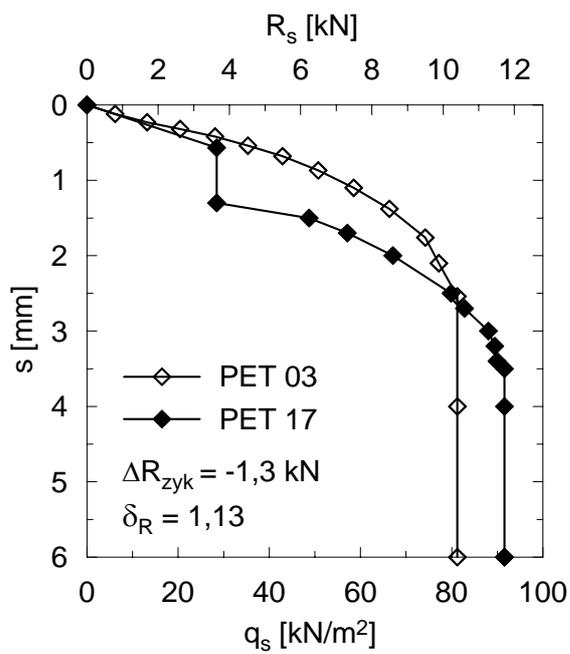
**Bild E.25:** Versuch PET17:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.26:**

Versuch PET17:

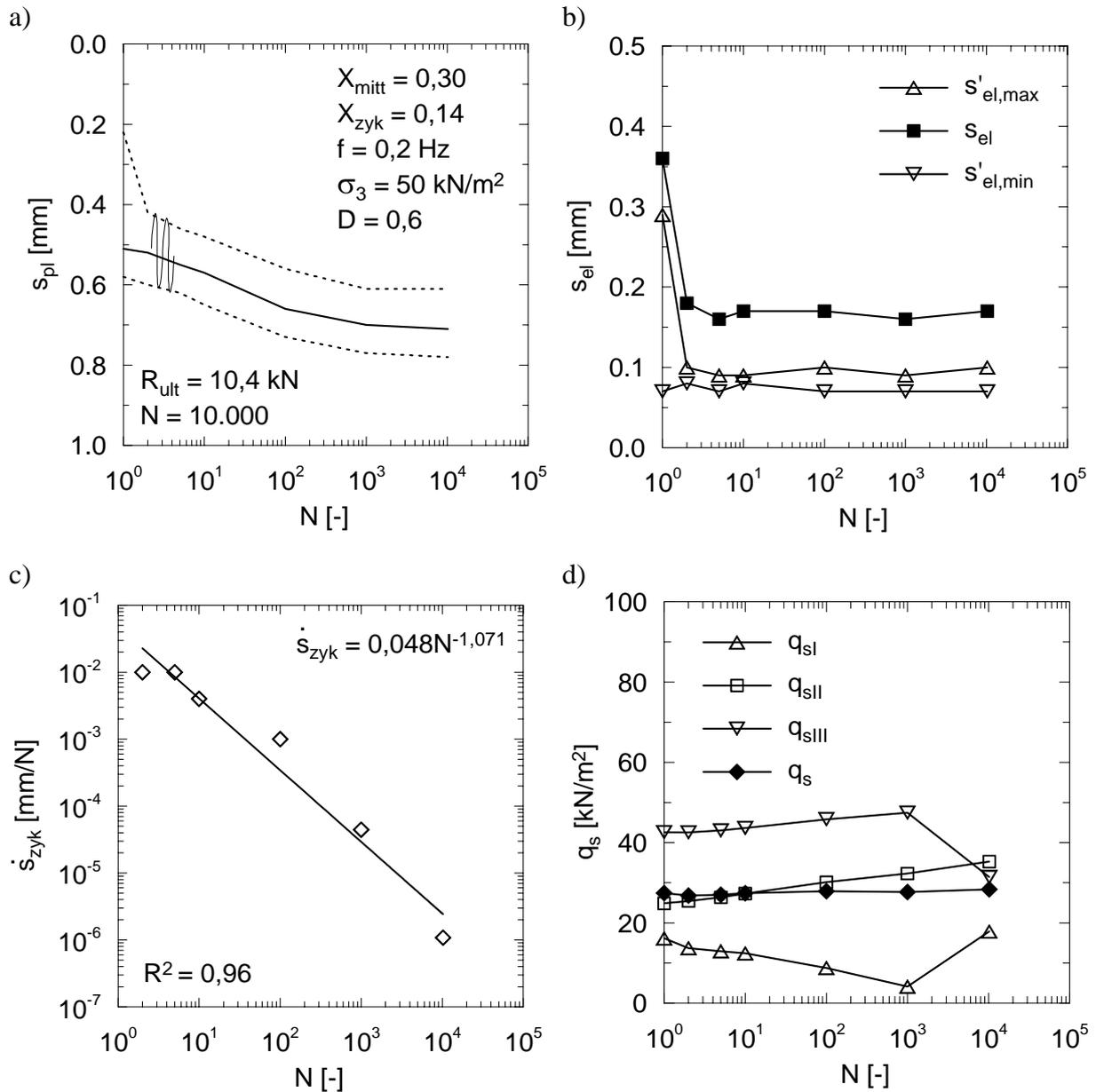
Spannungsentwicklung

**Bild E.27:**

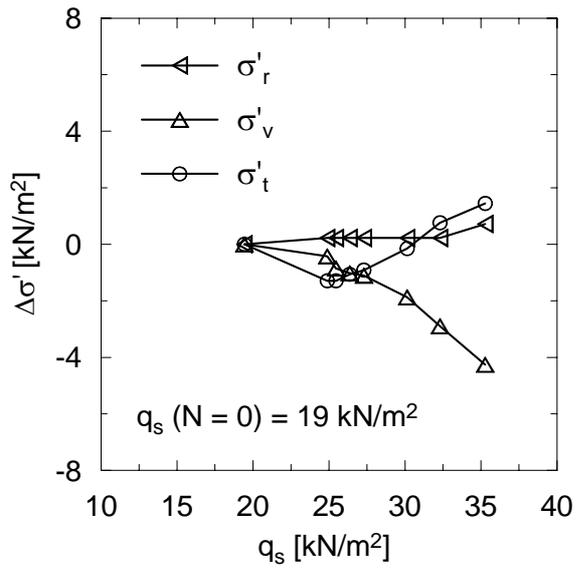
Versuch PET17:

post-zyklische MSL

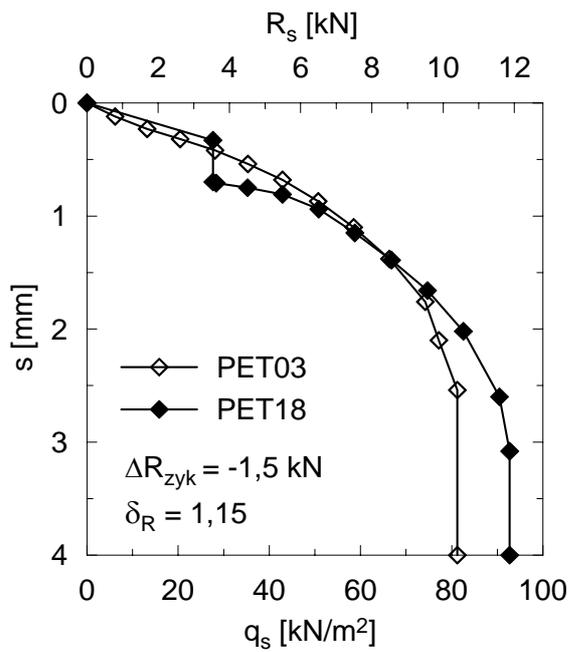
E.2.9 Versuch PET18

**Bild E.28:** Versuch PET18:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.29:**

Versuch PET18:
Spannungsentwicklung

**Bild E.30:**

Versuch PET18:
post-zyklische MSL

E.2.10 Versuch PET19

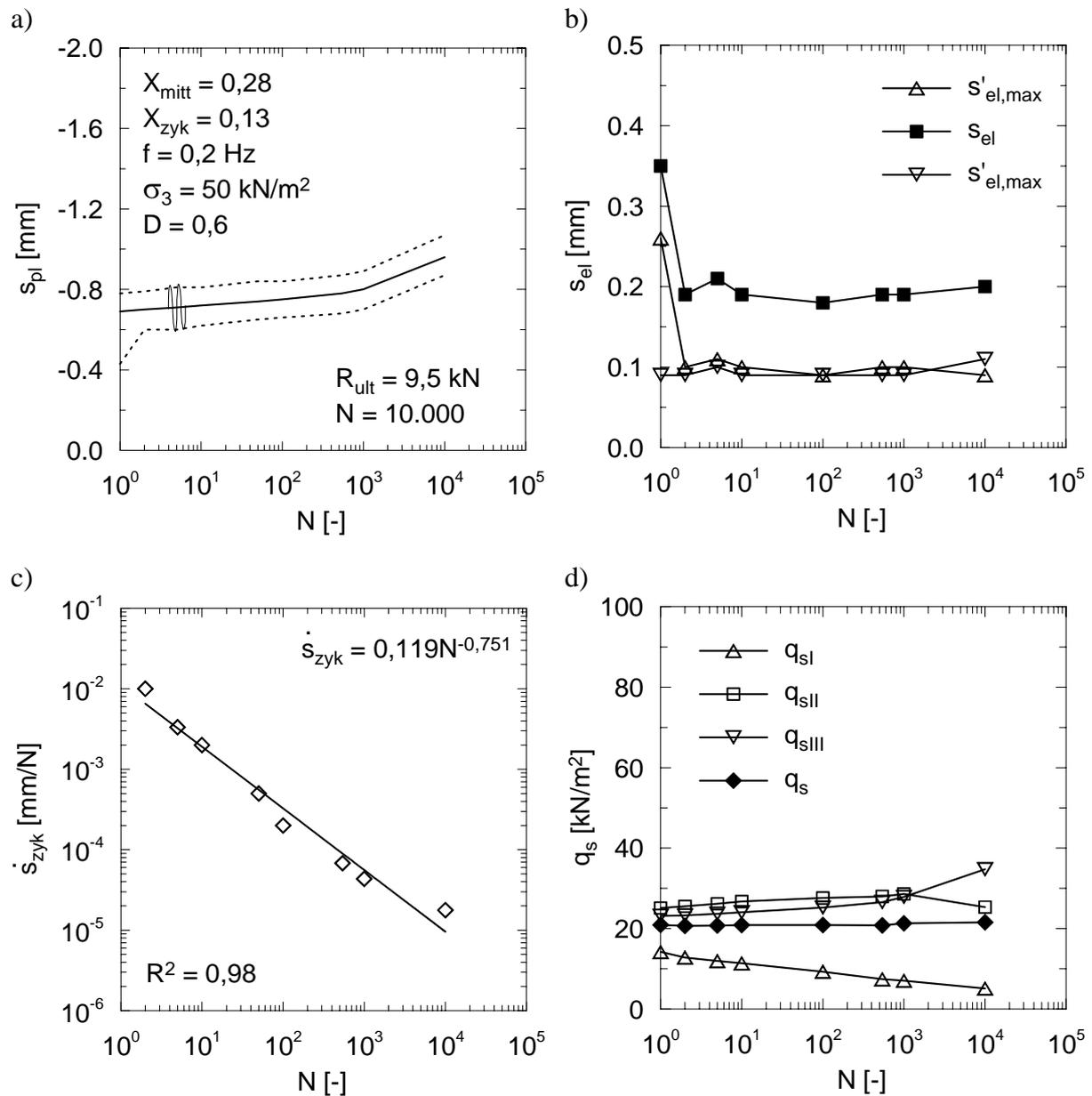
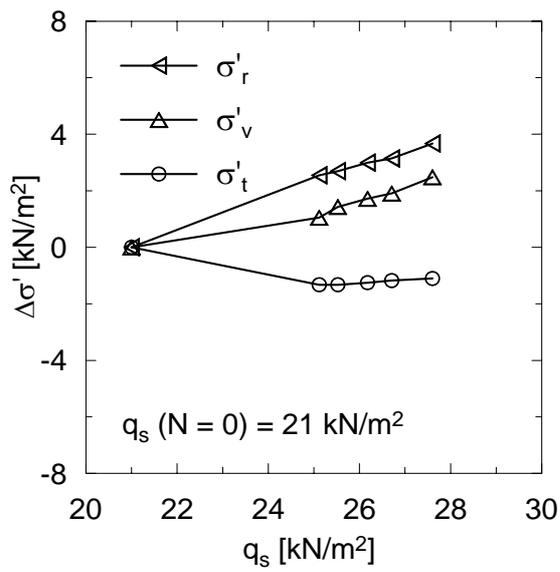


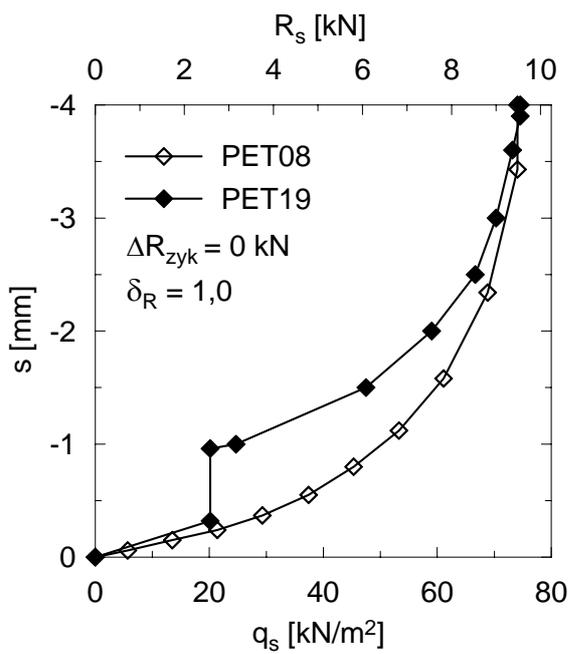
Bild E.31: Versuch PET19:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.32:**

Versuch PET19:

Spannungsentwicklung

**Bild E.33:**

Versuch PET19:

post-zyklische MHL

E.2.11 Versuch PET27

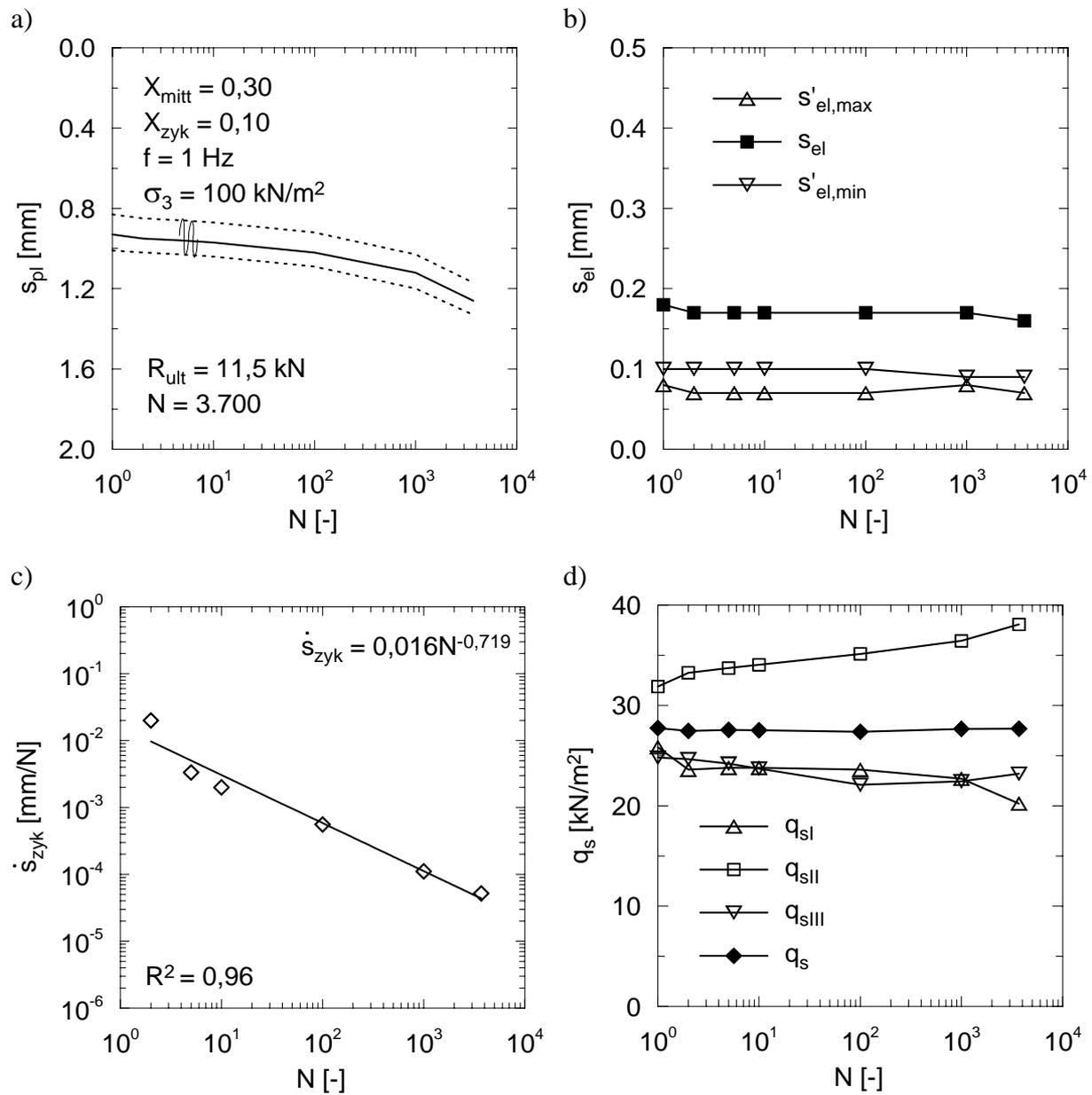
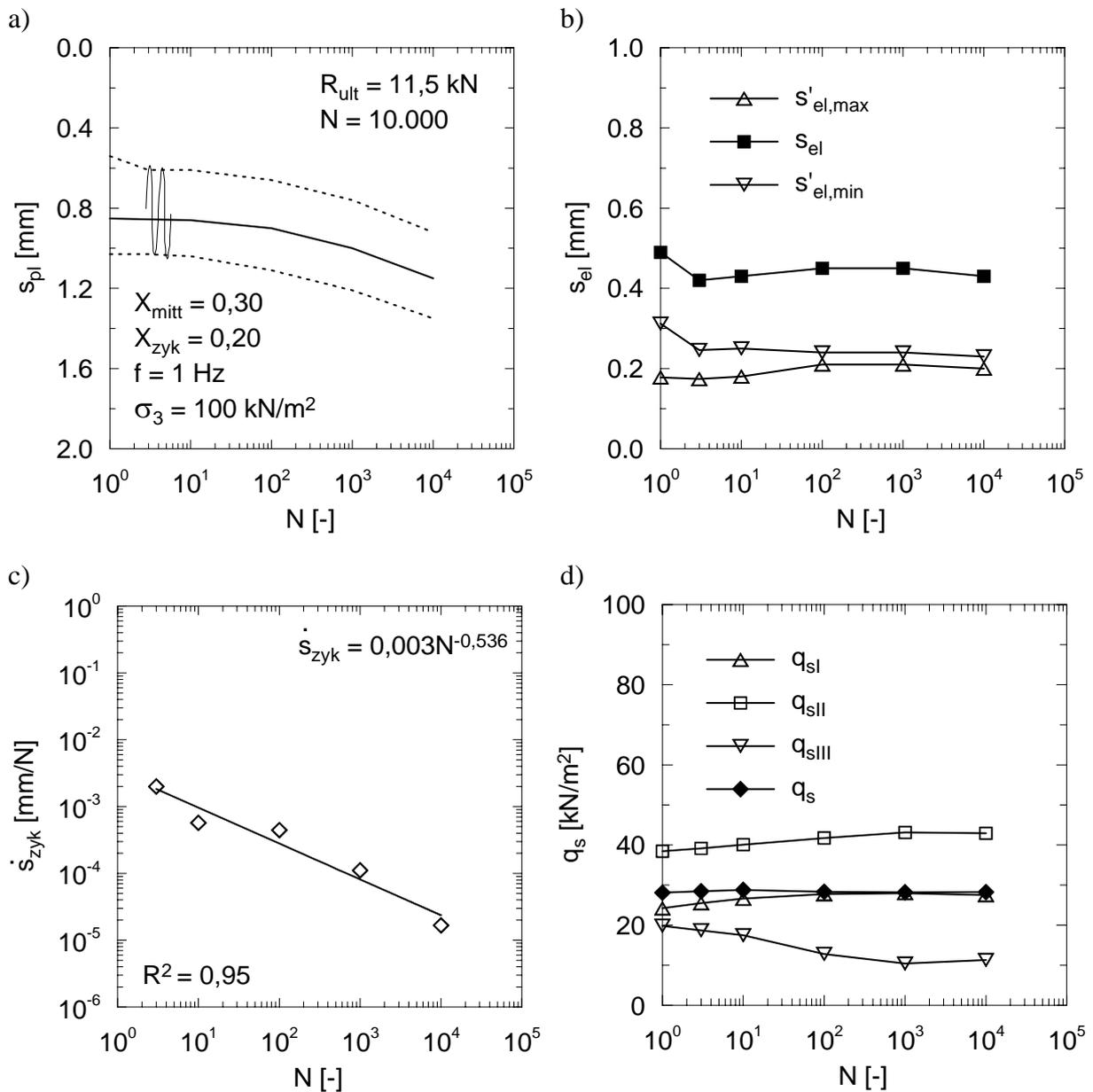


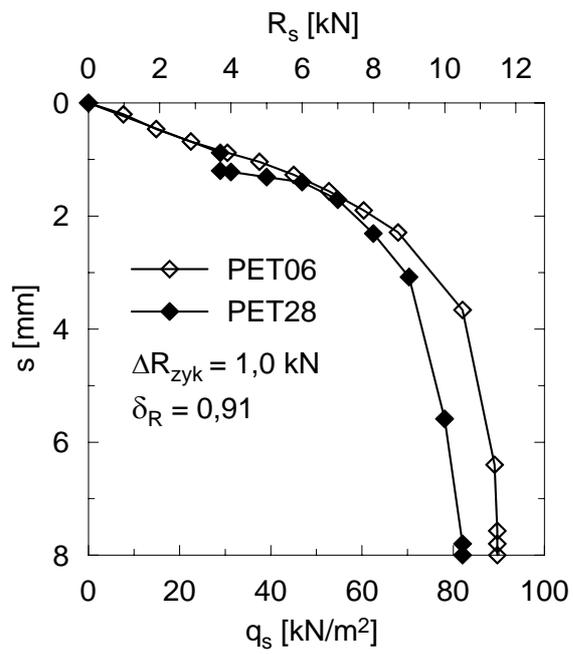
Bild E.34: Versuch PET27:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.2.12 Versuch PET28

**Bild E.35:** Versuch PET28:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.36:**

Versuch PET28:
post-zyklische MSL

E.2.13 Versuch PET29

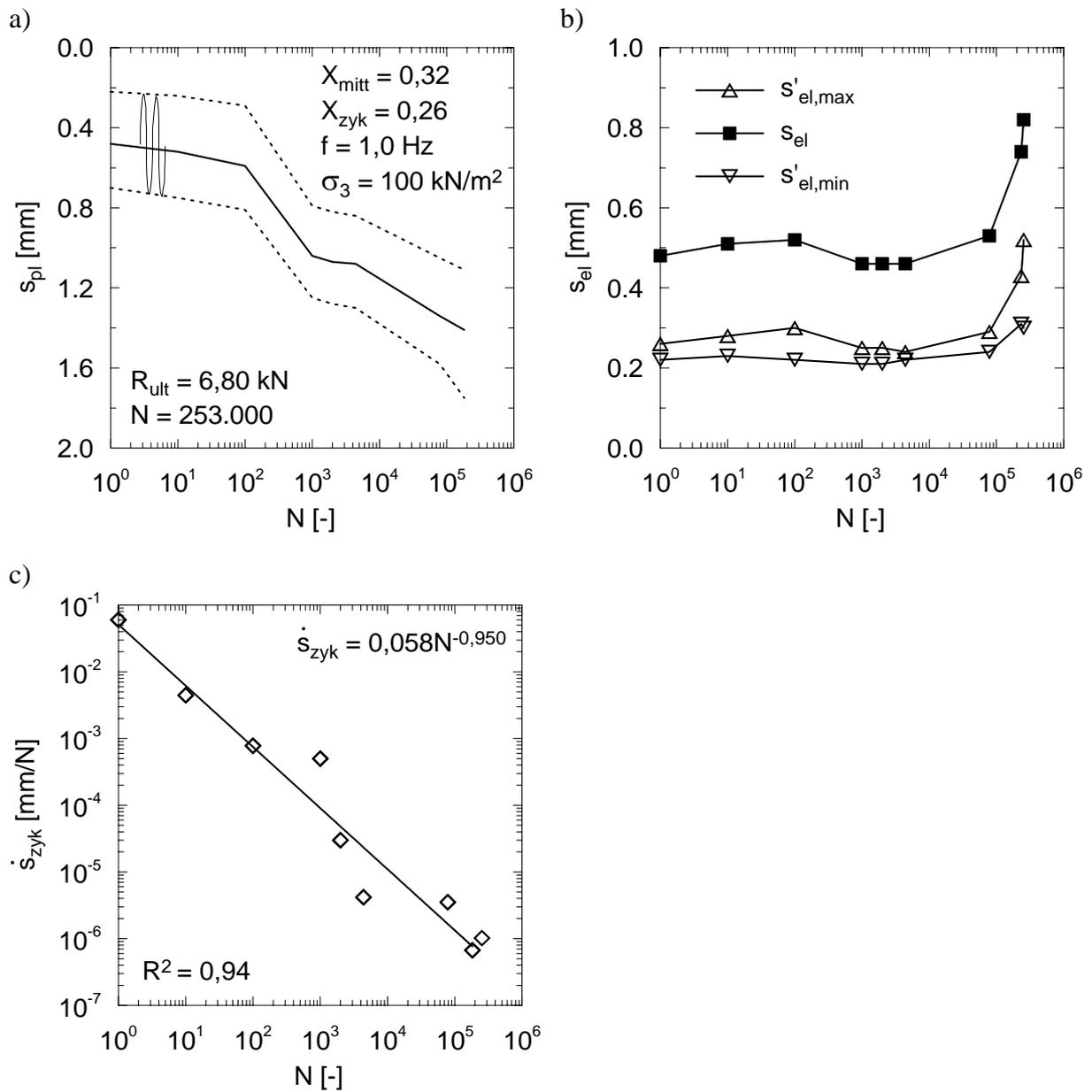


Bild E.37: Versuch PET29:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate

