

Bauhaus-Universität Weimar  
Schriftenreihe Geotechnik  
Heft 22

Thomas Wolff

Ein methodischer Bemessungsansatz zur Abschätzung des Tragverhalten von Pfahlgründungen in weichem kalkigem Sedimentgestein

Bauhaus-Universität Weimar

Schriftenreihe Geotechnik

Heft 22

*Herausgeber:*

Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt

Bauhaus-Universität Weimar · Fakultät Bauingenieurwesen

Professur Grundbau

Coudraystraße 11c

D-99421 Weimar

Tel: +49 (36 43) 58-45 60 · Fax: +49 (36 43) 58-45 64

<http://www.uni-weimar.de>

ISBN: 978-3-86068-405-4

All Rights Reserved

*Bezugsadresse:*

Verlag der Bauhaus-Universität Weimar 2009

[verlag@uni-weimar.de](mailto:verlag@uni-weimar.de)

Tel.: (0049) 03643/581152

Fax: (0049) 03643/581156

© Herausgeber und Autor 2010

1. Auflage

Druck: docupoint Magdeburg GmbH

Umschlaggestaltung: Projektor Weimar

Diese Veröffentlichung steht online als Volltext im Publikationsportal der Bauhaus-Universität Weimar unter folgender URL zur Verfügung:

<http://e-pub.uni-weimar.de/volltexte/2010/1499/>

Bauhaus-Universität Weimar  
Schriftenreihe Geotechnik  
Heft 22

Thomas Wolff

Ein methodischer Bemessungsansatz zur Abschätzung des Tragverhalten von Pfahlgründungen  
in weichem kalkigem Sedimentgestein





**Ein methodischer Bemessungsansatz  
zur Abschätzung des Tragverhalten von Pfahlgründungen  
in weichem kalkigem Sedimentgestein**

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor - Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen  
der  
Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von  
Dipl.-Ing. Thomas Wolff  
aus Treuen (Vogtland)

Weimar 2009

Gutachter:

1. Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt
2. Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
3. Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz



## Vorwort des Herausgebers

Nahezu alle Hochhäuser und der überwiegende Teil der Ingenieurbauwerke der Infrastruktur werden heute auf Pfählen gegründet. Man könnte bei der Vielzahl von Anwendungen vermuten, dass die Bemessung von Pfählen aus wissenschaftlicher Sicht erschöpfend behandelt sei. Dem ist nicht so. Das Modell des axialen Tragverhaltens ist einleuchtend, einfach zu handhaben, aber sehr grob. Die am Pfahlmantel mobilisierbaren Bodenwiderstände lassen sich auf empirischer Grundlage abschätzen, jedoch nicht aus Bodenkennwerten ableiten. Das Tragverhalten ist physikalisch nicht abgegrenzt, Verformungsprognosen auf der Grundlage von Baugrundkennwerten sind bis heute unbefriedigend. So bleiben nur eine konservative Bemessung mit nicht quantifizierbarer Sicherheitsreserve oder Probelastungen, die aber bei großen Pfahltragfähigkeiten mit einem hohen monetären und zeitlichen Aufwand verbunden sind.

In den Vereinigten Arabischen Emiraten und speziell in Dubai ist die Euphorie an Super-Hochhäusern derzeit zwar etwas gedämpft, es wird aber weiterhin ambitioniert gebaut werden. Plötzlich rückt auch dort die Forderung nach einer Optimierung von Gründungsmaßnahmen in den Vordergrund, was dieser Dissertation eine besondere Aktualität verleiht. Die Baugrundverhältnisse sind in Küstennähe durch schwach verfestigte kalkhaltige Sande gekennzeichnet. Es gibt mittlerweile zwar dokumentierte Erfahrungen zur Tragfähigkeit von Pfahlgründungen in diesem weichen Fels, jedoch bislang noch keine wissenschaftliche Arbeit, welche sich mit der Korrelation zwischen den kennzeichnenden Baugrundkennwerten und dem Tragverhalten von Pfählen unter Berücksichtigung eines geeigneten Stoffgesetzes auseinandersetzt.

Auf diesem Gebiet hat Herr Wolff Pionierarbeit geleistet und einen neuen Bemessungsansatz entwickelt. Die Arbeit stützt sich auf selbst durchgeführte, aufwendig instrumentierte Pfahlprobelastungen, auf die Bestimmung von Stoffparametern in Laborversuchen und auf die Entwicklung eines numerischen Modells, welches den Verbund Pfahl-Boden in Verbindung mit einer Optimierung unscharfer Parameter beschreibt. An konkreten Messergebnissen validiert lassen sich mit der Methode weitere Daten virtueller Probelastungen generieren. Ganz originär ist die Einbindung der Grenzbedingung der Tragfähigkeit in eine Zuverlässigkeitsanalyse, mit der erstmals der Zusammenhang zwischen Parameterstreuung, Teilsicherheitsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit axial belasteter Bohrpfähle transparent dargestellt wird.

Diese Arbeit ist im Rahmen eines umfangreichen Forschungsprojektes der Middle East Foundations Group L.L.C. entstanden. Für die Anregung und für die finanzielle Unterstützung sei Herrn Aidroos Hassan besonders gedankt.



## Vorwort des Verfassers

In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten und das Sicherheitsniveau axial belasteter Großbohrpfähle in den pleistozänen Kalkarenit der Küstenregion von Dubai untersucht. Zunächst wird auf der Grundlage von Ergebnissen umfangreicher Baugrundanalysen und Probelastungen das Tragverhalten detailliert beschrieben. Anschließend wird ein auf der Finiten-Elemente-Methode basierendes Strukturmodell zur Simulation des Last-Setzungsverhaltens von Großbohrpfählen im Sinne eines numerischen Versuchsstandes entwickelt. Um herstellungsbedingte Veränderungen der Baugrundeigenschaften in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund zu berücksichtigen, die mit boden- und felsmechanischen Elementversuchen gewöhnlich nicht erfassbar sind, werden die Größen der relevanten konstitutiven Parameterwerte iterativ mittels inverser Optimierungsstrategien bestimmt. Abschließend wird eine methodische Vorgehensweise aufgezeigt, wie das Sicherheitsniveau axial belasteter Großbohrpfählen unter Berücksichtigung der räumlichen Variabilität der Baugrundeigenschaften zuverlässig abgeschätzt werden kann.

Mein besonderer Dank gilt meinem Mentor Herrn Professor Dr.-Ing. K. J. Witt, der die Arbeit initiiert, fachlich betreut und stets durch zahlreiche wertvolle Hinweise und Anregungen förderte. Für die Übernahme der Koreferate, die Diskussionsbereitschaft, die Anregungen und konstruktiven Kritiken bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schanz und Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach.

Für die finanzielle Unterstützung der Forschungsarbeiten möchte ich mich besonders bei Herrn Dipl.-Ing. A. Hassan, Managing Direktor der lokalen Spezialtiefbaufirma „Middle East Foundations Group L.L.C.“, bedanken. Ebenso danke ich Herrn Dr. Krämer und Herrn Dr. Nottrodt für das in mich gesetzte Vertrauen und das initiale Engagement.

Mein Dank gilt ebenfalls allen Mitarbeitern der geotechnischen Professuren der Bauhaus-Universität Weimar, insbesondere Herrn Dr. J. Meier, dem ich für die vielen Anregungen und die virtuose programmtechnische Umsetzung der diskutierten Fragestellungen sehr verbunden bin, sowie Herrn Dipl.-Ing. R.-B. Wudtke und Frau Studienrätin U. Zeh für die stete Diskussionsbereitschaft bzw. die ständige Einsatzbereitschaft bei der Fertigstellung der schriftlichen Arbeit.

Auf herzlichste bedanke ich mich bei meinem Sohn Soeren und meiner Frau Meeta für die geduldige Unterstützung sowie bei meinem Vater und meiner Mutter, die mir stets eine unerschöpfliche „Energietankstelle“ sind.

Thomas Wolff



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation.....	1
1.2	Ziele .....	2
1.3	Untersuchungsstrategie und Methoden.....	3
<b>2</b>	<b>Pfahlgründungen in karbonatischen Sedimenten</b>	<b>5</b>
2.1	Allgemeines .....	5
2.2	Stand der Forschung und Technik .....	7
2.2.1	Last-Setzungsverhalten	7
2.2.2	Berechnungsverfahren	17
2.2.3	Geomesstechnik	25
2.3	Fazit und Forschungsansätze .....	36
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>39</b>
3.1	Testprogramm .....	39
3.2	Baugrund.....	40
3.2.1	Genese	40
3.2.2	Ingenieurgeologie	40
3.3	Boden- und felsmechanische Untersuchungen.....	42
3.3.1	In-situ Tests	42
3.3.2	Laborversuche	47
3.4	Standortspezifisches Baugrundmodell.....	56
3.5	Belastungsversuche.....	63
3.5.1	Allgemeines	63
3.5.2	Verwendete geotechnische Messelemente	63
3.5.3	Pfahlherstellung und Versuchsdurchführung	71
3.6	Messergebnisse .....	73
3.6.1	Last-Setzung	73
3.6.2	Lastabtrag längs der Pfahlachse	75
3.6.3	Lastabtrag am Pfahlfuß	79

3.6.4	Tragverhalten	80
3.6.5	Spannungen im Baugrund neben dem Testpfahl	82
3.6.6	Messabweichungen und Messunsicherheiten	84
3.6.7	Vergleich faseroptischer mit Schwingsaiten Dehnungssensoren	88
3.7	Fazit der experimentellen Untersuchungen	92
<b>4</b>	<b>Numerische Modellierung</b>	<b>95</b>
4.1	Vorbemerkungen	95
4.2	Strukturmodell	96
4.3	Stoffmodell	99
4.3.1	Allgemeines	99
4.3.2	Hardening-Soil-Modell	101
4.4	Parameteridentifizierung	106
4.4.1	Generelle Betrachtungen	106
4.4.2	Konzeptioneller Ansatz und Grundlagen der Optimierung	107
4.5	Kalibrierung des Strukturmodells	114
4.5.1	Validierung des Stoffmodells	114
4.5.2	Verifikation des Strukturmodells	120
4.5.3	Modellkalibrierung (Kalibrierung des Strukturmodells)	126
4.5.4	Einfluss variierender Randbedingungen auf die Systemantwort	133
4.6	Anwendung des Strukturmodells auf einen Bauwerkspfahl	138
4.6.1	Geotechnische Verhältnisse, Pfahlgeometrie und Versuchsdurchführung	138
4.6.2	Test- und Simulationsergebnisse	139
4.7	Fazit	141
<b>5</b>	<b>Zuverlässigkeitsanalyse</b>	<b>143</b>
5.1	Allgemein	143
5.2	Geostatistische Kennwerte der Basisvariablen	144
5.2.1	Basisvariablen	144
5.2.2	Autokorrelation	145
5.2.3	Räumliche Mittelung als Funktion des stationären Zufallfeldes	147
5.3	Versagenswahrscheinlichkeit	150
5.3.1	Definition und geometrische Deutung	150
5.3.2	Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit, Verfahren	152
5.3.3	Vorgehensweise und Annahmen am Bsp. des Einzelpfahles	153
5.3.4	Ergebnisse der Zuverlässigkeitsbetrachtungen der eigenen Probelastung	158



---

5.4	Fazit.....	162
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>164</b>
6.1	Zusammenfassung.....	164
6.2	Ausblick .....	171
<b>7</b>	<b>Verzeichnisse</b>	<b>173</b>
7.1	Literaturverzeichnis .....	173
7.2	Vorschriftenverzeichnis .....	198
<b>Anlage A</b>		<b>201</b>
<b>Anlage B</b>		<b>211</b>
<b>Anlage C</b>		<b>213</b>
<b>Anlage D</b>		<b>217</b>
<b>Anlage E</b>		<b>219</b>



## Abbildungsverzeichnis

<b>Abbildung 1.1:</b>	Skyline von Dubai, Stadtdistrikt 336 „Trade Center“ (2007)	1
<b>Abbildung 1.2:</b>	Statische Pfahlprobelastung eines Bauwerkspfahls	2
<b>Abbildung 2.1:</b>	Betrachtungsweise von weichem Fels in der Geomechanik nach JOHNSTON 1991	6
<b>Abbildung 2.2:</b>	Widerstand-Setzungsverhalten von unterschiedlich rauen Einzelpfählen in weichem Tonstein nach HORVATH et al. 1983	8
<b>Abbildung 2.3:</b>	Tragmodell axial belasteter Bohrpfähle im Fels, a) Trag- u. Widerstandsmodell, b) idealisiertes Verformungsverhalten bei rauer Bohrlochwand	9
<b>Abbildung 2.4:</b>	Typische Last-Setzungskurven für Pfähle unterschiedlicher Rauigkeit und Felseigenschaften nach WILLIAMS & PELLIS 1981	11
<b>Abbildung 2.5:</b>	Empirische Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit $q_u$ und dem Adhäsionsfaktor $\alpha$	12
<b>Abbildung 2.6:</b>	Variation der Pfahlrauigkeit mit der Festigkeit von Fels nach SEIDEL & COLLINGWOOD 2001	14
<b>Abbildung 2.7:</b>	Probelastungsergebnisse für Spitzenwiderstand in Sandstein der Klasse IV nach PELLIS & TURNER 1980	15
<b>Abbildung 2.8:</b>	Bruchmechanismus von Spitzendruckpfählen in weichem Fels nach JOHNSTON & CHOI 1985	16
<b>Abbildung 2.9:</b>	Grundlegendes zum Verfahrens nach RANDOLPH & WROTH 1978	19
<b>Abbildung 2.10:</b>	Grundlegendes zum Verfahrens nach POULOS & DAVIS 1968	20
<b>Abbildung 2.11:</b>	Illustration der in der Messtechnik verwendeten Terminologie	27
<b>Abbildung 2.12:</b>	a) Multi-Arm-Calipers, b) Ergebnis Multi-Arm-Caliper, c) Ergebnis Sonar-Caliper	28
<b>Abbildung 2.13:</b>	Ultraschallmethoden, a) Single-Hole-Sonic, b) Cross-Hole-Sonic	29
<b>Abbildung 2.14:</b>	Wellenausbreitung bei dem low-strain Integrationsprüfverfahren	30
<b>Abbildung 2.15:</b>	Verwendete Messinstrumente bei Pfahlgründungen	31

---

<b>Abbildung 2.16:</b>	a) Schwingsaitengeber, b) Integralmesselement	32
<b>Abbildung 2.17:</b>	Kraftmessdose für den Einsatz am Pfahlfuß	33
<b>Abbildung 2.18:</b>	Erddruckgeber a) Einpressgeber, b) Bohrlochgeber	35
<b>Abbildung 2.19:</b>	Prinzipskizze eines Mehrfachstangenextensometers	36
<b>Abbildung 3.1:</b>	Geologie der VAE (USGS & ARAMCO 1963)	41
<b>Abbildung 3.2:</b>	Lageplan des Bau- u. Testfeldes „Al Attar Tower“	42
<b>Abbildung 3.3:</b>	Geotechnischer Querschnitt des Bau- u. Testfeldes	43
<b>Abbildung 3.4:</b>	a) $N_{30}$ -Werte aus SPT-Test, b) RQD-Werte aus Kernbohrungen	44
<b>Abbildung 3.5:</b>	Messwerte der Drucksondierung (CPTU), a) BH 40, b) BH 30	45
<b>Abbildung 3.6:</b>	Pressiometer-Ergebnisse, a) <i>Press -10</i> , b) <i>Press -37</i> m	46
<b>Abbildung 3.7:</b>	Gefügestruktur-Kalkarenit (ESEM-Aufnahme)	48
<b>Abbildung 3.8:</b>	a) Porengrößenverteilung (MIP), b) Dünnschliff, Polarisator II	48
<b>Abbildung 3.9:</b>	Kornverteilungslinien des erschlossenen Baugrundes	49
<b>Abbildung 3.10:</b>	Scherfestigkeiten von Kalkarenit aus direkten Scherversuchen	50
<b>Abbildung 3.11:</b>	Spannungs-Porezahl-Linie, Spannungs-Dehnungs-Linie a) - b) <i>Oed -16</i> (-16 m DMD), d) - e) <i>Oed -25</i> (-25 m DMD)	51
<b>Abbildung 3.12:</b>	a) Triaxialzelle nach Hoek & Brown, b) Bruchkörper Probe 9-2	53
<b>Abbildung 3.13:</b>	Versuchsergebnisse der drainierten Triaxialversuche (D-Versuche) a) - b) <i>Triax -9</i> (-9 m DMD), c) - d) <i>Triax -23</i> (-23 m DMD)	53
<b>Abbildung 3.14:</b>	Experimentell bestimmte einaxiale Druckfestigkeiten und Querdehnzahl	55
<b>Abbildung 3.15:</b>	Lageplan des Untersuchungsgebietes	56
<b>Abbildung 3.16:</b>	Oberfläche der Baugrundsichten Sand u. Kalkarenit (Dez. 2004)	57
<b>Abbildung 3.17:</b>	Statistische Auswertung der aus Laborversuchen ermittelten Parameterwerte für den Kalkarenit	59
<b>Abbildung 3.18:</b>	Statistische Auswertung der aus Laborversuchen ermittelten Parameterwerte für den Kalksiltit	60
<b>Abbildung 3.19:</b>	Statistische Auswertung beider Sedimentgesteine: einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ und Elastizitätsmodul $E_u$	61
<b>Abbildung 3.20:</b>	Erweiterte Klassifizierung für Fels nach KULHAWY & PHOON 1993	61
<b>Abbildung 3.21:</b>	Schematische Darstellung, Belastungsversuch 1 „Einzelpfahl“	64

---

<b>Abbildung 3.22:</b>	SOFO-System und Messprinzip, a) Sensor, b) Lese-Einheit, c) Analyse	67
<b>Abbildung 3.23:</b>	Anordnung der faseroptischen Sensoren im Pfahlquerschnitt	68
<b>Abbildung 3.24:</b>	Wiederverwendbares Mehrfach-Extensometer A9	69
<b>Abbildung 3.25:</b>	Horizontale Kraftmessdosen am Pfahlschaft	70
<b>Abbildung 3.26:</b>	Mittlerer Bohrlochdurchmesser	71
<b>Abbildung 3.27:</b>	Ergebnisschrieb der Low-Strain Integritätsprüfung	72
<b>Abbildung 3.28:</b>	Belastungsstufen der Probelastung	72
<b>Abbildung 3.29:</b>	Zeitliche Entwicklung der Pfahlkopfsetzung (Mittelwerte)	73
<b>Abbildung 3.30:</b>	a) Widerstands-Setzungs-Linie, b) Belastungsast und Bruchlasten	74
<b>Abbildung 3.31:</b>	Berechneter Normalkraft- und Mantelreibungsverlauf aus den Dehnungen der Schwingsaitengeber (VW)	76
<b>Abbildung 3.32:</b>	Berechneter Normalkraft- und Mantelreibungsverlauf aus den relativen Längenänderungen des Extensometers (Ext. A9)	76
<b>Abbildung 3.33:</b>	Berechneter Normalkraft- und Mantelreibungsverlauf aus den Längenänderungen der faseroptischen Sensoren (SOFO)	77
<b>Abbildung 3.34:</b>	a) Mittlerer Mantelreibungs-Setzungs-Verlauf der Sand- u. Kalkarenit schicht, b) Bruchwert der Mantelreibung für den Kalkarenit	78
<b>Abbildung 3.35:</b>	Zeitliche Entwicklung der am Pfahlschaft gemessenen lateralen Drücke	79
<b>Abbildung 3.36:</b>	a) Gemessener lateraler Druck, b) Berechnete Mantelreibung	79
<b>Abbildung 3.37:</b>	a) Gemessener Spitzendruck, b) Normierter Spitzendruck	80
<b>Abbildung 3.38:</b>	Anteil der Einzelwiderstände am Gesamtwiderstand des Pfahls	81
<b>Abbildung 3.39:</b>	Zeitliche Entwicklung der erfassten Spannungen $\sigma_h$ und $u$	82
<b>Abbildung 3.40:</b>	Einfluss der Pfahlherstellung auf den Spannungszustand im Baugrund	83
<b>Abbildung 3.41:</b>	Zeitliche Entwicklung der gemessenen Spannungen $\sigma_h$ und $u$ während der Probelastung	84
<b>Abbildung 3.42:</b>	Applikation der Schwingsaitengeber u. faseroptischen Dehnungssensoren	88
<b>Abbildung 3.43:</b>	Entwicklung der gemessenen Dehnungen SOFO vs. VW	89
<b>Abbildung 3.44:</b>	Entwicklung der gemessenen Dehnungen SOFO vs. VW	90

<b>Abbildung 4.1:</b>	Strukturmodell	96
<b>Abbildung 4.2:</b>	a) hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung, b) Fließflächen des HS-Modells	102
<b>Abbildung 4.3:</b>	Dehnungskurve eines drainierten Triaxialversuches einschließlich <i>dilatancy cut-off</i>	104
<b>Abbildung 4.4:</b>	Schematische Darstellung einer Zielfunktionstopologie für eine zweidimensionale Aufgabenstellung (WOLFF et al. 2008)	107
<b>Abbildung 4.5:</b>	Prinzipieller Ablaufplan der simulationsbasierten Extremwertsuche	108
<b>Abbildung 4.6:</b>	Schema der stützstellenbasierten Berechnung von Zielfunktionswerten	109
<b>Abbildung 4.7:</b>	Schema einer Punktwolken-Matrix für n Parameter	111
<b>Abbildung 4.8:</b>	Schematische Darstellung der Aktualisierungsregel der PSO	113
<b>Abbildung 4.9:</b>	FE-Modell für die Simulation der Oedometerversuche	115
<b>Abbildung 4.10:</b>	Ergebnisvergleich der Messungen und FE-Berechnungen der Oedometerversuche a) - c) <i>Oed -16</i> (-16 m DMD), d) - f) <i>Oed -25</i> (-25 m DMD)	115
<b>Abbildung 4.11:</b>	FE-Modell für die Simulation der Triaxialversuche	116
<b>Abbildung 4.12:</b>	Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der analysierten Triaxialversuche a) - b) <i>Triax -9</i> , c) - d) <i>Triax -23</i>	117
<b>Abbildung 4.13:</b>	FE-Modell für die Simulation des Pressiometerversuches	118
<b>Abbildung 4.14:</b>	Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse des Pressiometerversuches <i>Press -10</i>	119
<b>Abbildung 4.15:</b>	FE-Modell des axialbelasteten Einzelpfahles	120
<b>Abbildung 4.16:</b>	Schematischer Verformungs- u. Bruchmechanismus bei auf Spitzendruck beanspruchten Pfählen nach a) LINDER 1977, b) WILLIAMS et al. 1980b	121
<b>Abbildung 4.17:</b>	Punktwolken-Matrix der analysierten Parameter, gefilterte Ergebnisse einer Monte-Carlo-Simulation (300 von insgesamt 1500 Berechnungen)	125
<b>Abbildung 4.18:</b>	Normierte $CSS_j$ -Werte der gesamten Modellantwort ( $s_{Kopf}$ , $q_s$ und $q_b$ )	125
<b>Abbildung 4.19:</b>	Punktwolken-Matrix der zu identifizierenden Parameter der Modellkalibrierung; helle Punkte-MC-Simulation, dunkle Punkte-PSO	128
<b>Abbildung 4.20:</b>	Sequenzgraphen der Partikel-Schwarm-Optimierung mit 10 Partikeln	129