E.2.14 Versuch PET30

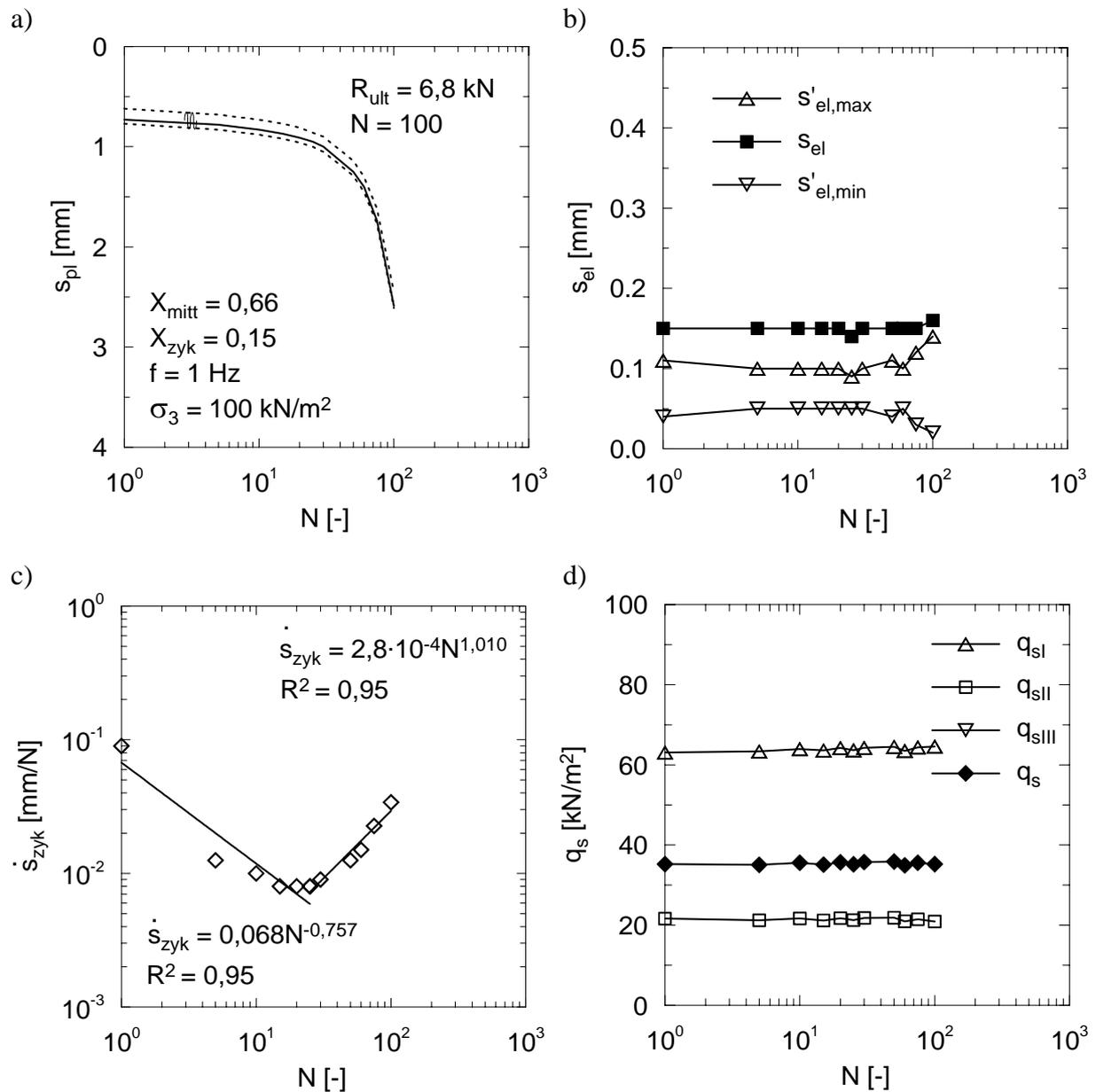


Bild E.38: Versuch PET30:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.3 Versuche unter Wechsellasten

E.3.1 Versuch PET20

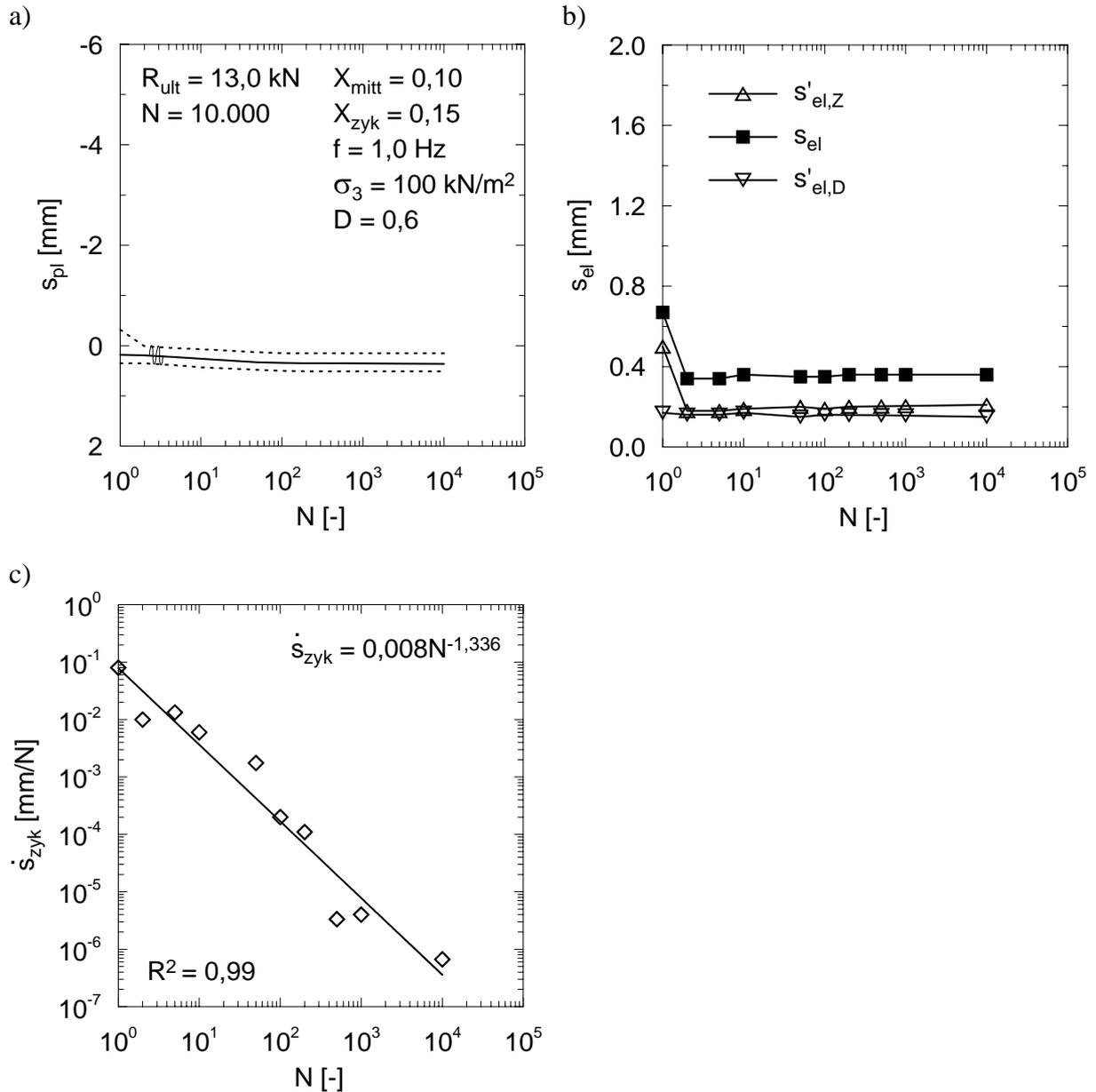


Bild E.39: Versuch PET20:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate

E.3.2 Versuch PET21

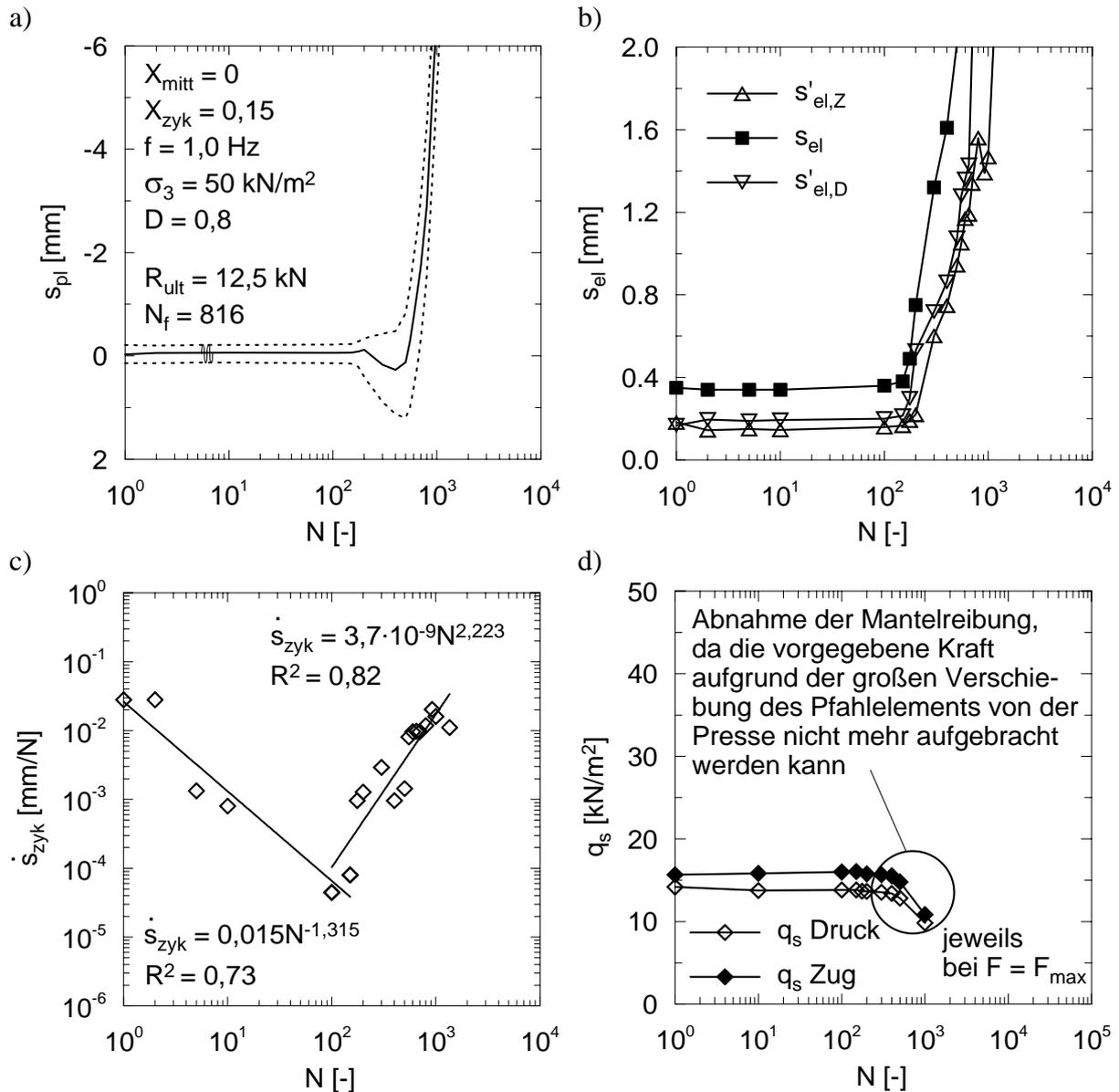
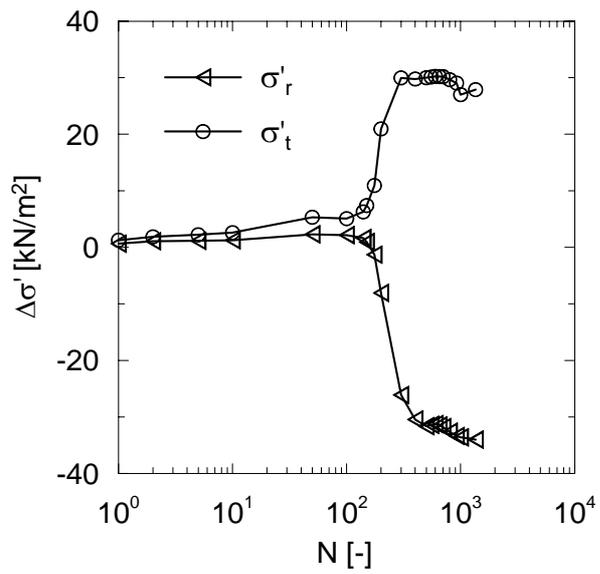


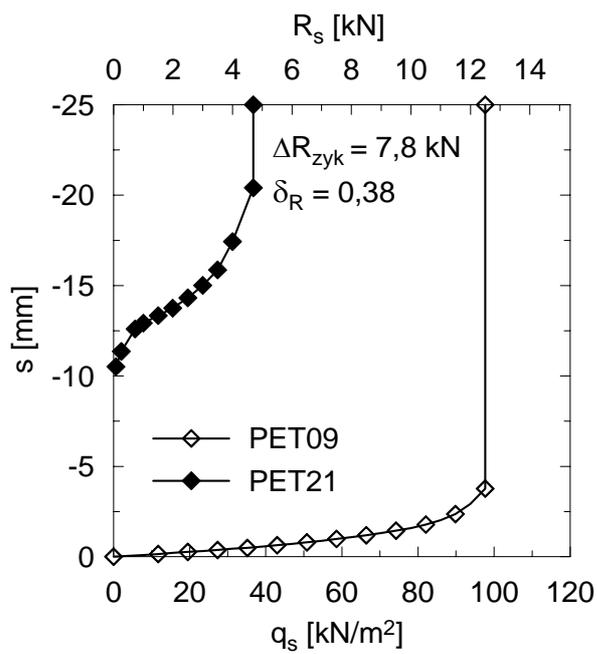
Bild E.40: Versuch PET21:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.41:**

Versuch PET21:

Spannungsentwicklung

**Bild E.42:**

Versuch PET21:

post-zyklische MSL

E.3.3 Versuch PET22

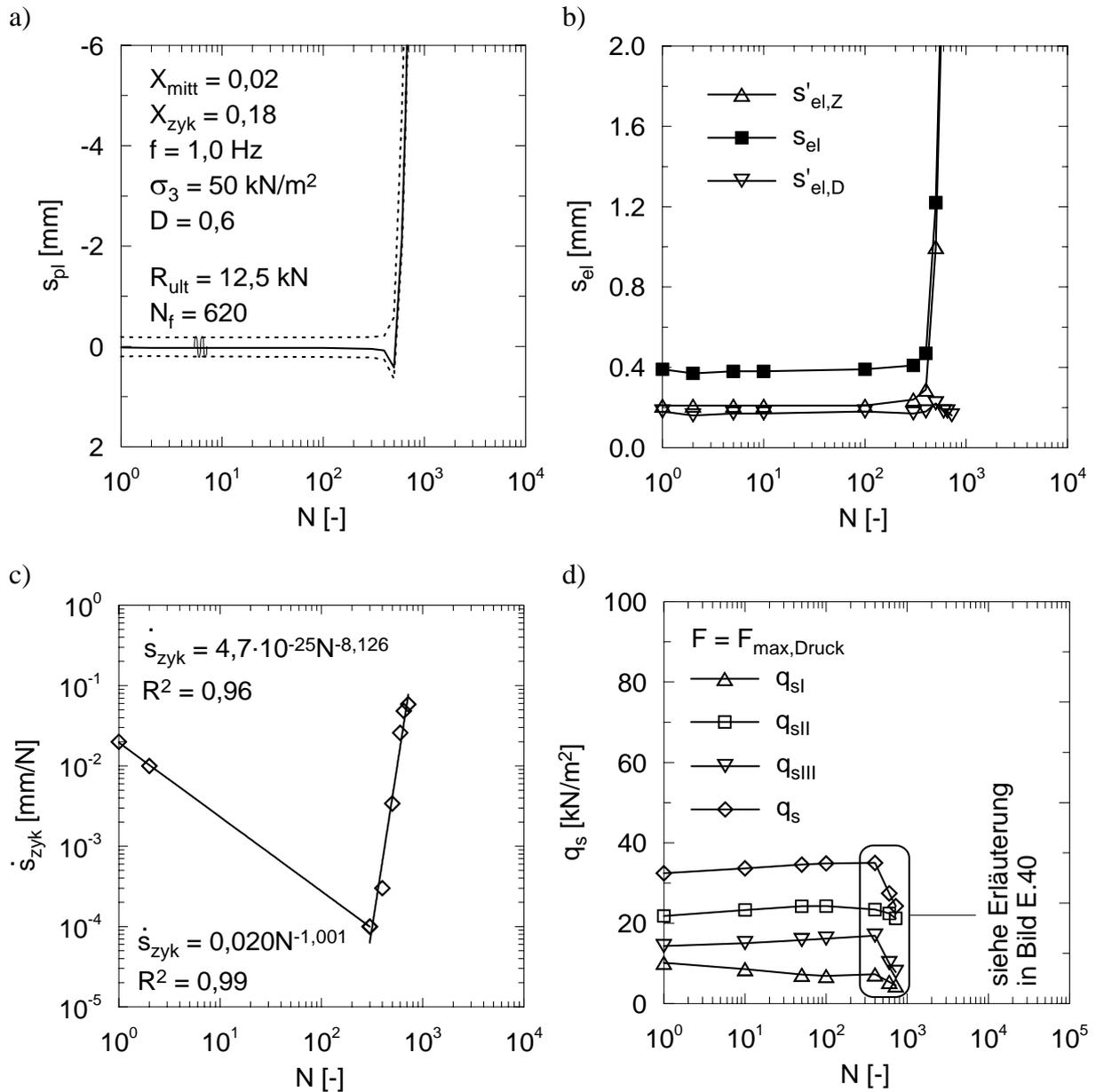
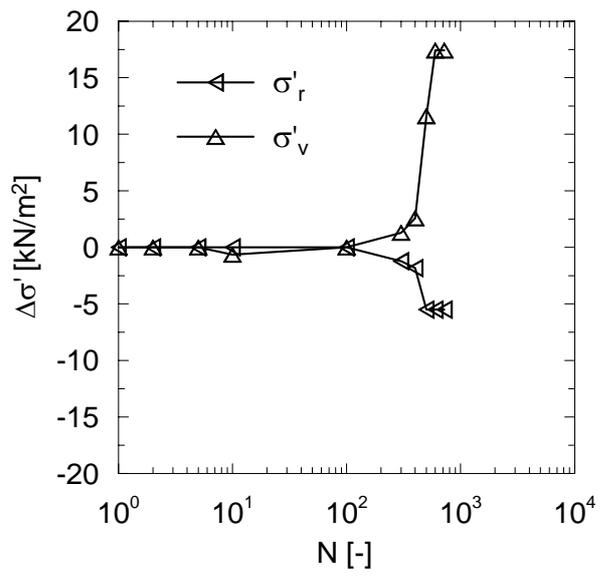


Bild E.43: Versuch PET22:

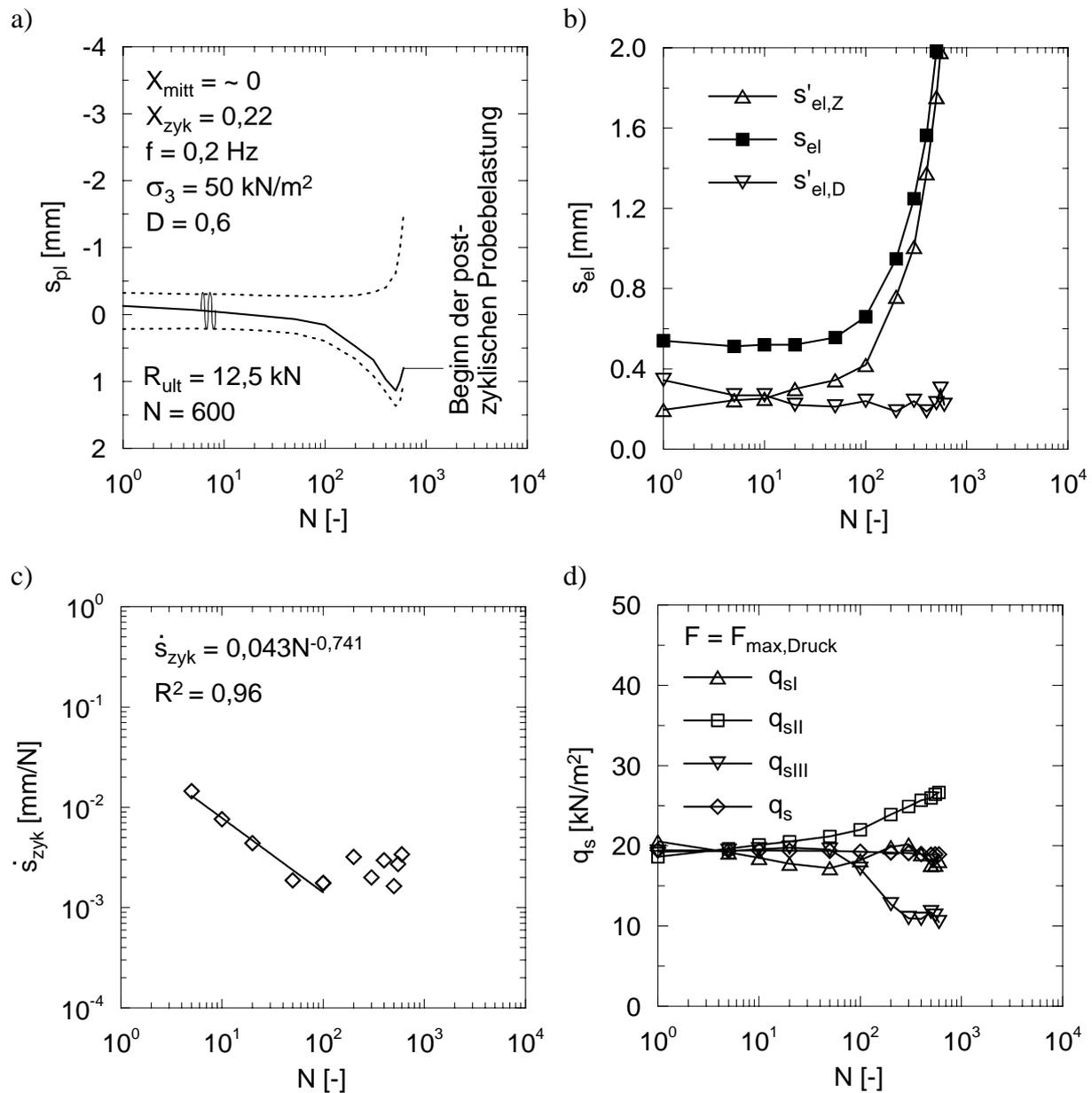
- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.44:**

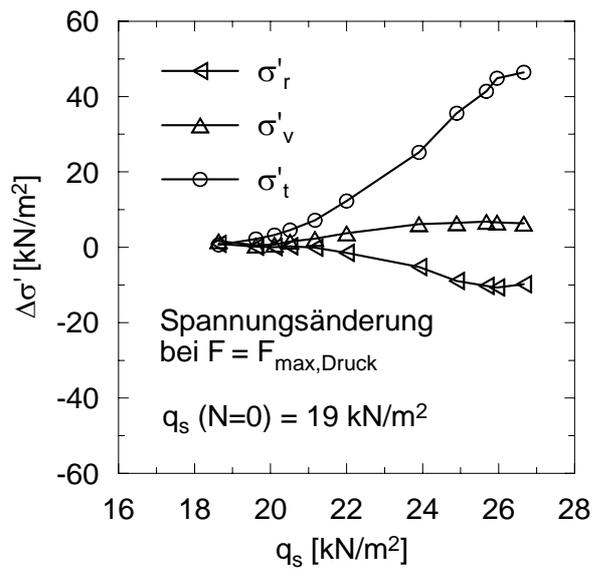
Versuch PET22:

Spannungsentwicklung

E.3.4 Versuch PET23

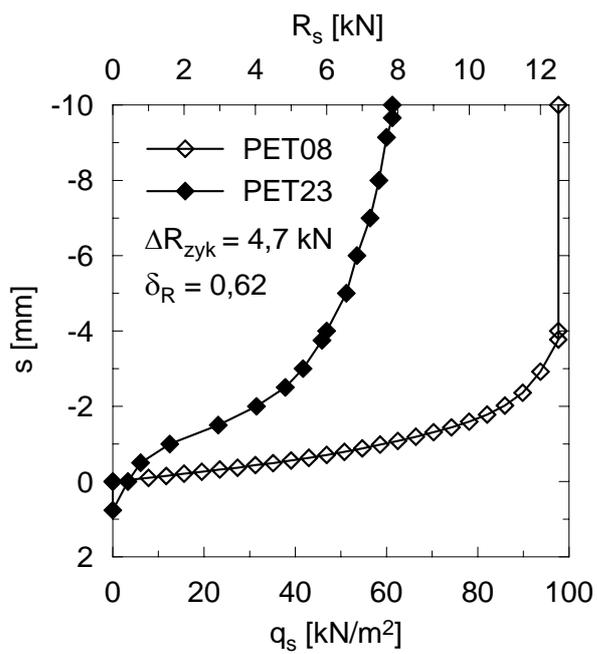
**Bild E.45:** Versuch PET23:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.46:**

Versuch PET23:

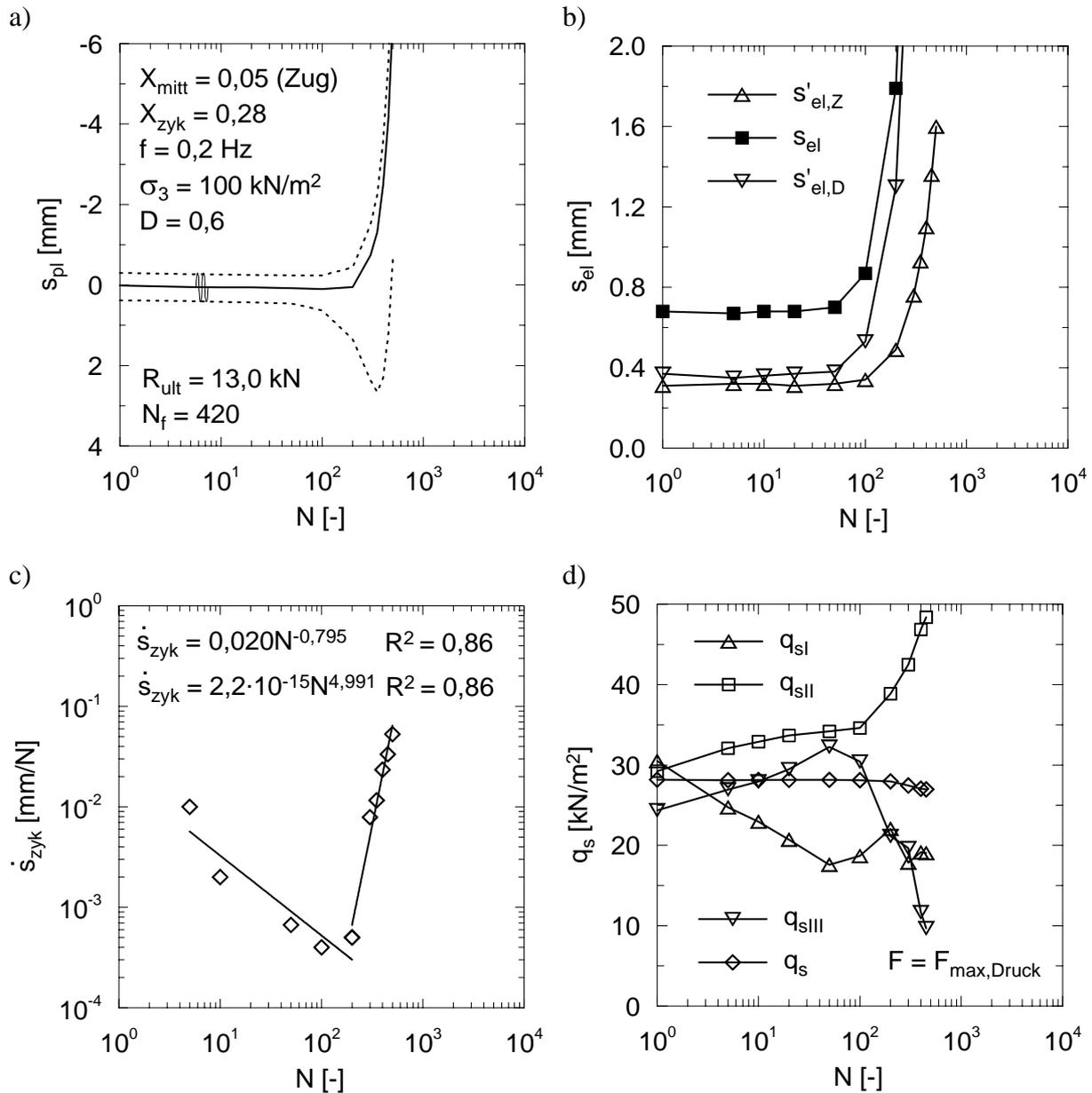
Spannungsentwicklung

**Bild E.47:**

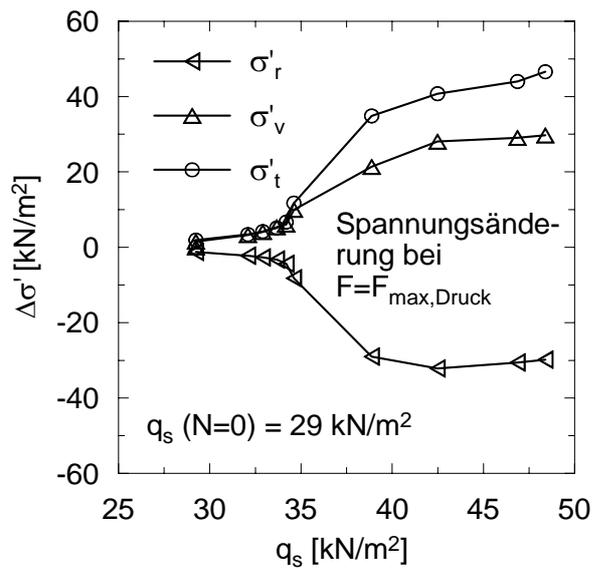
Versuch PET23:

post-zyklische MSL

E.3.5 Versuch PET24

**Bild E.48:** Versuch PET24:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

**Bild E.49:**

Versuch PET24:

Spannungsentwicklung

E.3.6 Versuch PET25

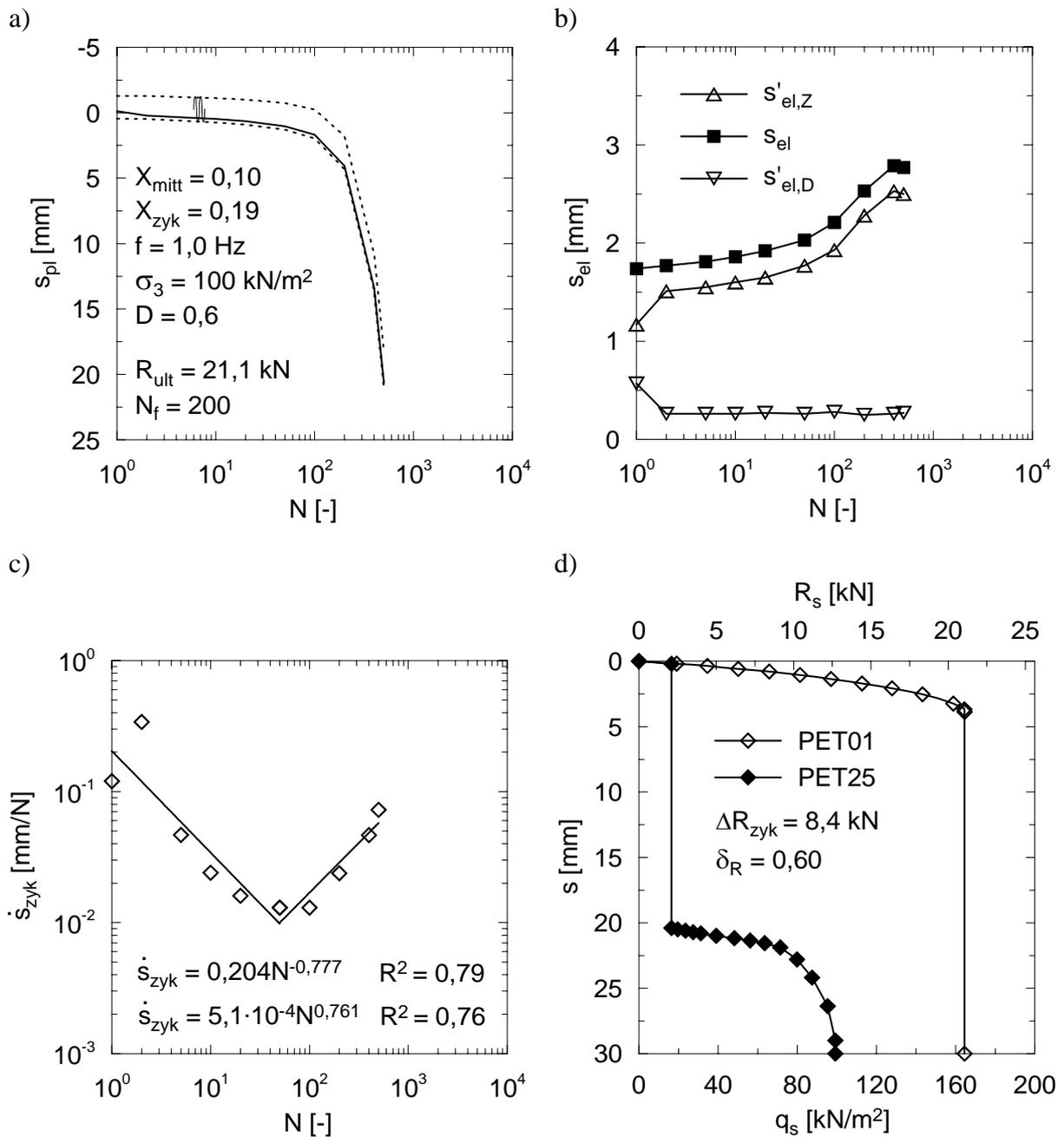


Bild E.50: Versuch PET25:

- plastische Verschiebung,
- elastische Verschiebung,
- zyklische Verschiebungsrate
- post-zyklische MSL

E.3.7 Versuch PET26

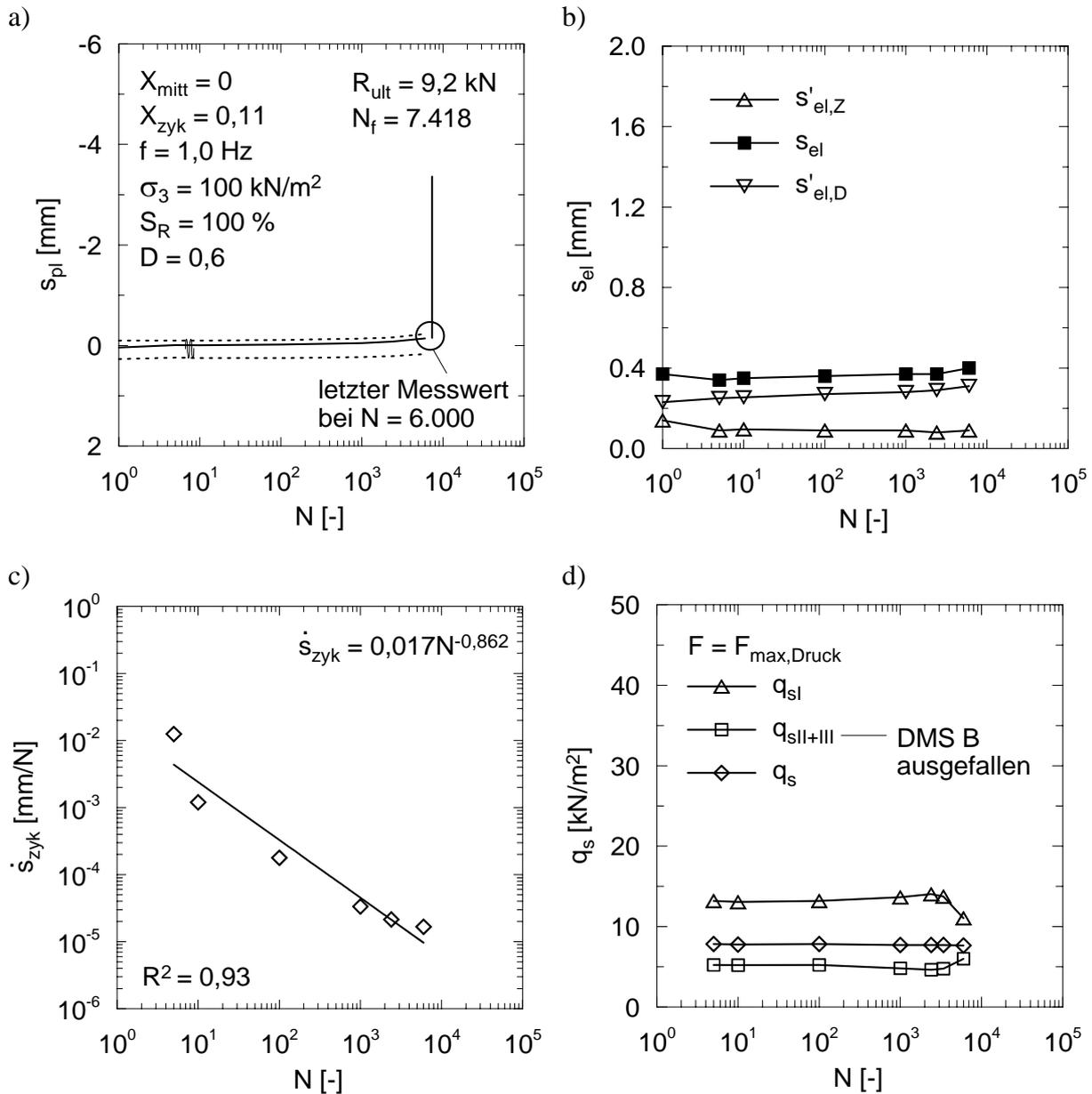


Bild E.51: Versuch PET26:

- plastische Verschiebung,
- elastische Verschiebung,
- zyklische Verschiebungsrate,
- mobilisierte Mantelreibung

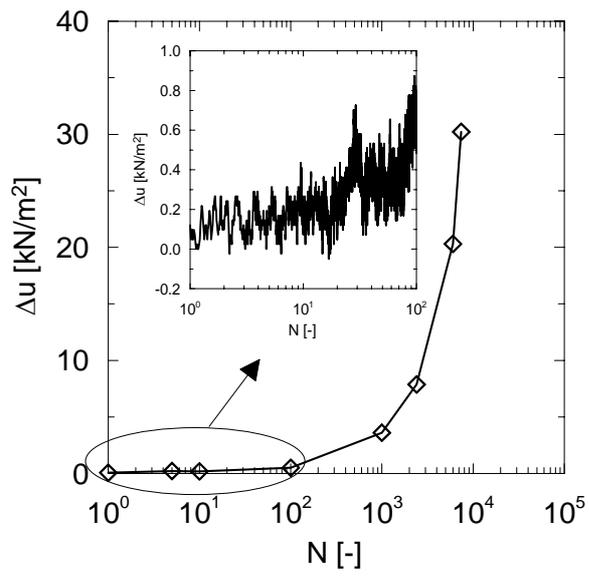


Bild E.52:

Versuch PET26:

Porenwasserüberdruckentwicklung

E.3.8 Versuch PET34

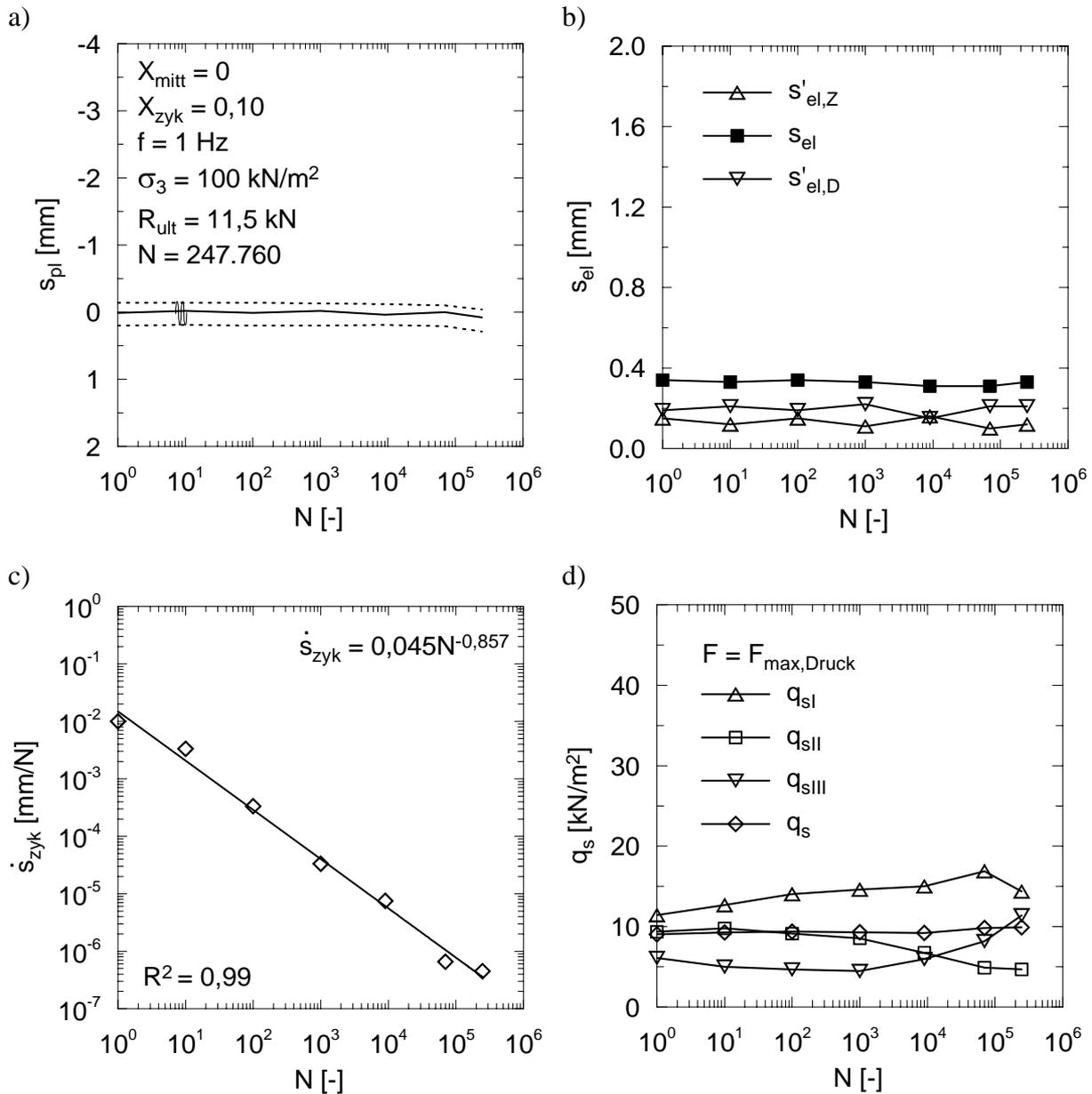


Bild E.53: Versuch PET34:

- plastische Verschiebung,
- elastische Verschiebung,
- zyklische Verschiebungsrate,
- mobilisierte Mantelreibung

E.3.9 Versuch PET35

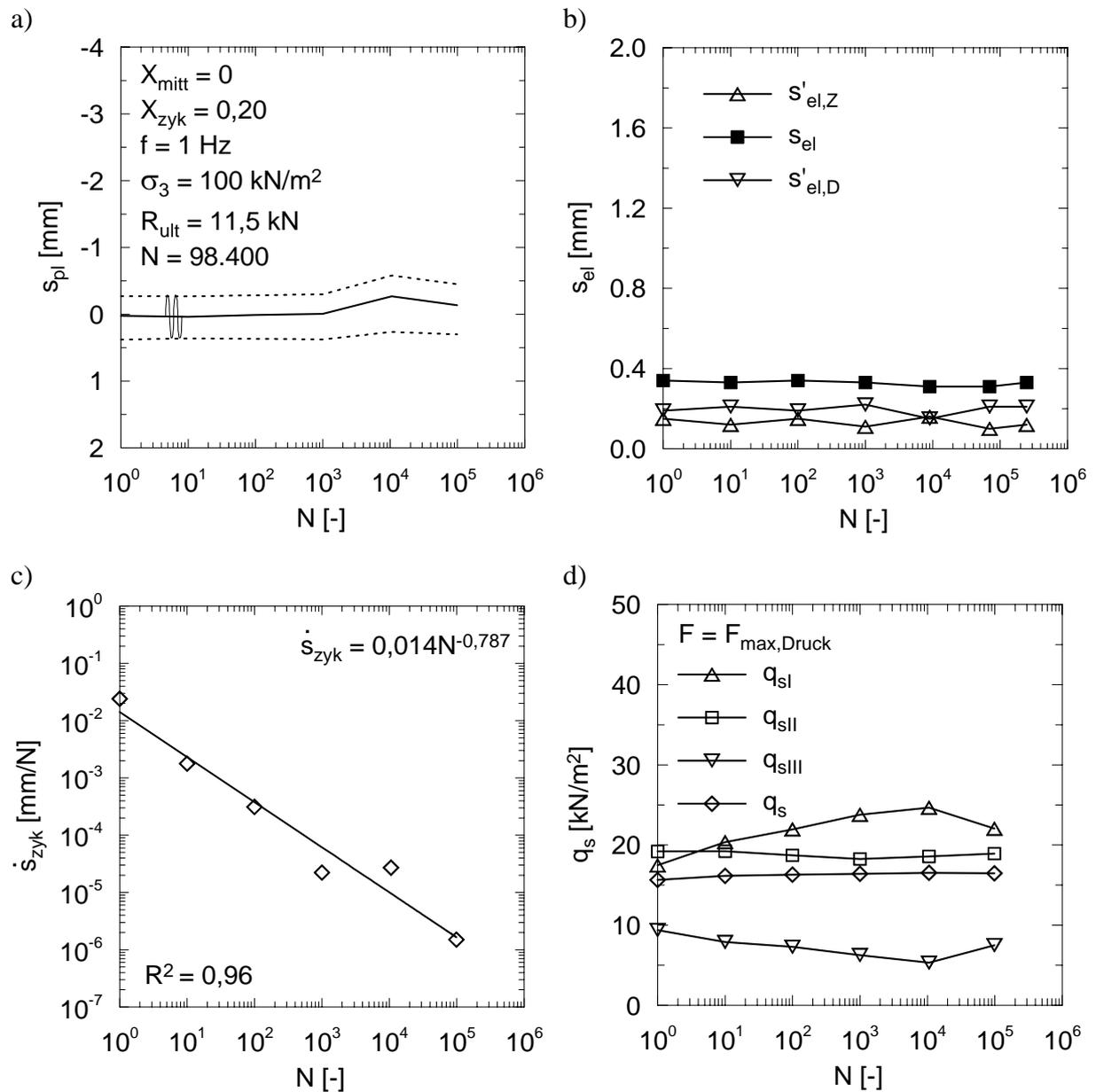


Bild E.54: Versuch PET35:

- plastische Verschiebung,
- elastische Verschiebung,
- zyklische Verschiebungsrate,
- mobilisierte Mantelreibung

E.3.10 Versuch PET36

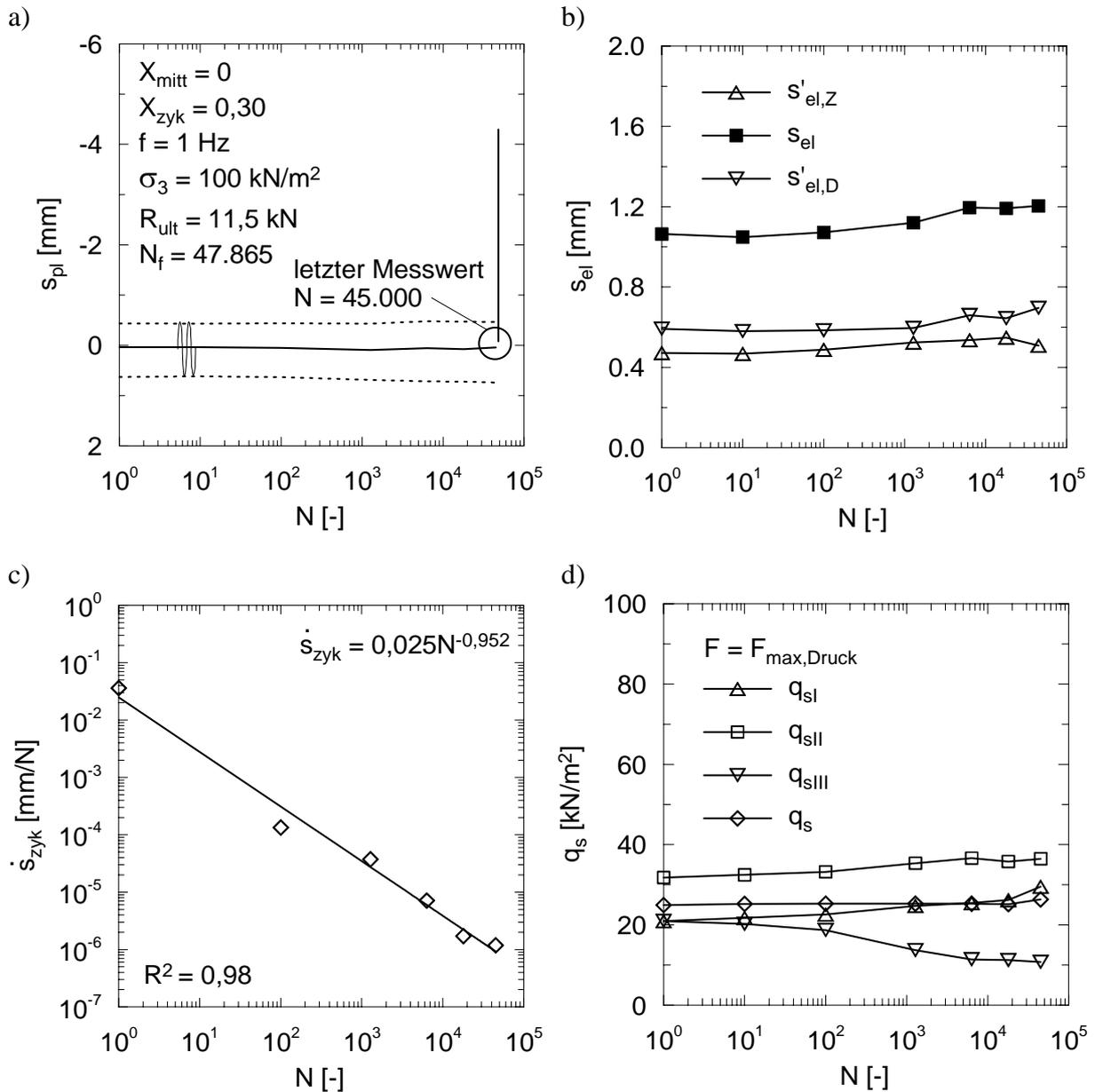


Bild E.55: Versuch PET36:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.3.11 Versuch PET31