<b>Abbildung 4.21:</b>	Gegenüberstellung der Simulations- und Messergebnisse a) - b) Setzungen $s$ , c) - d) Spitzendruck $q_b$	130
<b>Abbildung 4.22:</b>	Gemessene und berechnete axiale Betondehnungen $\varepsilon_a$	131
<b>Abbildung 4.23:</b>	Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse der Mantelreibung $q_s$	132
<b>Abbildung 4.24:</b>	Untersuchte geometrische Formen	133
<b>Abbildung 4.25:</b>	Entwicklung der Mantelreibung $q_s$ in Abhängigkeit der Belastung und der Größe der Auflockerung <i>Trapez</i>	134
<b>Abbildung 4.26:</b>	Entwicklung des normierten Pfahlmantelwiderstandes $R_{s,cal}/R_{s,meas}$ in Abhängigkeit von der Größe und Form der Auflockerung	134
<b>Abbildung 4.27:</b>	Entwicklung des Spitzendruckes $q_b$ in Abhängigkeit von der Belastung und der Größe der Auflockerung <i>Trapez</i>	135
<b>Abbildung 4.28:</b>	Entwicklung des normierten Pfahlfußwiderstandes $R_{b,cal}/R_{b,meas}$ in Abhängigkeit von der Größe und Form der Auflockerung	136
<b>Abbildung 4.29:</b>	Entwicklung der bezogenen Setzung $s_{cal} / s_{meas}$ in Abhängigkeit von der Größe und Form der Auflockerung	136
<b>Abbildung 4.30:</b>	Relative Scherspannungen der analysierten Geometrien für $h = d$ a) <i>Trapez</i> , b) <i>Oktagon</i> , c) <i>Viereck</i>	137
<b>Abbildung 4.31:</b>	WSL Al Attar Bauwerkspfahl, Gegenüberstellung der Simulations- und Messergebnisse	138
<b>Abbildung 4.32:</b>	Berechneter Anteil der Einzelwiderstände am Gesamttragverhalten	140
<b>Abbildung 5.1:</b>	Unsicherheiten in der Geotechnik nach BAECHER & CHRISTIAN 2003	143
<b>Abbildung 5.2:</b>	a) Realisationen eines Zufallsfeldes $\varphi(z)$ , b) geschätzte Korrelationskoeffizienten $r_{\varphi,l}(\Delta l)$ und approximative Autokorrelationsfunktion $\rho_{\varphi}$	146
<b>Abbildung 5.3:</b>	a) Mittelung des stationären Zufallsfeldes und b) dessen Einfluss auf die Varianz der Zufallsvariable	148
<b>Abbildung 5.4:</b>	Varianzreduktionsfunktion $\Gamma_{\varphi}(\Delta l)$ für $a_v = 1,22$ m	149
<b>Abbildung 5.5:</b>	Verteilungsdichten von $R$ und $E$	151
<b>Abbildung 5.6:</b>	Geometrische Deutung des Sicherheitsindex	152
<b>Abbildung 5.7:</b>	Geometrische Interpretation von $p_f$ (a) und $\beta$ (b) nach KÖNIG & TUE 1998	153

---

<b>Abbildung 5.8:</b>	Korrelationsmatrix der Eingangsparameter und Berechnungsergebnisse der numerischen Simulationen, exemplarisch für die Laststufe 2 (4,5 MN)	155
<b>Abbildung 5.9:</b>	Schematische Darstellung der Verteilungen der Simulationsergebnisse in Abhängigkeit von $\varphi$ für die Laststufe 2 (4,5 MN)	156
<b>Abbildung 5.10:</b>	Schematische Darstellung zur Berechnung von $p_f$ bei vernachlässigbar streuender Beanspruchbarkeit, eindimensionaler Fall	157
<b>Abbildung 5.11:</b>	Simulationsbasierte Schätzung von $p_f$ für $q_s$ und $q_b$ , beispielhaft für die Laststufe 3 (9,0 MN)	158
<b>Abbildung 5.12:</b>	Setzungsabhängige Entwicklung des Spitzendrucks $q_b$ mit zugehörigem $\beta$ und $\gamma$ für variierende Reibungswinkel	159
<b>Abbildung 5.13:</b>	Setzungsabhängige Entwicklung der Mantelreibung $q_s$ mit zugehörigem $\beta$ und $\gamma$ für variierende Reibungswinkel	160
<b>Abbildung 6.1:</b>	Methodische Vorgehensweise für eine optimierte Pfahlbemessung	165
<b>Abbildung A.1:</b>	Statistische Auswertung der Kenngrößen Feucht-, Trocken- u. Rohdichte $\rho$ , $\rho_d$ , $\rho_s$ und natürlicher Wassergehalt $w$ des Kalkarenits	205
<b>Abbildung A.2:</b>	Statistische Auswertung der Kenngrößen Porosität $n$ , Kalkgehalt $V_{Ca}$ , Winkel der inneren Reibung $\varphi$ , Kohäsion $c$ des Kalkarenits	206
<b>Abbildung A.3:</b>	Statistische Auswertung der Kenngrößen einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ , Elastizitätsmodul $E_u$ des Kalkarenits	207
<b>Abbildung A.4:</b>	Statistische Auswertung der Kenngrößen Feucht-, Trocken- u. Rohdichte $\rho$ , $\rho_d$ , $\rho_s$ und natürlicher Wassergehalt $w$ des Kalksiltits	208
<b>Abbildung A.5:</b>	Statistische Auswertung der Kenngrößen Porosität $n$ , Kalkgehalt $V_{Ca}$ , einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ , Elastizitätsmodul $E_u$ des Kalksiltits	209
<b>Abbildung C.1:</b>	Entwicklung der mobilisierten Mantelreibung in Abhängigkeit der Belastung sowie Größe und Form der Auflockerung, a) Trapez, b) Oktagon, c) Viereck	214
<b>Abbildung C.2:</b>	Entwicklung des mobilisierten Spitzendrucks in Abhängigkeit der Belastung sowie Größe und Form der Auflockerung, a) Trapez, b) Oktagon, c) Viereck	215
<b>Abbildung E.1:</b>	Korrelationsmatrix der Belastungsstufe 1 (1,50 MN)	220
<b>Abbildung E.2:</b>	Korrelationsmatrix der Belastungsstufe 2 (4,50 MN)	221
<b>Abbildung E.3:</b>	Korrelationsmatrix der Belastungsstufe 3 (9,00 MN)	222



## Tabellenverzeichnis

<b>Tabelle 2.1:</b>	Rauigkeitsklassifikation der Bohrlochwandung nach PELLIS et al. 1980	10
<b>Tabelle 2.2:</b>	Maximale Spitzendruckwerte für Pfähle in Sandstein bei unterschiedlich, bezogenen Setzungen nach PELLIS & TURNER 1980	15
<b>Tabelle 2.3:</b>	Kategorisierung der Bemessungsmethoden nach POULOS 1989	17
<b>Tabelle 2.4:</b>	Übersicht empirischer Bemessungsmethoden der Grenzmantelreibung $q_s$ für Pfähle in weichem Fels	18
<b>Tabelle 3.1:</b>	Zusammenfassung der Hauptschichten im Bau- u. Testfeld	43
<b>Tabelle 3.2:</b>	Korneigenschaften der untersuchten Sande und Kalkarenite	49
<b>Tabelle 3.3:</b>	Verteilungstyp und Verteilungsparameter der Kalkarenite und -siltite	58
<b>Tabelle 3.4:</b>	Messunsicherheiten	87
<b>Tabelle 3.5:</b>	Vor- und Nachteile der verwendeten Messfühler und -systeme	91
<b>Tabelle 4.1:</b>	In der FE-Berechnung verwendete Parameterwerte für den Kalkarenit	122
<b>Tabelle 4.2:</b>	Materialdatensätze der IF-Elemente und des Pfahlfußbereiches, definierte Parameterwerte und Definitionsbereiche	127
<b>Tabelle 4.3:</b>	Materialdatensätze als Ergebnis der Parameteridentifizierung	129
<b>Tabelle 5.1:</b>	Autokorrelationslängen $a$ für unterschiedliche Baugrundkennwerte	147
<b>Tabelle 5.2:</b>	$\beta$ und $p_f$ für RC 2 in Abhängigkeit des GZ und des Bezugszeitraumes	153
<b>Tabelle A.1:</b>	statistische Auswertung der Kennwerte des <i>Kalkarenits</i> in Dubai abhängig von der Tiefe	202
<b>Tabelle A.2:</b>	statistische Auswertung der Kennwerte des <i>Kalksiltits</i> in Dubai abhängig von der Tiefe	203
<b>Tabelle A.3:</b>	statistische Auswertung der Kennwerte des Kalkarenits u.- siltits in Dubai	204
<b>Tabelle B.1:</b>	Mess- und Ergebnisdaten der eigenen Pfahlprobelastung	212
<b>Tabelle D.1:</b>	Deterministische und statistische Parameter der FE-Berechnungen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit	218



## Symbolverzeichnis

$A$	Fläche
$Cov$	Kovarianz
$CSS$	zusammengesetzte skalierte Sensitivität
$C_c$	Krümmungszahl
$C_u$	Ungleichförmigkeitszahl
$c$	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit
$c_u$	undrained Kohäsion
$d$	Durchmesser
$D$	Lagerungsdichte
$E$	Porenzahl
$F$	Kraft
$f_s$	lokale Mantelreibung bei Drucksondierungen (s...sleeve)
$G$	Schubmodul
$G_i$	initialer Schubmodul
$G_{ur}$	Schubmodul der Ent- u. Wiederbelastung
$E$	Einwirkungen, E-Modul
$E_i$	E - Modul von intaktem Fels
$E_m$	E - Modul von zerklüftetem bzw. geschichtetem Fels
$E_s$	Steifemodul aus Oedometerversuch
$E_u$	Verformungsmodul aus dem einaxialen Druckversuch
$E_{ur}$	Steifigkeit bei Ent- u. Wiederbelastung
$e$	Porenzahl
$e_0$	Anfangsporenzahl
$e_{max}$	max. Porenzahl
$e_{min}$	min. Porenzahl
$f(\mathbf{x})$	Zielfunktionswert für den Parametervektor $\mathbf{x}$
$k$	Durchlässigkeitsbeiwert
$l$	Länge
$m$	Anzahl der Stützstellen
$m_x$	Schätzwert des Mittelwertes
$\tilde{m}$	Medianwert
$N$	Porenanteil
$P$	Versuchs- bzw. Testlast
$p$	Druck
$q$	Deviatorspannung = $\sigma_1 - \sigma_3$
$q_b$	Pfahl-Spitzendruck
$q_c$	Spitzenwiderstand bei Drucksondierungen

$q_s$	Pfahlmantelreibung
$q_u$	einaxiale Druckfestigkeit
$\mathbb{R}^n$	Euklidischer Raum ( $n$ -dimensional)
$r$	Radius
$r_0$	Ausgangsradius (Referenzwert)
$r_p$	Porenradius
$SS$	skalierte Sensitivität
$S_r$	Sättigungszahl
$s$	Setzung
$t$	Zeit
$U$	Umgebung $U$ innerhalb von $\Omega$
$u$	Porenwasserdruck
$u_{cal}$	Berechnungsergebnis einer Feldvariablen
$u_{meas}$	Referenzdaten einer Feldvariablen
$V$	Volumen
$Var$	Varianz
$w$	Wassergehalt
$X$	Zufalls- bzw. Basisvariable
$X(\xi)$	Zufallsvariable als Funktion des Ortes
$x_i$	Realisation der Basisvariable
$\bar{x}$	arithmetisches Mittel
$\mathbf{x}$	Parametervektor
$\mathbf{x}^*$	Parametervektor für ein gefundenes Optimum, Lösungsvektor
$z$	Tiefe
$\alpha$	Adhensionsfaktor
$\beta$	Festigkeitsverhältnis, Kontrollparameter, Sicherheitsindex
$\gamma$	Wichte, Sicherheitsfaktor
$\gamma_j$	normierte CSS des $j$ -ten Parameters
$\gamma^p$	plastische Schubverzerrung
$\delta$	Wandreibungswinkel
$\delta_s$	laterale Verschiebung
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_a$	axiale Dehnung
$\varepsilon_c$	Hohlraumdehnung bei Pressiometerversuch ( <i>cavity strain</i> )
$\varepsilon_h$	horizontale Dehnung
$\varepsilon_v$	vertikale Dehnung
$\varepsilon^e$	elastische Dehnung
$\varepsilon^p$	plastische Dehnung
$\zeta$	Logarithmus des Verhältnisses der Radien
$\eta$	Tiefenfaktor
$\vartheta$	Gleitflächenwinkel
$\lambda$	Wellenlänge
$\mu$	

---

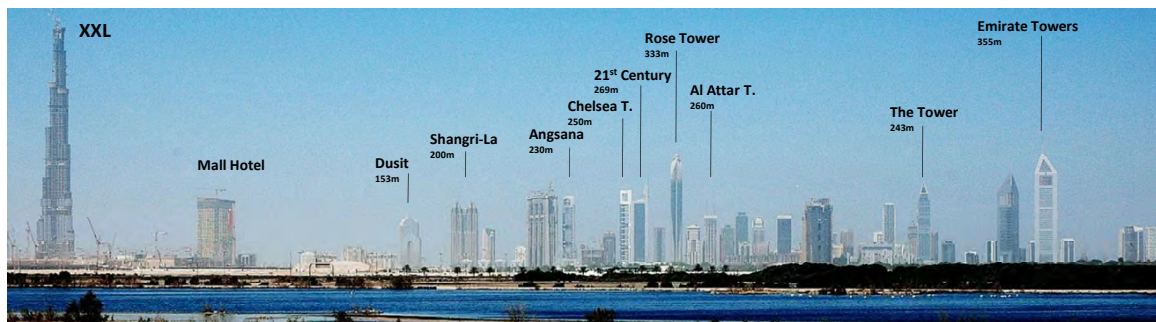
$\nu$	Querdehnzahl
$\nu_{ur}$	Querdehnzahl für Ent- u. Wiederbelastung
$\xi$	in der Stochastik: Ortsvariable
$\pi$	Verhältnis von Kreisumfang zu Kreisdurchmesser
$\rho$	Dichte
$\rho_d$	Trockendichte
$\rho_s$	Korndichte
$\min \rho_d, \max \rho_d$	lockerste resp. dichteste Lagerung
$\sigma$	Spannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
$\sigma_{h0}$	horizontale Spannung
$\sigma_N$	Normalspannung
$\sigma_v$	vertikale Spannung
$\sigma_x$	empirische Standardabweichung
$\sigma_x^2$	empirische Varianz
$\tau$	Scherspannung
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel
$\varphi_m$	mobilisierter Reibungswinkel
$\varphi_{cs}$	residualer Reibungswinkel ( <i>critical state</i> )
$\chi$	Kennzeichnung des $\chi^2$ -Tests
$\psi$	Dilatanzwinkel
$\psi_m$	mobilisierter Dilatanzwinkel
$\Omega$	Suchbereich bzw. Suchraum



# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation

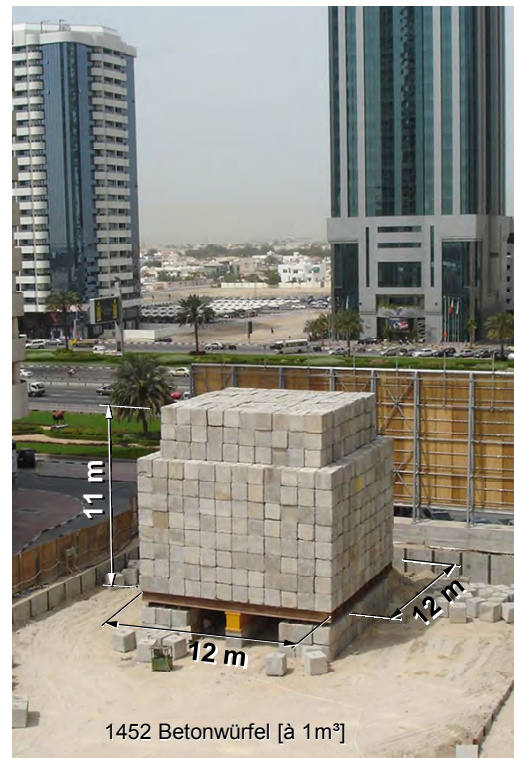
In den Vereinigten Arabischen Emiraten (V.A.E.) zählen Gebäude mit Höhen zwischen 70 und 250 m zu den üblichen Wohn- und Geschäftshäusern und stellen für das dortige Verständnis, insbesondere im expandierenden Emirat *Dubai*, keine besondere Bauaufgabe dar. Auf Grund der geologischen Verhältnisse werden zur Einhaltung der Vorgaben der Gebrauchstauglichkeit Gebäude dieser Dimensionen gewöhnlich auf Ort betonbohrpfählen gegründet.



**Abbildung 1.1:** Skyline von Dubai, Stadtdistrikt 336 „Trade Center“ (2007)

In Ermangelung standortspezifischer Bemessungsmethoden und mechanischer Modelle sowie fehlender publizierter Erfahrungswerte für die setzungsabhängige Entwicklung der Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte als auch deren Grenzwerte bilden empirische Verfahren die Grundlage zur Abschätzung des Trag- und Last-Setzungsverhaltens von Ort betonbohrpfählen in den weichen, karbonatischen Sedimentgesteinen von Dubai. Lediglich für außergewöhnliche, epochale bautechnische bzw. geotechnische Konstruktionen werden derzeit in Dubai detaillierte Baugrunduntersuchungen und experimentelle Studien angestellt. Im Allgemeinen stützt man sich auf die Erfahrungswerte verschiedener internationaler Standards. An gewöhnlichen Probelastungen (Erfassen der Pfahlkopfsetzungen während der Belastung) werden die gestellten Anforderungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kontrolliert und, wenn erfüllt, als Indiz für die Wahl der richtigen Bemessungsmethode und Größe der verwendeten Parameter gewertet. Umgekehrt werden für komplexe Bauprojekte diejenigen Bemessungsverfahren ausgewählt, deren Berechnungsergebnisse im Vergleich mit den aus Probelastungen bestimmten Bemessungswerten die kleinsten Abweichungen ergeben. Wissenschaftlich fundierte Prognosen zum Trag- bzw. Last-Setzungsverhalten sind auf Grund mangelnder Informationen über den Verlauf und die Größe der mobilisierten Einzelwiderstände nicht möglich.

Bei derartiger Vorgehensweise steigen die Bedeutung und der Aufwand für Belastungsversuche besonders bei ausgedehnten Bauvorhaben vergleichsweise stark an, was sich in den lokalen amtlichen Forderungen niederschlägt. Danach ist die Integrität aller Bauwerkspfähle nachzuweisen (Low-Strain-Methode) und die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit an 5-10 % der Bauwerkspfähle durch dynamische und je nach Bauwerksklasse an bis zu 5 % der Pfähle durch statische Probelastungen zu prüfen. Unter diesen Randbedingungen steigen, wenn im Vergleich zu den Gesamtbaukosten exponierter Bauwerke auch gering, nicht nur die monetären, sondern auch die zeitlichen Aufwendungen für die Gründungsarbeiten. Aus der Aufgabe, die Gründungskonstruktionen mit vertretbarem wirtschaftlichem Aufwand sicher zu erstellen, resultiert die Notwendigkeit, die existierenden Ansätze zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit von Ort betonbohrpfählen in den V.A.E. zu prüfen und vorhandene Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung der Komponenten verschiedener Fachdisziplinen im Sinne einer Optimierung fortzuschreiben. Zur Beantwortung der sich daraus ableitenden offenen Fragen wurden in Zusammenarbeit mit der lokalen Spezialtiefbaufirma „Middle East Foundations Group L.C.C.“ im Rahmen eines Hochhausprojektes zwei umfangreiche Probelastungen an einem Einzelpfahl und einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) durchgeführt. Im Hinblick auf das Ziel der Arbeit wird lediglich der Einzelpfahl detailliert beschrieben. Einzelheiten zur Probelastung der KPP sind u.a. in WOLFF & WITT 2006 und WOLFF et al. 2007b aufgeführt.



**Abbildung 1.2:** Statische Pfahlprobelastung eines Bauwerkspfahls

## 1.2 Ziele

Ziel der Arbeit ist die detaillierte Klärung und wissenschaftliche Untersuchung des Tragverhaltens von axial belasteten Großbohrpfählen im pleistozänen Sedimentgestein (Kalkarenit) der Küstenregion von Dubai (V.A.E.). Dabei sollen neben experimentellen Studien zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der standortspezifischen Baugrundverhältnisse die setzungsabhängigen Entwicklungen der Einzelwiderstände an Probelastungen vor Ort untersucht und der Einfluss verschiedener Randbedingungen auf das Tragverhalten analysiert werden.

Ein weiteres Ziel der Arbeit besteht in der Erprobung innovativer, ursprünglich für die Luft- und Raumfahrt entwickelter faseroptischer Messtechnik zur Erfassung axialer Be-



tondehnungen an Bohrpfählen. Da bislang ungeklärt, sollen bei einer Gegenüberstellung mit konventionellen Sensoren Hinweise der Einsatzmöglichkeiten unter extremen Umweltbedingungen sowie Vor- und Nachteile bei der Handhabung und der Ergebnisgenauigkeit angegeben werden.

Da sich bei der Berechnung der äußeren Tragfähigkeit von axial belasteten Großbohrpfählen wegen den hohen Aufwendungen für Probelastungen die Notwendigkeit einer technischen und ökonomischen Optimierung ergibt, ist ein weiteres wesentliches Ziel der Arbeit die Entwicklung eines innovativen, numerischen Lösungsansatzes, mit dem das Last-Setzungsverhalten zuverlässig prognostiziert und damit der Entwurf und die Bemessung von Pfahlgründungen verbessert werden kann. Dazu sollen die für die Geotechnik und Geowissenschaften charakteristischen Unschärfen und Unsicherheiten der Bodenparameter berücksichtigt und bei den numerischen Simulationen die notwendigen Eingangsparameter mittels inverser Optimierungsstrategien identifiziert werden.

Es sollen in dieser Arbeit experimentelle, numerische und zuverlässigkeitstheoretische Betrachtungen mit dem Ziel angestellt werden, für fallspezifische Fragestellungen eine effiziente Pfahlbemessung zu ermöglichen.

### **1.3 Untersuchungsstrategie und Methoden**

Grundlegend für die gewählte Vorgehensweise ist der Ansatz, dass eine zutreffende Prognose und Beurteilung des Last-Setzungsverhaltens bzw. Tragverhaltens von Ortbetonbohrpfählen wegen der in der Realität vorhandenen komplexen Randbedingungen und Interaktionen am besten durch die methodische Kombination aus experimentellen Untersuchungen und von an Messungen kalibrierten und verifizierten theoretischen Modellbildungen möglich ist.