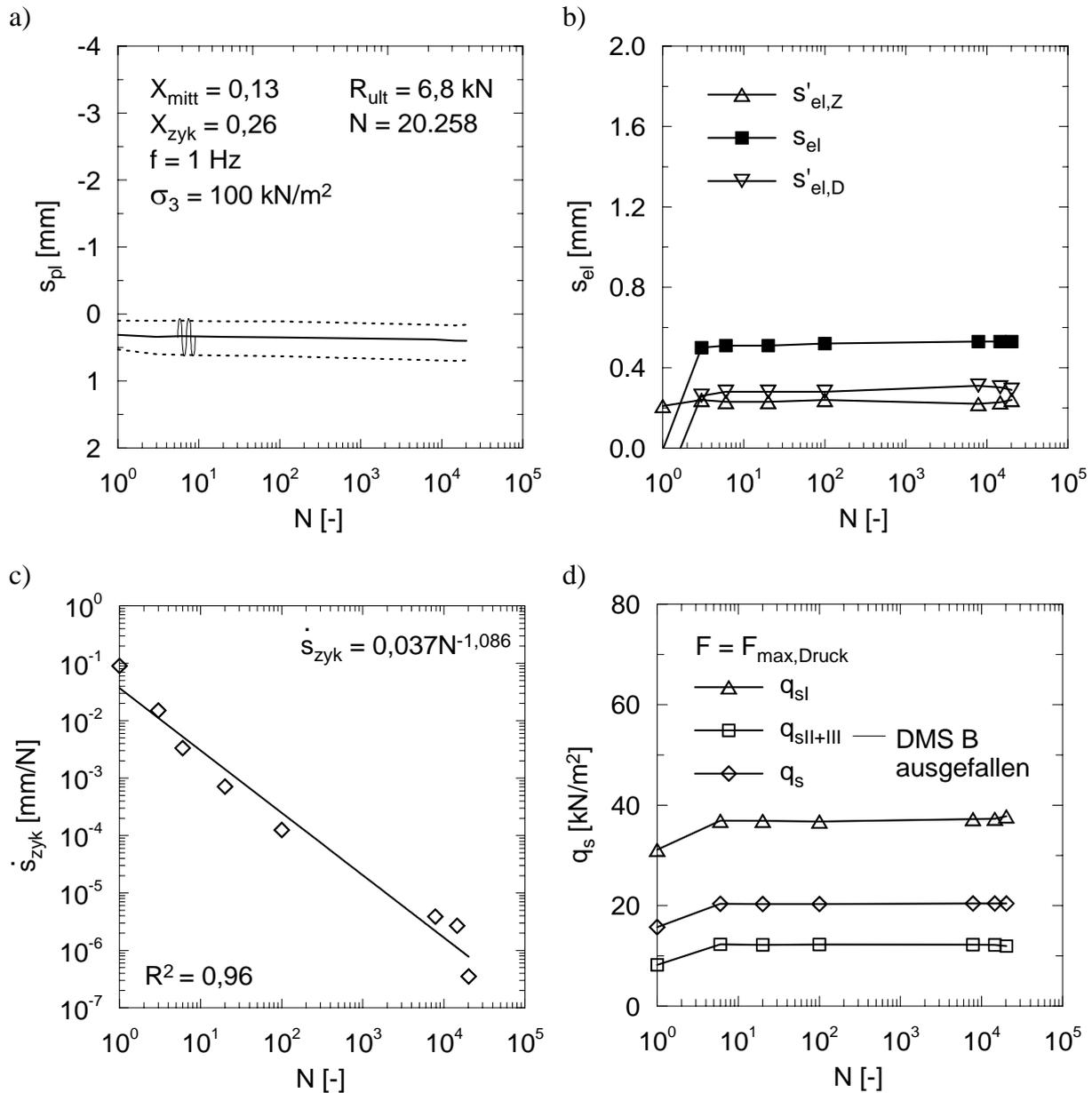


Bild E.56: Versuch PET31:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

E.3.12 Versuch PET33

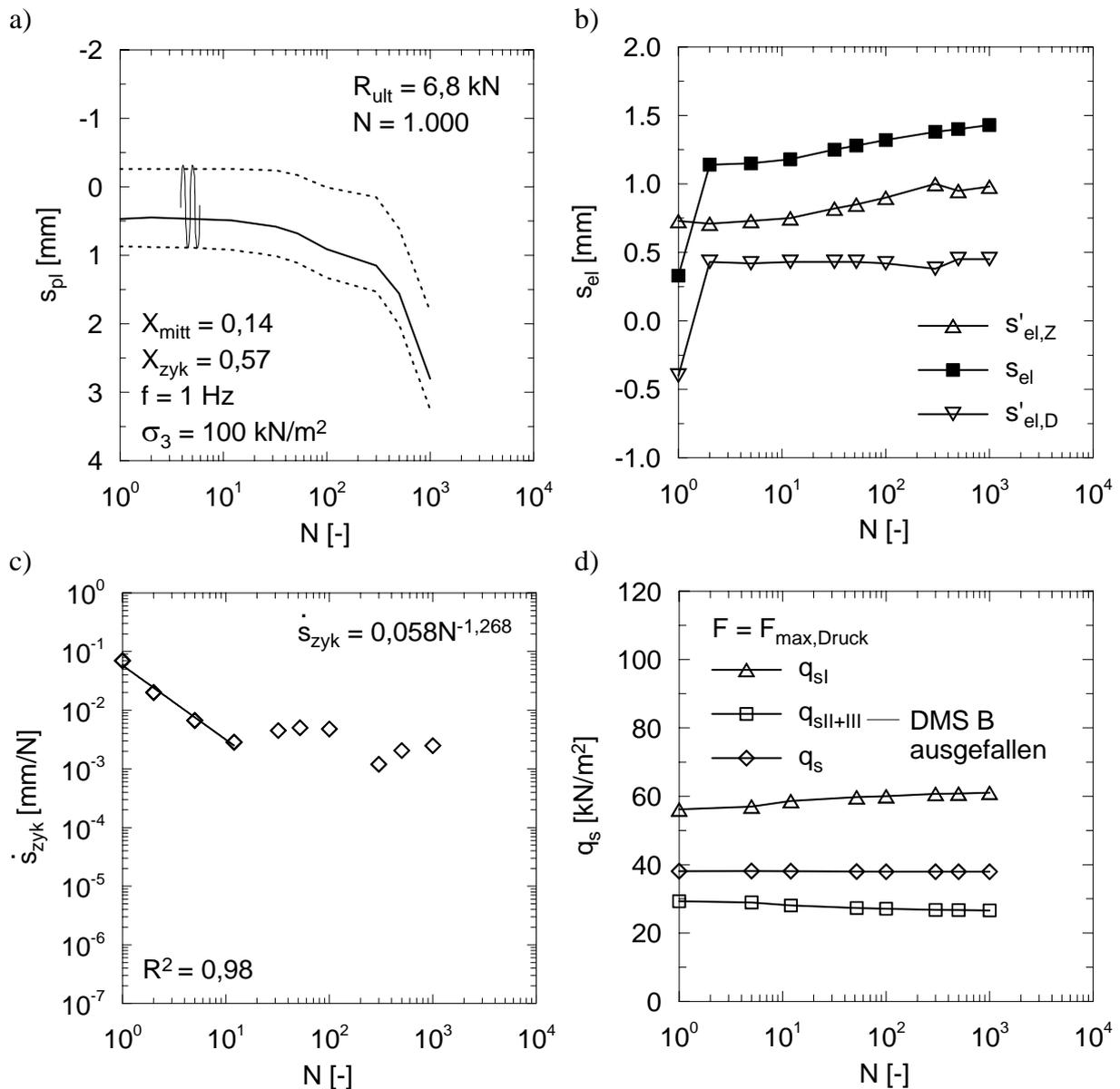


Bild E.57: Versuch PET33:

- a) plastische Verschiebung,
- b) elastische Verschiebung,
- c) zyklische Verschiebungsrate,
- d) mobilisierte Mantelreibung

F Ergebnisse der Modellversuche zum Bodenverhalten

F.1 Statischer Versuch

F.1.1 Versuch PIV01

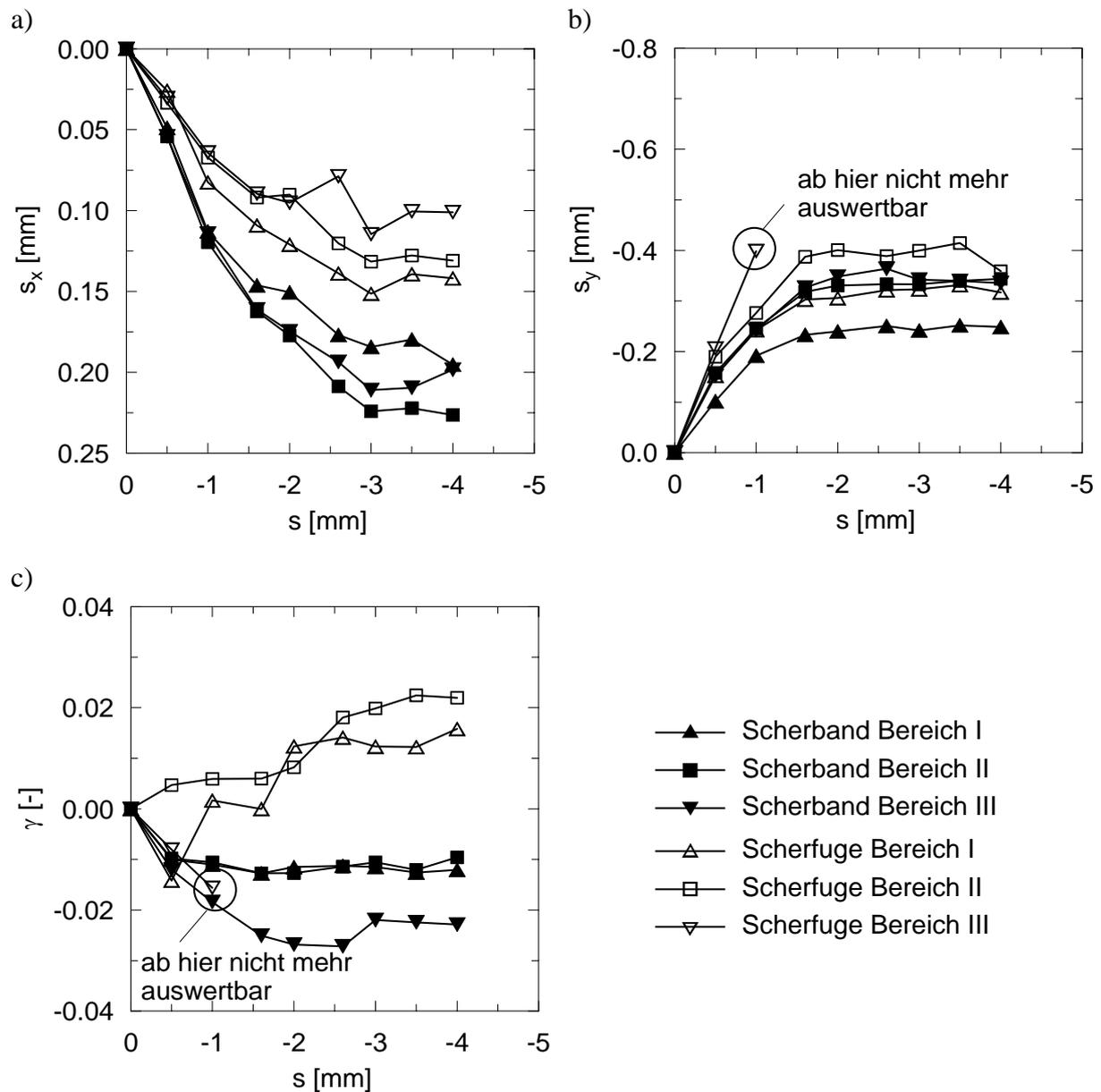
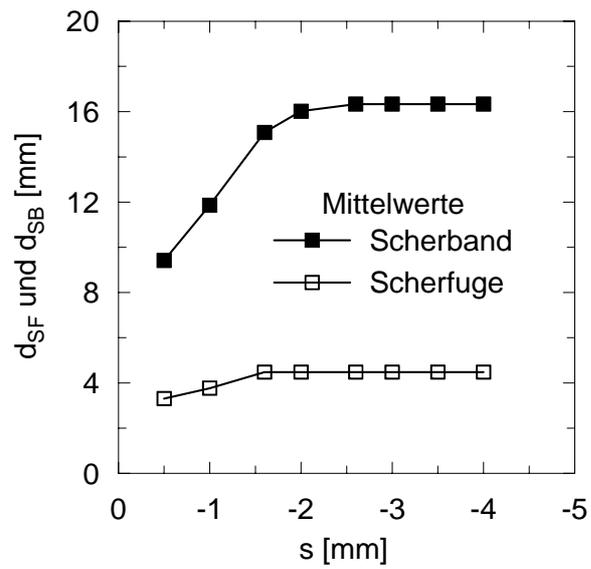


Bild F.1: Statischer Zugversuch PIV01:

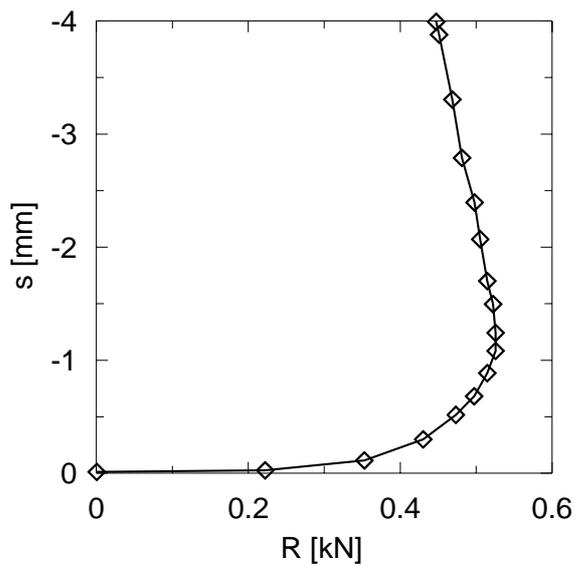
- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung

Hinweis: die Legende gilt für alle Diagramme

**Bild F.2:**

Statischer Zugversuch PIV01:

Breite von Scherfuge und Scherband

**Bild F.3:**

Statischer Zugversuch PIV01:

Widerstands-Hebungs-Linie des Pfahls

F.2 Kraftgesteuerte zyklische Versuche

F.2.1 Versuch PIV02

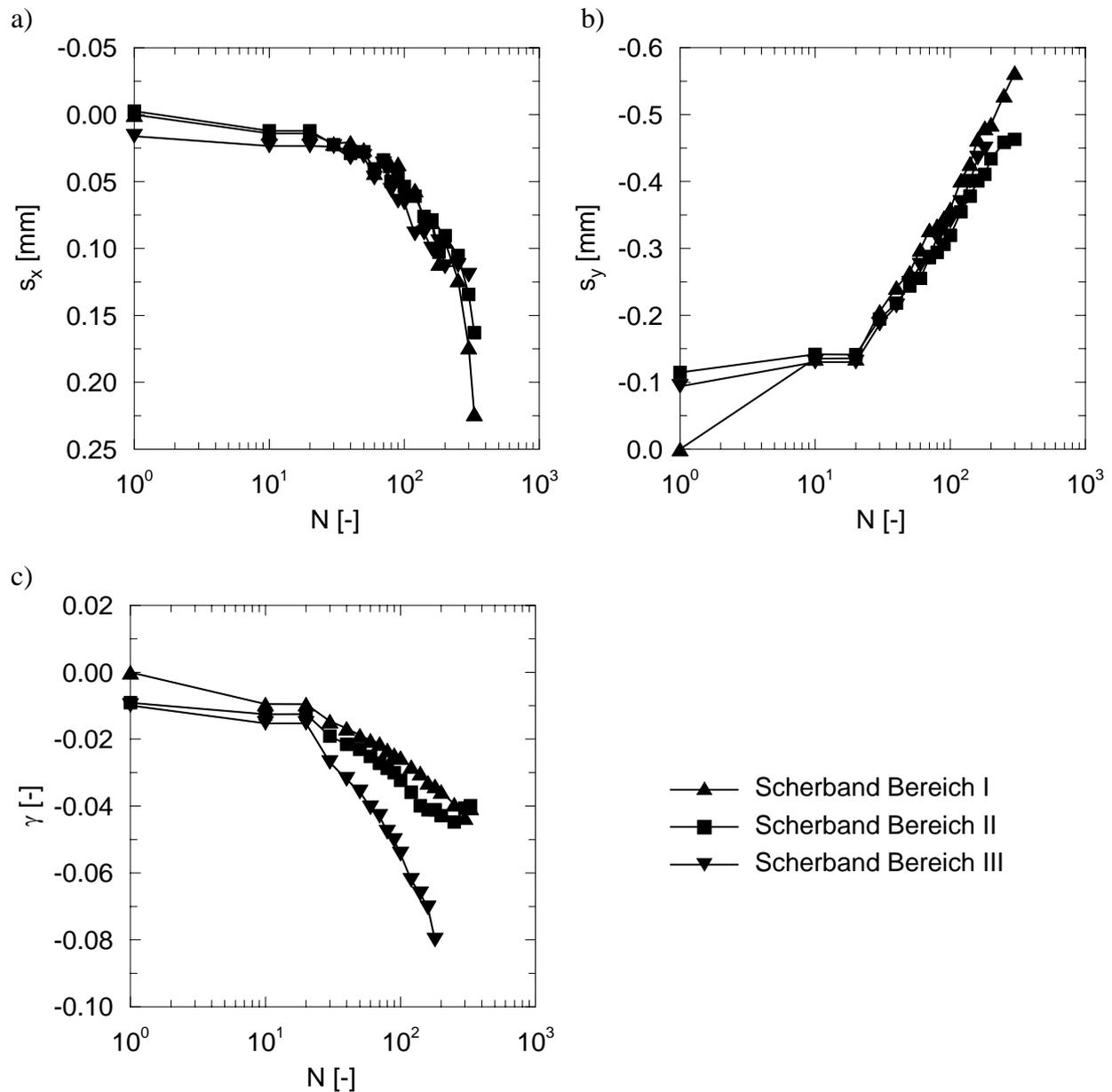
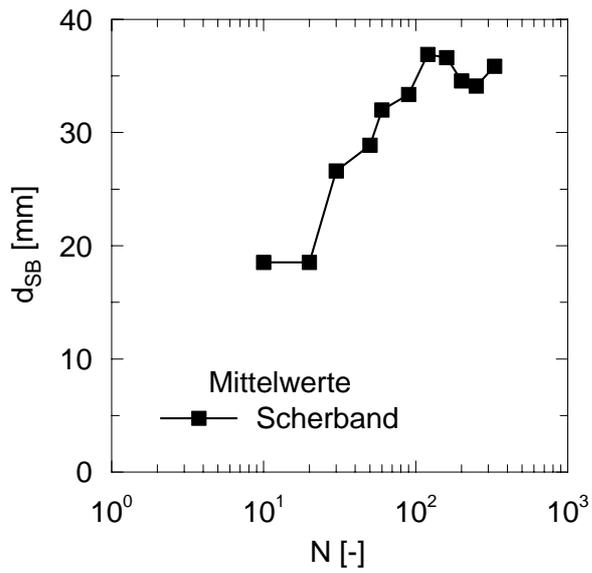
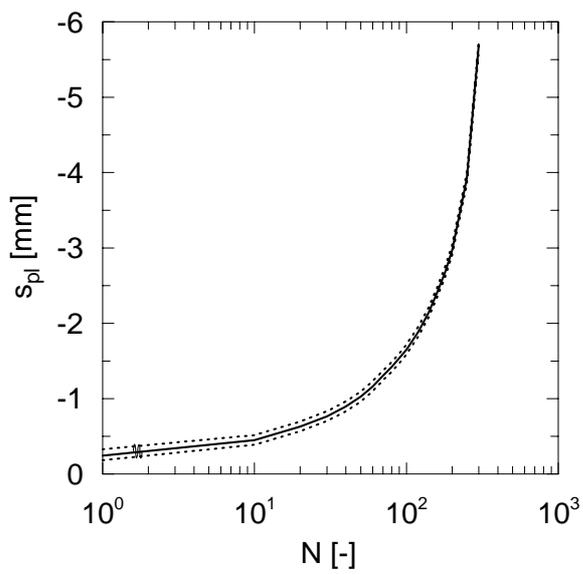


Bild F.4: Versuch PIV02 unter Zugschwelllast:
 a) horizontale Verschiebung des Bodens,
 b) vertikale Verschiebung des Bodens,
 c) Scherdehnung
 Hinweis: die Legende gilt für alle Diagramme