Ausgehend von dem in Kapitel 2 zusammengestellten Stand der Technik zur Berechnung der äußeren Tragfähigkeit und zur Abschätzung des Last-Setzungsverhaltens von in weichem Sedimentgestein (*soft* bzw. *weak rock*) gegründeten, axial belasteten Ortbetonbohrpfählen sowie der bei Probelastungen verwendeten Messtechnik, werden in Kapitel 3 die selbst vor Ort durchgeführten experimentellen Untersuchungen und Pfahlprobelastungen beschrieben und ausgewertet.

Zur Analyse der spezifischen Baugrundverhältnisse und zur Ableitung von charakteristischen Kennwerten wird auf der Grundlage der eigenen Feld- und Laborversuche und ergänzt durch die vom Dubai Central Laboratory (DCL) zur Verfügung gestellten Untersuchungsergebnisse eine mit mehr als 300 Versuchen umfassende Datensammlung erstellt und wissenschaftlich ausgewertet. Die Ergebnisse werden für die Entwicklung eines standortspezifischen Baugrundmodells verwendet und bilden die Grundlage für stochastische Untersuchungen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von geotechnischen Konstruktionen in den regionaltypischen sedimentären Baugrundverhältnissen (Abschnitt 3.2–3.4).

Wegen des Wissensdefizits über das tatsächliche Tragverhalten von axial belasteten Bohrpfählen in den weichen Sedimentgesteinen der V.A.E. und da kaum verwertbare Messergebnisse vom bis zum empirisch als Bruch definierten Verformungszustand verfügbar sind, andererseits aber die Kenntnis über die Charakteristik des Lastabtrages und die Entwicklung der mobilisierten Einzelwiderstände für das Verständnis und die Überprüfung von Berechnungsmodellen notwendig ist, sind die Planung, Durchführung und Auswertung von Pfahlprobelastungen vor Ort ein wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit. Dabei wurden bei den eigenen, umfangreich instrumentierten Testpfählen erstmals in den Ländern des mittleren Ostens innovative faseroptische Sensoren im direkten Vergleich zur konventionellen Messtechnik zum Erfassen axialer Betondehnungen eingesetzt. Die Versuchsergebnisse werden benutzt, um das Last-Setzungsverhalten detailliert zu analysieren, numerische Berechnungsmodelle zu adjustieren und die unterschiedlichen physikalischen Messmethoden hinsichtlich der Anwendbarkeit, Genauigkeit und Zuverlässigkeit zu bewerten (Abschnitt 3.4–3.5).

Da für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit in den V.A.E. von Pfählen explizit keine Normung existiert, wird bei der Berechnung meistens auf empirische Bemessungsmethoden zurückgegriffen, deren Gültigkeit z.T. aus Versuchen in andersartigem Baugrund resultiert. Aus diesem Grund wird in Kapitel 4 ein an Labor- und Feldmessungen kalibriertes Strukturmodell zur Simulation des Last-Setzungsverhaltens axial belasteter Einzelpfähle in den standortspezifischen Baugrundverhältnissen entwickelt. Unter Berücksichtigung der herstellungsbedingten Veränderungen der Baugrundeigenschaften wird am Beispiel der eigenen Probelastung gezeigt, wie die Ergebnisqualität numerischer Berechnungen verbessert werden kann, wenn die notwendigen konstitutiven Eingabeparameter auf der Basis von Messergebnissen invers mittels Optimierungsstrategien identifiziert werden. Durch die numerische Simulation einer im Untersuchungsgebiet durchgeführten Standardprobelastung, bei der lediglich die Einwirkungen und Kopfsetzungen gemessen wurden, wird nachgewiesen, dass mit dem entwickelten numerischen Strukturmodell bei unterschiedlichen Randbedingungen alle maßgebenden Wechselwirkungen und charakteristischen Merkmale des Lastabtrages zutreffend abgebildet werden können.

Da bei den Nachweisen der Grenzzustände die Sicherheitsfaktoren der Pfahlwiderstände häufig den regional spezifischen Erfahrungswerten entsprechen, werden in Kapitel 5 zuverlässigkeitstheoretische Untersuchungen durchgeführt. Dabei werden unter Einbeziehung der statistischen Kennwertanalysen aus Kapitel 3 und unter Berücksichtigung der räumlichen Variabilität der Baugrundparameter am Beispiel der eigenen Probelastung die Versagenswahrscheinlichkeiten und äquivalenten Sicherheitsindizes der Pfahlwiderstände für einzelne Belastungsstufen ermittelt und die Entwicklung des Sicherheitsniveaus mit zunehmender Setzung untersucht. Mit der Anwendung der methodischen Vorgehensweise kann durch die Verknüpfung der Komponenten verschiedener Fachdisziplinen das Last-Setzungsverhalten, die setzungsabhängige Entwicklung der Einzelwiderstände und das zugehörige Sicherheitsniveau von Ortbetonbohrpfählen auf der Grundlage einer Pfahlprobelastung fallbezogen abgeschätzt werden.

## 2 Pfahlgründungen in karbonatischen Sedimenten

### 2.1 Allgemeines

Erste Erfahrungen hinsichtlich des Trag-Verformungsverhaltens von Pfahlgründungen in karbonatischem Sedimentgestein stammen aus den 1960er und 1970er Jahren, als zur Förderung fossiler Energieträger Offshore Plattformen im arabischen und australischen Raum auf gerammte Stahlrohrpfähle (u.a. ANGEMEER et al. 1973) gegründet wurden. Extensive Forschungsprojekte in den 1980er Jahren (ABBS & NEEDHAM 1985, MURFF 1987, HYDEN et al. 1988, RANDOLPH 1988, ALBA & AUDIBERT 1999 u.a.) ergaben, dass auf Grund der besonderen Charakteristika der kalkhaltigen bzw. karbonatischen Sedimentgesteine vorgebohrte und nachträglich verpresste Stahlrohrpfähle gegenüber gerammten Stahlpfählen ein vielfach besseres Last-Setzungsverhalten zeigen. Begründet durch Bauvorhaben in küstennahen Bereichen wurden nahezu zeitgleich von einer Vielzahl von Wissenschaftlern (ROSENBERG & JOURNEAUX 1976, HORVATH et al. 1980, POULOS & DAVIS 1980, WILLIAMS & PELLIS 1981, ROWE & ARMITAGE 1987a, KULHAWY & PHOON 1993 u.a.) das Trag-Verformungsverhalten von Bohrpfahlgründungen in Sedimentgesteinen mit unterschiedlichen Eigenschaften analysiert. Ein drastischer Anstieg der Bauaktivitäten war seit den 1990er Jahren in den küstennahen Bereichen, besonders in den V.A.E. zu verzeichnen. Bedingt durch die geologischen Verhältnisse werden die Bauwerkslasten der Hochbaukonstruktion über Pfahlgründungen in die kalkhaltigen bzw. karbonatischen Sedimentgesteine abgetragen. Bei der Bemessung der äußeren Tragfähigkeit bzw. der Vorhersage des Last-Setzungsverhaltens werden die Off- und Onshore Erfahrungen der 1980er Jahre herangezogen und teilweise über Probelastungen an die lokalen Baugrundbedingungen angepasst. Neuere Untersuchungen (BOUAFIA 2003, POULOS & DAVIDS 2005, WOLFF et al. 2007a, WOLFF & WITT 2008) indizieren, dass das Last-Setzungsverhalten von Bohrpfahlgründungen unter den spezifischen Baugrundbedingungen der V.A.E. mit den vorhandenen empirischen Methoden nicht hinreichend genau bestimmt werden kann, Übereinstimmungen eher zufällig sind (ALRIFA 2007, WOLFF & WITT 2006) und daher weiterer Forschungsbedarf besteht, um hochentwickelte numerische Verfahren richtig und sicher anwenden zu können.

Als karbonatische oder auch kalkhaltige (*carbonate* bzw. *calcareous*) Sedimentgesteine sind in dieser Arbeit die variabel zementierten Sedimente, detritischen und äolischen Ursprungs, wie sie in den Küstenregionen der V.A.E. und speziell in Dubai vorkommen, zu verstehen, die auf Grund der schwachen Diagenese nach verschiedenen Klassifizierungssystemen (z.B. BS 5930, KULHAWY & PHOON 1993, ISRM nach BROWN 1981, NCHRP nach TURNER 2006) als weicher Fels (*soft* bzw. *weak rock*) eingestuft werden

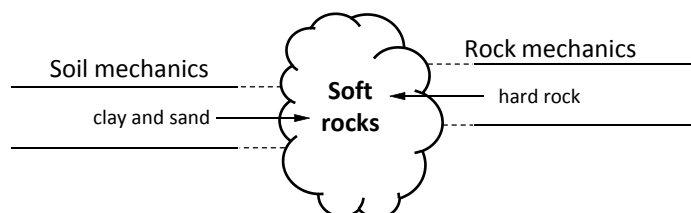
(siehe dazu Abschnitt 3.2, Abbildung 3.20). Kennzeichnend für diese Gesteine ist die geringe einaxiale Druckfestigkeit ( $1 \leq q_u \leq 10 \text{ MN/m}^2$ ). Im Gegensatz zu DIN 4022 T.1, Abschnitt 2.6, worin Fels als ein nicht monolithischer Gesteinsverband von gleichartigen oder ungleichartigen Gesteinen bezeichnet wird, dessen mechanische Eigenschaften (Festigkeit und Verformbarkeit) durch die Art und Anordnung von Trennflächen beeinflusst werden, sind wie u.a. von JOHNSTON 1991 beobachtet, für die im Weiteren betrachteten weichen Sedimentgesteine lediglich vernachlässigbar geringe Unterschiede in den mechanischen Eigenschaften zwischen intaktem Fels und den Sedimentationsschichtgrenzen zu verzeichnen. Auch die Bezeichnung *Halbfestgestein* nach PRINZ 1997 ist nicht zutreffend, da nach 24-stündiger Lagerung in klarem Wasser keine Veränderungen der Eigenschaften feststellbar sind. Die weichen Sedimentgesteine bilden daher eher den Übergang zwischen der Boden- und Felsmechanik (Abbildung 2.1). Die Begriffe karbonatisch bzw. kalkhaltig werden hier als generische Beschreibung verwendet und weisen auf den hohen Gehalt an Kalziumkarbonat hin.

Die in den nachfolgenden Kapiteln dargestellten Untersuchungen zum axialen Tragverhalten von Pfählen in Fels beziehen sich auf Sedimentgesteinsarten mit nahezu identischen Gesteins- und Gebirgseigenschaften, die im Übergangsbereich zwischen Fels und Boden als weicher Fels mit variablen Festigkeits- und Verformungseigenschaften klassifiziert werden.

Die aus Modell- und Großfeldversuchen abgeleiteten, der internationalen Bemessungspraxis zugrunde liegenden Modellvorstellungen sowie die charakterisierenden Einflussgrößen des Lastabtrages in der Kontaktzone Pfahl-Fels, entlang des Pfahlschaftes und am Pfahlfuß, werden einleitend in Kapitel 2.2.1 aufgeführt und erörtert.

In Kapitel 2.2.2 werden die zur Abschätzung des Trag- und Last-Setzungsverhaltens derzeit zur Verfügung stehenden Berechnungsverfahren zusammengefasst und konzeptionell beschrieben. Auf vereinfachende Annahmen, Vor- und Nachteile sowie auf Restriktionen der Anwendbarkeit wird eingegangen.

Die Grenzen der Vorausberechnungen erklären sich aus der naturgemäßen Variation der Baugrundeigenschaften. Messungen haben daher eine große Bedeutung in der Geotechnik und liefern nicht nur Eingangswerte für die Berechnungsverfahren, sondern dienen auch der Überprüfung und Anpassung getroffener Annahmen. Nach einer kurzen Einführung in die Geomesstechnik wird in Kapitel 2.2.3 ein Überblick der bei Pfahlgründungen eingesetzten Messtechniken und -geräte zur Erfassung bemessungsrelevanter Kenngrößen gegeben.



**Abbildung 2.1:** Betrachtungsweise von weichem Fels in der Geomechanik nach JOHNSTON 1991

## 2.2 Stand der Forschung und Technik

### 2.2.1 Last-Setzungsverhalten

Das Last-Setzungsverhalten von Bohrpfählen in weichem Fels ist analog zu Pfählen in Boden und Fels durch die Charakteristik des Lastabtrags in den Kontaktzonen zwischen Pfahl und Fels am Pfahlmantel und -fuß geprägt. Beispielhaft für das Last-Setzungsverhalten von axial belasteten Einzelpfählen in weichem Fels sind in Abbildung 2.2 die Ergebnisse zweier Pfahlprobelastungen in weichem Tonstein von Burlington, Kanada, nach HORVATH et al. 1983 dargestellt. Die nichtlineare Beziehung zwischen der Einwirkung  $E$  (respektive dem mobilisierten Gesamtpfahlwiderstand  $R_k(s)$ ) und der Setzung  $s$  am Pfahlkopf ist von der Entwicklung der am Pfahlmantel und -fuß mobilisierten setzungsabhängigen Einzelwiderstände  $R_s(s)$  und  $R_b(s)$  nach Gleichung (2.2) bzw. (2.3) abhängig und lässt sich für Fälle großer vertikaler Pfahlkopfverschiebungen gut mit einer Hyperbelfunktion approximieren. Die Entwicklung der Einzelwiderstände von P2 in Abbildung 2.2a, einem Bohrpfahl mit relativ glatter Pfahlmantelfläche, verlaufen qualitativ ähnlich denen in Böden. Ab einer Pfahlkopfsetzung von  $s \approx 7$  mm nimmt der Anteil des Pfahlmantelwiderstandes am Gesamtwiderstand bis zum Versuchsende auf 54 % ab, ohne jedoch einen Grenzwert zu erreichen. Der Mittelwert der mobilisierten Mantelreibung ergibt sich bei einer Gesamtbelastung von 8,3 MN zu  $q_s \approx 1.450$  kN/m<sup>2</sup>. Der erst bei größeren vertikalen Verschiebungen mobilisierte Pfahlfußwiderstand nimmt mit wachsender Pfahlkopfsetzung stetig zu, ohne einen Grenzwert zu erreichen. Bei einer Setzung von  $s \approx 26,3$  mm beträgt der Pfahlspitzenwiderstand  $q_b \approx 9,6$  MN/m<sup>2</sup>.

$$(2.1) \quad R_k(s) = R_{s,k}(s) + R_{b,k}(s) - G$$

mit  $R_k(s)$  setzungsabhg. charakt. Pfahlwiderstand  
 $R_{s,k}(s)$  setzungsabhg. charakt. Pfahlmantelwiderstand  
 $R_{b,k}(s)$  setzungsabhg. charakt. Pfahlfußwiderstand  
 $G$  errechnetes Pfahleigengewicht

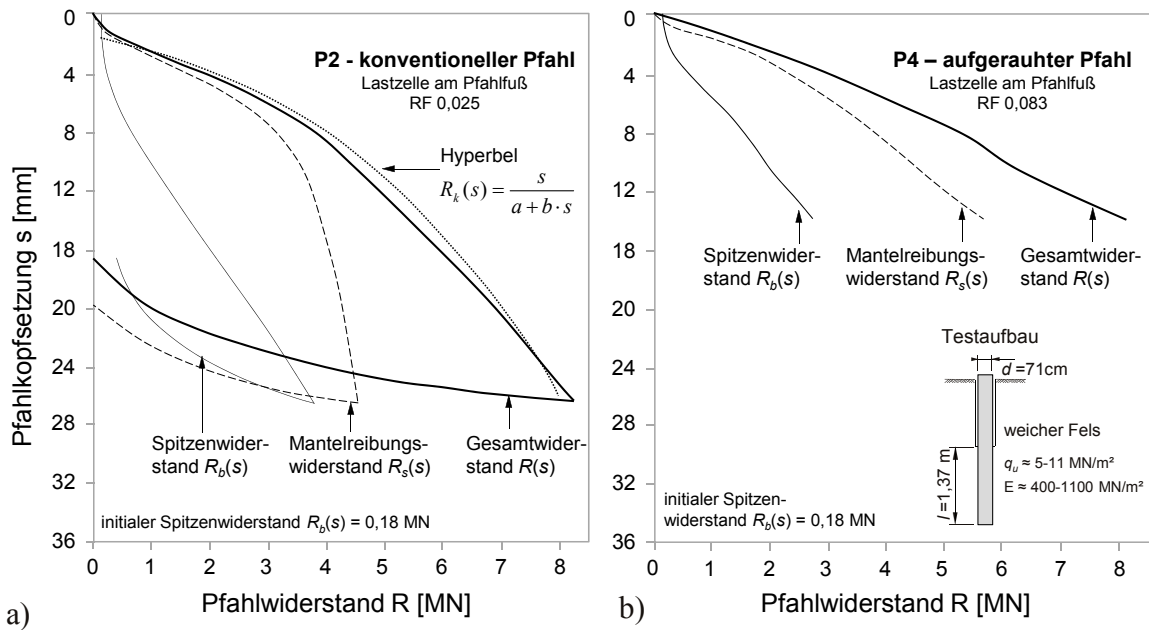
$$(2.2) \quad R_{s,k}(s) = \pi \cdot \int_0^l (q_{s,k}(z) \cdot d(z)) dz$$

mit  $q_{s,k}$  charakt. Wert der Pfahlmantelreibung  
 $d(z)$  Pfahldurchmesser in Abhängigkeit der Tiefe  $z$

$$(2.3) \quad R_{b,k}(s) = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot q_{b,k}$$

mit  $q_{b,k}$  charakt. Wert des Pfahlspitzendruckes

Im Unterschied zu Pfahl P2 zeigt P4 (Abbildung 2.2b), ein Pfahl mit relativ rauher Manteloberfläche, ein deutlich steiferes Tragverhalten. Bei einer Belastung von 8,3 MN resultiert der Gesamtwiderstand zu  $\frac{2}{3}$  aus Pfahlmantelwiderstand und  $\frac{1}{3}$  aus Pfahlfußwiderstand, ohne dass jeweils ein Grenzwert erreicht wird. Bei Versuchsende wird bei einer Setzung von  $s \approx 14,3$  mm eine mittlere Mantelreibung  $q_s \approx 1.800$  kN/m<sup>2</sup> und ein Spitzenwiderstand von  $q_b \approx 6,9$  MN/m<sup>2</sup> mobilisiert.



**Abbildung 2.2:** Widerstand-Setzungsverhalten von unterschiedlich rauen Einzelpfählen in weichem Tonstein nach HORVATH et al. 1983

Trotz gewisser Affinitäten hinsichtlich des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfählen in Böden können in weichem Fels sowohl am Pfahlmantel, besonders bei hoher Rauigkeit, als auch am Pfahlfuß wesentlich größere Widerstände mobilisiert werden. Das Tragmodell von axial belasteten Bohrpfählen in weichem Fels kann bei gleichzeitiger Wirkung von Pfahlmantel- und -fußwiderstand wie in Abbildung 2.3a interpretiert werden. Danach stellt sich als Folge der Wechselwirkung zwischen Mantelreibung und Spitzenwiderstand unter Belastung eine Bodenverspannung entlang des Pfahlschaftes in Form eines Gewölbes ein. Entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen im Fels kann die radiale Ausbreitung der Gewölbezone am Pfahlschaft relativ klein ausfallen. Auf Grund des geringeren Kompressionsvermögens von Fels und dem im Vergleich zum Boden anderen Bruchmechanismus unter Spitzendruckbeanspruchung (WILLIAMS et al. 1980a, JOHNSTON 1991) bildet sich ein Bereich reduzierter Schubspannungen als Folge des nach TOUMA & REESE (1974) bezeichneten Falltüreneffektes, wenn überhaupt, nur begrenzt aus. Eine Abnahme der Pfahlmantelreibung im unteren Pfahlabschnitt ist daher eher gering und lediglich in unmittelbarer Nähe des Pfahlfußes zu beobachten (u.a. DONALD et al. 1980, WILLIAMS et al. 1980b). Je nachdem von welchem Einzelwiderstand das Tragverhalten dominiert wird, spricht man bei der praktischen Bemessung vereinfachend häufig von Mantelreibungs- u./o. Spitzendruckpfählen.

Die aus Versuchen bestimmten Kopfsetzungen von Pfählen in Fels sind bei vergleichbaren Belastungen und geometrischen Randbedingungen geringer als bei Pfählen im Boden und liegen in Abhängigkeit verschiedener weiterer Randbedingungen (z.B. mechanische Felseigenschaften, Herstellungsmethode) in Bereichen von mehreren Millimetern bis einigen Zentimetern.



Ein wesentliches Ergebnis der Untersuchungen ist die zur Mobilisierung der Bruchwerte der Mantelreibung notwendige, relativ große Pfahlkopfsetzung (WILLIAMS et al. 1980a, HORVATH et al. 1983, POULOS & DAVIDS 2005). Die Größe und Verteilung der erreichbaren Mantelreibung hängen im Wesentlichen ab von:

- dem Grad der Rauigkeit in der Kontaktzone Pfahl-Fels,
- der Festigkeit und dem Verformungsverhalten des Felses und Pfahlbetons,
- dem Spannungszustand am Pfahlmantel vor und dessen Entwicklung während der Belastung,
- der Pfahlgeometrie und Herstellungsmethode.

Der Einfluss der zum Teil in kausalem Zusammenhang stehenden Parameter auf das Schubtragverhalten in der Kontaktzone Pfahl-Fels wurde u.a. von PELLIS et al. 1980, LADANYI & DOMINGUE 1980 und SEIDEL & HABERFIELD 2002b in Modell- u. Laborversuchen und z.B. von HORVATH et al. 1980 und WILLIAMS et al. 1980a in Feldversuchen analysiert.

Ergebnisse von Scherversuchen (PELLIS et al. 1980), bei denen Modellpfähle mit verschieden rauen Mantelflächen ( $d \leq 25$  cm) in Sandsteinblöcke ( $q_u \approx 17,7$  MN/m<sup>2</sup>) betoniert und bei unterschiedlich stark behinderter Seitendehnung ausgedrückt wurden, zeigen, dass bereits bei geringer Relativverschiebung Dilatanzeffekte auftreten, die im weiteren progressiven Bruchverlauf zu einem Anstieg der auf die Kontaktzone Pfahl-Fels wirkenden Normalspannungen führen (Abbildung 2.3b). Die Zunahme der Normalspannungen kann in Abhängigkeit des Verformungsverhaltens des Felses mit der Theorie des sich ausdehnenden, unendlichen Zylinders (BORESI 1965) nach Gleichung (2.4) beschrieben werden, wobei  $d$  der Ausgangsdurchmesser,  $\Delta d$  das absolute Dilatanzmaß und  $E_m$  und  $\nu_m$  den Verformungsmodul bzw. die Querdehnzahl des Felses darstellen.

$$(2.4) \quad \Delta\sigma_n = \frac{\Delta d}{d} \cdot \frac{E_m}{(1 + \nu_m)}$$

Zur Klassifizierung der Pfahlmantelrauigkeit schlagen PELLIS et al. 1980 auf der Grundlage von Messungen vier Rauigkeitsklassen (Tabelle 2.1) entsprechend der Geometrie und dem Abstand der Vertiefungen vor. Obwohl subjektiv, wird das Klassifizierungssystem

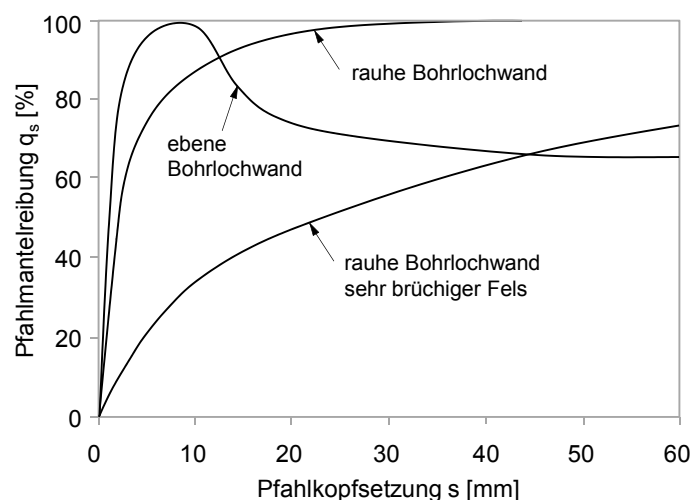
**Tabelle 2.1:** Rauigkeitsklassifikation der Bohrlochwandung nach PELLIS et al. 1980

Rauigkeitsklassen	Beschreibung
<b>R1</b>	gerade, glatte Mantelfläche, Kerben oder Verzahnungen < 1,0 mm tief
<b>R2</b>	Kerben; 1-4 mm tief, > 2 mm breit, im Abstand von 50-200 mm
<b>R3</b>	Kerben; 4-10 mm tief, > 5 mm breit, im Abstand von 50-200 mm
<b>R4</b>	Kerben oder Unebenheiten; > 10 mm tief, > 10 mm breit, im Abstand von 50-200 mm



tem bis heute angewendet. Alternativ existieren weitere Rauigkeitsklassifikation wie z.B. nach HORVATH et al. 1983, die mit denen von PELLIS korreliert werden können. Die Erkenntnisse der Laboruntersuchungen konnten durch Pfahlprobelastungen ( $0,6 \leq d \leq 1,3$  m,  $1,0 \leq l \leq 2,5$  m) in Sand- und Tonstein unterschiedlicher Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften ( $1 \leq q_u \leq 7$  MN/m<sup>2</sup>,  $70 \leq E_m \leq 1200$  MN/m<sup>2</sup>) bestätigt werden (u.a. WILLIAMS & PELLIS 1981). Der Effekt der Rauigkeit ist durch die in Abbildung 2.4 schematisierten Last-Setzungslinien veranschaulicht. Bei Pfählen mit relativ ebener Kontaktzone (Rauigkeitsklasse R1) zeigt sich bei geringer Verschiebung ein sprödes Bruchverhalten der Mantelreibung gefolgt von einem signifikanten Verlust an Tragfähigkeit (60-40 %). Die niedrigen Residualwerte der Mantelreibung ergeben sich auf Grund der niedrigen Normalspannungen in der Kontaktzone Pfahl-Fels als Folge geringer Dilatanz und Entfestigungserscheinungen des Baugrundes in diesem Bereich. Für Fälle einer rauen Bohrlochwand (R3/R4) stellt sich ein duktileres Schubspannungs-Verschiebungsverhalten ein. Die sich dabei einstellenden Residualwerte der Mantelreibung entsprechen quantitativ den Maximalwerten, die im Vergleich zu Pfählen mit ebener Kontaktzone (Bohrlochwandung) bei größeren Verschiebungen mobilisiert werden. Aus Abbildung 2.4 wird zudem deutlich, dass bei Pfählen in weichem, brüchigem bzw. stark geklüftetem Felsen bei gleichen Verschiebungen geringere Normal- und Schubspannungen mobilisiert werden als bei Pfählen in vergleichsweise festem Fels höherer Steifigkeit. Doch auch hier zeigt sich ein typisch duktileres Verhalten mit Verfestigung.

Der Einfluss der Gebirgsfestigkeit auf den Lastabtrag am Pfahlmantel wird von einer Vielzahl von Wissenschaftlern auf der Basis von Pfahlprobelastungen untersucht. Obwohl die Festigkeit des Gebirges auf Grund von Diskontinuitäten (z.B. Klüfte, Schichten) stets geringer als die Gesteinsfestigkeit ist, wird sie über die an Bohrkernen bestimmte einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  charakterisiert. Die empirische Korrelation zwischen  $q_u$  und der aus Probelastungen ermittelten Mantelreibung  $q_s$  lässt sich nach Gleichung (2.5) generalisieren. Die Mehrzahl der in der Literatur angegebenen Korrelationen beruht auf einigen wenigen Daten und repräsentiert die spezifischen Bedingungen des jeweiligen Test- bzw. Baufeldes.



**Abbildung 2.4:** Typische Last-Setzungskurven für Pfähle unterschiedlicher Rauigkeit und Felseigenschaften nach WILLIAMS & PELLIS 1981

$$(2.5) \quad \alpha = A \cdot q_u^B$$

mit  $\alpha$  Adhäsionsfaktor der Mantelreibung  $\alpha = q_s/q_u$

$A, B$  Anpassungsparameter der Korrelationsanalyse

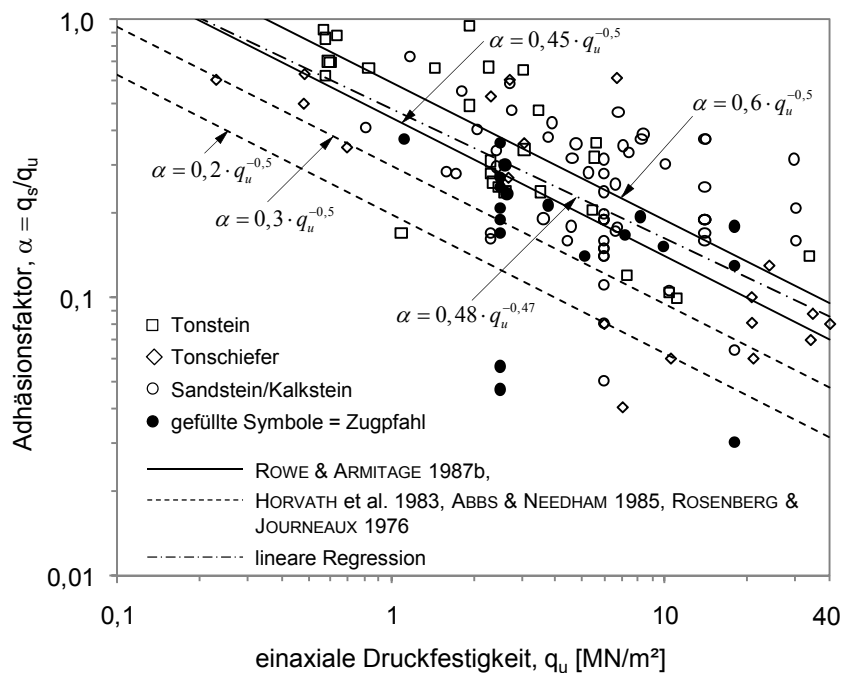
Die in Abbildung 2.5 dargestellten Wechselbeziehungen zwischen  $q_u$  und  $\alpha$  basieren auf den umfangreichen Ergebnisanalysen von ROWE & ARMITAGE 1984 an axialbelasteten Pfählen, hergestellt in unterschiedlichen Felstypen und unter Anwendung verschiedener Bohrtechniken. Entsprechend den Klassifikationen nach Tabelle 2.1 unterteilen ROWE & ARMITAGE 1987b die Ergebnisdaten in Tests mit Rauigkeitsklasse R1-R3 sowie R4 und geben dafür die in Abbildung 2.5 aufgeführten Beziehungen  $\alpha = 0,45 \cdot q_u^{-0,5}$  bzw.  $\alpha = 0,6 \cdot q_u^{-0,5}$  an. Auf der Grundlage einer erweiterten Datenbasis von Pfählen in Ton und Fels schlagen KULHAWY & PHOON 1993 vor, den Adhäsionsfaktor  $\alpha$  in Abhängigkeit der normalisierten Scherfestigkeit entweder mit  $c_u/p_a$  für Boden oder  $q_u/2p_a$  für Fels nach Gleichung (2.6) zu beschreiben. In Abhängigkeit des Baugrundes und der Rauigkeit der Kontaktzone Pfahl/Fels liegen die Variationen des Adhäsionsfaktors der von KULHAWY & PHOON 1993 präsentierten Testergebnisse in der Größenordnung derer von HORVATH et al. 1983 und ROWE & ARMITAGE 1987b.

$$(2.6) \quad \alpha = \psi \cdot \left( \frac{q_u}{2 \cdot p_a} \right)^{-0,5}$$

mit  $\psi$  Faktor zur Berücksichtigung des Baugrundes und der Rauigkeit

$\psi = 2$  für normal und  $\psi = 3$  für sehr raue Kontaktzone

$p_a$  atmosphärischer Druck von 101,3 kN/m<sup>2</sup>



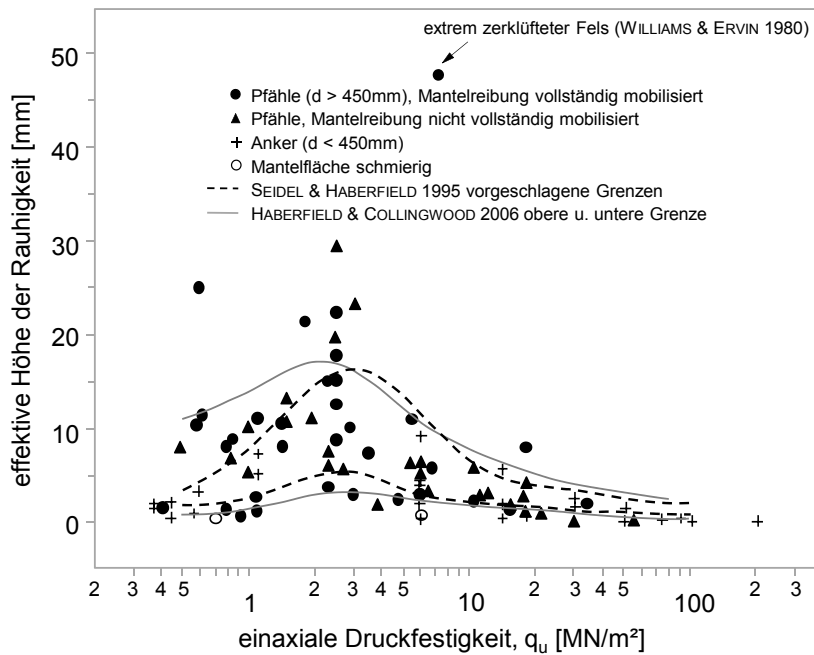
**Abbildung 2.5:** Empirische Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und dem Adhäsionsfaktor  $\alpha$

Die aus Korrelationen zur einaxialen Druckfestigkeit beobachteten Streuungen des Adhäsionsfaktors (Abbildung 2.5) deuten auf weitere, den Lastabtrag am Pfahlschaft beeinflussende Faktoren hin.

Der sich aus den Versuchen von PELLIS et al. 1980 und WILLIAMS et al. 1980a ableitende Einfluss der senkrecht zur Scherrichtung wirkenden Stützung des Felses wird von SEIDEL & HABERFIELD 2002b und GU et al. 2003 an direkten Scherversuchen zwischen Sandstein ( $q_u = 16,9 \text{ MN/m}^2$ ,  $E_u = 4,5 \text{ GN/m}^2$ ,  $\nu = 0,1$ ) und Beton in Abhängigkeit der Rauigkeit und der initialen Spannungen in der Kontaktzone Beton-Fels unter konstanten Normalsteifigkeiten (*constant normal stiffness*, CNS, LAM & JOHNSTON 1982) analysiert. Die Ergebnisse der CNS Direktscherversuche zeigen, dass mit zunehmender Rauigkeit und Steifigkeit größere Mantelreibungen mobilisiert werden, sich ein duktileres Schubspannungs-Verhalten einstellt und der Bruchmechanismus eher vom Aufgleiten der Unebenheiten (Abbildung 2.3b) als vom Abscheren dominiert wird. Ferner zeigt sich, dass der Einfluss der initialen Normalspannungen in der Kontaktzone Pfahl-Fels auf die Größe der mobilisierten Mantelreibung infolge des Frischbetondruckes von 100-300 kN/m<sup>2</sup> (HYDEN et al. 1988, HABERFIELD & COLLINGWOOD 2006) unbedeutend ist. Lediglich bei Pfählen mit relativ glatten Mantelflächen führt eine künstliche Steigerung der initialen Normalspannungen wie z.B. durch die Verwendung von Quellzementen (HASSAN et al. 1993) zu einer Steigerung der Maximalwerte der Mantelreibung.

Die in Abhängigkeit der Geologie und Boden- bzw. Felsklassen zu wählende Herstellungstechnik ist ein weiterer, den Lastabtrag am Pfahlmantel beeinflussender Faktor. Felsbohrwerkzeuge führen bei weichen Sedimentgesteinen neben geologischen Besonderheiten (Schichten geringerer Festigkeit) zu relativ rauen Bohrlochwandungen. Basierend auf den Arbeiten von SEIDEL & HABERFIELD 1995b und den Ergebnissen der CNS Direktscherversuche geben SEIDEL & COLLINGWOOD 2001 die in Abbildung 2.6 dargestellten Beziehungen zwischen der Bohrlochrauigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit von Fels an. Danach treten die größten Rauigkeiten in weichem Fels mit Werten der einaxialen Druckfestigkeit von 2-5 MN/m<sup>2</sup> auf.

Den Einfluss von Tonsuspensionen (Bentonite) zur Stützung des Bohrloches auf den Lastabtrag in der Kontaktzone Pfahl-Fels untersucht u.a. WILLIAMS et al. 1980b mit Probelastungen an Pfählen unterschiedlicher Rauigkeit. Im Ergebnis zeigt sich, dass bei relativ glatten Pfählen (R1-R2) bereits ein vergleichsweise dünner Bentonit-Filterkuchen die Ausbildung der Haftreibung zwischen Beton und Fels behindert und folglich den Pfahlmantelwiderstand signifikant reduziert. Unabhängig, ob das Bohrloch unter Verwendung von Bentonitsuspension hergestellt wird oder nicht, ergibt der Vergleich der mobilisierten Mantelreibungswiderstände für Pfähle mit rauer Kontaktzone (R3-R4) keine nennenswerten Unterschiede. WILLIAMS & PELLIS 1981 schlagen daher vor, den Bemessungswert der Mantelreibung für glatte Pfähle auf 25 % gegenüber dem von rauen Pfählen zu reduzieren, wenn es nicht möglich ist, Probelastungen durchzuführen. Alternativ wird z.B. von WYLLIE 1999 neben der sorgfältigen Bohrlochreinigung vor dem Betonieren, die Verwendung von polymeren Stützflüssigkeiten empfohlen, da bei diesen auf Grund der andersartigen Stützwirkung keine Rückstände an der Bohrlochwand verbleiben.

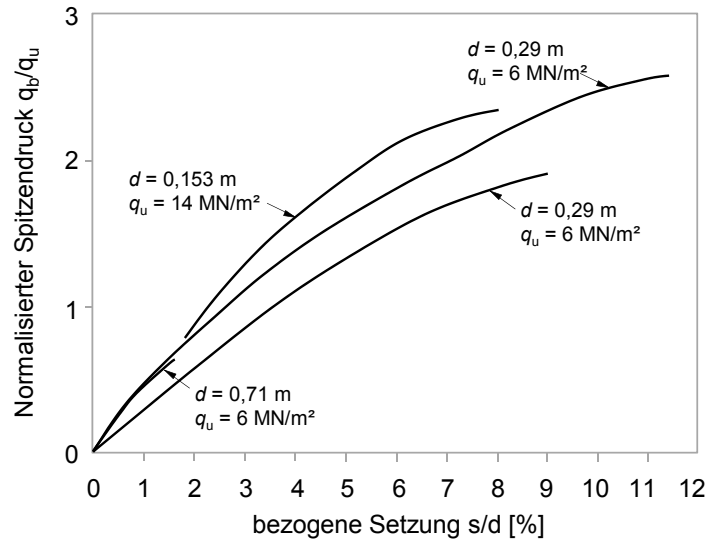


**Abbildung 2.6:** Variation der Pfahlrauigkeit mit der Festigkeit von Fels nach SEIDEL & COLLINGWOOD 2001

### Lastabtrag am Pfahlfuß

Charakteristisch für den Lastabtrag am Pfahlfuß ist, dass sich für den mobilisierten Spitzenwiderstand im Vergleich zur Mantelreibung kein Grenzwert, sondern ein mit den Setzungen graduell ansteigender Wert einstellt. Ein klassischer Bruchzustand, bei dem die Verformung ohne Laststeigerung zunimmt, tritt nicht ein. Um dennoch Widerstände für verschiedene Grenzzustände angeben zu können, wird als Hilfskriterium häufig eine Grenzsetzung von  $0,1 \cdot d$  angenommen (KEMPFERT & SMOLTZYK 2001). Zur Untersuchung des Tragverhaltens am Pfahlfuß wurden u.a. von PELLIS & TURNER 1980, WILLIAMS et al. 1980b, HORVATH et al. 1983 und JOHNSTON & CHOI 1985 Modell- und Feldversuche durchgeführt.

Typisch für den Lastabtrag am Pfahlfuß von Spitzendruckpfählen in weichem Fels sind die von PELLIS & TURNER 1980 aus Probelastungen in Sandstein ( $6 \leq q_u \leq 15 \text{ MN/m}^2$ ) abgeleiteten und in Abbildung 2.7 dargestellten Zusammenhänge. Die von WILLIAMS et al. 1980b aus Probelastungen in Melbourne Mudstone ( $2 < l/d < 22$ ) erhaltenen Ergebnisse sind dabei berücksichtigt. Die wesentlichen Erkenntnisse der Untersuchungen sind, dass der für Pfähle in weichem Fels hohe Spitzenwiderstand erst bei großen Verformungen mobilisiert wird, der Spitzenwiderstand mit der Festigkeit des Felses zunimmt und der Pfahldurchmesser einen vernachlässigbaren Einfluss auf den Lastabtrag am Pfahlfuß hat. Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse schlagen PELLIS & TURNER 1980 für bezogene Setzungen  $s/d$  von 1-2 % die in Tabelle 2.2 aufgeführten Maximalwerte für den Spitzendruck  $q_b$  in Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  von Fels vor. Die angegebenen setzungsabhängigen Spitzendruckwerte sind und einiges geringer als die



**Abbildung 2.7:** Probelastungsergebnisse für Spitzenwiderstand in Sandstein der Klasse IV nach PELLIS & TURNER 1980

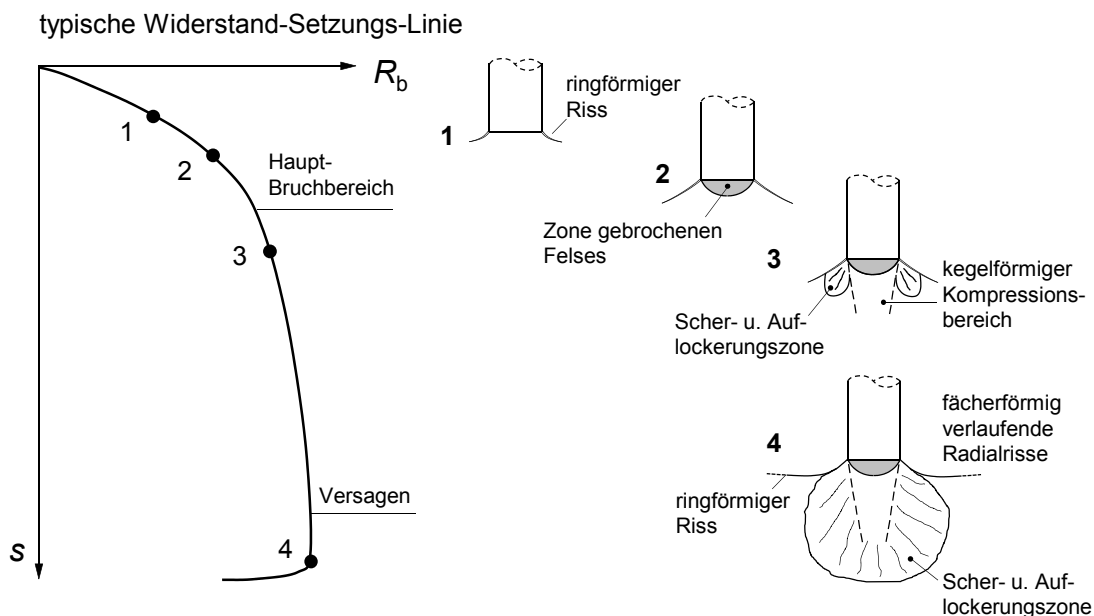
von WILLIAMS et al. 1980b für Pfähle mit  $l/d > 2$  und von ROWE & ARMITAGE 1987b vorgeschlagenen Werte von  $5 \cdot q_u$  bzw.  $2,5 \cdot q_u$ . Grund dafür ist der Versuch, die Zwangsbedingungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit über das Tragfähigkeitskonzept zu beschreiben. Dies trifft nur für Fälle zu, bei denen mit Belastungsbeginn ein vollständiger Kontakt zwischen Pfahlfuß und Fels vorhanden ist. TOMLINSON 2004 empfiehlt für Bohr- und Rammpfähle in weichem Fels mit einem Trennflächenabstand  $\geq 60$  cm den Spitzenwiderstand entsprechend Gleichung (2.7) zu bestimmen. Für die in PELLIS & TURNER 1980 angegebenen Reibungswinkel für Sandstein von  $40^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$  ergeben sich Werte zwischen  $9$  bis  $12 \cdot q_u$ .

$$(2.7) \quad q_b = 2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot q_u$$

**Tabelle 2.2:** Maximale Spitzendruckwerte für Pfähle in Sandstein bei unterschiedlich, bezogenen Setzungen nach PELLIS & TURNER 1980

Sandstein- klasse	Beschreibung	max. Spitzendruck bei bezogener Setzung $s/d$	
		1 %	2 %
I	fest, intakt $q_u > 24 \text{ MN/m}^2$	$1,1 \cdot q_u$	$2,2 \cdot q_u$
II	mäßig fest bis fest, leicht brüchig $12 < q_u < 24 \text{ MN/m}^2$ ,	$1,0 \cdot q_u$	$2,0 \cdot q_u$
III	mäßig fest $7 < q_u < 12 \text{ MN/m}^2$ ,	$0,7 \cdot q_u$	$1,3 \cdot q_u$
IV	weich, brüchig $2 < q_u < 7 \text{ MN/m}^2$ ,	$0,4 \cdot q_u$	$0,7 \cdot q_u$
V	sehr weich, brüchig, bröckelt $q_u$ „nicht normal messbar“	$1,2 \text{ MN/m}^2$	$2,5 \text{ MN/m}^2$

Den Bruchmechanismus am Pfahlfuß von Spitzendruckpfählen untersuchten JOHNSTON & CHOI 1985 an Modellversuchen in Melbourne Mudstone ( $2 \leq q_u \leq 7 \text{ MN/m}^2$ ). Entsprechend dem beobachteten Last-Setzungsverhalten beschreiben JOHNSTON & CHOI 1985 den progressiven Bruch unabhängig vom analysierten Wertebereich für  $l/d$  ( $0 < l/d < 10$ ) durch die in Abbildung 2.8 dargestellten 4 Phasen. Während des anfänglich linearen Last-Setzungsverlaufes bildet sich mit Erreichen der vom Fels aufnehmbaren Zugspannung ein von der Pfahlfußkante ausgehender ringförmiger Riss (Punkt 1). Mit zunehmender Belastung stellt sich ein deutlich nichtlinearer Last-Setzungsverlauf ein, was ursächlich auf die sich unter dem Pfahlfuß bildende Zone von zerbrochenen Fels und der fortschreitenden Rissbildung zurückzuführen ist (Punkt 2). Bis zu Punkt 3, unmittelbar nach dem als eigentlichen Bruch indizierten Bereich der maximalen Krümmung der Last-Setzungskurve, entsteht unter dem Pfahlfuß ein kegelförmiger Kompressionsbereich. Gleichzeitig bildet sich zwischen dem Ringriss und dem duktilen Kompressionskegel eine progressive Scherzone. Im weiteren Verlauf dringt der Pfahl bei wesentlich geringerer Laststeigerung in den Fels ein, wobei sich die Scherzone um den Kompressionskegel rapide ausdehnt. Im Versagenszustand (Punkt 4) ist die fächerförmige Scherzone mit radialen Rissen durchsetzt und hat den Kompressionsbereich vollständig umschlossen. Die Entstehung der radialen Risse in der fächerförmigen Scherzone interpretieren JOHNSTON & CHOI 1985 als Hauptursache des Versagens. Der beschriebene Bruchmechanismus steht in guter Übereinstimmung mit dem von WILLIAMS et al. 1980b an Probelastungen von Spitzendruckpfählen beobachteten Verhalten.