**Bild F.5:**

Versuch PIV02 unter Zugschwelllast:
Breite von Scherfuge und Scherband

**Bild F.6:**

Versuch PIV02 unter Zugschwelllast:
plastische Verschiebung des Pfahls

F.2.2 Versuch PIV03

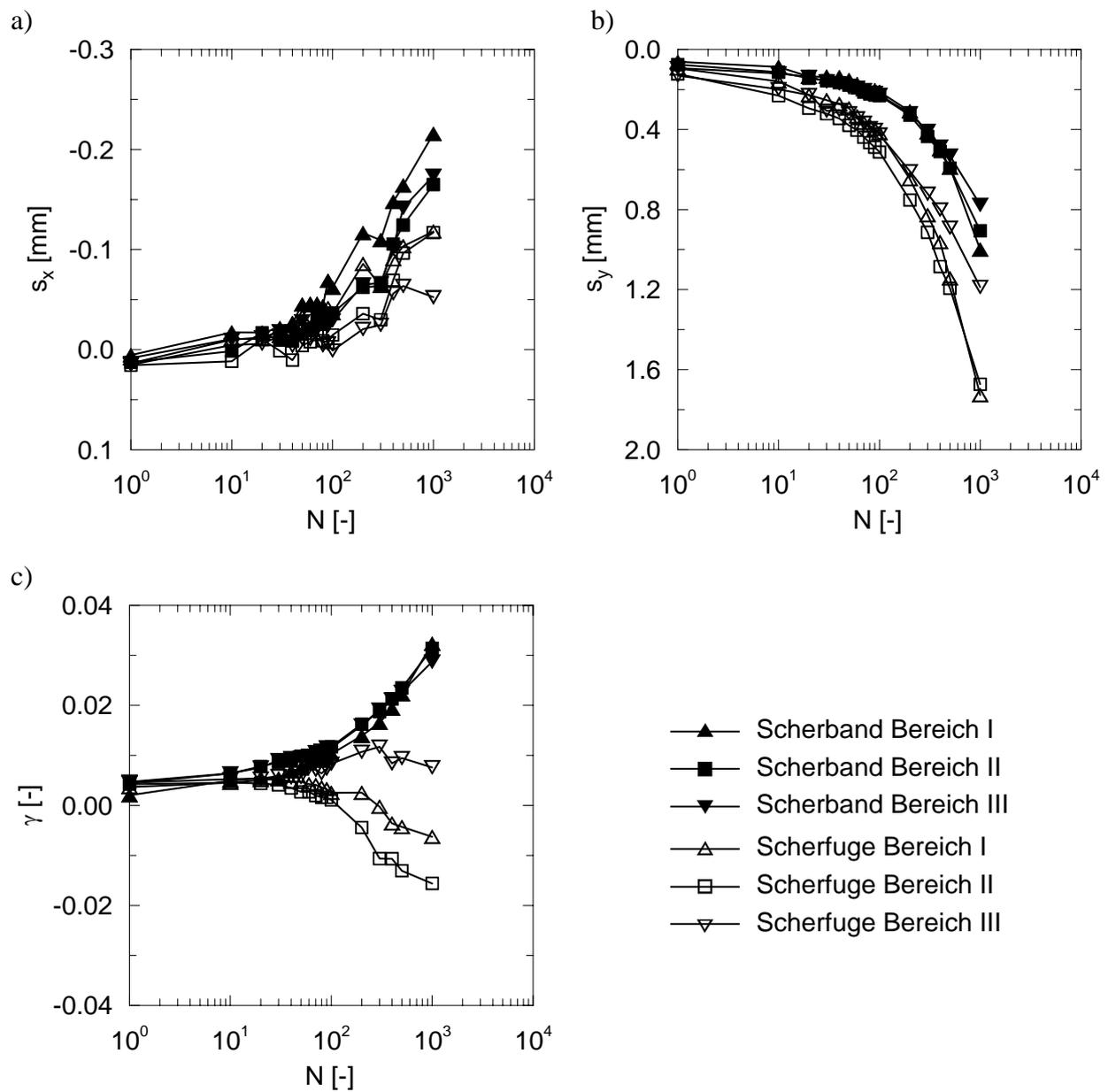
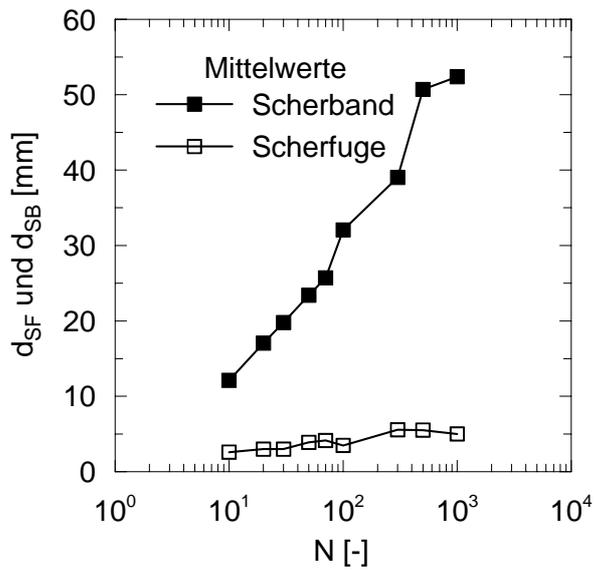
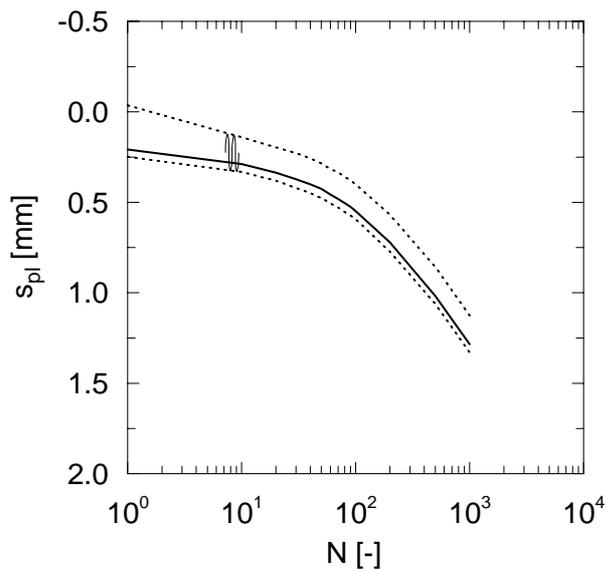


Bild F.7: Versuch PIV03 unter Druckschwelllast:
 a) horizontale Verschiebung des Bodens,
 b) vertikale Verschiebung des Bodens,
 c) Scherdehnung
 Hinweis: die Legende gilt für alle Diagramme

**Bild F.8:**

Versuch PIV03 unter Druckschwelllast:
Breite von Scherfuge und Scherband

**Bild F.9:**

Versuch PIV03 unter Druckschwelllast:
plastische Verschiebung des Pfahls

F.2.3 Versuch PIV04

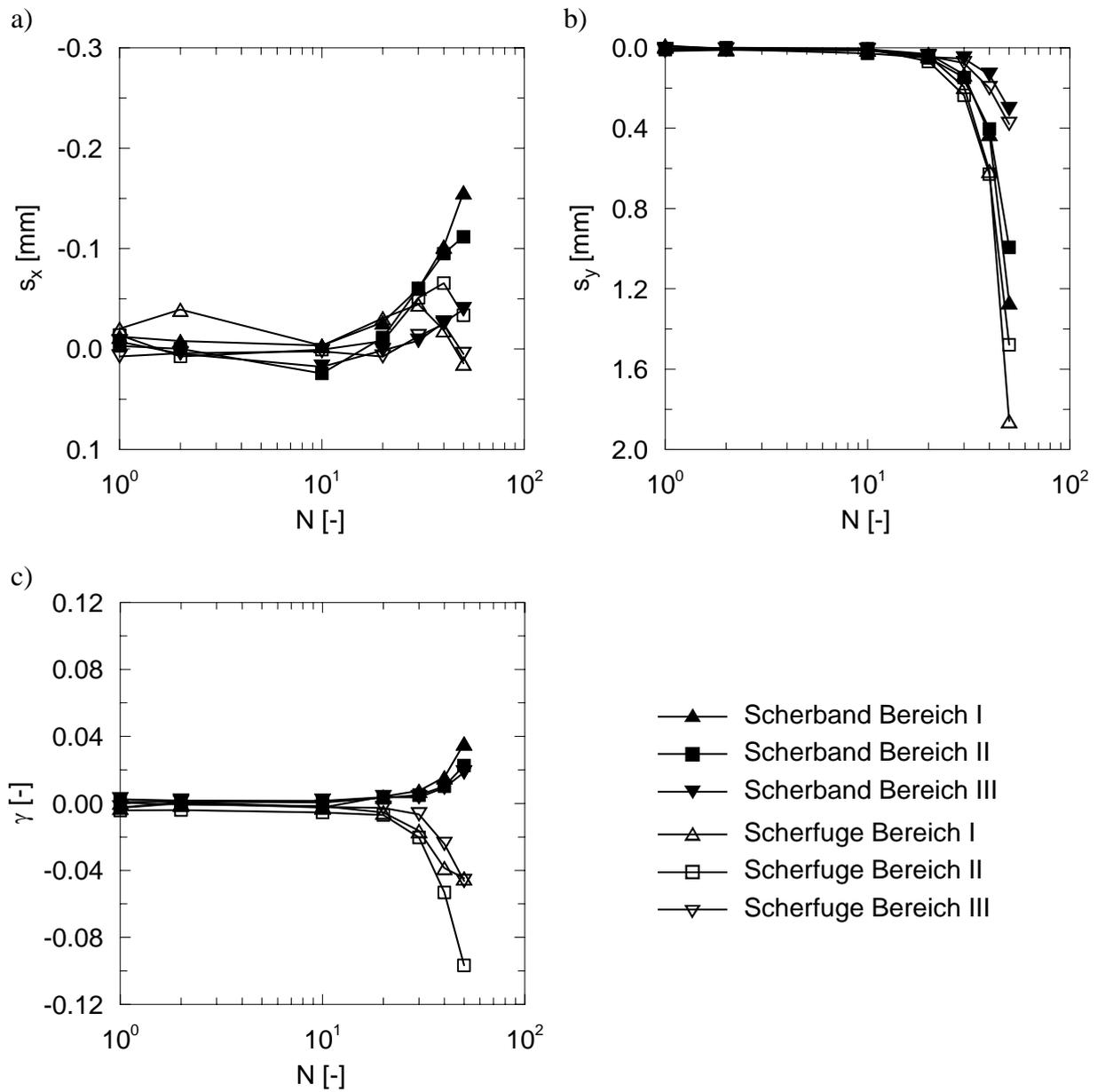
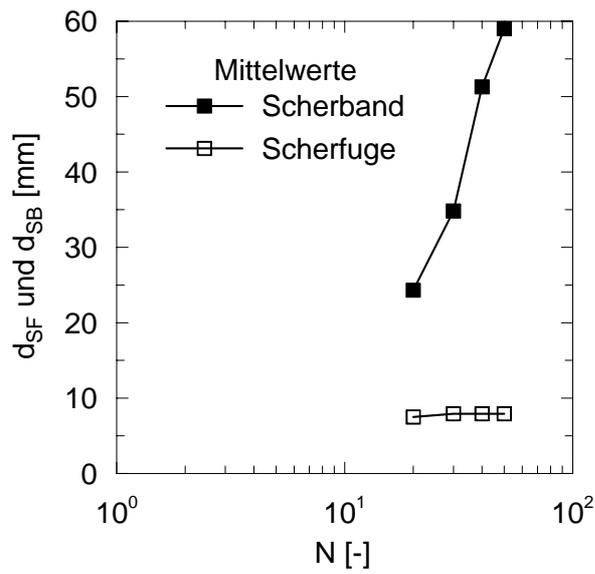


Bild F.10: Versuch PIV04 unter symmetrischer Wechsellast:

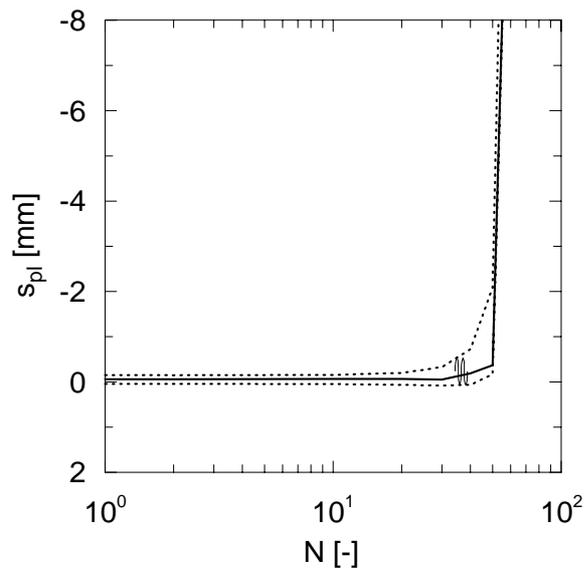
- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung

Hinweis: die Legende gilt für alle Diagramme

**Bild F.11:**

Versuch PIV04 unter symmetrischer Wechsellast:

Breite von Scherfuge und Scherband

**Bild F.12:**

Versuch PIV04 unter symmetrischer Wechsellast:

plastische Verschiebung des Pfahls

F.2.4 Versuch PIV05

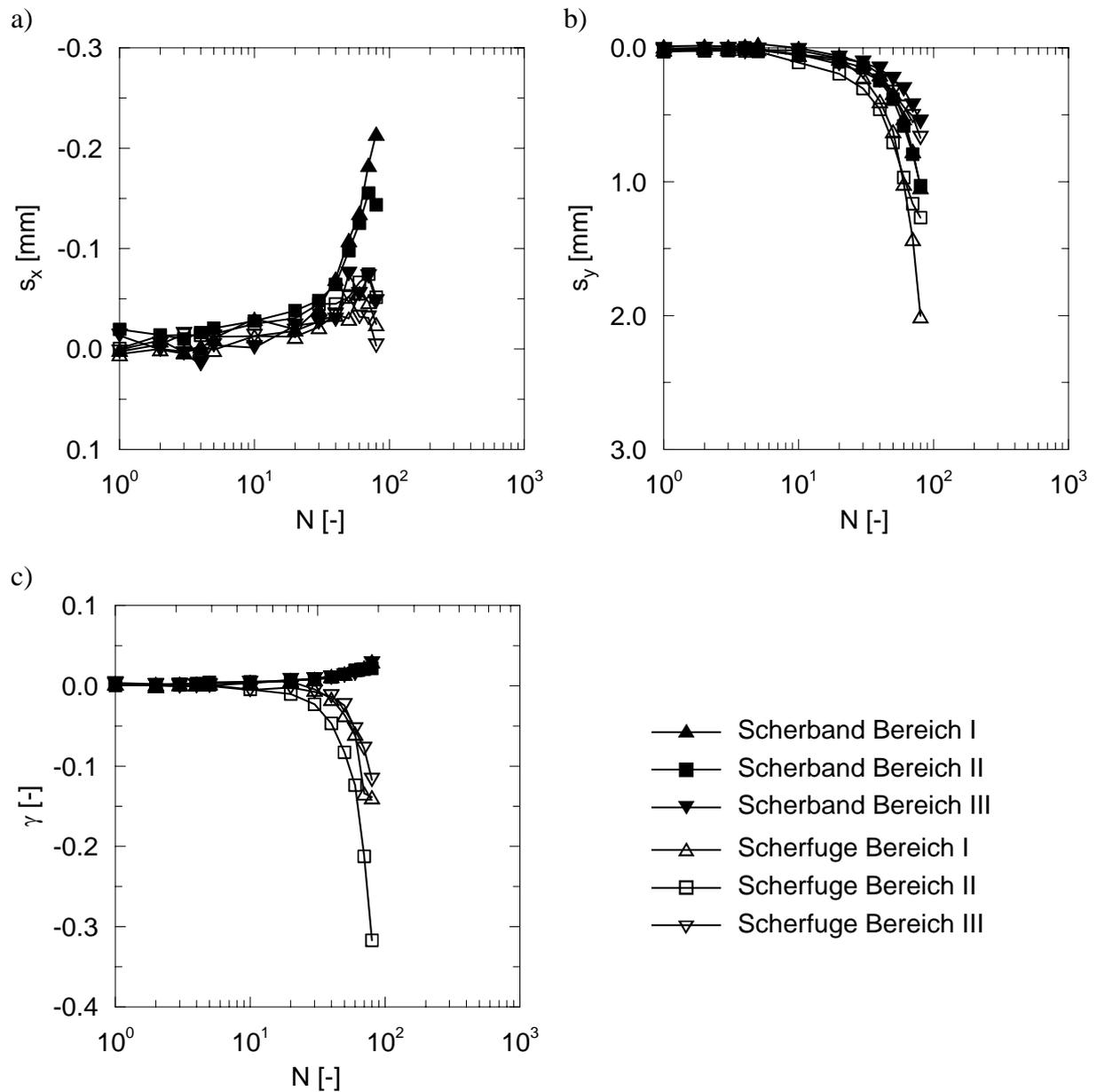
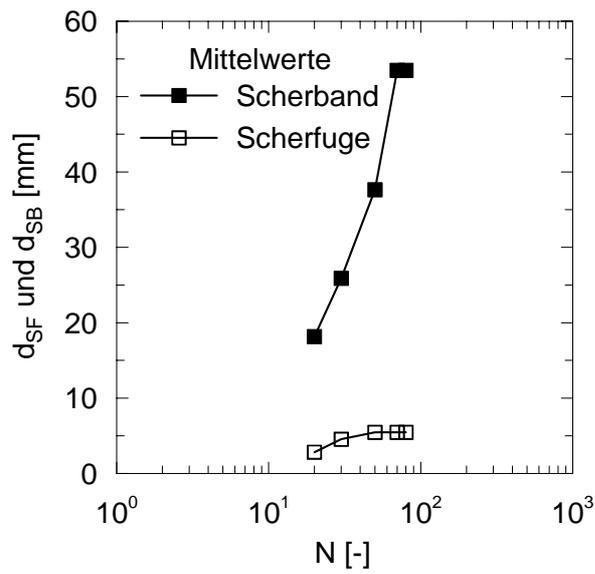


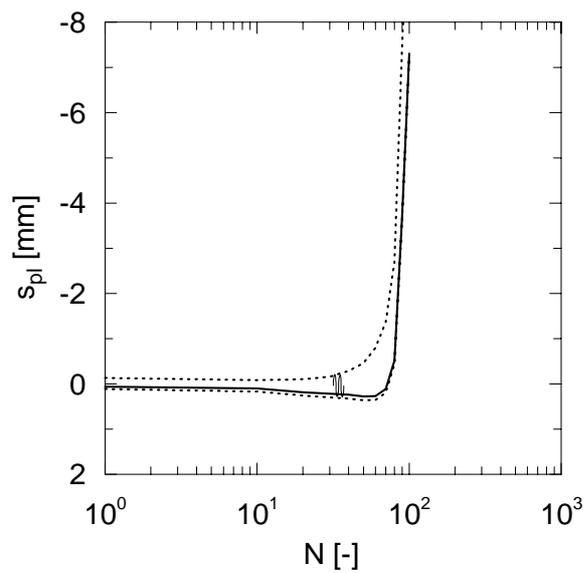
Bild F.13: Versuch PIV05 unter asymmetrischer Druckwechsellast:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung

Hinweis: die Legende gilt für alle Diagramme

**Bild F.14:**

Versuch PIV05 unter asymmetrischer
Druckwechsellast:
Breite von Scherfuge und Scherband

**Bild F.15:**

Versuch PIV05 unter asymmetrischer
Druckwechsellast:
plastische Verschiebung des Pfahls

F.2.5 Versuch PIV06

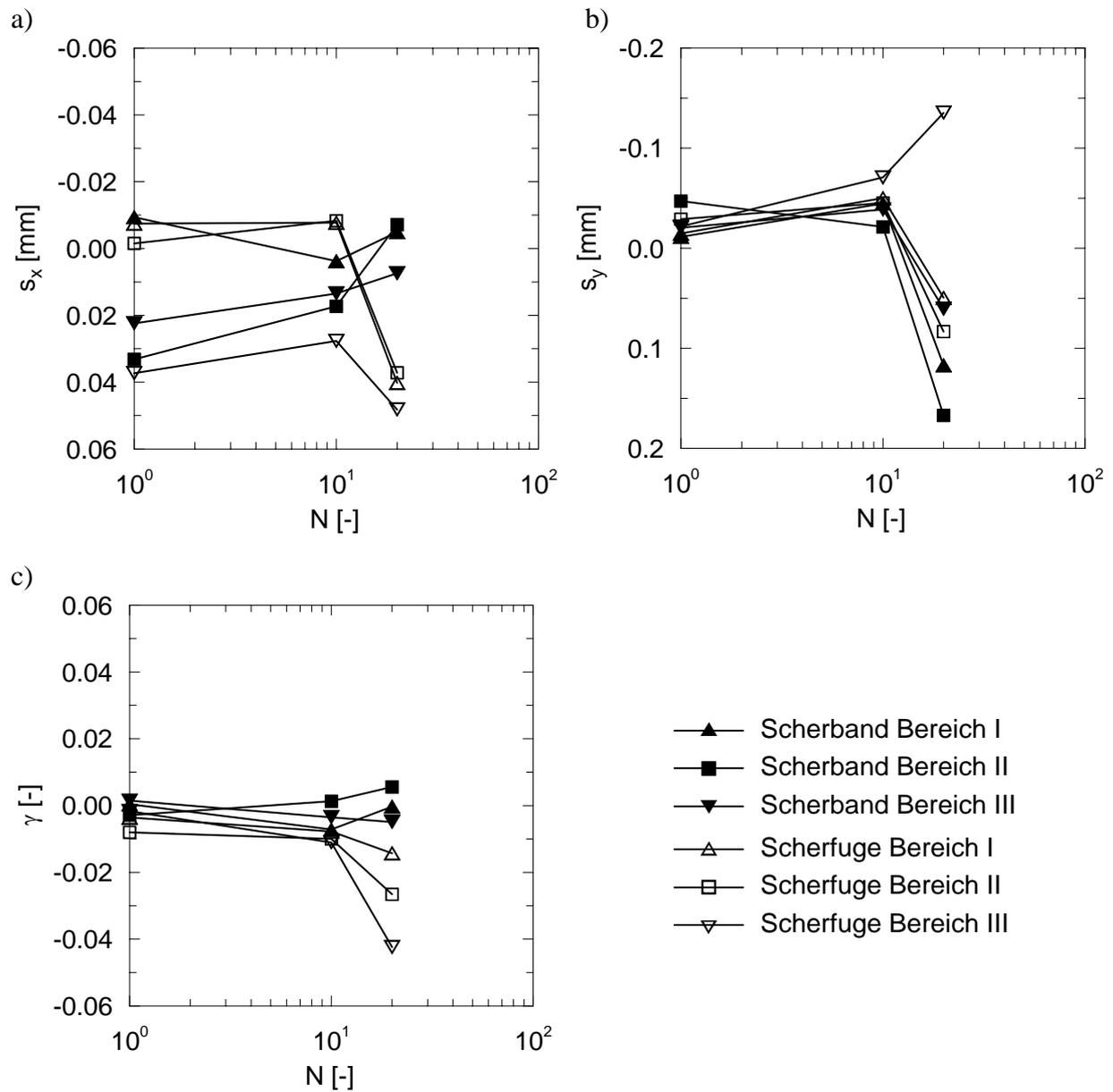
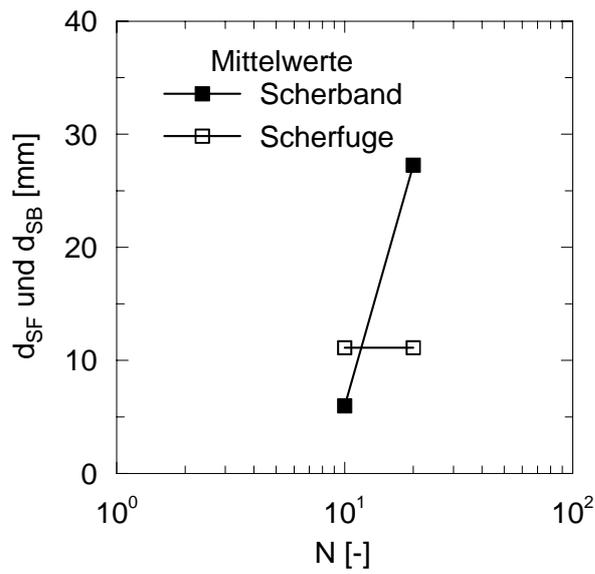


Bild F.16: Versuch PIV06 unter asymmetrischer Zugwechsellast:

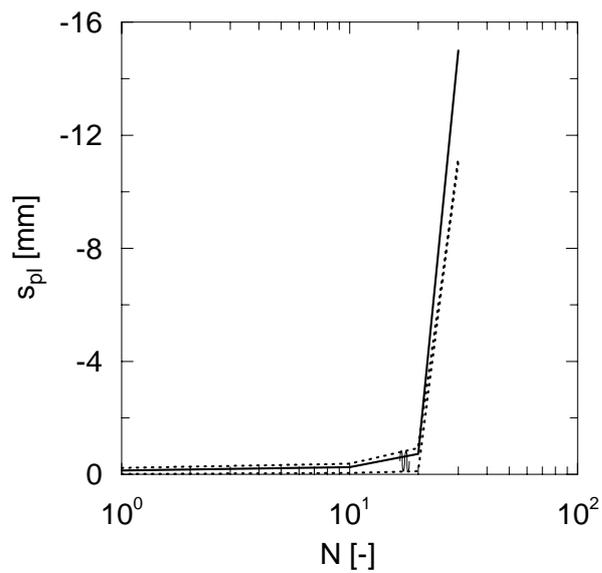
- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung

Hinweis: die Legende gilt für alle Diagramme

**Bild F.17:**

Versuch PIV06 unter asymmetrischer Zugwechsellast:

Breite von Scherfuge und Scherband

**Bild F.18:**

Versuch PIV06 unter asymmetrischer Zugwechsellast:

plastische Verschiebung des Pfahls

F.3 Weggesteuerte zyklische Versuche

F.3.1 Versuch PIV09

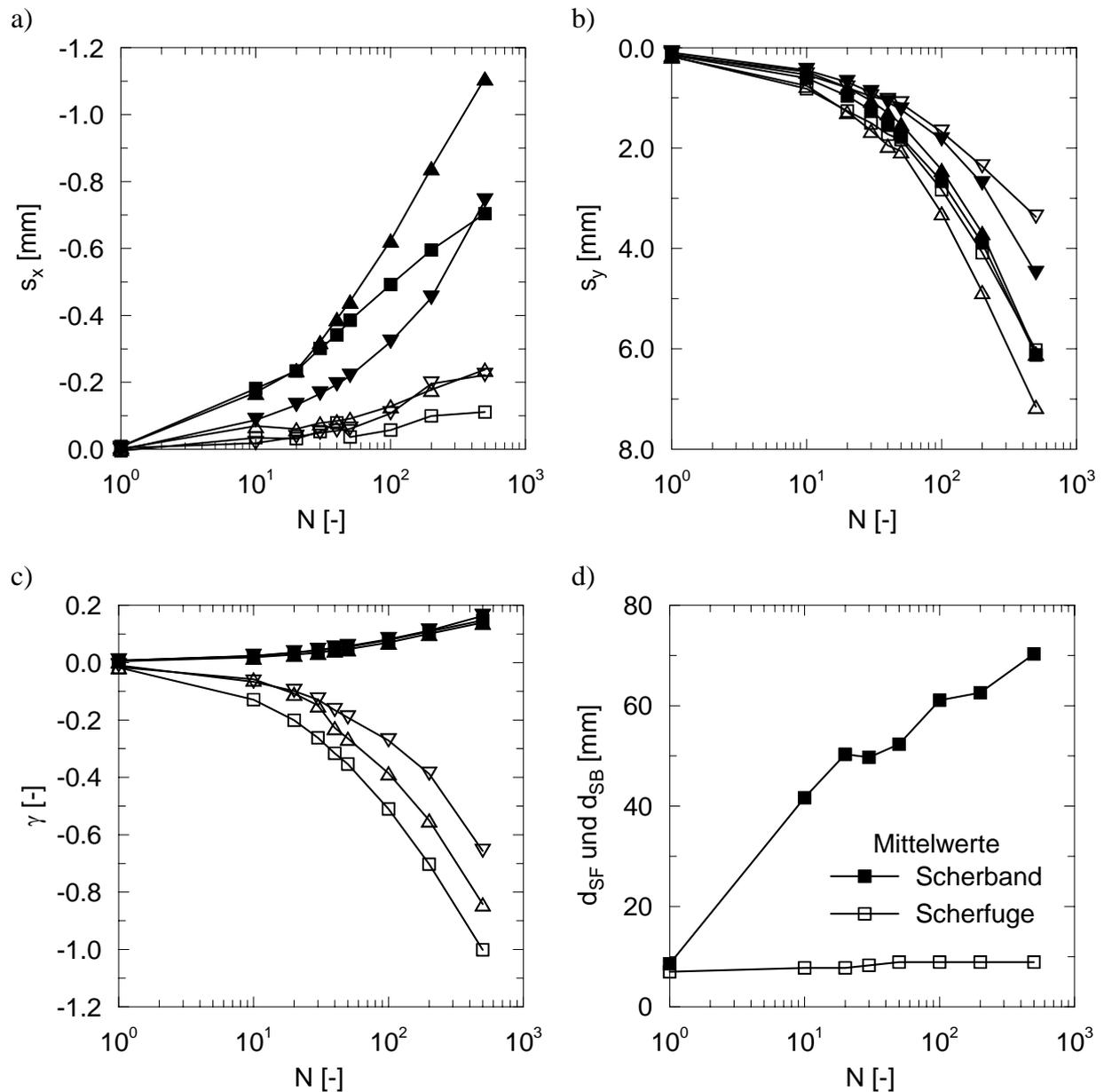


Bild F.19: Weggesteuerter Referenzversuch PIV09:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,
- d) Breite von Scherband und Scherfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.2 Versuch PIV10