**Abbildung 2.8:** Bruchmechanismus von Spitzendruckpfählen in weichem Fels nach JOHNSTON & CHOI 1985

### 2.2.2 Berechnungsverfahren

Grundlage der üblichen Bemessungspraxis von Pfahlgründungen bilden aus verschiedenen Modellvorstellungen abgeleitete Berechnungsverfahren, die entweder auf vereinfachten bodenmechanischen Annahmen oder auf Erfahrungswerten beruhen. Komplexe numerische Verfahren, mit welchen Interaktionseffekte zwischen Baugrund und Konstruktion berücksichtigt und über geeignete konstitutive Modelle das nicht lineare Materialverhalten des Baugrundes beschrieben werden können, bilden in der praktischen Anwendung auf Grund der notwendigen umfangreichen geotechnischen Voruntersuchungen eher die Ausnahme. POULOS 1989 klassifiziert die Verfahren entsprechend dem theoretischen Ansatz und erforderlichen Aufwand zur Parameterwertbestimmung hierarchisch in drei Kategorien (Tabelle 2.3). Verfahren der Kategorie 1 basieren auf empirischen Korrelationen zu Ergebnissen aus Labor- u. Feldversuchen und werden angesichts der Einfachheit weltweit wahrscheinlich am häufigsten verwendet. Verfahren der Kategorie 2 basieren auf theoretischen Grundlagen und werden unter Zuhilfenahme von Bemessungsdiagrammen häufig bei der Verformungsberechnung angewandt. Höherwertige numerische Verfahren der Kategorie 3, mit denen Nichtlinearitäten des Baugrundes und Interaktionseffekte zwischen Bauwerk und Baugrund beschrieben werden können, setzen umfassende Kenntnisse der spezifischen Baugrundverhältnisse voraus und bilden häufig die Grundlage für Parameterstudien, deren Ergebnisse zum Erstellen von Bemessungsdiagrammen für die weniger rechenintensiven Verfahren nach Kategorie 2 verwendet werden können. Nachfolgend werden die Berechnungsverfahren der einzelnen Kategorien mit Bezug auf Literatur-Referenzen kurz erläutert.

**Tabelle 2.3:** Kategorisierung der Bemessungsmethoden nach POULOS 1989

Kategorie	Gruppierung	Eigenschaften des Modells	Methode der Parameterbestimmung
1	-	Empirisch - nicht auf bodenmechanischen Prinzipien basierend	Einfache in situ o. Laborversuche mit Korrelationen
2	2A	Basierend auf vereinfachten Theorien oder Diagrammen unter Verwendung bodenmechanischer Prinzipien, Handrechnung möglich. Linear-elastische (Verformung) oder idealplastische (Tragfähigkeit, Stabilität) Theorie	Gewöhnliche in situ Versuche - ggf. mit Korrelationen
	2B	Wie 2A, aber Theorie ist nichtlinear (Verformung) oder elasto-plastisch (Tragfähigkeit, Stabilität)	
3	3A	Problemspezifisch beruhend auf bodenmechanischen Prinzipien. Linear-elastisch (Verformungen) oder idealplastisch (Tragfähigkeit, Stabilität) Theorie	Sorgfältige Labor- und/oder in situ Versuche, bei Berücksichtigung der entsprechenden Spannungspfade
	3B	Wie 3A, aber Nichtlinearitäten vereinfachend berücksichtigt	
	3C	Wie 3A, aber Nichtlinearität durch geeignete konstitutive Modelle zur Beschreibung des Bodenverhaltens	

## Empirische Verfahren

In Ermangelung anerkannter mechanischer Modelle, mit denen das Tragverhalten von Pfählen unter Verwendung von boden- bzw. felsmechanischen Kennwerten auf der Theoriegrundlage berechnet werden kann (FRANKE 1989), bilden empirische Verfahren die Grundlage zur Vorhersage des Tragverhaltens von Pfahlgründungen. Die Größe der Mantelreibung und des Spitzendruckes wird bei den empirischen Verfahren vorwiegend durch Korrelation mit Ergebnissen aus Labor- (MEYERHOF 1976 a, POULOS 1988 u.a.) oder Feldversuchen (SCHMERTMANN 1978, WRIGTH & REES 1979 u.a.), wie z.B. dem Reibungswinkel, der einaxialen Druckfestigkeit, dem Sondierwiderstand aus Ramm- (SPT) bzw. Drucksondierungen (CPT) oder Pfahlprobelastungen (u.a. ROSENBERG & JOURNEAUX 1976, WILLIAMS et al. 1980b, KULHAWY & PHOON 1993) bestimmt. Umfangreiche Übersichten der international verwendeten empirischen Verfahren sind u.a. in POULOS 1989, CLAYTON 1995, LUNNE et al. 1997, BANDINI & SALGADO 1998 aufgeführt. Ein Verfahren zur Ermittlung der Last-Setzungslinien von Bohrpfählen schlagen FRANKE 1989 und ELBORG 1993 auf der Basis statistischer Auswertungen einer Vielzahl von Pfahlprobelastungen vor. Grundlage dieser Methode, die in DIN 1054 standardisiert ist, bilden Korrelationen zwischen Ergebnissen aus Probelastungen und Drucksondierungen (CPT) bzw. Bodenkennwerten (undräßierte Scherfestigkeit  $c_u$ ). Für weichen bzw. zerklüfteten Fels werden die Größen der Mantelreibung  $q_s$  und des Spitzendruckes  $q_b$  häufig über empirische Korrelation zur einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  (Abbildung 2.5, Tabelle 2.2) bestimmt. Eine Übersicht der für Bohrpfahlgründungen in karbonatischem Sedimentgestein international häufig verwendeten empirischen Verfahren zur Bestimmung der Grenzmantelreibung nach Gleichung (2.5) ist in Tabelle 2.4 zusammengestellt. Der Spitzenwiderstand wird in den meisten Fällen entsprechend den Empfehlungen von WILLIAMS et al. 1980b  $q_b = 5 \cdot q_u$ , ROWE & ARMITAGE 1987b  $q_b = 2,5 \cdot q_u$  oder TOMLINSON 2004 nach Gleichung (2.7) festgelegt.

**Tabelle 2.4:** Übersicht empirischer Bemessungsmethoden der Grenzmantelreibung  $q_s$  für Pfähle in weichem Fels

Referenz	Gleichung für $q_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bemerkung
ABBS & NEEDHAM 1985	$q_s = 0,375 \cdot q_u$ $q_s = 0,375 + (q_u - 1) \cdot 0,1875$	$q_u < 1,0$ MN/m <sup>2</sup> $1 < q_u < 3$ MN/m <sup>2</sup>
HORVATH et al. 1983	$q_s = 0,2 - 0,3 \cdot q_u^{0,5}$	
O'NEILL & HASSAN 1993	$q_s = 0,15 \cdot q_u$ $q_s = 0,21 \cdot q_u^{0,5}$	$1,7 < q_u < 1,9$ MN/m <sup>2</sup> $q_u > 1,9$ MN/m <sup>2</sup>
ROSENBERG & JOURNEAUX 1976	$q_s = 0,3 \cdot q_u^{0,5}$	
ROWE & ARMITAGE 1987b	$q_s = 0,45 \cdot q_u^{0,5}$ $q_s = 0,6 \cdot q_u^{0,5}$	für normale Rauigkeit ( $R_2 - R_3$ ) für hohe Rauigkeit ( $R_4$ )
WILLIAMS et al. 1980b	$q_s = 0,5 \cdot \beta \cdot q_u^{0,5}$	$\beta$ , von Verhältnis der Gebirgs- zur Gesteinsfestigkeit abhängiger Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung von Unstetigkeiten im Fels



Allgemein gilt, dass bei den empirischen Verfahren die Pfahl- bzw. baugrundabhängigen Parameter (Pfahlart und -herstellung, Festig- und Steifigkeit) nicht in der wünschenswerten Vollständigkeit, sondern lediglich über Konvertierungsfaktoren berücksichtigt werden.

### Vereinfachte analytische Verfahren

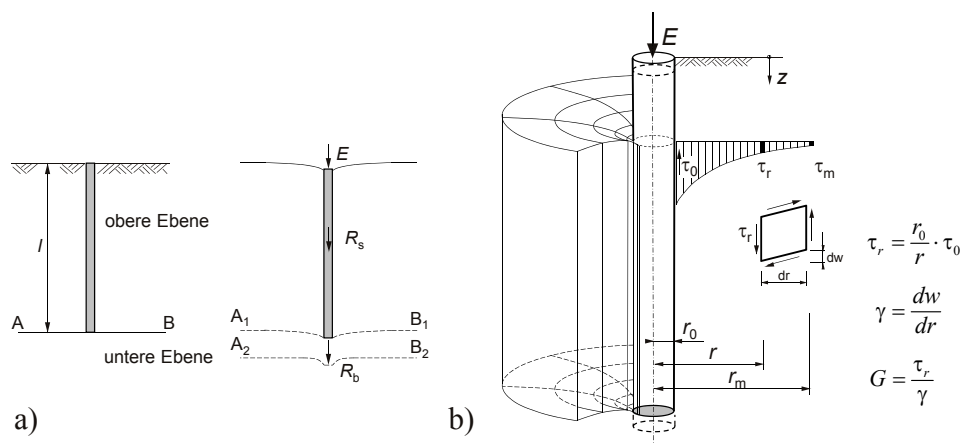
Auf der Grundlage der Elastizitätstheorie schlagen RANDOLPH & WROTH 1978/1979 ein analytisches Näherungsverfahren zur Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens von axialbelasteten Einzelpfählen und Pfahlgruppen vor. Die Methodik und Annahmen des Verfahrens werden für den Einzelpfahl zusammengefasst.

RANDOLPH & WROTH 1978 gehen von der Annahme aus, dass der Lastabtrag am Pfahlschaft und -fuß in getrennten Ebenen stattfindet (Abbildung 2.9a). Die obere Ebene wird ausschließlich infolge der mobilisierten Mantelreibung und die untere Ebene ausschließlich infolge des Spitzendruckes verformt. Auf diese Weise werden die Setzungen mit voneinander unabhängigen Ansätzen bestimmt und über eine Verformungsbeziehung zusammengeführt. Unberücksichtigt bleiben mögliche Relativverschiebungen in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund und Veränderungen der Baugrundeigenschaften als Folge der Pfahlherstellung.

Die Verformung am Pfahlschaft wird nach einem Ansatz von COOKE 1974 über die Scherung konzentrischer Zylinder idealisiert (Abbildung 2.9b). Unter der Annahme, dass die Änderungen der vertikalen Spannungen  $\sigma_z$  und der horizontalen Bodendeformationen infolge Belastung vernachlässigbar gering sind, lassen sich die Setzungen des Pfahlschaftes  $s_s$  allein aus der Integration der Schubverzerrung  $\gamma$  des Baugrundes über den Abstand  $r$  vom Pfahl wie folgt bestimmen:

$$(2.8) \quad s_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \int_{r_0}^{r_m} \frac{1}{r} dr \quad \rightarrow \quad s_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)$$

wobei  $\tau_0$  die mittlere Mantelreibung,  $G$  der Schubmodul,  $r_0$  der Pfahlradius und  $r_m$  der Radius ist, ab dem die Schubspannungen vernachlässigbar klein sind.



**Abbildung 2.9:** Grundlegendes zum Verfahrens nach RANDOLPH & WROTH 1978

Auf der Basis von Parameterstudien schlagen RANDOLPH & WROTH 1978 für den Einzelfahl die Beziehung  $r_m = 2,5 \cdot l \cdot (1 - \nu)$  vor, wobei  $l$  die durch Schubverzerrung beaufschlagte Pfahllänge ist.

Die Pfahlfußsetzung in der unteren Ebene ( $A_2$ - $B_2$ ) wird nach der von BOUSSINESQ angegebenen Beziehung

$$(2.9) \quad s_b = \frac{R_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot r_0 \cdot G} \cdot \eta$$

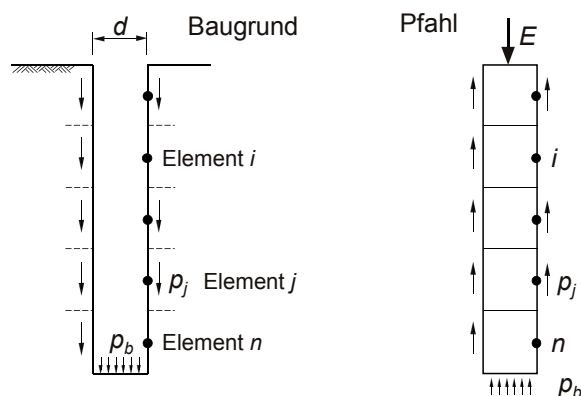
ermittelt. Für den Tiefenfaktor  $\eta$ , durch den die Interaktion zwischen den beiden Ebenen berücksichtigt wird, geben RANDOLPH & WROTH 1978 Werte zwischen 0,85 und 1,0 an.

Die Gesamtsetzung eines starren Pfahles ( $s_{ges} = s_s = s_b$ ) in homogenem Baugrund kann durch Kombination der Ergebnisse aus den beiden Ebenen nach Gleichung (2.10) abgeschätzt werden.

$$(2.10) \quad s_{ges} = \frac{E}{G \cdot r_0 \cdot \left( \frac{4}{\eta \cdot (1 - \nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot l}{\zeta \cdot r_0} \right)} \quad \text{mit } \zeta = \ln(r_m/r_0)$$

Zur näherungsweise Berücksichtigung der Pfahlsteifigkeit und der Inhomogenität des Baugrundes über die Pfahllänge geben RANDOLPH & WROTH 1978 Erweiterungen der Gleichung an.

POULOS & DAVIS 1968 schlagen auf der Grundlage der Elastizitätstheorie eine alternative Methode zur Ermittlung des Last-Setzungsverhaltens von axial belasteten Einzelfählen vor. Bei dieser Methode wird der Pfahl in  $n + 1$  Elemente unterteilt (Abb. 2.10), die über Einflussfaktoren untereinander in Beziehung stehen. Durch Integration der Mindlin-Gleichungen für Spannungen und Verschiebungen infolge von Einzellasten im elastisch-isotropen Halbraum werden die Einflussfaktoren bestimmt. Im Ergebnis lassen sich die Baugrundsetzungen im Punkt  $i$  unmittelbar neben dem entsprechenden Element allgemein nach Gleichung (2.11) ermitteln. Voraussetzung ist die Kompatibilität der Verschiebungen zwischen Pfahl und Baugrund ( $s_{i,\text{Pfahl}} = s_{i,\text{Baugrund}}$ ).



**Abbildung 2.10:** Grundlegendes zum Verfahrens nach POULOS & DAVIS 1968

$$(2.11) \quad s_{i,soil} = \frac{d}{E_{soil}} \sum_{j=1}^n (I_{ij} \cdot p_j) + \left( \frac{d}{E_{soil}} \cdot I_{ib} \right) \cdot p_b$$

mit  $I_{ij}$  u.  $I_{ib}$  Einflussfaktoren für das  $i$ -te Element infolge der Schubspannung am Element  $j$  bzw. der Vertikalspannungen am Pfahlfuß  
 $p_j$  u.  $p_b$  Spannungen am Element  $j$  bzw. am Pfahlfuß

POULOS 1968 und POULOS & DAVIS 1980 haben die Methode zur näherungsweise Berücksichtigung der Relativverschiebung zwischen Pfahl und Baugrund sowie der Interaktion zwischen Pfählen einer Gruppe fortgeschrieben.

### Numerische Verfahren

Numerische Verfahren sind Hilfsmittel zur näherungsweise Lösung komplexer geometrischer und physikalischer Problemstellungen auf der Basis mathematischer Modelle. Für die rechnerische Erfassung von Geometrie, Materialverhalten und Baugrund-Tragwerk-Interaktion von Pfahlgründungen sind die am häufigsten verwendeten numerischen Berechnungsverfahren die Finite-Elemente-Methode (FEM), die Randelement-Methode (REM) und hybride Verfahren, eine Kombination aus FEM und REM.

#### *Finite-Elemente-Methode*

Die FEM ist ein mathematisches Näherungsverfahren zur Lösung partieller Differentialgleichungen für ein gegebenes Rand- und Anfangswertproblem (BEER & WATSON 1992). Über Näherungsansätze (z.B. Integralform) wird auf der Basis der Energie- und Arbeitsprinzipien unter Berücksichtigung der Randbedingungen ein algebraisches Gleichungssystem erzeugt, durch dessen Lösung die gesuchte physikalische Größe approximiert wird. Kerngedanke der FEM ist die Diskretisierung eines flächenhaften oder räumlichen Kontinuumsgebietes in endliche (finite) Elemente, die in den Knotenpunkten auf den Elementrändern verbunden sind. Entsprechend der gewählten Ansatzfunktion (linear, quadratisch) wird der Verlauf der gesuchten physikalischen Größe (z.B. Verformung) innerhalb eines Elementes aus den physikalischen Größen der Elementknoten angenähert. Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Analyse mittels FEM ist das Stoffmodell, ein mathematisches Modell zur Beschreibung physikalischer Zusammenhänge. Werden nichtlineare Materialmodelle verwendet oder geometrische Nichtlinearitäten berücksichtigt, sind die zu lösenden Gleichungssysteme nichtlinear und können nur iterativ gelöst werden (z.B. Newton-Raphson oder Arc-length-Methode). Die theoretischen Grundlagen der Finiten-Element-Methode sind u.a. in BATHE 2002, KNOTHE & WESSELS 1999, ZIENKIEWICZ et al. 2005 ausführlich behandelt.

Die auf der Basis der FEM entwickelten Bemessungsmethoden zur Abschätzung des Last-Setzungsverhaltens von axial belasteten Pfählen lassen sich in drei Kategorien unterteilen: elastische Bemessung, Bemessung mit Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Fels (Schlupf) und nichtlineare Analysen.

Grundlage der *elastischen Bemessung* sind aus FE-Berechnungen aufgestellte Diagramme, wie z.B. die von OSTERBERG & GILL 1973 oder PELLIS & TURNER 1979. PELLIS &

TURNER 1979 schlagen bei der Anwendung ihrer Diagramme zwei mögliche Methoden vor, für die im Vorfeld die Grenzwerte der Mantelreibung (z.B. Gleichung (2.5) bzw. Abbildung 2.5) und des Spitzendruckes (Tab 2.2.) abzuschätzen sind.

Bei Methode 1 wird unter der Annahme, dass der Spitzenwiderstand bei einer Setzung von  $0,01 \cdot d$  vollständig mobilisierbar ist (kein Bohrgutrückstand am Pfahlfuß), zunächst der Anteil des Pfahlfußwiderstandes für den Durchmesser und die gegebene Gesamtlast bestimmt. Von der Lastdifferenz wird angenommen, dass diese über die Mantelreibung abgetragen wird. Mit der geschätzten Grenzmantelreibung wird anschließend die Pfahleinbindetiefe bestimmt.

Bei Methode 2 wird ausgehend von der Annahme, dass die Gesamtbelastung über Mantelreibung übertragen wird, die Pfahllänge iterativ unter Verwendung von Bemessungsdiagrammen bestimmt. Methode 2 führt zwar zu längeren Pfählen, erfüllt aber im Vergleich zu Methode 1 die elastischen Kompatibilitätsbedingungen. HORVATH et al. 1983 empfehlen die gleiche Vorgehensweise mit dem Unterschied, die Bohrlochrauigkeit separat bei der Bestimmung der Grenzmantelreibung zu berücksichtigen.

Da der üblicherweise hohe Spitzendruck nicht mobilisiert wird, sofern nicht Schlupf zwischen Pfahlschaft und Fels eintritt, wird bei der *Bemessung mit Relativverschiebung* von einem elasto-plastischen Schubtragverhalten in der Kontaktzone Pfahlschaft-Fels ausgegangen. ROWE & ARMITAGE 1987a geben auf der Grundlage der Arbeiten von ROWE & PELLIS 1980 Bemessungsdiagramme zur Berücksichtigung der Relativverschiebung zwischen Pfahlschaft und Fels an. Die Vorgehensweise ist ähnlich der elastischen Bemessungsmethode 2 und ist u.a. in ROWE & ARMITAGE 1987b und PELLIS 1999 detailliert beschrieben.

WILLIAMS et al. 1980b entwickeln ausgehend von Versuchsergebnissen in Kombination mit elastischen Lösungen (DONALD et al. 1980) eine empirische Bemessungsmethode zur Berücksichtigung des *nichtlinearen* Last-Setzungsverhaltens von in weichem Fels gegründeten Bohrpfählen. Iterativ wird für definierte Randbedingungen das Last-Setzungsverhalten prognostiziert. Entwickelt für Bohrpfähle in Melbourne Mudstone, ist die Methode, wenn über entsprechende Versuchsergebnisse kalibriert, zur Bemessung von Pfählen in anderen Felsarten übertragbar.

Angeichts des vergleichsweise hohen Anteils der Mantelreibung am Gesamtwiderstand, steht besonders die realistische Modellierung des Lastabtrages am Pfahlschaft im Fokus der Entwicklungen. SEIDEL & HABERFIELD 1995a, SEIDEL & HABERFIELD 1995b u. SEIDEL & HABERFIELD 2002a beschreiben auf der Grundlage zahlreicher CNS-Scherversuche zwischen Beton und verschiedenen Kalk- bzw. Sandsteinen ein umfassendes numerisches Modell zur Simulation des nichtlinearen Schubtragverhaltens am Pfahlschaft (Rechenprogramm „ROCKET“). Aus den notwendigen Eingabeparametern zur Berücksichtigung der Mantelrauigkeit (sägezahnähnliche Unebenheiten), der Dilatanz (elastische, radiale Verformung entsprechend der Lösung von STEINBRENNER 1930) und des Versagens der Unebenheiten (plastizitätstheoretischer Ansatz nach SOKOLOVSKY 1960) werden Schubspannungs-Verformungskurven ( $\tau$ -z) berechnet, deren Verlauf das Scherverhalten der Kontaktzone Pfahlschaft-Fels für unterschiedliche Schichten repräsentiert.

Das Materialverhalten am Pfahlfuß kann zur Berücksichtigung von Bohrrückständen entweder über linear-elastische, ideal-plastische oder hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen beschrieben werden.

HASSAN & O'NEILL 1997 und HASSAN et al. 1997 beschreiben auf der Basis der FEM einen Mechanismus zur Simulation des Schubtragverhaltens in der Kontaktzone Pfahlschaft-Fels für Pfähle in weichem Tonstein mit relativ glatter Manteloberfläche. Das Materialverhalten von Fels wird dabei durch das modifizierte Drucker-Prager Modell beschrieben (elasto-plastisch) und die Unebenheiten sinusförmig modelliert. Über Kontaktelemente (*Interface Elementes*), spezielle finite Elemente, die besondere physikalische bzw. Materialeigenschaften beschreiben, werden Schlupf, Dilatanz und mögliche Separationen in der Kontaktzone Pfahlschaft-Fels simuliert.

LEONG & RANDOLPH 1992 und LEONG & RANDOLPH 1994 formulieren auf der Grundlage der energetischen Betrachtungen von ROWE et al. 1964 zur Beschreibung des Scherungsverhaltens von unregelmäßigen Felsflächen ein modifiziertes Mohr-Coulomb Modell, mit dem die graduelle Mobilisierung der Bruchmantelreibung, dilatantes sowie verfestigendes (*hardening*) als auch entfestigendes Materialverhalten (*softening*) beschrieben werden kann. Für die numerischen Analysen des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen in weichem Fels verwenden LEONG & RANDOLPH 1994 das FE-Programm „AFENA“, wobei sie das beschriebene Schubtragverhalten über Interface-Elemente (Goodman-type) und das Materialverhalten von Fels als elastisch, ideal-plastisch simulieren.

Die Aufzählung der ausgewählten Methoden zur Beschreibung des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen in weichem Fels verdeutlichen, dass keine universelle Lösung existiert, sondern die Modelle den Randbedingungen entsprechenden formuliert werden.

#### *Randelement-Methode*

Bei der REM (*Boundary-Element-Method*, BEM) werden für die auf dem Rand eines als isotrop und homogen angenommenen flächenhaften bzw. räumlich begrenzten Kontinuumsgebietes in Beziehung stehenden Kräfte und Verschiebungen Integralgleichungen formuliert und gelöst. Mit den Lösungen für die Gebietsgrenzen lassen sich bei der Anwendung von bestehenden Fundamentallösungen, wie z.B. der Mindlin-Gleichungen zur Beschreibung der Spannungen und Verschiebungen infolge von Einzellasten im elastisch-isotropen Halbraum, die Unbekannten für jeden Punkt innerhalb des betrachteten Gebietes bestimmen. Anders als bei der FEM genügt es deshalb, nur die Ränder des Kontinuumsgebietes zu diskretisieren (Abbildung 2.10). Grundlage der REM bei der Anwendung auf Pfahlgründungen ist in den meisten Fällen die von POULOS 1968, POULOS & DAVIS 1968 vorgeschlagene Methode. Angesichts der Beschränkung auf die Elastizitätstheorie ist die Berücksichtigung von Inhomogenitäten und nichtlinearem Materialverhalten des Baugrundes und der Kontaktzone Pfahl-Baugrund nur über Näherungen möglich. BUTTERFIELD & BANERJEE 1971 schreiben die Ansätze von POULOS 1968 und POULOS & DAVIS 1968 nach der vollständigen REM zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund und des realistischeren Interaktionsverhaltens zwischen den Pfählen einer Gruppe fort.

### *Hybride Verfahren*

Werden die beiden Methoden, FEM und REM gekoppelt, spricht man von gemischten bzw. hybriden Verfahren. Bei der Anwendung auf komplexe Strukturen werden meist Gebiete mit geringen zu erwartenden Spannungsänderungen und einfachem Rand durch finite Elemente und Gebiete mit Spannungskonzentrationen bzw. komplizierten Rändern durch Randelemente diskretisiert. HAIN & LEE 1978 und EL-MOSSALLAMY 1993 schlagen z.B. für Kombinierte-Pfahl-Plattengründungen (KPP) Methoden vor, bei denen die FEM zur Diskretisierung der biegesteifen Fundamentplatte mit der REM zur Modellierung der im elastischen Halbraum eingebetteten Pfahlgruppe kombiniert wird. Die Abbildung des Bodenkontinuums wird dabei lediglich an der Kontaktzone Pfahl-Baugrund und Fundamentplatte-Baugrund über Randelemente diskretisiert. Die durch dehnsteife Elemente modellierten Einzelpfähle sind am Rand mit dem elastischen Halbraum und am Pfahlkopf über Federn mit der Fundamentplatte gekoppelt. Über Kompatibilitäts- und Gleichgewichtsbetrachtungen lässt sich das Gesamtsystem lösen. Nichtlinearitäten in den Kontaktzonen Pfahl-Baugrund werden über entsprechende Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens berücksichtigt. Für detaillierte Erläuterungen, Beispiel- und Vergleichsberechnungen von Pfahlgründungen mit hybriden Verfahren wird u.a. auf HAIN & LEE 1978, WAHRMUND 1993 und EL-MOSSALLAMY 1993 verwiesen.

In den Emiraten obliegt die Berechnung und Bemessung von Pfahlgründungen im Regelfall der ausführenden Tiefbaufirma. Wie in Abschnitt 1.1 aufgeführt, existieren dafür zurzeit keine auf die lokalspezifischen Baugrundverhältnisse und Randbedingungen abgestimmte Richtlinien bzw. Empfehlungen. Je nach Umfang der Baumaßnahme, den Erfahrungen und der Herkunft der beteiligten Consulting-Unternehmen sowie den Abstimmungen mit dem Bauherr werden daher die in verschiedene internationale Standards beschriebenen Berechnungsmethoden zugelassen. Für Pfahlgründungen finden vorwiegend britische, australische und amerikanische Normen Anwendung.

### 2.2.3 Geomesstechnik

#### Allgemeines

Unter dem Begriff Geomesstechnik werden geotechnische und geodätische Messsysteme, ihre wissenschaftlich-technische Methodik und ihre Anwendung inklusive der ingenieurtechnischen Aufgabenstellung zusammengefasst, die in dem vielschichtigen Prozess von der Konzeption eines geotechnischen Messprogramms bis zur Analyse und Bewertung der Messergebnisse und ggf. deren Umsetzung in dem weiteren Entwurfs- und Bemessungsprozess erforderlich sind. Die Geomesstechnik als Teildisziplin der Geotechnik verknüpft die Belange der Mess- u. Prüftechnik, der Geodäsie und konstruktiven Baudisziplinen mit denen der Geotechnik.

In der Geotechnik haben Messungen und Versuche aufgrund der spezifischen Eigenschaften des Baugrundes und den damit verbundenen Grenzen der exakten Vorausberechnung des Verformungsverhaltens unter Belastung eine sehr große Bedeutung. Die Ergebnisse von Feldmessungen bilden die Grundlage für das Baugrundmodell des bautechnischen Entwurfs. Sie liefern Eingangswerte für die Berechnungsverfahren und dienen der Überprüfung, Anpassung und ggf. der Optimierung getroffener Berechnungsannahmen. Gleichzeitig dienen geotechnische und geodätische Messungen dem Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens geotechnischer Konstruktionen und sind somit ein wichtiges Instrument für die geotechnische Forschung.

Entsprechend der Planungsphase werden geotechnische Messungen bei der

- Erkundung der Baugrundeigenschaften,
- Beweissicherung,
- Qualitätssicherung,
- Verifikation bzw. Anpassung von Berechnungsgrundlagen (Probelastungen) und
- Beobachtungsmethode angewendet.

Die wesentlichsten physikalischen Größen, die mit geotechnischen Messungen erfasst werden, sind Verschiebungen, Neigungen, Abstände, Dehnungen, Kräfte, Spannungen, Feuchtegehalte und Temperaturen. Bei dynamischen Messverfahren werden entsprechende Parameter aus gemessenen Laufzeiten, Geschwindigkeiten bzw. Beschleunigungen abgeleitet.

Entsprechend den Messzielen (physikalische Größe, Genauigkeit), der Messdauer und den technischen sowie wirtschaftlichen Randbedingungen stehen zur Erfassung geotechnischer Kenngrößen unterschiedliche Methoden und Geräte zur Verfügung. Einen umfassenden Überblick zu den Messgeräten und methodischen Besonderheiten sowie beispielhafte Anwendungen geben FECKER 1997, LINKEWITZ & SCHWARZ 2006, THUT 2008, WALZ 2001 bzw. sind z.B. in den Schriftenreihen des Deutschen Vereins für Vermessungswesen e. V. (DVW) und den Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig aufgeführt.

### *Anforderungen*

Bei der Wahl der für die jeweilige Messaufgabe optimalen Messverfahren bzw. -technik sind zum einen das Verständnis um die Funktionsweise und Einsatzmöglichkeiten sowie die Grenzen der einzelnen Messverfahren und zum anderen die Kenntnis der aus der jeweiligen Problemstellung resultierenden Anforderungen erforderlich. SCHALLERT et al. 2004 kategorisieren die an die Messtechnik gestellten Anforderungen in messtechnische und mechanische, umgebungsbedingte und ökonomische Anforderungen.

Messtechnische Anforderungen wie z.B.

- Messbasis, Messbereich und Genauigkeit,
- Empfindlichkeit und Auflösung,
- Zuverlässigkeit und Langzeitstabilität,
- Abstrakte und Multiplex-Fähigkeit für Sensornetzwerke,
- Drift- und Hystereseigenschaften,
- Reproduzierbarkeit der Ergebnisse und
- Wartungsaufwand

bilden die Grundlage für die Spezifikation der Messsysteme und deren Komponenten.

Die mechanischen Anforderungen ergeben sich aus der Notwendigkeit eines sicheren Verbundes zwischen Messobjekt und Sensor, so dass die Messgröße sicher übertragen wird. Dabei wird zwischen der

- Befestigung an der Bauteiloberfläche,
- Bauteileinbettung (Befestigung am Bewehrungsstahl) und
- Integration in einen Baustoff (Boden)

unterschieden.

Die umweltbedingten Anforderungen resultieren aus den rauen Bedingungen während der Bauphase, aber auch den dauerhaften Einwirkungen. Es sind Beanspruchungen, denen die Messtechnik

- bei der Installation (Erschütterungen, Feuchte, Temperatur),
- unter Belastung (statisch, dynamisch) und
- unter dauerhaften Umweltbedingungen (chemische u. elektrische Einflüsse, Feuchte und Temperatur)

ausgesetzt ist und über ausreichende Robustheit widerstehen muss.

Sind für Messaufgaben bei vergleichbarer Ergebnisqualität verschiedene Messsysteme geeignet, so ist die Auswahl häufig durch wirtschaftliche Faktoren geprägt. Gegenüber aufwendigen Varianten könnten günstige Messsysteme in entsprechend großer Anzahl eingesetzt werden, woraus eine umfangreichere Messwertdichte (großer Stichprobenumfang) und somit eine erhöhte Sicherheit resultiert. Weitere Hinweise sowie detaillierte Beschreibungen der jeweiligen Anforderungen sind u.a. bei THUT 2008, HABEL 2003 und SCHALLERT et al. 2004 aufgeführt.

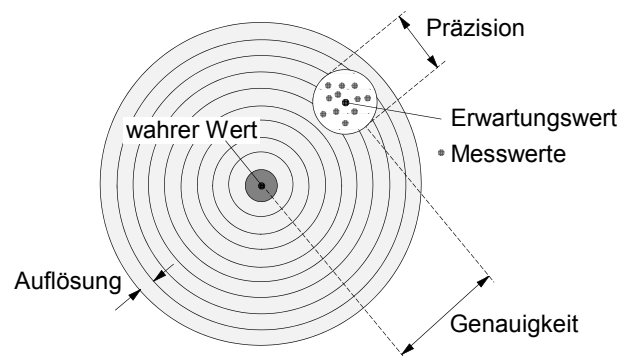


### Begriffsbestimmung

Unter dem Aspekt interdisziplinärer Zusammenarbeit verschiedener Fachgebiete ist neben dem technischen Verständnis ein konsistenter Terminus zur Vermeidung von Fehlentscheidungen infolge von Missverständnissen notwendig. Der Vollständigkeit halber werden daher die in der Messtechnik häufig verwendeten Begriffe *Auflösung*, *Präzision* und *Genauigkeit* (DIN 55 350, T.13) exemplarisch am Beispiel einer Zielscheibe (Abb. 2.11) so verdeutlicht, wie sie im Bereich der Messtechnik interpretiert werden.

Unter *Auflösung* wird die kleinst mögliche vom jeweiligen Messgerät erfassbare Zähl-einheit der entsprechenden physikalischen Größe (z.B. Abstand) verstanden. Die *Präzision* wird über die Streuung der Einschusslöcher (Messwerte) beschrieben und ist ein Maß für die Reproduzierbarkeit der Treffer unter den gegebenen Bedingungen. Die *Genauigkeit* beschreibt die Abweichung zwischen dem Mittelwert der Einschusslöcher, dem Erwartungswert, und dem Zentrum der Zielscheibe, dem wahren Wert. Während mit der Genauigkeit systematische Messabweichungen, wie sie z.B. bei der Installation der Messtechnik auftreten können, berücksichtigt werden, ist die Präzision von zufälligen Messabweichungen geprägt. *Messabweichungen* resultieren aus Unzulänglichkeiten und Unvollkommenheiten der Messprozesse und werden bei der Auswertung von Messergebnissen über die Messunsicherheit formuliert. Die *Messunsicherheit* als ein Genauigkeitsmaß gibt Auskunft über die Güte der Messergebnisse, grenzt den Wertebereich ein, innerhalb dessen der wahre Wert der Messgröße liegt, und ist Voraussetzung für die Vergleichbarkeit und Akzeptanz der Messergebnisse. Einzelheiten der möglichen Messabweichungen, ihre Berücksichtigung und die sich daraus ableitenden Messunsicherheiten sind in Abschnitt 3.6.6 aufgeführt und werden u.a. in SCHWARZ 1995, WALTERS & HERMS 1998, SCHWARZ 2004 und DIN 1319, DIN V ENV 13005 diskutiert und beschrieben.

Der im Rahmen der Qualitätssicherung häufig verwendete Begriff der *Zuverlässigkeit* ist zwar in DIN 40 041 definiert, nimmt aber in den Ingenieurdisziplinen einen breiten Raum ein. In der Messtechnik wird die Zuverlässigkeit als der Umfang verstanden, in dem von einem Messsystem erwartet wird, dass es die beabsichtigte Funktion mit der erforderlichen Genauigkeit erfüllt (HABEL 2003). Die Zuverlässigkeit bezieht sich also auf das Messverfahren und umfasst Korrektheit, Robustheit und Ausfallsicherheit.



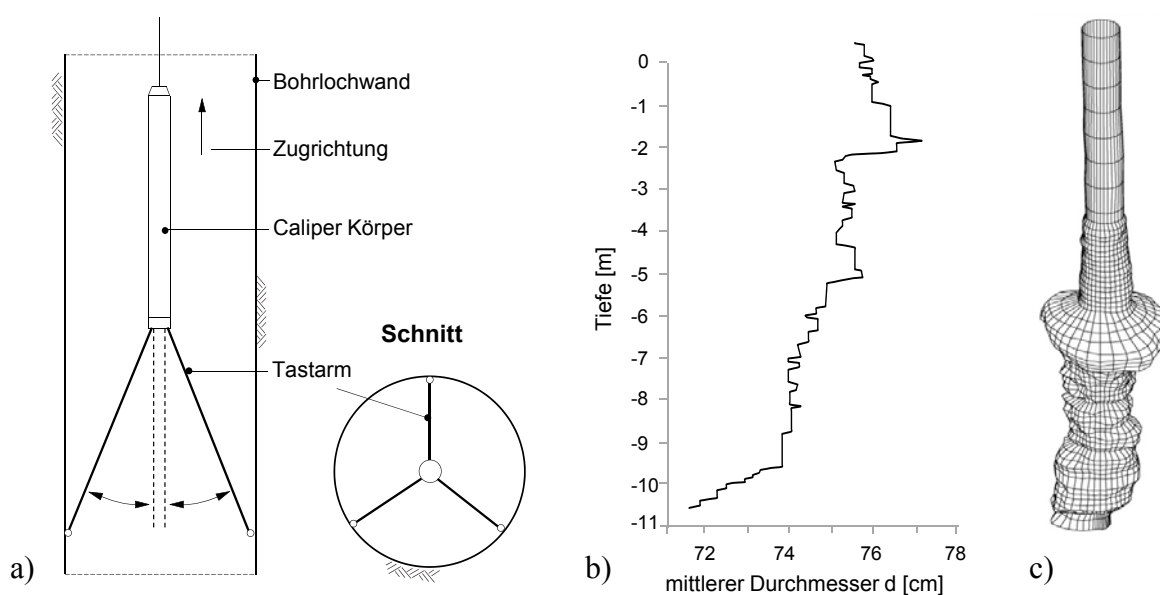
**Abbildung 2.11:** Illustration der in der Messtechnik verwendeten Terminologie

## Bestimmung von Bemessungskenngrößen

Zur Bestimmung der Bemessungskenngrößen bzw. zur Qualitätssicherung von Pfahlgründungen werden bei der Herstellung und Nutzung verschiedene physikalische Größen erfasst. Während bei der Herstellung vorwiegend Geometrie beschreibende Größen gemessen und Integritätsprüfungen durchgeführt werden, liegt der Fokus bei der Nutzung in der Erfassung von Verformungen, Spannungen und Kräften. Die nachfolgende Zusammenstellung liefert einen Überblick über die verwendeten Messverfahren und -geräte. Auf Vor- und Nachteile sowie auf Besonderheiten bei der Anwendung, der Funktionsweise und der Messgrößen der ausgewählten Messgeräte wird hingewiesen.

Bei der Herstellung von Ortbetonbohrpfählen interessieren die Vertikalität, das Profil und die Tiefe der Bohrung. Die Vertikalität wird während dem Bohren z.B. über Neigungsmesser am Bohrgerät erfasst. Zur Vermessung des Bohrlochprofils werden häufig mechanische Multi-Arm Caliper eingesetzt (Abbildung 2.12a). Mit 3 bis 4 Tastarmen, die über Federn an die Bohrlochwand gedrückt werden, wird die Bohrung vom Fuß beginnend kontinuierlich bis zum Kopf abgefahren. Profiländerungen werden über elektrische Wegaufnehmer erfasst und ein mittlerer Bohrlochdurchmesser bestimmt (Abbildung 2.12b). Geometrieänderungen zwischen den Tastarmen werden nicht erfasst. Die Anwendung ist auf Bohrlochdurchmesser von bis zu 1,20 m begrenzt. Je nach Messgerät und -bereich variiert die Präzision von 0,35 bis 0,65 cm.

Begrenzt auf die Anwendung von Bohrungen, die unter Stützflüssigkeiten hergestellt werden, sind Sonar-Caliper (DENTON & KOSTASCHUK 2007) eine Alternative zur Bohrlochvermessung. Basierend auf der Schallmesstechnik wird ein Sensor, der das von ihm ausgesendete Signal als Echo empfängt, in die Bohrung abgelassen. Die Zeit zwischen Senden und Empfangen, unter Berücksichtigung der spezifischen Schallgeschwindigkeit des flüssigen Mediums ist ein Maß für den Abstand zwischen Sonde und Bohrlochwand. Die Vorteile gegenüber mechanischen Messungen sind das Erfassen des tatsächlichen

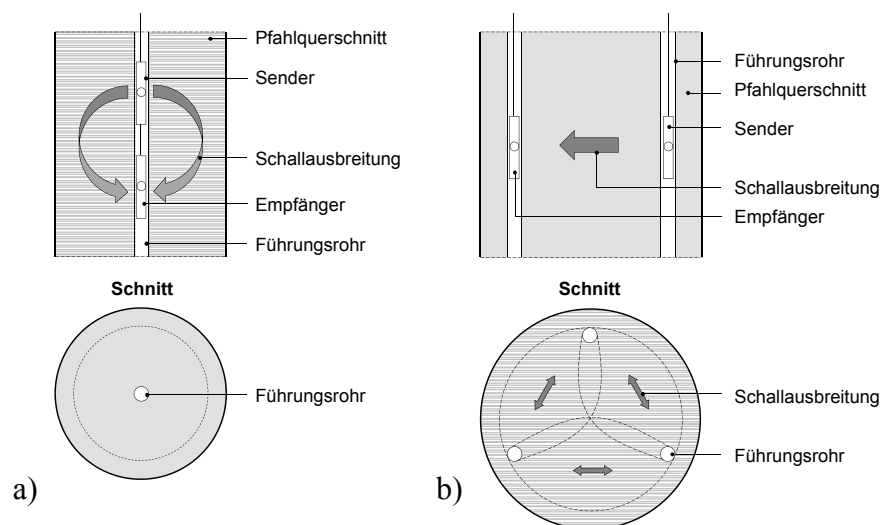


**Abbildung 2.12:** a) Multi-Arm-Calipers, b) Ergebnis Multi-Arm-Caliper, c) Ergebnis Sonar-Caliper

Pfahldurchmessers über die Tiefe (Abb. 2.12c), die gleichzeitige Kontrolle der Vertikalität und die Anwendung auf Bohrungen bis ca. 3,5 m Nenndurchmesser.

Der Zweck von Integritätsprüfungen ist es, die Qualität der Pfähle zu kontrollieren und ggf. Schäden bzw. Diskontinuitäten, die während der Pfahlherstellung entstanden sind, zu erkennen und zu lokalisieren. Um die Unversehrtheit des Pfahlschaftes festzustellen, existieren verschiedene Methoden mit unterschiedlichen Aussagemöglichkeiten und Anwendungsgrenzen. Neben der Pfahlfreilegung und der Kernbohrung, die wegen der Zeit- und Kostenintensität hauptsächlich Forschungszwecken vorbehalten bleiben, sind für die praktische Anwendung Ultraschall und dynamische Methoden von Bedeutung.