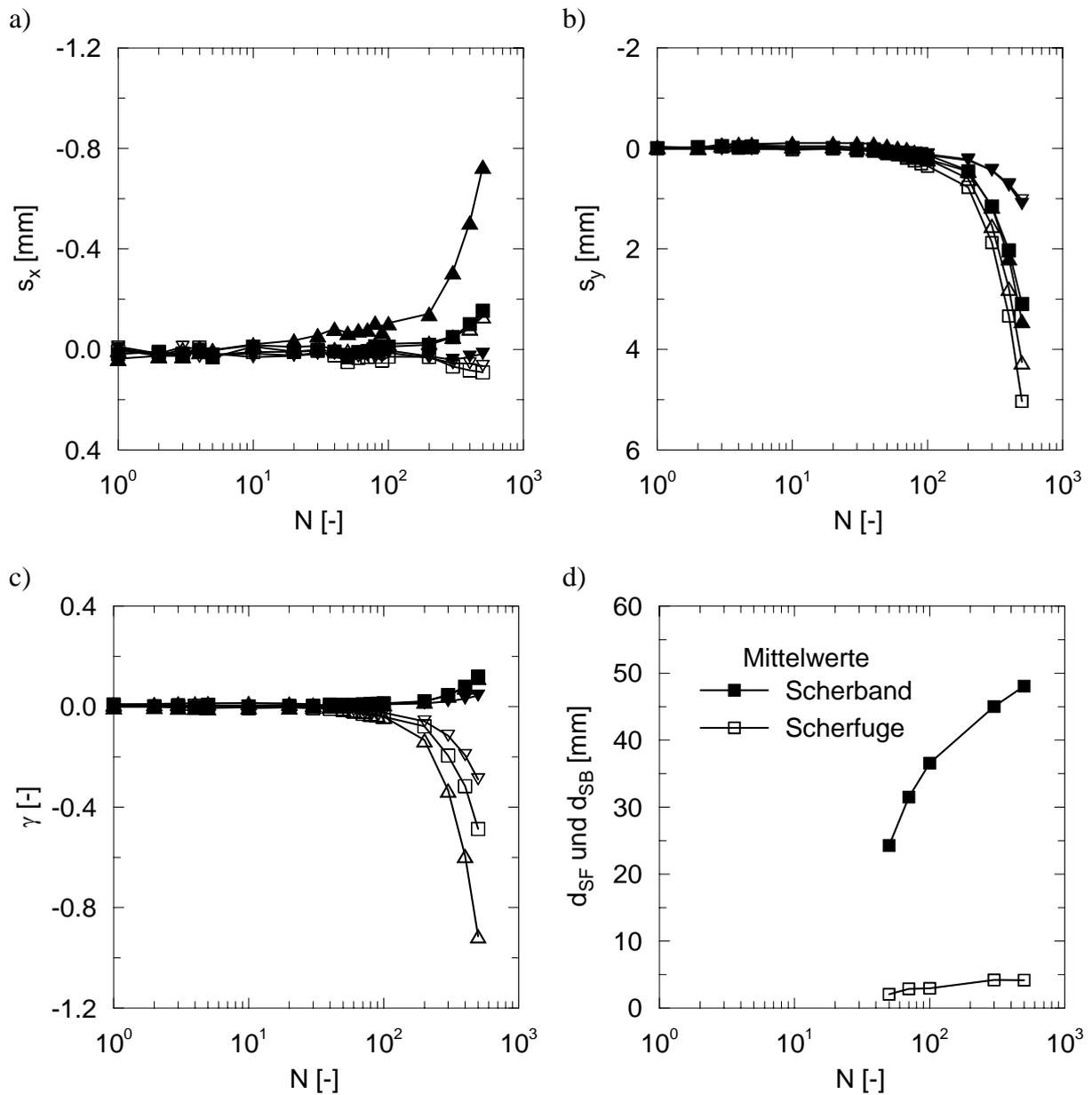


Bild F.20: Weggesteuerter Versuch PIV10, Variation der Lagerungsdichte:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,

d) Breite von Scherband und Scherfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.3 Versuch PIV11

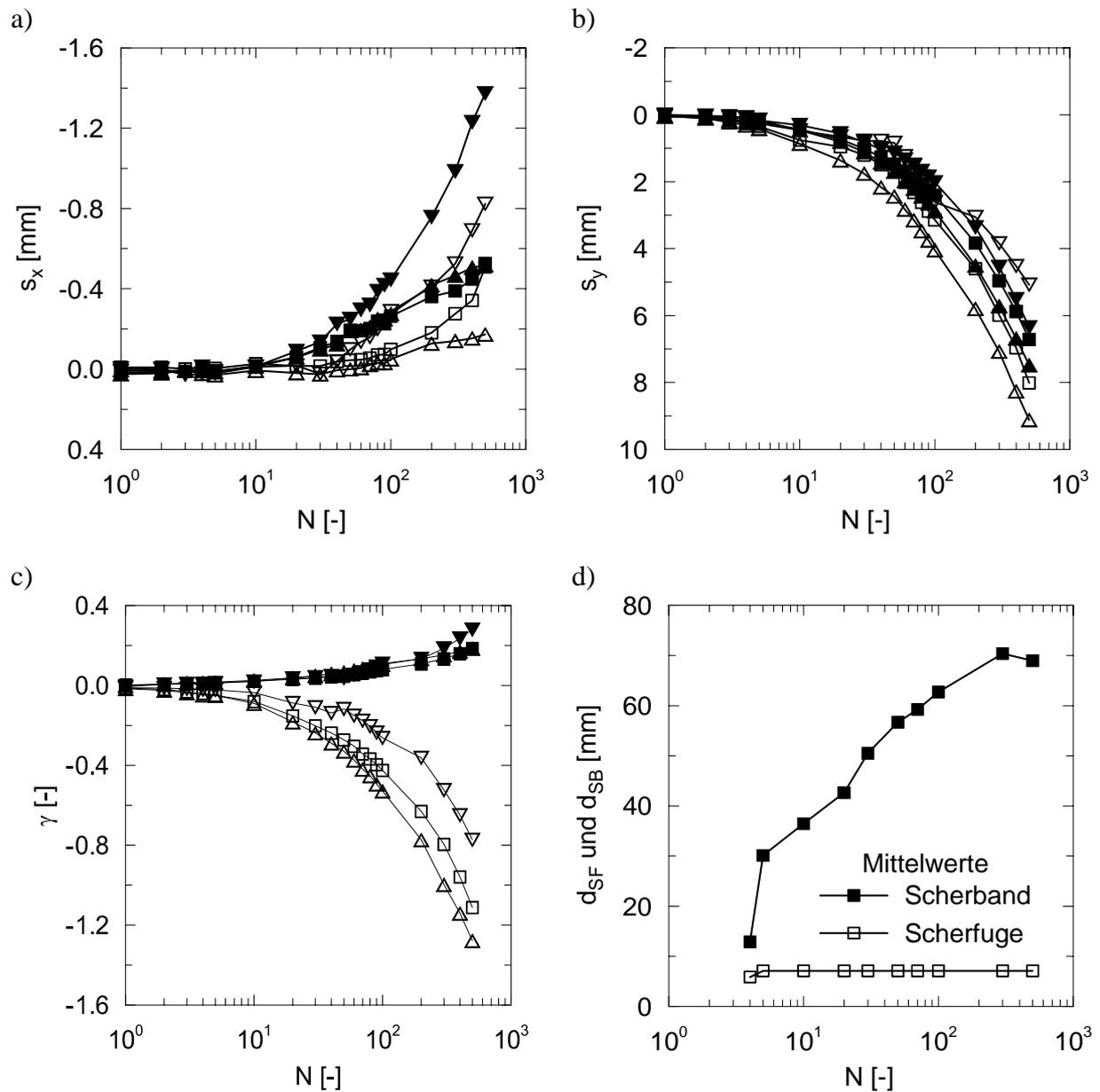


Bild F.21: Weggesteuerter Versuch PIV11, Variation des Sättigungsgrads:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,

d) Breite von Schersband und Schersfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.4 Versuch PIV12

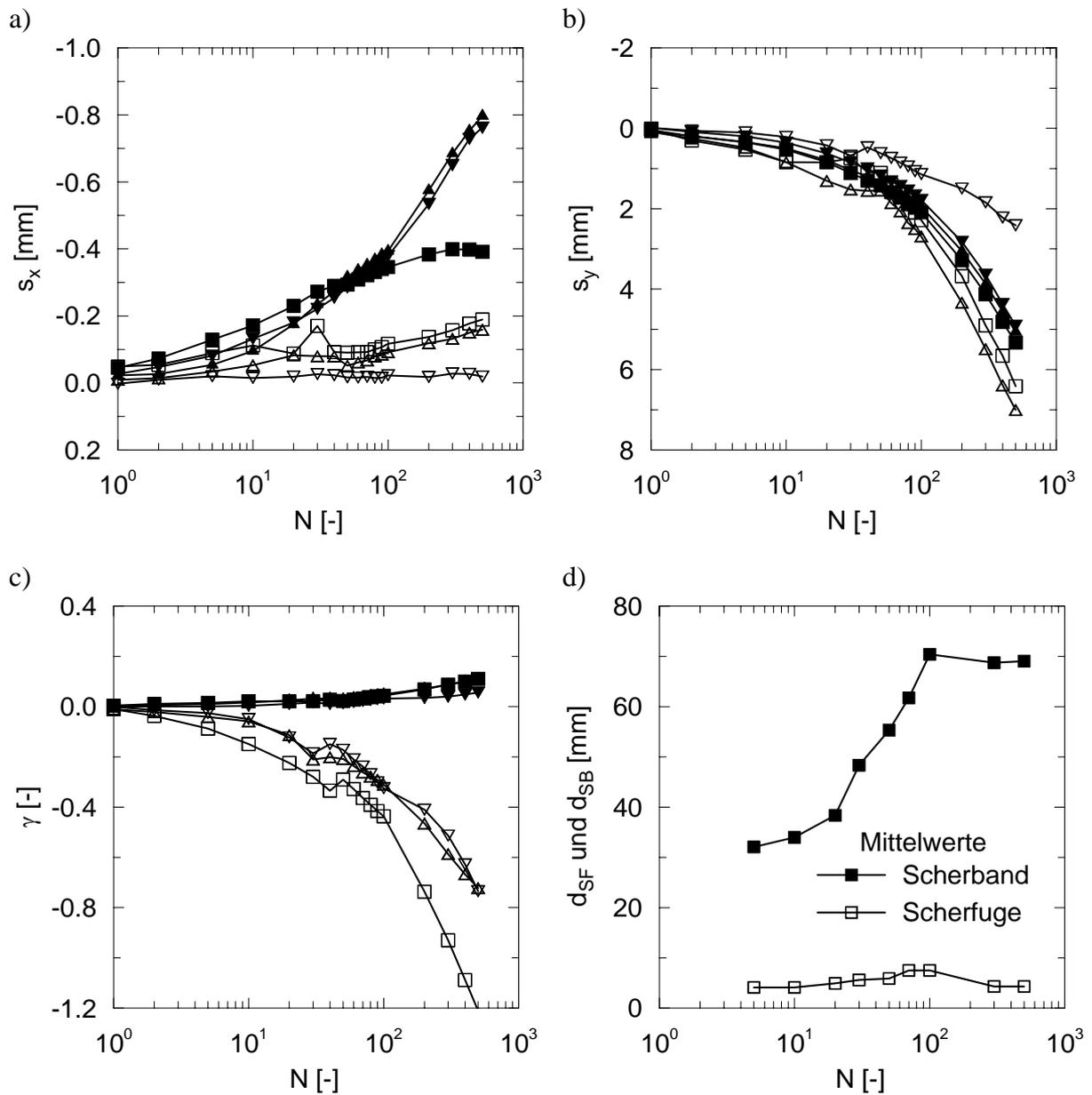


Bild F.22: Weggesteuerter Versuch PIV12, Variation des Sättigungsgrads:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,

d) Breite von Schersband und Schersfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.5 Versuch PIV13

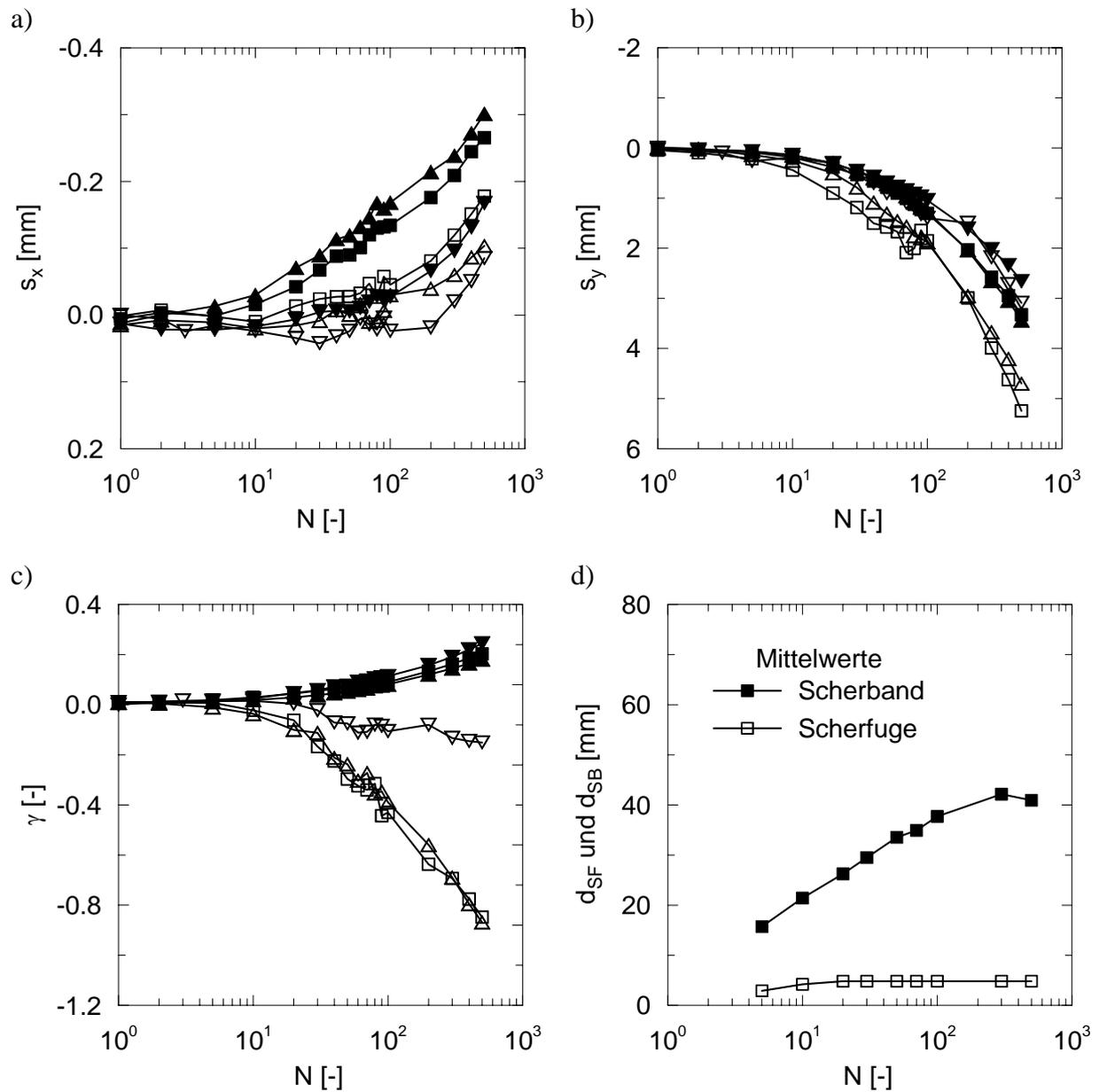


Bild F.23: Weggesteuerter Versuch PIV13, Variation der Pfahlkantenlänge:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,

d) Breite von Scherband und Scherfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.6 Versuch PIV14

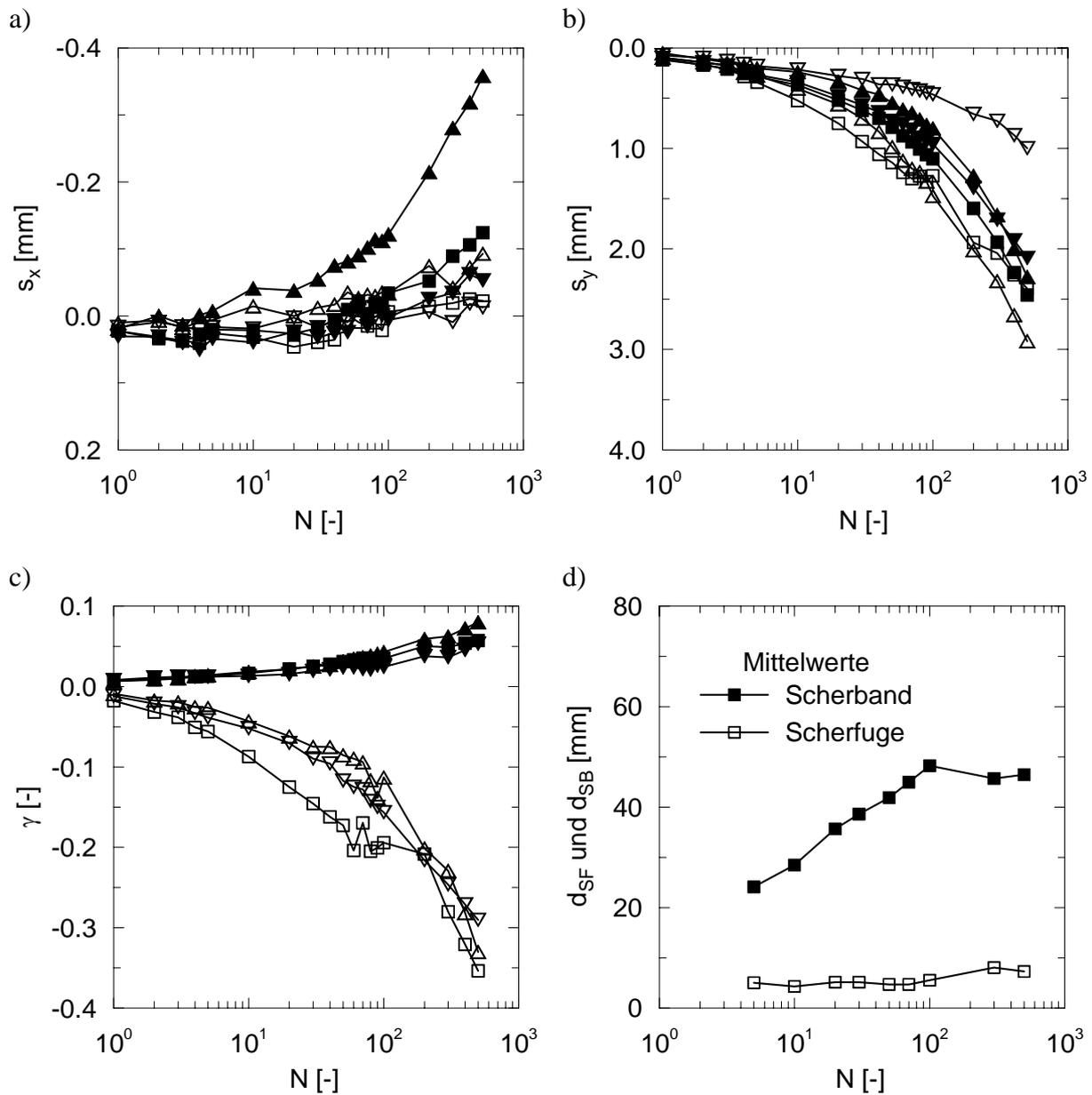


Bild F.24: Weggesteuerter Versuch PIV14, Variation der Rauigkeit des Pfahls:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,
- d) Breite von Scherband und Scherfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.7 Versuch PIV15

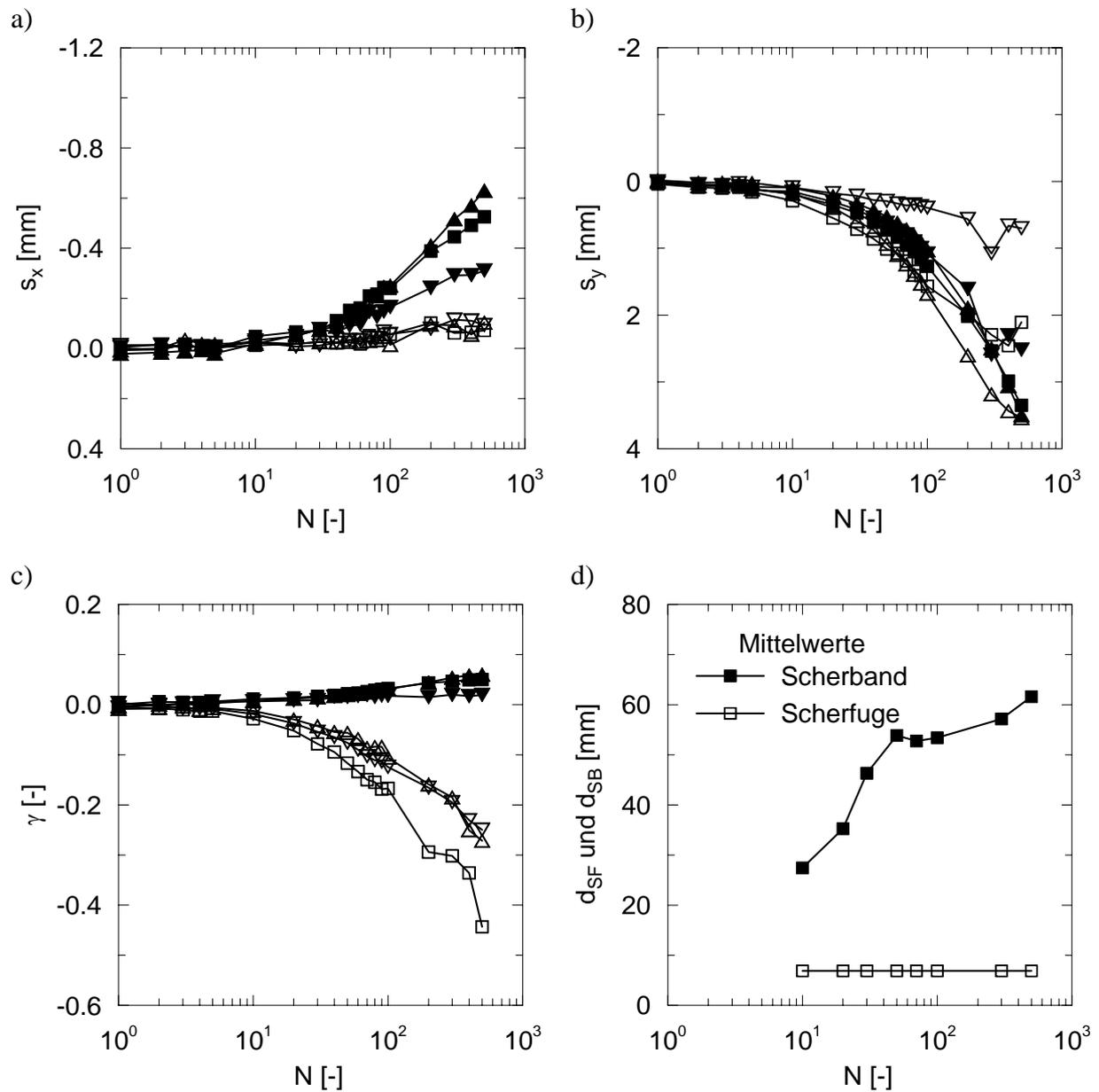


Bild F.25: Weggesteuerter Versuch PIV15, Variation der Belastungsamplitude:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,
- d) Breite von Scherband und Scherfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.3.8 Versuch PIV16