Bei der Ultraschallmethode wird die Laufzeit einer Longitudinalwelle durch den Pfahlquerschnitt und die Empfangsstärke des vom Sender emittierten und von einem Empfänger registrierten Signals ermittelt. Über den Abstand zwischen Sender und Empfänger lässt sich die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $c_p$  bestimmen, die nach KRAUTKRÄMER 1986 je nach Betonfestigkeitsklasse im Bereich von  $2500 \leq c_p \leq 4500$  m/s liegt. Abweichungen von den Normalwerten deuten auf Unregelmäßigkeiten im Pfahlschaft hin. Bereiche minderer Betonqualität, Kiesnester und Bodeneinschlüsse führen zu längeren Durchlaufzeiten der Wellen. Brüche und Hohlräume verursachen Ausblendungen der Signale. Zwischen zwei Ultraschallmessmethoden ist zu unterscheiden, der Single-Hole Sonic-Logging-Methode und der Cross-Hole-Sonic-Methode (Abb. 2.13 a und b). Für beide Methoden müssen vor der Pfahlbetonage ein bzw. drei oder mehr Führungsrohre über die gesamte Pfahllänge installiert werden. Bei der Cross-Hole-Sonic-Logging-Methode werden Sender und Empfänger in zwei sich gegenüberliegenden, mit Wasser gefüllten Führungsrohren vom Pfahlfuß ausgehend kontinuierlich und lageparallel bis zum Pfahlkopf hoch gezogen. Bei Homogenität des Pfahlbetons ist die Durchlaufzeit der Wellen über die gesamte Pfahllänge nahezu konstant. Bei der Single-Hole-Sonic Logging-Methode, die für Pfahldurchmesser  $d \leq 1,0$  m angewandt wird, werden die in definierten Abständen senkrecht hintereinander hängenden Sender und Empfänger langsam vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf bewegt. Auch hier ist die Wellenlaufzeit ein Maß der Pfahl-



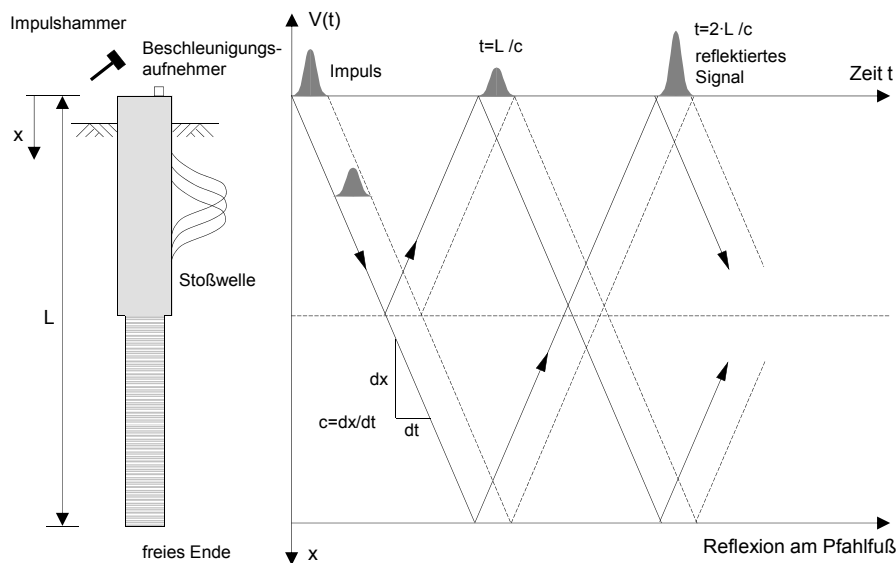
**Abbildung 2.13:** Ultraschallmethoden, a) Single-Hole-Sonic, b) Cross-Hole-Sonic

schaftgüte. Mit beiden Verfahren können keine Aussagen über den äußeren Mantelbereich und das Pfahlprofil getroffen werden. Eine Weiterentwicklung ist die sogenannte Wet-Sonic-Logging Methode. Die Durchführung und Analyse ist mit denen der konventionellen Methoden identisch. Der Unterschied besteht darin, dass Diskontinuitäten bzw. Fehlstellen unmittelbar nach dem Betonieren, also am Frischbeton bestimmt und gegebenenfalls behoben werden können.

Die Integritätsprüfung nach der low-strain Methode basiert auf der Einleitung eines Stoßimpulses in den Pfahl und der Geschwindigkeitsmessung des Pfahlkopfes. Aus der Pfahlkopfbewegung kann auf die Ausbreitung und Reflexion der Wellen rückgeschlossen werden. Durch den Schlag mit einem speziellen Hammer wird eine Wellenfront in den Pfahl induziert, die sich mit einer spezifischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $c_d$  entlang des Pfahles fortpflanzt (Abbildung 2.14). Aus der gemessenen Laufzeit  $t$ , der am Pfahlfuß bzw. an Störstellen reflektierten Welle, wird auf die Pfahlänge respektive die Lage der Diskontinuitäten rückgeschlossen. Für den freien Stab wird der Proportionalitätsfaktor zwischen der eingeleiteten Kraft  $F$  und der Pfahlkopfgeschwindigkeit  $v$  als Impedanz  $Z$  bezeichnet und nach Gleichung (2.12) ermittelt. Die Impedanz wird durch die Querschnittsfläche  $A$ , den Elastizitätsmodul  $E$  und die Dichte  $\rho$  bestimmt.

$$(2.12) \quad Z = A \cdot \sqrt{E \cdot \rho} = \frac{E \cdot A}{c_d}$$

Ursache für Wellenreflexionen sind Änderungen der Impedanz. Da der Elastizitätsmodul und die Dichte nur relativ geringen Schwankungen unterliegen, wird von Impedanzänderungen häufig auf Querschnittsänderungen geschlossen. Die Integritätsprüfung wird über visuelle Begutachtung und Interpretationen des Messsignals über den Zeitbereich ausgewertet. Nach der EA-PFÄHLE 2007 sind bei der Beurteilung der Messsignale mehrere Ergebnisklassen zu unterscheiden. Geometrie- und Materialfehlstellen des Pfahles können mit der Prüfmethode erkannt werden, Unregelmäßigkeiten der Betondeckung

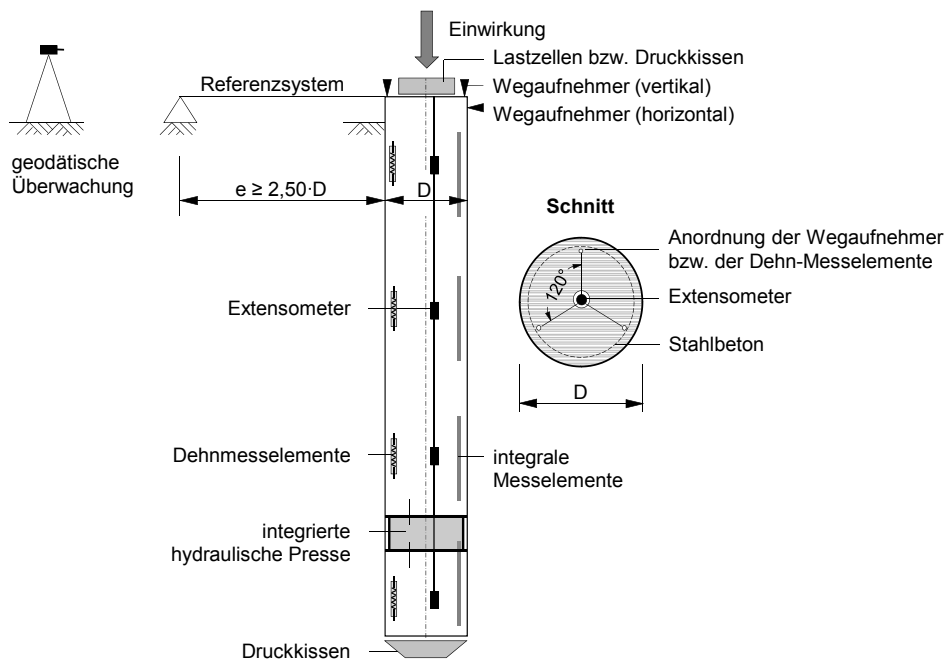


**Abbildung 2.14:** Wellenausbreitung bei dem low-strain Integrationsprüfverfahren

nicht. Klare Aussagen über die Integrität des Pfahles sind nur bei eindeutiger Identifikation der Fußreflexion möglich, weswegen bei schlanken Pfählen mit  $L/D \geq 20$  alternative Methoden einzusetzen sind. Detaillierte technische Beschreibungen der aufgeführten Verfahren, der Einsatz weiterer Methoden und Hinweise zur Interpretation der Messergebnisse hinsichtlich des Schadens sowie dessen Ursache werden u.a. in PLABMANN 2002, KRISCH & KLINGMÜLLER 2003 angegeben.

Am Beispiel des statisch belasteten Einzelpfahles (Abbildung 2.15) werden die zur Bestimmung von Bemessungsparametern eingesetzten Messgeräte beschrieben. Die *äußeren Einwirkungen* werden bei Pfahlprobelastungen je nach Anforderung entweder über den hydraulischen Pressendruck des Belastungssystems oder über Lastzellen registriert. Bei der Bestimmung der Belastung allein aus dem Pressendruck können Abweichungen zwischen der aufgebrachten und gemessenen Belastung von 10 bis 25 % auftreten (FELLENUS 1980, STOCKER & SCHELLER 1983). Maximale Differenzen von 2 bis 5 % werden nach EA-PFÄHLE 2007 und ASTM D1143 für einfache Versuchsanforderungen empfohlen. Lastzellen sind erforderlich, wenn die Einwirkungen über längere Zeit konstant gehalten werden. Je nach Messbereich (0,02-10 MN) werden Auflösungen von ca. 0,05 % der Nennlast erreicht. Sind Pfähle Teil geotechnischer Verbundkonstruktionen, wie z.B. Pfahl-Plattengründungen, werden die axialen Einwirkungen über Kraftmessdosen erfasst. Da Kraftmessdosen auch zur Erfassung des Spitzendruckes verwendet werden, sind Aufbau und Funktionsweise an entsprechender Stelle beschrieben.

Für die *vertikale Verschiebungsmessung* am Pfahlkopf sind 2-3 entweder analoge Messuhren oder elektrische Wegaufnehmer erforderlich, die regelmäßig über den Pfahlquerschnitt angeordnet werden (Abbildung 2.15). Die Mindestanforderungen an die Messabweichungen der Wegaufnehmer variieren im internationalen Vergleich zwischen  $\pm 0,2$  und  $\pm 0,25$  mm (DGGT AK 2.1, ASTM D1143). Je nach Messbereich (50-200 mm) lie-



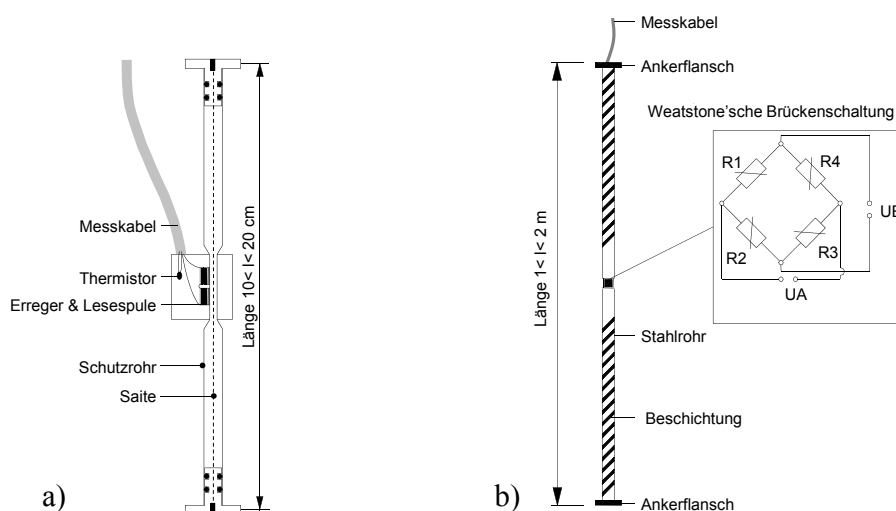
**Abbildung 2.15:** Verwendete Messinstrumente bei Pfahlgründungen

gen die Auflösungen der meisten elektrischen Wegaufnehmer im Bereich von 0,01 mm bis 0,02 % F.S. (*full scale*). Um mögliche Exzentrizitäten infolge der Lasteinleitung zu registrieren, werden *horizontale Verschiebungen* über zwei zueinander senkrecht angeordneten Wegaufnehmern gemessen. Genauigkeitsanforderungen und Messbereich entsprechen denen der vertikalen Messungen. Um die tatsächlichen Pfahlkopfverschiebungen zu erfassen, werden die Messungen auf unverschiebliche Festpunkte referenziert. Nach EA-PFÄHLE 2007 werden dazu Präzisionsnivelements mit Messunsicherheiten von  $\leq 0,1$  mm empfohlen. Für die meisten praktischen Anwendungen hält TOMLINSON 2004 Messunsicherheiten der Verschiebungen von  $\leq 1,0$  mm für realistisch und ausreichend.

Größe und Verteilung der mobilisierten Mantelreibung sind nicht direkt messbar und werden über die *Längsdeformation* des Pfahles bestimmt. Aus dem Verlauf der Längenänderung wird unter Berücksichtigung geometrischer und materialspezifischer Randbedingungen der Längskraftverlauf und damit die mobilisierten Mantelreibungskräfte bzw. -spannungen berechnet. Die Längenänderung wird lokal, abschnittsweise, kontinuierlich oder pauschal gemessen.

Für die lokale Erfassung der Dehnungen werden meist sogenannte Schwingsaitengeber, auf dem Prinzip der schwingenden Saite (*Vibrating Wire*, VW, Abbildung 2.16a) eingesetzt. Direkt an die Bewehrung oder an separate Messstäbe appliziert, sind die Schwingsaitengeber vollständig in den Pfahlwerkstoff eingebettet. Aus Redundanzgründen und um eventuelle Verkrümmungen der Pfahlachse zu erfassen, wird in EA-PFÄHLE 2007 empfohlen, zwei, besser drei Sensoren je Messquerschnitt einzusetzen. Je nach Messziel liegt die Auflösung bei  $< 1,0$   $\mu\text{m}/\text{m}$  und der Messbereich zwischen 300 und 3000  $\mu\text{m}/\text{m}$ . KATZENBACH & MOORMANN 1998 empfehlen für axiale Verformungsmessungen von Pfählen unter Bauwerkslasten Sensoren mit einer Auflösung von  $< 1$  mm/m und einem Messbereich von 300  $\mu\text{m}/\text{m}$  bei Dehnung und 600  $\mu\text{m}/\text{m}$  bei Stauchung.

Zur abschnittswisen Ermittlung der Längenänderung werden in Deutschland seit den 90er Jahren die an der Versuchsanstalt für Geotechnik Darmstadt entwickelten sogenannte Integralmesselemente (IME) eingesetzt (Abbildung 2.16b). Die 1-2 m langen



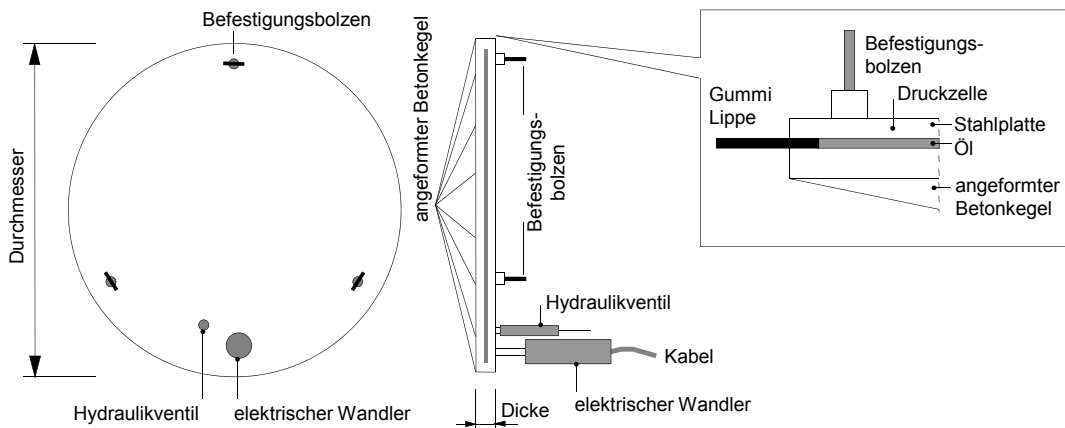
**Abbildung 2.16:** a) Schwingsaitengeber, b) Integralmesselement

Elemente bestehen aus einem Stahlrohr mit Gleitisolierung, auf dessen spezielles Mittelstück Dehnmessstreifen appliziert und zu einer Wheatstone'schen Vollbrücke zusammengeschaltet sind. Die Kraft wird über die an den Stahlrohrenden aufgeschweißten Flansche eingeleitet und die Pfahllängsdeformation über die jeweilige Elementlänge erfasst. Detailliertere Beschreibungen, Besonderheiten und beispielhafte Anwendungen der IME sind u.a. in HOLZHÄUSER 1998 und REUL 2000 aufgeführt.

Alternativ werden zur abschnittswisen Erfassung der axialen Längsdeformation in EA-PFÄHLE, ASTM D1143 und TOMLINSON 2004 Mehrfach-Extensometer vorgeschlagen. In Querschnittsmitte werden die einzelnen Extensometerfestpunkte nach der Pfahlherstellung in vordefinierten Tiefen verankert. Die Anzahl der Messquerschnitte ist auf einige wenige begrenzt. Die Längenänderung wird im Normalfall durch Differenzbildung der einzelnen, relativ langen Messstrecken bestimmt. Da Exzentrizitäten und ungewollte Verdrehungen am Pfahlkopf das Ergebnis verfälschen und nicht erfasst werden, reicht es nach Meinung des Verfassers nicht aus, Rückschlüsse über die Längskraftverteilung allein aus dem Extensometerverfahren abzuleiten. Nach ASTM D1143 werden für die zur Messung der Längenänderung eingesetzten Sensoren Auflösungen von 0,025 mm gefordert. Je nach Messbereich (10-200 mm) besitzen elektrische Wegaufnehmer Auflösungen von 0,01-0,02 % F.S.

Pauschale Aussagen über den Pfahllängskraftverlauf werden aus der Differenz zwischen Einwirkung und Pfahlspitzenwiderstand abgeleitet. Entlang des Pfahlschaftes ist dazu keine Messtechnik erforderlich.

Der mit zunehmender Pfahlsetzung mobilisierte *Spitzenwiderstand* wird mit verschiedenen Verfahren separat erfasst. Häufig werden die Pfahlspitzenkräfte über hydraulische Kraftmessdosen am Pfahlfuß (Abbildung 2.17) gemessen (passiv). Um sicherzustellen, dass die Messergebnisse nicht durch Brückenbildung um die Kraftmessdose herum verfälscht werden, muss der Durchmesser der Kraftmessdosen mit dem des zu observierenden Pfahles korrespondieren. Die Kraftmessdose besteht aus einem 10-30 mm dicken, mit Hydrauliköl gefüllten Druckkissen. Der Flüssigkeitsdruck als Messgröße wird über elektrische Druckaufnehmer bzw. hydraulische Geber erfasst. Aus der Integration des



**Abbildung 2.17:** Kraftmessdose für den Einsatz am Pfahlfuß

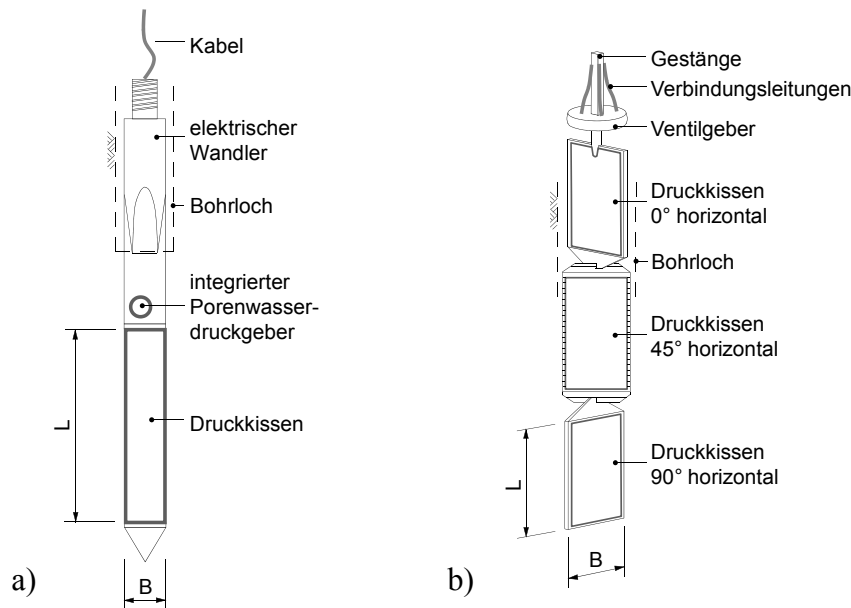
Flüssigkeitsdruckes über die Druckkissenfläche ergibt sich die mobilisierte Pfahlfußkraft. Um einen guten Kontakt zwischen Kraftmessdose und Bohrlochsohle zu gewährleisten, werden meist Betonkegel an die Druckkissen geformt. Die Auflösungen der Druckkissen liegen je nach Messbereich (0,5 bis 20 MN/m<sup>2</sup>) bei ca. 0,01 bis 0,025 % des Messbereiches. Bei „aktiven“ Messungen werden die Druckkräfte direkt am Pfahlfuß über Pressen aufgebracht (Abbildung 2.15). Bei Pfahlprobelastungen hat sich dafür der Einsatz der sogenannten „Osterberg Zelle“ (OSTERBERG 1998) bewährt. Entsprechend den jeweiligen Randbedingungen sind extrem hohe Versuchslasten von 78 MN (VOGLER & KATZENBACH 2004) bis zu 279 MN (ENGLAND 2005) möglich.

### **Überprüfen von Berechnungen und Voraussagen**

Sind Vorhersagen des Baugrundverhaltens oder Prognosen über das Tragverhalten geotechnischer Konstruktionen auf der Grundlage üblicher Baugrunduntersuchungen nicht mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich oder werden wirtschaftlich begründete Alternativen erprobt, sind die wesentlichen Kenngrößen mit der Beobachtungsmethode (PECK 1969) zu überprüfen. Nach DIN EN 1997-1 und DIN 1054 ist die Beobachtungsmethode eine Kombination der üblichen geotechnischen Untersuchungen und Berechnungen mit laufender messtechnischer Kontrolle des Bauwerkes und des Baugrundes während dessen Herstellung und gegebenenfalls auch während dessen Nutzung. Durch kontinuierliche Messwerterfassung sowie zeitnahe Aus- und Bewertung der Messdaten werden die Prognosen überprüft und nicht planmäßige Beanspruchungs- bzw. Verformungszustände registriert und erkannt. Werden die vor Baubeginn definierten Toleranzgrenzen der jeweiligen Messgröße überschritten, sind die in Reserve gehaltenen Gegen- bzw. Sanierungsmaßnahmen anzuwenden. Im Sinne der Beobachtungsmethode dienen geotechnische Messungen also der Kontrolle, der Verifikation respektive der Optimierung des auf der Grundlage klassischer geotechnischer Untersuchungen und Berechnungen prognostizierten Tragverhaltens von Konstruktionen und sind somit ein integraler Bestandteil des Sicherheitskonzeptes. Ergänzend zu den aufgeführten Messgeräten werden nachfolgend weitere, bei Anwendung der Beobachtungsmethode notwendige Messelemente beschrieben.