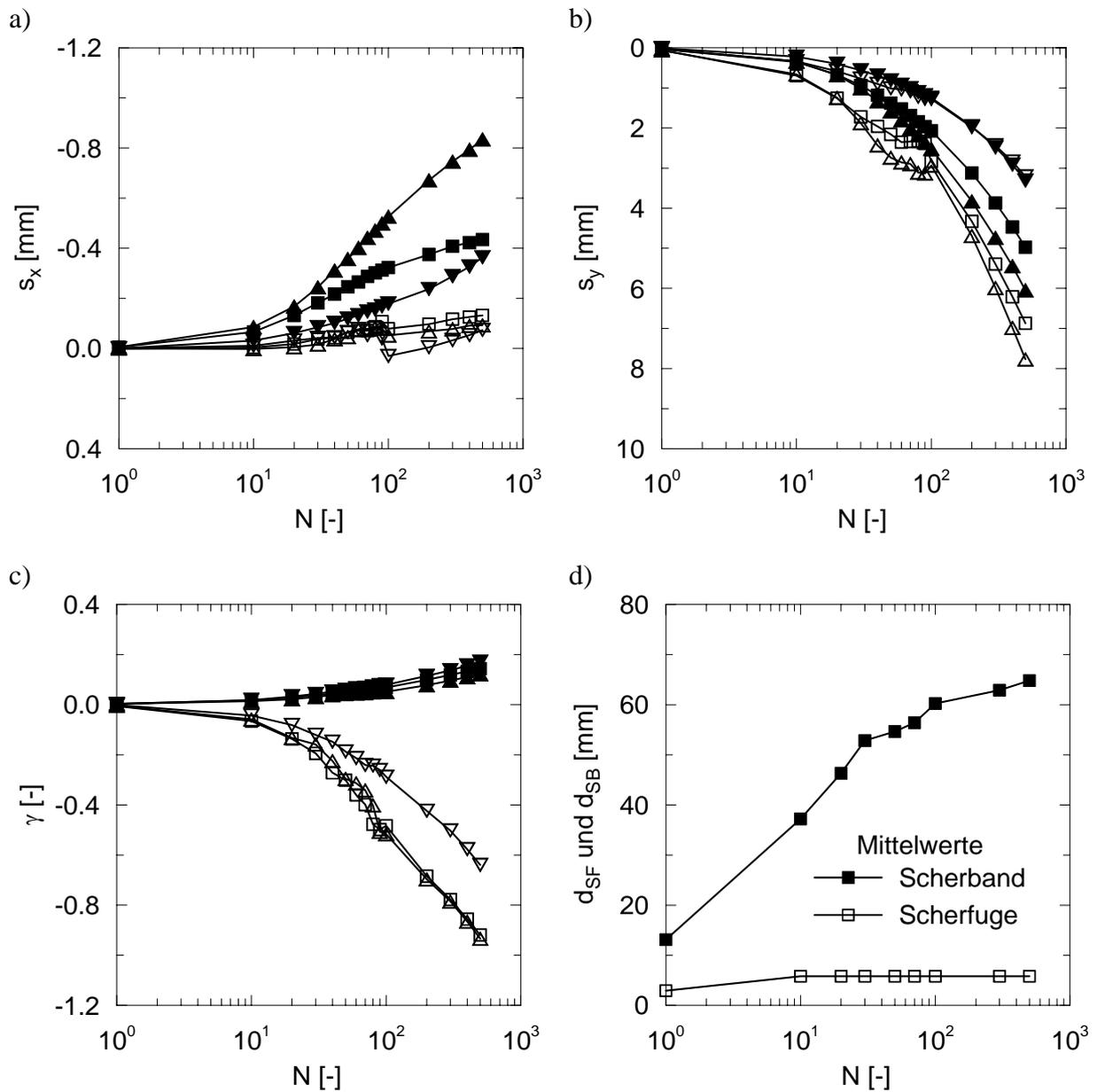


Bild F.26: Weggesteuerter Versuch PIV16, Variation der Belastungsfrequenz:

- a) horizontale Verschiebung des Bodens,
- b) vertikale Verschiebung des Bodens,
- c) Scherdehnung,
- d) Breite von Scherband und Scherfuge

Hinweis: Legende für a) bis c) enthält Bild F.1

F.4 Fehlerabschätzung

F.4.1 Zufälliger Fehler

Die vom Programm VidPIV verwendeten Kreuzkorrelations-Algorithmen verursachen einen zufälligen Fehler, der mit Versuchstyp F01 abgeschätzt wurde. Dazu wurde ein Foto einer besandeten Platte in der Größe der Plexiglasscheibe aufgenommen und mit einer Bildbearbeitungs-Software um exakt 3 Pixel verschoben. In fünf Einzelversuchen wurde anschließend jeweils eine Berechnung mit VidPIV durchgeführt. Die Verteilung der Verschiebungsvektoren in Versuch F01V01 ist exemplarisch in Bild F.27 dargestellt. Aus dem Mittelwert der Verschiebungsvektoren und der Standardabweichung kann der zufällige Fehler jedes Versuchs ermittelt werden. In Tabelle F.1 sind die Ergebnisse der fünf Einzelversuche zusammengestellt, wobei davon ausgegangen wird, dass der durch die Kreuzkorrelations-Algorithmen verursachte zufällige Fehler durch den Mittelwert aller Versuche abgeschätzt werden kann.

Die Plexiglasscheibe hat Abmessungen von 600 x 400 mm. Die Fotos wurden in einer Auflösung von 3456 x 2304 Pixeln (px) aufgenommen, das entspricht etwa 5,76 Pixel/Millimeter. Der zufällige Fehler von 0,0117 px nach Tabelle F.1 kann somit zu etwa 0,00203 mm umgerechnet werden.

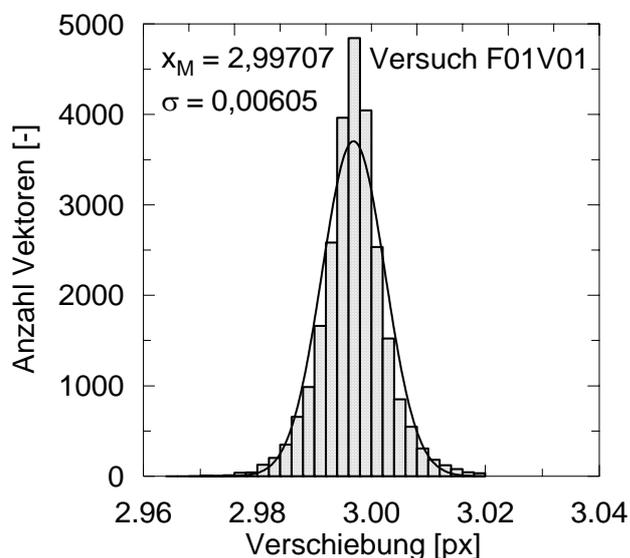


Bild F.27:
Versuch F01V01

Table F.1: Zufälliger Fehler durch den von VidPIV verwendeten Kreuzkorrelations-Algorithmus bei einer wirklichen Verschiebung von 3,0 Pixeln

Versuch	Mittelwert der Verschiebung [px]	Standardabweichung [px]	zufälliger Fehler [px]
F01V01	2,99707	0,00605	0,01210
F01V02	2,99694	0,00569	0,01138
F01V03	2,99696	0,00578	0,01155
F01V04	2,99697	0,00584	0,01168
F01V05	2,99698	0,00590	0,01179
Mittelwert der Einzelversuche [px]			0,01170

F.4.2 Systematischer Fehler

Da es nur unter unverhältnismäßig großem Aufwand möglich ist, die Kamera exakt rechtwinklig zur Plexiglasscheibe auszurichten, besteht i. d. R. kein linearer Zusammenhang zwischen Objekt- und Bildkoordinaten. Um den daraus resultierenden systematischen Fehler abzuschätzen, wurden Versuche mit horizontaler und vertikaler Kameraverdrehung mit Versuchstyp F02 und F03 durchgeführt. Dazu wurde die Kamera um jeweils ein Grad vertikal (Versuchstyp F02) und horizontal (Versuchstyp F03) verdreht.

Anschließend wurde die Platte mit der hydraulischen Presse (Anhang H.1) um 1 mm vertikal verschoben und mit dem Ergebnis einer nicht verdrehten Kameraposition verglichen. Ein Versuchstyp bestand aus jeweils 10 Einzelversuchen. Die dabei ermittelten Mittelwerte der systematischen Fehler fasst Tabelle F.2 zusammen. Dabei fällt auf, dass der systematische Fehler infolge vertikaler Kameraverdrehung etwa 10-fach größer als der infolge horizontaler Kameraverdrehung ist.

Table F.2: Versuche zur Ermittlung des systematischen Fehlers infolge horizontaler und vertikaler Kameraverdrehung

Versuchsserie	Mittelwert der Messaufnahme [mm]	Mittelwert PIV-Ergebnis [mm]	systematischer Fehler [mm]
F02	0,08612	0,06653	0,01959
F03	0,99740	0,99950	0,00210

G Steuerungs- und Messtechnik

G.1 Hydraulische Anlage

In den Modellversuchen (Kapitel 3 bis 5) erfolge die statische und zyklische Belastung des Pfahls über eine hydraulische Anlage der Firma MTS (Tabelle G.1). Die Anlage besteht aus einem Hydraulikaggregat (Bild G.1a), den Arbeitszylindern (Bild G.2) und einem Servoregler zur Steuerung der Zylinder (Bild G.1b). Es kamen zwei verschiedene Arbeitszylinder zum Einsatz: Die Modellpfahlversuche (Kapitel 3) und die Versuche zum Bodenverhalten (Kapitel 5) wurden mit dem 25 kN-Arbeitskolben (Bild G.2a) und die Versuche am Pfahlelement (Kapitel 4) mit dem 200 kN-Arbeitskolben (Bild G.2b) durchgeführt.

Tabelle G.1: Komponenten der Hydraulik-Anlage

Komponente	Hersteller/Modell
Hydraulikaggregat	MTS Silent Flow, Modell 502
Servoregler	MTS, Modell 407, einkanal – digital gesteuert
Arbeitszylinder 1	MTS, Nennkraft ± 25 kN, mit eingebautem linearen Wegaufnehmer (LVDT)
Arbeitszylinder 2	MFL, Nennkraft ± 200 kN, mit LVDT

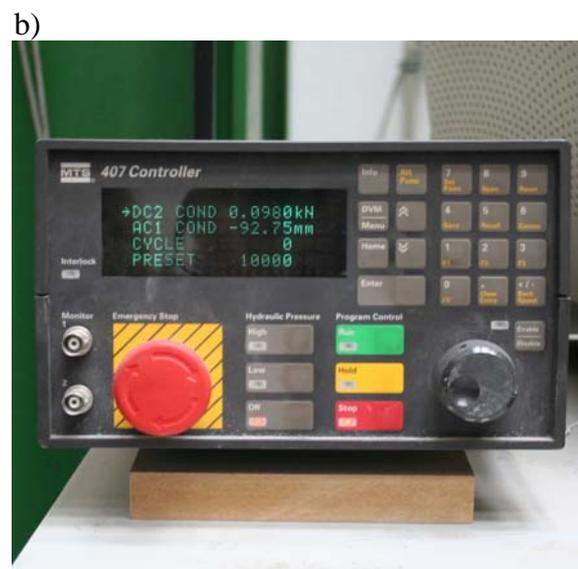


Bild G.1: a) Hydraulikaggregat,
b) Servoregler

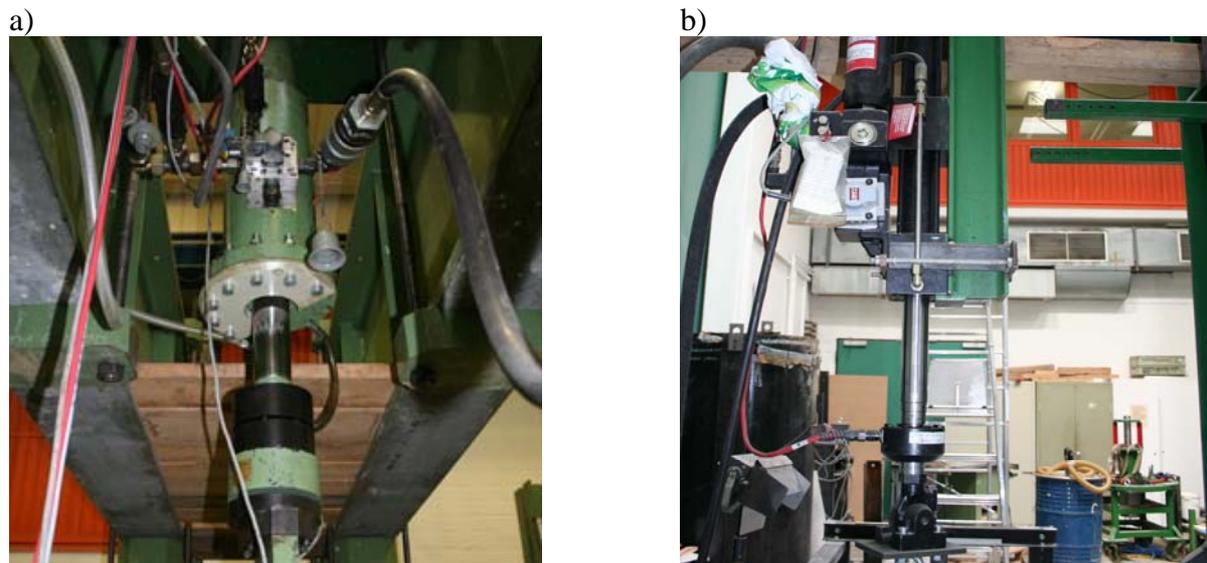


Bild G.2: a) Arbeitszylinder der 200 kN-Pressen,
b) Arbeitszylinder der 25 kN-Pressen

G.2 Dehnungsmessstreifen

Die in den Messquerschnitten eingesetzten Dehnungsmessstreifen (DMS) lieferte die Firma Hottinger Baldwin Messtechnik, HBM (Tabelle G.2). Die Dehnungsmessstreifen wurden von fachkundigem Personal in den Werkstätten der Universität Kassel auf einen Vierkantstahl (Abschnitt 3.2) appliziert und zu einer Vollbrücke geschaltet.

Tabelle G.2: Verwendete Dehnungsmessstreifen und Applikationsmittel

Produktbezeichnung	Erläuterung
DMS XY31-3/350	0°/90° T-Rosette mit 2 Messgittern und einem Nennwiderstand von 350 Ohm
EP310S	heiß härtender Zweikomponenten-Exoxidharz-Klebstoff
AK22	knetbarer Abdeckkitt

G.3 Erddrucksensoren

Die Erddrucksensoren (EDS) vom Typ TLM KDE-PA der Firma Preusser Messtechnik hatten einen Messbereich bis 500 kN/m^2 . Die Funktionsweise der EDS ist wie folgt: Die Belastung durch den Boden wird von einer Druckplatte aufgenommen und über eine mit Quecksilber gefüllte Kammer auf eine sich biegende Membran weitergeleitet. Auf der Rückseite der Membran befindet sich eine Membranrosette (Dehnungsmessstreifen), die die aus den Biegespannungen resultierende Widerstandsänderungen bzw. Dehnungen misst (Bild G.3).

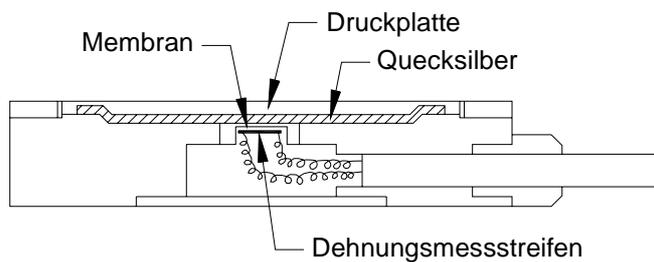


Bild G.3: Skizze und Ansicht der Erddrucksensoren, aus *Witzel (2004)*

G.4 Porenwasserdrucksensoren

Die Porenwasserdrücke (PWD) wurden mit Spannungsgebern des Typs E912 der Firma Bourdon-Haenni (Bild G.4) gemessen. Die Sensoren befanden sich außerhalb der Spannungszelle. Von den Spannungsgebern führte ein wassergefüllter PTFE-Schlauch über wasserdichte Kabelverschraubungen zum Messpunkt in der Bodenprobe. Am Messpunkt war der Schlauch durch ein Filtervlies geschützt, so dass kein Boden in den Schlauch eindringen konnte.



Bild G.4:

Ansicht der Porenwasserdrucksensoren

G.5 Messdatenerfassung

Die Messdaten wurden mit dem Messsystem SPIDER8 der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) erfasst und zu einem PC transferiert (Bild G.5).

a)



b)

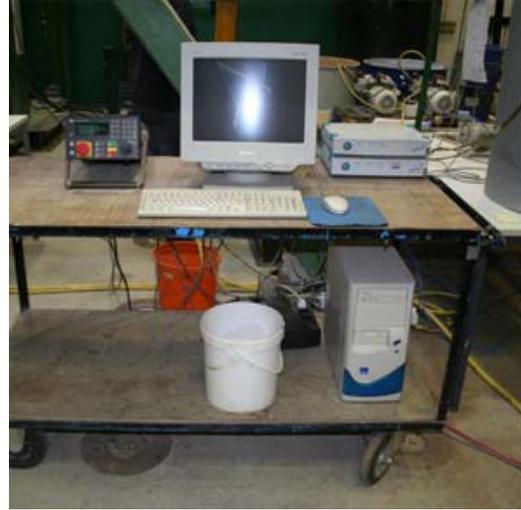


Bild G.5: a) Ansicht des Messsystems SPIDER8,
b) PC zur Datenspeicherung

H MATLAB-Quellcode

H.1 Datei *Eingabe.m*

```

1 % Beispieldatei Eingabe.m
2 % 28.11.2011
3 % Einheiten: [N] und [m]
4 clc
5 clear
6 % Systemparameter
7 Parameter.Mode=1; % 0: statische Berechnung, 1:
   zyklische Berechnung
8 Parameter.fmax=10000; % statisch: Rult, zyklisch: Fmax
9 Parameter.fmin=2000; %
   (bei WL Zug negativ) % zyklisch: Fmin
10 Parameter.lambda statisch=1/10; % Schrittweite statisch
11 Parameter.lambda=1/8; % Schrittweite zyklisch
   (0,5/lambda muss ganzzahlig teilbar sein)
12 Parameter.Lastzyklen=100; % Anzahl an Lastzyklen
13 Parameter.Xgrenz=0.50; % Parameter Xgrenz
14 Parameter.u_max=0.055; % Versagenskriterium fuer Nf
15 % Knotenfreiheitsgrade definieren (0: verschieblich, 1: fest)
16 Node(1).u=0;
17 Node(2).u=0;
18 Node(3).u=0;
19 Node(4).u=0;
20 Node(5).u=1;
21 Node(6).u=1;
22 Node(7).u=1;
23 Node(8).u=1;
24 % Element-Knoten-Verbindungen definieren
25 Element(1).Connect=[1 2];
26 Element(2).Connect=[2 3];
27 Element(3).Connect=[3 4];
28 Element(4).Connect=[1 5];
29 Element(5).Connect=[2 6];
30 Element(6).Connect=[3 7];
31 Element(7).Connect=[4 8];
32 % Parameter der Pfahlelemente
33 r0=0.025; % Radius des Pfahls
34 for i=1:3
35 Element(i).Type=1;
36 Element(i).r0=r0;
37 Element(i).A=pi*r0^2;
38 Element(i).Length=0.2716; % Laenge des Pfahlelements
39 Element(i).E modul=31500000000; % E-Modul des Pfahls
40 end
41 % Parameter der Mantelreibungsfedern
42 for i=4:6
43 Element(i).Type=2;
44 Element(i).tau_0=0.0001;
45 Element(i).gamma=0.0001;
46 %
47 Element(i).Length=0.2716; % Laenge des Pfahlelements
48 Element(i).Gmodul=120610000; % Schubmodul
49 Element(i).gs=0.026; % Parameter gs
50 Element(i).Rfs=0.999; % Parameter Rfs
51 Element(i).tau_f=163800; % Bruchwert der Mantelreibung
52 Element(i).r0=r0; % Radius des Pfahls
53 %zyklische Steifigkeit
54 Element(i).kappa=1.0; % Parameter kappa
55 %Verschiebung
56 Element(i).delta=1.0;

```

```
57     Element(i).a=2;           % Parameter a
58     Element(i).b=0.7;       % Parameter b
59     Element(i).c=-10000;    % Parameter c
60     %Tragfähigkeit
61     Element(i).beta N=1.0;
62     Element(i).beta Punkt=0.01; % Änderungsrate des Bruchwertes
63     Element(i).beta lim=0.86; % Grenzwert des Bruchwertes
64     % Einflussradius
65     Element(i).rm=0.1;      % Einflussradius statisch
66     Element(i).rm Punkt=0.01; % Änderungsrate Einflussradius
67     Element(i).rm_lim=0.1;  % Grenzwert Einflussradius
68 end
69 % Parameter der Fussfeder
70 G0=120000000;             % Schubmodul am Pfahlfuss
71 r0f=r0;                   % Radius des Pfahlfusses
72 nue=0.30;                 % Querdehnzahl
73 Element(7).Type=3;
74 Element(7).qb 0=0.0001;
75 Element(7).Rfb=0.999;    % Parameter Rfb
76 Element(7).gb=1;         % Parameter gb
77 Element(7).Area=r0f^2*pi;
78 Element(7).qb max=1000000; % Bruchwert des Spitzendrucks
79 % Berechnung ohne Fussfeder
80 Element(7).K0=0.01;
81 % Berechnung mit Fussfeder
82 %Element(7).K0=4*G0*r0/(1-nue);
```

H.2 Datei ZYKLAX.m

```

1  % Datei ZYKLAX.m
2  % 28.11.2011
3  function [Out1,Out2,Out3,Out4]=ZYKLAX (Element,Node,Parameter)
4  % Variablendeklaration
5  NE=size(Element,2);
6  NN=size(Node,2);
7  r=zeros(NN,1);
8  rmax=zeros(NN,1);
9  rmin=zeros(NN,1);
10 rzykl=zeros(NN,1);
11 u=zeros(NN,1);
12 un=zeros(NN,1);
13 ri=zeros(NN,1);
14 ri0=zeros(NN,1);
15 du=zeros(NN,1);
16 du0=zeros(NN,1);
17 n=1;
18 Schalter u max=0;
19 % Erzeugt Vektor mit verschieblichen Knoten
20 for i=1:NN/2
21     vr(i)=i;
22 end
23 % Lastvektor fir Knotenlasten
24 r(1)=Parameter.fmax;
25 %Schrittweite der Lastaufbringung
26 dlambd=Parameter.lambda_statisch;
27 lambda=dlambd;
28 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
29 % Beginn Erstbelastung %
30 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
31 while lambda <= 1
32     Kt0 = zeros(NN,NN);
33     % Erzeugt lokale Elementsteifigkeitsmatrizen, Hilfsvektor, GSTM
34     for i=1:NE
35         [kt]=getKe(Element(i));
36         v(1,1)=Element(i).Connect(1,1);
37         v(1,2)=Element(i).Connect(1,2);
38         Kt0(v,v)=Kt0(v,v)+kt;
39     end
40     % Berechnung der Verschiebungen aus reduzierter GSTM
41     du0(vr)=inv(Kt0(vr,vr))*(dlambd*r(vr));
42     % Addition des Verschiebungsinkrements
43     un=un+du0;
44     % Berechnung der Knotenkraefte (zur Rueckrechnung von tau_0)
45     driz=Kt0*du0;
46     eta r=1;           % Fehlervariable der Schleife fuer
Kraftberechnung
47     l=1;           % Zaehlvariable der Schleife fuer Kraftberechnung
48     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
49     % Berechnung der Reaktionskraefte aus Verschiebungsinkrement du %
50     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
51     while eta_r>1.0e-002 || l<3
52         riz=ri+driz/2;
53         % Berechnung von tau_0 aus den Lagerkraeften der Bodenfedern
54         for i=1:NE
55             if Element(i).Type==2
56                 Element(i).tau_0=getQs(Element(i),riz(i+1));
57             end
58             if Element(i).Type==3
59                 Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
60             end

```

```

61     end
62     Ktr = zeros (NN,NN);
63     for i=1:NE
64         [kt] = getKe (Element (i));
65         v (1,1)= Element (i) .Connect (1,1);
66         v (1,2)= Element (i) .Connect (1,2);
67         Ktr (v,v)=Ktr (v,v)+kt;
68     end
69     % Zwischenspeicherung des vorherigen Ergebnisses
70     driz l=driz;
71     % Berechnung des neuen Kraftinkrements
72     driz=Ktr*du0;
73     % Berechnung des Fehlers aus dem Betrag der Vektoren
74     eta r=abs (norm (driz) -norm (driz_1));
75     l=l+1;
76     if l>500
77         disp ('STATISCH: Inneres Gleichgewicht nicht erreicht 1')
78         break
79     end
80 end
81 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
82 % Ende der Schleife zur Berechnung der Reaktionskrafte %
83 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
84 % Addition des zuvor ermittelten Lastinkrements
85 ri=ri+driz;
86 for i=1:NE
87     if Element (i) .Type==2
88         Element (i) .tau_0=getQs (Element (i) ,ri (i+1));
89     end
90     if Element (i) .Type==3
91         Element (i) .qb_0=-riz (i+1)/Element (i) .Area;
92     end
93 end
94 eta=1; % Fehlervariable der Iterationsschleife
95 k=1; % Zaehlvariable der Iterationsschleife
96 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
97 % Korrekturschleife %
98 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
99 while eta > 1.0e-050
100     Kt = zeros ((NN) , (NN));
101     for i=1:NE
102         [kt] = getKe (Element (i));
103         v (1,1)= Element (i) .Connect (1,1);
104         v (1,2)= Element (i) .Connect (1,2);
105         Kt (v,v)=Kt (v,v)+kt;
106     end
107     % Vergleich der im Lastschritt vorgegebenen Last und
108     % der im vorherigen Iterationsschritt wirkenden Kraft
109     du (vr)=inv (Kt (vr,vr)) * (lambda*r (vr) -ri (vr));
110     un=un+du;
111     % Berechnung der Knotenkrafte (zurückrechnung von tau_0)
112     driz=Kt*du;
113     eta r=1; % Fehlervariable der Schleife fuer
114     Kraftberechnung
115     l=1; % Zaehlvariable der Schleife fuer Kraftberechnung
116     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
117     % Reaktionskrafte aus dem Verschiebungsinkrement du %
118     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
119     while eta r>1.0e-002 || l<3
120         riz=ri+driz/2;
121         for i=1:NE

```

```

121         if Element(i).Type==2
122             Element(i).tau_0=getQs(Element(i),riz(i+1));
123         end
124         if Element(i).Type==3
125             Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
126         end
127     end
128     Ktr = zeros((NN),(NN));
129     for i=1:NE
130         [kt] = getKe(Element(i));
131         v(1,1)= Element(i).Connect(1,1);
132         v(1,2)= Element(i).Connect(1,2);
133         Ktr(v,v)=Ktr(v,v)+kt;
134     end
135     driz_1=driz;
136     driz=Ktr*du;
137     eta_r=abs(norm(driz)-norm(driz_1));
138     l=l+1;
139     if l>500
140         disp('STATISCH: Inneres Gleichgewicht nicht erreicht 2')
141         break
142     end
143 end
144 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
145 % Ende Schleife der Reaktionskrafte %
146 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
147 ri=ri+driz;
148 % Berechnung von tau_0 aus den Lagerkrafte der Bodenfedern
149 for i=1:NE
150     if Element(i).Type==2
151         Element(i).tau_0=getQs(Element(i),ri(i+1));
152     end
153     if Element(i).Type==3
154         Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
155     end
156 end
157 % Berechnung des Fehlers: Aenderung der Pfahlkopfverschiebung
158 eta=abs(du(1));
159 k=k+1;
160 % Abbruch wenn die Kopfverschiebungen zu gross werden
161 if un(1)>Parameter.u_max
162     disp('STATISCH: Verschiebungen sind zu gross - Bruch
163         erreicht')
164     break
165 end
166 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
167 % Ende der Korrekturschleife %
168 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
169 % Abbruch wenn die Kopfverschiebungen zu gross werden
170 if un(1)>Parameter.u_max
171     disp('STATISCH: Verschiebungen sind zu gross - Bruch erreicht')
172     lambda
173 break
174 end
175 % Erstellung der Ergebnismatrix
176 Out1(n,1)=r(1)*lambda/1000;
177 Out1(n,2)=un(1)*1000;
178 for i=1:((NE-1)/2)
179     Out1(n,2+i)=Element(((NE-1)/2)+i).tau_0/1000;
180     Out1(n,2+(((NE-1)/2)+i))=Element(((NE-1)/2)+i).gamma;

```

```

181     end
182     n=n+1;
183     % Anpassung Schrittweite, wenn sich Element dem Bruchzustand
naehert
184     for i=1:NE
185         if Element(i).Type==2
186             if Element(i).tau_0 >= (1-dlambda*1.2)*Element(i).tau_f
187                 dlamba=max(0.25*dlambda,0.001);
188                 break
189             end
190         end
191     end
192     if lambda<1
193         if lambda+dlambda>=1 && lambda<1
194             dlamba=1-lambda;
195         end
196         else
197             lambda=1.0001;
198         end
199     lambda=lambda+dlambda
200 end
201 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
202 % Ende der Erstbelastung %
203 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
204
205 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
206 % Zyklische Belastung %
207 %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
208 if Parameter.Mode==1
209     % Parameter
210     Rult1=0;
211     delta max=0;
212     Nf erreicht=0;
213     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
214     % Beginn Lastzyklenschleife %
215     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
216     for z=1:Parameter.Lastzyklen
217         z
218         % Übergabe der max Mantelreibung aus vohrheriger Belastung
219         for i=1:NE
220             if Element(i).Type==2
221                 Element(i).tau_max=Element(i).tau_0;
222                 % Ansatz fuer Sekanten-Schubmodul (Abnahme
Verschiebungsrate)
223                 if delta max==0
224                     vorgaenger delta=Element(i).delta;
225                     Element(i).delta=1-1/(Element(i).a*z^Element(i).b);
226                 end
227                 % Ansatz fuer Abnahme des Bruchwertes der
Pfahlmantelreibung
228                 vorgaenger beta=Element(i).beta N;
229                 Element(i).beta_N=(1-Element(i).beta_Punkt)*(
vorgaenger_beta-Element(i).beta_lim)+Element(i).beta_lim;
230                 % Aenderung des Einflussradius
231                 vorgaenger_rm=Element(i).rm;
232                 Element(i).rm=(1-Element(i).rm_Punkt)*(vorgaenger_rm-
Element(i).rm_lim)+Element(i).rm_lim;
233                 % Berechnung
234                 Rult(i)=Element(i).beta_N*2*pi*Element(i).r0*Element(i).
Length*Element(i).tau_f;
235             end

```

```

236     end
237     % Ueberpruefung Xgrenz
238     for i=((NE-1)/2):(NE-1)
239         Rult1=Rult1+Rult(i);
240     end
241     Rgesamt=Rult1+Element(NE).qb_max*Element(NE).Area;
242     if (abs(Parameter.fmax)/Rgesamt) > Parameter.Xgrenz
243         delta_max=1
244         if z>1
245             for i=1:NE
246                 if Element(i).Type==2
247                     % Ansatz für Sekanten-Schubmodul (Zunahme
                       % Verschiebungsrage)
248                     vorgaenger_delta=Element(i).delta;
249                     Element(i).delta=vorgaenger_delta*(1+1/Element(i).c)
                       ^z;
250                 end
251             end
252         end
253     end
254     Rult1=0;
255     rmax(1)=Parameter.fmax;
256     rmin(1)=Parameter.fmin;
257     rzykl(1)=Parameter.fmax-Parameter.fmin;
258     n=1;
259     %%%%%%%%%%%
260     % Entlastung %
261     %%%%%%%%%%%
262     for lambda=Parameter.lambda:Parameter.lambda:1
263         Kt0 = zeros((NN),(NN));
264         for i=1:NE
265             [kt] = getKe_ul(Element(i));
266             v(1,1)= Element(i).Connect(1,1);
267             v(1,2)= Element(i).Connect(1,2);
268             Kt0(v,v)=Kt0(v,v)+kt;
269         end
270         du0(vr)=inv(Kt0(vr,vr))*(dlambda*(-rzykl(vr)));
271         dri=Kt0*du0;
272         un=un+du0;
273         driz=dri;
274         eta_r=1;
275         l=1;
276         while eta_r>1.0e-002 || l<3
277             riz=ri+driz/2;
278             for i=1:NE
279                 if Element(i).Type==2
280                     Element(i).tau_0=getQs(Element(i),riz(i+1));
281                 end
282                 if Element(i).Type==3
283                     Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
284                 end
285             end
286             Ktr = zeros((NN),(NN));
287             for i=1:NE
288                 [kt] = getKe_ul(Element(i));
289                 v(1,1)= Element(i).Connect(1,1);
290                 v(1,2)= Element(i).Connect(1,2);
291                 Ktr(v,v)=Ktr(v,v)+kt;
292             end
293             driz_1=driz;
294             driz=Ktr*du0;

```

```

295         eta r=abs(norm(driz)-norm(driz_1));
296         l=l+1;
297         if l>500
298             disp('Inneres Gleichgewicht nicht erreicht 3')
299             break
300         end
301     end
302     ri=ri+driz;
303     for i=1:NE
304         if Element(i).Type==2
305             Element(i).tau_0=getQs(Element(i),ri(i+1));
306         end
307         if Element(i).Type==3
308             Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
309         end
310     end
311     eta=1;
312     k=1;
313     while eta > 1.0e-050
314         Kt = zeros((NN),(NN));
315         for i=1:NE
316             [kt] = getKe_ul(Element(i));
317             v(1,1)= Element(i).Connect(1,1);
318             v(1,2)= Element(i).Connect(1,2);
319             Kt(v,v)=Kt(v,v)+kt;
320         end
321
322         du(vr)=inv(Kt(vr,vr))*(((rmax(vr)-lambda*rzykl(vr))-
323         ri(vr));
324         un=un+du;
325         dri=Kt*du;
326         driz=dri;
327         eta r=1;
328         l=1;
329         while eta r>1.0e-002 || l<3
330             riz=ri+driz/2;
331             for i=1:NE
332                 if Element(i).Type==2
333                     Element(i).tau_0=getQs(Element(i),riz(i+1));
334                 end
335                 if Element(i).Type==3
336                     Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
337                 end
338             end
339             Ktr = zeros((NN),(NN));
340             for i=1:NE
341                 [kt] = getKe_ul(Element(i));
342                 v(1,1)= Element(i).Connect(1,1);
343                 v(1,2)= Element(i).Connect(1,2);
344                 Ktr(v,v)=Ktr(v,v)+kt;
345             end
346             driz l=driz;
347             driz=Ktr*du;
348             eta r=abs(norm(driz)-norm(driz_1));
349             l=l+1;
350             if l>500
351                 disp('Inneres Gleichgewicht nicht erreicht 4')
352                 break
353             end
354         end
355     end
356     ri=ri+driz;

```

```

354         for i=1:NE
355             if Element(i).Type==2
356                 Element(i).tau_0=getQs(Element(i),ri(i+1));
357             end
358             if Element(i).Type==3
359                 Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
360             end
361         end
362         eta=abs(du(1));
363         k=k+1;
364         if un(1)>1
365             disp('Verschiebungen sind bei Entlastung zu gross -
                 Bruch erreicht')
366             break
367         end
368     end
369     % Erstellung der Ergebnismatrix letzten Entlastungsastung
370     if z==Parameter.Lastzyklen
371         Out2(n,1)=(rmax(1)-lambda*rzykl(1))/1000;
372         Out2(n,2)=un(1)*1000;
373         for i=1:((NE-1)/2)
374             Out2(n,2+i)=Element(((NE-1)/2)+i).tau_0/1000;
375             Out2(n,2+((NE-1)/2)+i)=Element(((NE-1)/2)+i).gamma;
376         end
377     end
378     n=n+1;
379 end
380 Out4(z,1)=z; % Lastzyklus
381 Out4(z,2)=un(1)*1000; % Kopfverschiebung bei F_min in mm
382 for i=1:((NE-1)/2)
383     Out4(z,4+i)=Element(((NE-1)/2)+i).tau_0/1000;
384     Out4(z,4+((NE-1)/2)+i)=Element(((NE-1)/2)+i).gamma;
385 end
386 %%%%%%%%%%%
387 % Ende Entlastung %
388 %%%%%%%%%%%
389 %%%%%%%%%%%
390 % Wiederbelastung %
391 %%%%%%%%%%%
392 for i=1:NE
393     if Element(i).Type==2
394         Element(i).tau_min=Element(i).tau_0;
395         Element(i).gamma_min=Element(i).gamma;
396     end
397 end
398 n=1;
399 for lambda=Parameter.lambda:Parameter.lambda:1
400     Kt0 = zeros((NN),(NN));
401     for i=1:NE
402         [kt] = getKe r1(Element(i));
403         v(1,1)= Element(i).Connect(1,1);
404         v(1,2)= Element(i).Connect(1,2);
405         Kt0(v,v)=Kt0(v,v)+kt;
406     end
407     du0(vr)=inv(Kt0(vr,vr))*(dlambda*(rzykl(vr)));
408     dri=Kt0*du0;
409     un=un+du0;
410     driz=dri;
411     eta r=1;
412     l=1;
413     while eta_r>1.0e-002 || l<3

```

```

414         riz=ri+driz/2;
415         for i=1:NE
416             if Element(i).Type==2
417                 Element(i).tau_0=getQs(Element(i),riz(i+1));
418             end
419             if Element(i).Type==3
420                 Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
421             end
422         end
423         Ktr = zeros((NN),(NN));
424         for i=1:NE
425             [kt] = getKe_rl(Element(i));
426             v(1,1) = Element(i).Connect(1,1);
427             v(1,2) = Element(i).Connect(1,2);
428             Ktr(v,v)=Ktr(v,v)+kt;
429         end
430         driz_1=driz;
431         driz=Ktr*du0;
432         eta_r=abs(norm(driz)-norm(driz_1));
433         l=l+1;
434         if l>500
435             disp('Inneres Gleichgewicht nicht erreicht 3')
436             break
437         end
438     end
439     ri=ri+driz;
440     for i=1:NE
441         if Element(i).Type==2
442             Element(i).tau_0=getQs(Element(i),ri(i+1));
443         end
444         if Element(i).Type==3
445             Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
446         end
447     end
448     eta=1;
449     k=1;
450     while eta > 1.0e-050
451         Kt = zeros((NN),(NN));
452         for i=1:NE
453             [kt] = getKe_rl(Element(i));
454             v(1,1) = Element(i).Connect(1,1);
455             v(1,2) = Element(i).Connect(1,2);
456             Kt(v,v)=Kt(v,v)+kt;
457         end
458
459         du(vr)=inv(Kt(vr,vr))*(((rmin(vr)+lambda*rzykl(vr))-
460         ri(vr));
461         un=un+du;
462         dri=Kt*du;
463         driz=dri;
464         eta_r=1;
465         l=1;
466         while eta_r>1.0e-002 || l<3
467             riz=ri+driz/2;
468             for i=1:NE
469                 if Element(i).Type==2
470                     Element(i).tau_0=getQs(Element(i),riz(i+1));
471                 end
472                 if Element(i).Type==3
473                     Element(i).qb_0=-riz(i+1)/Element(i).Area;
474                 end

```

```

473         end
474         Ktr = zeros((NN), (NN));
475         for i=1:NE
476             [kt] = getKe_rl(Element(i));
477             v(1,1) = Element(i).Connect(1,1);
478             v(1,2) = Element(i).Connect(1,2);
479             Ktr(v,v) = Ktr(v,v) + kt;
480         end
481         driz_1 = driz;
482         driz = Ktr * du;
483         eta_r = abs(norm(driz) - norm(driz_1));
484         l = l + 1;
485         if l > 500
486             disp('Inneres Gleichgewicht nicht erreicht 4')
487             break
488         end
489     end
490     ri = ri + driz;
491     for i=1:NE
492         if Element(i).Type == 2
493             Element(i).tau_0 = getQs(Element(i), ri(i+1));
494         end
495         if Element(i).Type == 3
496             Element(i).qb_0 = -riz(i+1) / Element(i).Area;
497         end
498     end
499     eta = abs(du(1));
500     k = k + 1;
501     if un(1) > 1
502         disp('Verschiebungen sind bei Wiederbelastung zu gross -
503             Bruch erreicht')
504         break
505     end
506     if un(1) > Parameter.u_max && Nf_erreicht == 0
507         Nf_erreicht = 1;
508         disp('Nf erreicht im Lastzyklus:')
509         z
510         disp('---')
511         break
512         Nf = z;
513     end
514     % Erstellung der Ergebnismatrix letzten Wiederbelastungsast
515     if z == Parameter.Lastzyklen
516         Out3(n,1) = (rmin(1) + lambda * rzykl(1)) / 1000;
517         Out3(n,2) = un(1) * 1000;
518         for i=1:((NE-1)/2)
519             Out3(n,2+i) = Element(((NE-1)/2+i).tau_0 / 1000;
520             Out3(n,2+((NE-1)/2+i)) = Element(((NE-1)/2+i).gamma;
521         end
522     end
523     n = n + 1;
524     if lambda == 0.5 % Kopfverschiebung bei F_mitt in mm
525         Out4(z,3) = un(1) * 1000;
526         for i=1:((NE-1)/2) % Spannung und Dehnung bei F_mitt
527             in kN/m2 bzw. %
528                 Out4(z,4+((NE-1)/2)*2+i) = Element(((NE-1)/2+i).tau_0 /
529                 1000;
530                 Out4(z,4+((NE-1)/2)*3+i) = Element(((NE-1)/2+i).gamma;
531             end
532         end
533     end

```

```
531     end
532     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
533     % Ende Wiederbelastung %
534     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
535     Out4(z,4)=un(1)*1000;           % Kopfverschiebung im Lastzyklus z
    bei F max in mm
536     for i=1:((NE-1)/2)           % Spannung und Dehnung bei F_max in
    kN/m2 bzw. %
537         Out4(z,4+((NE-1)/2)*4+i)=Element(((NE-1)/2)+i).tau_0/1000;
538         Out4(z,4+((NE-1)/2)*5+i)=Element(((NE-1)/2)+i).gamma;
539         Out4(z,4+((NE-1)/2)*6+i)=Element(((NE-1)/2)+i).beta_N;
540     end
541     end
542     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
543     % Ende der Lastzyklenschleife %
544     %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
545     % Output bei statischer Berechnung
546     else
547         Out2=0;
548         Out3=0;
549         Out4=0;
550     end
```

H.3 Datei getKe.m

```

1  % Berechnung der Federsteifigkeiten bei Erstbelastung und post-zyklisch
2  % 28.11.2011
3  function [ke]=getKe(Element)
4  if Element.Type==1
5      ke=Element.A*Element.Emodul/Element.Length*[1 -1; -1 1];
6  end
7  if Element.Type==2
8      gs=Element.gs;
9      rm=Element.rm;
10     r0=Element.r0;
11     G0=Element.Gmodul;
12     tau_0=Element.tau_0;
13     tau_f=Element.tau_f;
14     l=Element.Length;
15     Rfs=Element.Rfs;
16     df=0.01;
17     if (tau_0+df/(2*pi*r0*l)) >= tau_f
18         ke=[1 -1; -1 1];
19     else
20         ke=df/((tau_0+df/(2*pi*r0*l))*r0/(G0*gs)*log(((rm/r0)^gs-Rfs*((tau_0+df/(2*pi*r0*l))/tau_f)^gs)/(1-Rfs*((tau_0+df/(2*pi*r0*l))/tau_f)^gs))-(tau_0)*r0/(G0*gs)*log(((rm/r0)^gs-Rfs*((tau_0)/tau_f)^gs)/(1-Rfs*((tau_0)/tau_f)^gs)))*[1 -1; -1 1];
21     end
22 end
23 if Element.Type==3
24     K0=Element.K0;
25     qb_max=Element.qb_max;
26     qb=Element.qb_0;
27     Rfb=Element.Rfb;
28     gb=Element.gb;
29     A=Element.Area;
30     df=0.01;
31     if (qb+df/A) >= qb_max
32         ke=[1 -1; -1 1];
33     else
34         ke=df/(((qb*A+df)/(K0*(1-Rfb*((qb*A)+df)/(qb_max*A)^gb))-qb*A/(K0*(1-Rfb*((qb*A)/(qb_max*A)^gb)))))*[1 -1; -1 1];
35     end
36 end

```

H.4 Datei getKe_ul.m

```

1  % Berechnung der Federsteifigkeiten bei Entbelastung
2  % 28.11.2011
3  function [ke]=getKe_ul(Element)
4  if Element.Type==1
5      ke=Element.A*Element.Emodul/Element.Length*[1 -1; -1 1];
6  end
7  if Element.Type==2
8      gs=Element.gs;
9      Rfs=Element.Rfs;
10     rm=Element.rm;
11     r0=Element.r0;
12     G0=Element.Gmodul;
13     tau_0=Element.tau_0;
14     tau_f=Element.tau_f;
15     tau_max=Element.tau_max;
16     l=Element.Length;
17     kappa=Element.kappa;
18     beta_N=Element.beta_N;
19     df=0.01;
20     if (tau_0+df/(2*pi*r0*l)) >= tau_f
21         ke=[1 -1; -1 1];
22     else
23
24         ke=-df/((tau_0-tau_max)*r0/(G0*gs)*log(((rm/r0)^gs-
25             Rfs*(abs(tau_0-tau_max)/(kappa*beta_N*tau_f))^gs)/(1-Rfs*(abs(
26             tau_0-tau_max)/(kappa*beta_N*tau_f))^gs))-(tau_0+df/(2*pi*r0*l)-
27             tau_max)*r0/(G0*gs)*log(((rm/r0)^gs-Rfs*(abs(tau_0+df/(2*pi*r0*l)-
28             -tau_max)/(kappa*beta_N*tau_f))^gs)/(1-Rfs*(abs(tau_0+df/(2*pi*r0
29             *l)-tau_max)/(kappa*beta_N*tau_f))^gs)))*[1 -1; -1 1];
30     end
31 end
32 if Element.Type==3
33     K0=Element.K0;
34     qb_max=Element.qb_max;
35     qb=Element.qb_0;
36     A=Element.Area;
37     df=0.01;
38     if (qb+df/A) >= qb_max
39         ke=[1 -1; -1 1];
40     else
41         ke=df/(((qb*A+df)/(K0*(1-((qb*A)+df)/(qb_max*A))))-qb*A/(K0*(1-
42             ((qb*A)/(qb_max*A)))))*[1 -1; -1 1];
43     end
44 end

```

H.5 Datei getKe_r1.m

```

1  % Berechnung der Federsteifigkeiten bei Wiederbelastung
2  % 28.11.2011
3  function [ke]=getKe_r1(Element)
4  if Element.Type==1
5      ke=Element.A*Element.Emodul/Element.Length*[1 -1; -1 1];
6  end
7  if Element.Type==2
8      gs=Element.gs;
9      Rfs=Element.Rfs;
10     rm=Element.rm;
11     r0=Element.r0;
12     G0=Element.Gmodul;
13     tau_0=Element.tau_0;
14     tau_f=Element.tau_f;
15     tau_min=Element.tau_min;
16     l=Element.Length;
17     kappa=Element.kappa;
18     delta=Element.delta;
19     beta_N=Element.beta_N;
20     df=0.01;
21     if (tau_0+df/(2*pi*r0*l)) >= tau_f
22         ke=[1 -1; -1 1];
23     else
24         ke=df/(((tau_0+df/(2*pi*r0*l))-tau_min)*r0/(G0*gs)*log(((rm/r0)^gs-
25             Rfs*(abs(tau_0+df/(2*pi*r0*l))-tau_min)/(kappa*delta*beta_N*tau_f
26             ))^gs)/(1-Rfs*(abs(tau_0+df/(2*pi*r0*l))-tau_min)/(kappa*delta*
27             beta_N*tau_f))^gs))- (tau_0-tau_min)*r0/(G0*gs)*log(((rm/r0)^gs-
28             Rfs*(abs(tau_0-tau_min)/(kappa*delta*beta_N*tau_f))^gs)/(1-Rfs*(
29             abs(tau_0-tau_min)/(kappa*delta*beta_N*tau_f))^gs)))*[1 -1; -1
30             1];
31     end
32 end
33 if Element.Type==3
34     K0=Element.K0;
35     qb_max=Element.qb_max;
36     qb=Element.qb_0;
37     A=Element.Area;
38     df=0.01;
39     if (qb+df/A) >= qb_max
40         ke=[1 -1; -1 1];
41     else
42         ke=df/(((qb*A+df)/(K0*(1-((qb*A)+df)/(qb_max*A))))-qb*A/(K0*(1-
43             ((qb*A)/(qb_max*A))))))*[1 -1; -1 1];
44     end
45 end

```

H.6 Datei *getGamma.m*

```

1 % Berechnung der Scherdehnung bei Erstbelastung und post-zyklisch
2 % 28.11.2011
3 function [gamma]=getGamma (Element)
4 gamma=Element.tau_0/(Element.Gmodul*(1-Element.Rfs*(Element.tau_0/
  Element.tau_f)^Element.gs));

```

H.7 Datei *getGamma_ul.m*

```

1 % Berechnung der Scherdehnung bei Entlastung
2 % 28.11.2011
3 function [gamma]=getGamma ul (Element)
4 gamma=Element.gamma_max+(Element.tau_0-Element.tau_max)/(Element.Gmodul*
  (1-Element.Rfs*(abs (Element.tau_0-Element.tau_max)/(Element.kappa*abs (
  Element.tau_f)))^Element.gs));

```

H.8 Datei *getGamma_rl.m*

```

1 % Berechnung der Scherdehnung bei Wiederbelastung
2 % 28.11.2011
3 function [gamma]=getGamma rl (Element)
4 gamma=Element.gamma_min+(Element.tau_0-Element.tau_min)/(Element.Gmodul*
  (1-Element.Rfs*(abs (Element.tau_0-Element.tau_min)/(Element.kappa*
  Element.delta*abs (Element.tau_f)))^Element.gs));

```

H.9 Datei *getQs.m*

```

1 % Berechnung der Mantelreibung
2 % 28.11.2011
3 function [tau_0]=getQs (Element,r)
4 tau_0=-r/(Element.Length*Element.r0*2*pi);

```


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 Klärschlämmen 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 Trag-
schichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostaaschen
- 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 Lasteinwir-
kungen
- Heft 14** **Berhane Gebreselassie, 2003:**
Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in nor-
mally consolidated soft soils
- Heft 15** **Witzel, M., 2004:**
Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrän-
gungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden
- Heft 16** **Soumaya, B., 2005:**
Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Bö-
den
- Heft 17** **Rudolf, M., 2005:**
Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen über Pfahlros-
ten 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 Berücksichti-
gung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern
- Heft 20** **Gourge Samir Fahmi Farag, 2008:**
Lateral spreading in basal reinforced embankments supported by pile-like ele-
ments
- 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 Pfropfenbildung 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

kassel university press GmbH

ISBN 978-3-86219-252-6