Wesentlich bei der Überprüfung von Berechnungsannahmen geotechnischer Konstruktionen ist die Kenntnis über das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Baugrundes. Zum Erfassen totaler Spannungen kommen Erddruckkissen unterschiedlicher Form zum Einsatz, deren Wirkungs- und Funktionsweise denen zur Ermittlung des Spitzenwiderstandes entspricht. Zur Vermeidung von ungenauen Messungen infolge von Spannungskonzentrationen an Stellen unterschiedlicher Steifigkeit (Übergang zwischen Druckkissen-Baugrund) werden die Druckkissen relativ klein gewählt. Daraus ergibt sich im Umkehrschluss ein geringeres Flächenverhältnis zwischen dem Druckkissen und des zu analysierenden Baugrundbereiches (ca. 0,05 % bei Fundamentplatten), was wiederum zu Fehleinschätzungen der Spannungsverteilung führen kann. Beispielhaft sind in Abbildung 2.18 zwei Erddruckgeber zum Erfassen horizontaler Spannungen dargestellt. Für Messungen im möglichst ungestörten Untergrund wird, bei entsprechenden geologischen Verhältnissen, der Einpressgeber (*Push-In*) in Abbildung 2.18a verwendet. Gemessen



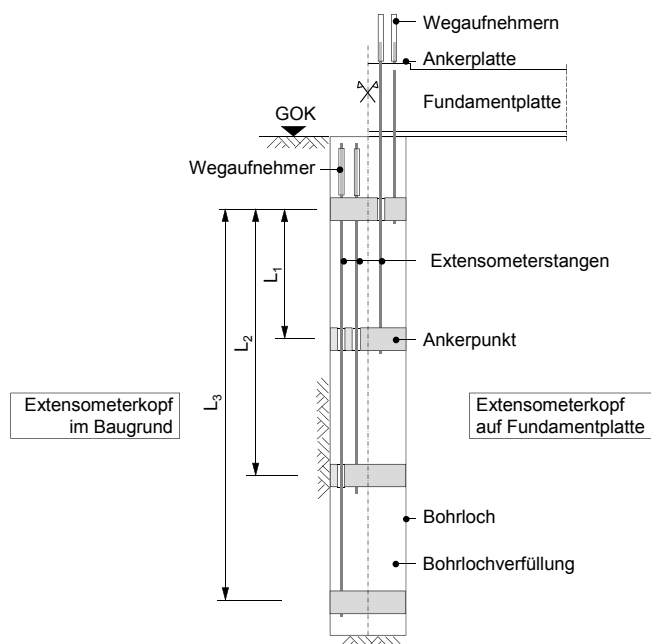


**Abbildung 2.18:** Erddruckgeber a) Einpressgeber, b) Bohrlochgeber

werden die Spannungen normal zum Druckkissen. Erddruckgeber wie in Abbildung 2.18b werden in Bohrungen installiert und je nach Ausrichtung der Druckkissen, Spannungen verschiedener Richtungen erfasst. Beide Arten von Erddruckgebern werden über Gestänge höhengenaue und richtungsorientiert positioniert. Bei Messbereichen von 0,7 - 50 bar ( $\cong 70 - 5000 \text{ kN/m}^2$ ) differiert die Auflösung in der Größenordnung von 0,025 % F.S. Beispielhafte Anwendungen und fallspezifische Installationshinweise sind u.a. in FECKER 1997, HOLZHÄUSER 1998, GATTERMANN 2004, WOLFF et al. 2005 und den Herstellerunterlagen aufgeführt (GEOKON 2000, GLÖTZL 2002 u.a.).

Um bei Spannungsmessungen unterhalb des Grundwasserspiegels Rückschlüsse auf die effektiven verformungserzeugenden Spannungen treffen zu können, sind Messungen des Porenwasserdruckes erforderlich. Dazu werden Porenwasserdruckgeber eingesetzt, bei denen der auf eine Membran wirkende Porenwasserdruck über elektrische oder hydraulische Geber erfasst wird. Der Porenwasserdruck ist in gleicher absoluter Höhe wie die totalen Spannungen zu messen.

Zur Beobachtung des in situ Verformungsverhaltens werden die vertikalen Verschiebungen des Baugrundes mittels Extensometer gemessen. Neben Draht- und Sonden werden speziell bei Setzungsbeobachtungen häufig Stangenextensometer eingesetzt. Die Stangen werden in unterschiedlichen Tiefen im Bohrloch mit dem Baugrund und an der Geländeoberfläche mit dem Extensometerkopf verankert (Abbildung 2.19). Über elektrische Wegaufnehmer werden die Relativverschiebungen zwischen den Ankerpunkten und dem Extensometerkopf gemessen. Im Vergleich zum Einfachextensometer, bei dem längs zur Bohrlochachse nur ein Messpunkt angeordnet ist, sind bei Mehrfachextensometern bis zu 6 Messstrecken installiert. Die Verankerungen im Baugrund müssen den jeweiligen geologischen Bedingungen angepasst werden, um einen bleibenden Verbund während der Beobachtungsdauer zu gewährleisten. Je nach den Installationstiefen von  $\leq 10 \text{ m}$  bis  $100 \text{ m}$  liegen die Messbereiche der Wegaufnehmer zwischen  $25 \text{ mm}$  und



**Abbildung 2.19:** Prinzipskizze eines Mehrfachstangenextensometers

300 mm und die Auflösung bei 0,02 % F.S. bzw. 1,0 mm. Genauigkeitsanforderungen im Sinne einer Richtlinie werden in ISRM 1978 korrespondierend zu den Anwendungen angegeben. In FECKER 1997 sind weitere Besonderheiten der Funktionsweise, detaillierte Anwendungshinweise und Produktspezifikationen zusammengefasst.

## 2.3 Fazit und Forschungsansätze

Das Tragverhalten von Pfahlgründungen ist durch den Lastabtrag in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund charakterisiert und wird für praktische Bemessungsaufgaben entweder aus Erfahrungswerten, empirischen Korrelationen oder Probelastungen abgeschätzt bzw. bestimmt. Angaben zum Last-Setzungsverhalten und zu den Größen der mobilisierten Einzelwiderstände werden für standortspezifische Baugrundverhältnisse aus den Ergebnissen instrumentierter Probelastungen abgeleitet.

In Kapitel 2.2.1 wurden die aus Feld- u. Laboruntersuchungen beobachteten respektive abgeleiteten Trag- und Bruchmechanismen am Pfahlmantel und -fuß bei axial belasteten Bohrpfählen in weichem Sedimentgestein dargestellt. Die Spezifik der Materialeigenschaften weicher Sedimentgesteine (im Übergangsbereich zwischen Boden- u. Felsmechanik) sowie die Einflüsse aus der Pfahlherstellung führen bei der Berechnung zu unterschiedlichen Wichtungen der Einfluss- und stark variierenden Bemessungsgrößen. Für die weiteren Betrachtungen sind insbesondere die Bohrlochrauigkeit, die Scherparameter, die Festigkeit und das Verformungs-Verhalten des Gesteins als die für das Last-Setzungsverhalten wesentlichen Einflussgrößen hervorzuheben.

Die zur Abschätzung des Trag- und Last-Setzungsverhaltens aus Versuchen deduzierten Berechnungsverfahren wurden in Kapitel 2.2.2 entsprechend dem theoretischen Ansatz kategorisiert und in deren Grundzügen beschrieben. Die Berechnungsverfahren sind auf spezifische Baugrundverhältnisse ausgerichtet und berücksichtigen die Einflussgrößen entweder pauschal über Konvertierungsfaktoren oder über spezielle geometrische Ansätze und konstitutive Modelle. Weichen die Randbedingungen und geologischen Gegebenheiten von denen der vorhandenen Methoden und Modelle ab, werden für die Bemessung von Pfahlgründungen entweder spezielle Berechnungsverfahren auf der Grundlage umfangreicher Feld- und Laborversuche neu entwickelt oder diejenigen ausgewählt, deren Berechnungsergebnisse (nach entsprechender Kalibrierung) die beste Übereinstimmung mit den Messergebnissen von Probelastungen ergeben. Das richtige Erfassen der bemessungsrelevanten physikalischen Größen ist damit ein wesentlicher Bestandteil für die Wahl bzw. Ableitung entsprechender Berechnungsmodelle.

Neben der besonderen Bedeutung von Messungen in der Geotechnik wurden daher in Kapitel 2.2.3 die aus geotechnischen Problemstellungen resultierenden Anforderungen an die Messtechnik aufgeführt und, zum notwendigen Verständnis, die Fachausdrücke im Sinne der Messtechnik interpretiert. Das Kapitel abschließend wurde ein Überblick über die bei Pfahlgründungen sowohl für Probelastungen als auch für Messungen im Sinne der Beobachtungsmethode eingesetzten Messgeräte und -techniken gegeben. Für die einzelnen Messgeräte wurden die Funktionsweisen, Besonderheiten sowie die Vor- und Nachteile beschrieben, die Notwendigkeit zur Erfassung der Messgrößen diskutiert und die im internationalen Vergleich üblichen Messbereiche und geforderten Genauigkeitsangaben aufgeführt.

Aus den vorangegangenen Betrachtungen und Analysen lässt sich feststellen, dass trotz vorhandener Affinitäten der untersuchten Sedimentgesteine die Bemessungs- und Einflussgrößen in weiten Grenzen variieren und je nach verwendeten Berechnungsverfahren in unterschiedlicher Weise und Gewichtung berücksichtigt werden. Eine Übertragbarkeit der vorhandenen Bemessungsgrößen bzw. Berechnungsverfahren ist insbesondere auf Grund mangelnden Informationen zu den spezifischen Eigenschaften der in dieser Arbeit analysierten Sedimentgesteine, den Auswirkungen der aus der Pfahlherstellung zu erwartenden, strukturverändernden Einflüsse und der Größen der bei axial belasteten Bohrpfählen mobilisierten Einzelwiderstände bzw. deren Bruchwerte nur begrenzt möglich. Im Hinblick auf die Sicherheit der Pfahlgründung resultiert dieses Defizit zum Teil in enormen Anstrengungen die Berechnungsannahmen und -verfahren auf der Grundlage von Versuchsergebnissen zu kontrollieren bzw. auszuwählen (Abschnitt 1.1) und in teilweise konservativ dimensionierten Konstruktionen.

Mit den im folgenden Kapitel 3 beschriebenen, eigenen experimentellen Untersuchungen, soll die äußere Tragfähigkeit axial belasteter Bohrpfähle unter den standortspezifischen Baugrundbedingungen methodisch untersucht, das Wissensdefizit vermindert und die Grundlage zur Entwicklung einer problemspezifischen Bemessungsmethode geschaffen werden. Hieraus resultiert eines der Hauptziele der Arbeit, das Materialverhalten und die Eigenschaften des Baugrundes sowie das typische Last-Setzungsverhalten

der Bohrpfähle, die Größe und den Verlauf der mobilisierten Mantelreibung und des Spitzendruckes über den Bruchzustand hinaus zu bestimmen.

Auf Grund der Klassifizierung des Baugrundes werden zur Analyse des Materialverhaltens sowohl boden- als auch felsmechanische Elementversuche durchgeführt und die Ergebnisse mit vorhandenen, aus üblichen Baugrunduntersuchungen stammenden Resultaten verglichen und statistisch ausgewertet. An umfangreich instrumentierten Probebelastungen werden anschließend das Setzungsverhalten und die Entwicklung der Einzelwiderstände analysiert. Neben den üblichen konventionellen Messtechniken werden dabei, ursprünglich für die Luft- und Raumfahrt entwickelte, faseroptische Sensoren zur Erfassung der axialen Verformungen eingesetzt.

Mit den Ergebnissen lassen sich Baugrundmodelle für die untersuchte Region mit statistisch gesicherten Werten angeben, Vergleiche zwischen konventionellen und innovativen Messtechniken anstellen und existierende theoretische Ansätze zur Beschreibung der äußeren Tragfähigkeit von Großbohrpfählen in den V.A.E. verifizieren und im Sinne einer Optimierung fortschreiben. Im nachfolgenden Kapitel werden die dazu durchgeführten eigenen Versuche ausführlich beschrieben und erläutert.

## 3 Experimentelle Untersuchungen

### 3.1 Testprogramm

Nachdem im vorangegangenen Kapitel die theoretischen Grundlagen der Berechnung zusammengefasst und ein Überblick der bei Pfahlgründungen eingesetzten Messtechnik gegeben wurden, werden im folgenden Kapitel die selbst durchgeführten experimentellen Untersuchungen detailliert vorgestellt.

Die Hauptziele der Experimente sind:

- das Aufstellen eines standortspezifischen Baugrundmodells auf der Basis einer wissenschaftlich abgesicherten Datengrundlage,
- die Beurteilung innovativer Messtechnik (faseroptische Sensoren, FOS) und der Vergleich mit konventionellen Verfahren bei der Anwendung auf Pfahlgründungen und
- die Analyse und Beschreibung des Widerstands-Setzungs-Verhaltens axial belasteter Großbohrpfähle unter den spezifischen Baugrundverhältnissen des Emirates Dubai.

Dazu wurden im Stadtdistrikt 336 entlang der Sheikh Zayed Road, dem sogenannten „Trade Center“ von Dubai, im Rahmen des Hochhausprojektes „Al Attar 1“ in der Zeit vom 22.11.2004 bis 01.03.2005 umfangreiche Feld- und Laboruntersuchungen und vom 15.01.2005 bis 02.04.2005 statische Pfahlprobelastungen durchgeführt.

Nach einer kurzen Beschreibung der regionaltypischen Stratigraphie und der ingenieur-geologischen Besonderheiten werden in diesem Kapitel die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse des Testfeldes und die zur Bestimmung der boden- bzw. felsmechanischen Eigenschaften durchgeführten Feld- und Laborversuche dargestellt und die Ergebnisse diskutiert. Auf Grundlage der eigenen und weiterer Untersuchungsergebnisse aus Baugrundanalysen des Untersuchungsgebietes werden die wesentlichsten Kenngrößen statistisch ausgewertet und anschließend ein standortspezifisches Baugrundmodell entwickelt. Danach werden die Herstellung und Durchführung der Pfahlprobelastung unter Berücksichtigung der erstmals in den Ländern des Mittleren Ostens eingesetzten faseroptischen Sensoren beschrieben. Die Ergebnisse der Belastungsversuche, einschließlich der Fehlerbetrachtung der Messergebnisse werden ausführlich dargestellt und im Hinblick auf deren Bedeutung zum Trag- und Last-Setzungsverhalten diskutiert.

## **3.2 Baugrund**

### **3.2.1 Genese**

Die Vereinten Arabischen Emirate befinden sich auf der Arabischen Platte, die sich im ausgehenden Mesozoikum von der Afrikanischen Platte abspaltete und seit dem Tertiär einer Drehbewegung entgegen dem Uhrzeigersinn unterworfen ist, wodurch sich im mittleren Miozän das Rote Meer bildete. Eine damit verbundene Verkippung bewirkte eine Anhebung Jemens im Südwesten und ein generelles Absinken der Küstengebiete am Arabisch-Persischen Golf im Nordosten. Die heutigen Gebirge entlang der Grenze zwischen den V.A.E. und dem Oman und das kontinuierliche Absinken des Golfes sind auf relativ junge Erdbewegungen im Quartär (Pleistozän) zurückzuführen.

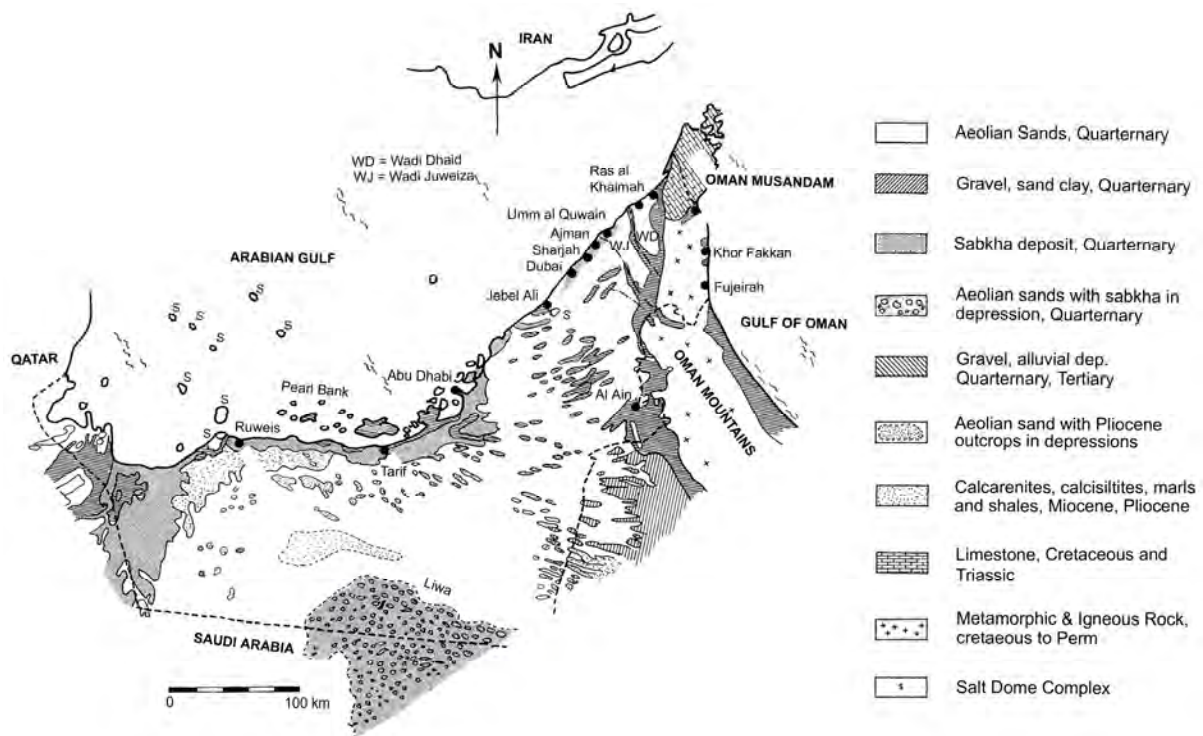
Der tiefere Untergrund wird vom sogenannten Arabischen Schild gebildet, der vorwiegend Magmatite und Metamorphite präkambrischen Alters enthält, wie sie auch in Nordostafrika vorkommen. 55 % aller Gesteine sind den Plutoniten zuzurechnen, 63 % davon haben granitische, 31 % intermediäre und nur 6 % basische bis ultrabasische Zusammensetzung (inklusive Ophiolithe) (ALSHARHAN & NAIRN 1997).

Der für Baumaßnahmen relevante oberflächennahe Untergrund der Arabischen Platte wird von marinen Sedimenten des Tertiär und Quartär dominiert. Schwankungen des Meeresspiegels stehen beispielsweise mit den vom Pleistozän bis zum Holozän andauernden, orogenetischen Bewegungen ursächlich in Zusammenhang. Hatte das transgredierende Meer die küstennahen Regionen der V.A.E. überflutet, lagerten sich vorwiegend biogene Kalksande ab, die später zum Teil äolisch verfrachtet und zu Dünen aufgeschichtet wurden (MAURENBRECHER & VAN DER HARST 1989). Bedingt durch das semi-aride Klima entstanden in den Strandbereichen nicht selten Sabkha- bzw. Evaporitablagerungen. In Abbildung 3.1 ist ein Überblick der Geologie der VAE dargestellt.

### **3.2.2 Ingenieurgeologie**

Das heutige Küstengebiet um Dubai ist durch zahlreiche vorgelagerte Inseln und einige, zum Teil weit bis ins flache Inland reichende, lang gestreckte Buchten gegliedert. Dieser lokal als „Creek“ bezeichnete natürliche Kanal hängt mit Störungszonen im tieferen Untergrund zusammen. Ablagerungen aus marinen Kalksand und mächtige strandparallele Dünen bestimmen das Bild. Ständige Evaporation von Meerwasser an den Ufern des „Creeks“ ließen ausgedehnte Inland-Sabkhas entstehen.

Mit Ausnahme der Gebirgsregion an der Grenze zum Oman sind die ingenieurgeologischen Verhältnisse der V.A.E. relativ einheitlich. Die für die Baumaßnahmen relevante Abfolge besteht aus einer geringmächtigen Schicht locker bis mitteldicht gelagerten rezenten Kalksandes, der von feinkörnigen pleistozänen Sandsteinen, die unterschiedlich stark zementiert sein können, meist aber nur gering verfestigt sind, unterlagert wird. Biogener Detritus und Binder bestehen fast ausschließlich aus Calcit, so dass man



**Abbildung 3.1:** Geologie der VAE (USGS & ARAMCO 1963)

die Gesteine als Kalkarenite (Korngröße 0,063-2,0 mm, *calcarenite*) klassifizieren sollte (EBBS 1980). Die Kalkarenite weisen Merkmale äolischer Umlagerungen auf und haben auf Grund des geringen geologischen Alters und der dünnen Überdeckung zwar nur eine schwache Diagenese durchlaufen, jedoch ist eine Zunahme des Zementierungsgrades mit der Tiefe zu erkennen. Es sind gips- und salzhaltige Kalksiltite (Korngröße von 0,004-0,063 mm, *calcsiltite*) bzw. reine Gipslagen zwischengeschaltet, die als Sabkha-Sedimente gedeutet werden. Bedingt durch den vertikal variierenden Zementierungsgrad ist es recht schwierig, ohne Aufschlussbohrungen die exakte Tiefe der Kalkarenitoberfläche festzustellen. Sie liegt im Stadtgebiet von Dubai zwischen 1 und 12 m unter Geländeoberkante.

Unterhalb der etwa 15-25 m mächtigen Kalkarenite schließen sich 1 bis 4 m mächtige Schichten aus Kalklutiten (Korngröße 0,001-0,004 mm, *calclutite*), Kalksiltiten, Kalkareniten und sogar Kalkruditen (Korngröße > 2,0 mm, *calcirudite*) an. Darunter wurden bis in Tiefen von 80 bis 100 m Kalksiltite, aus kalkhaltigen Partikeln in Schluffkorngröße entstandene Kalksteine, erschlossen. Weitere Angaben zur spezifischen Geologie der Arabischen Halbinsel finden sich u.a. in EBBS 1980, MAURENBRECHER & VAN DER HARST 1989 und ALSHARHAN & NAIRN 1997.

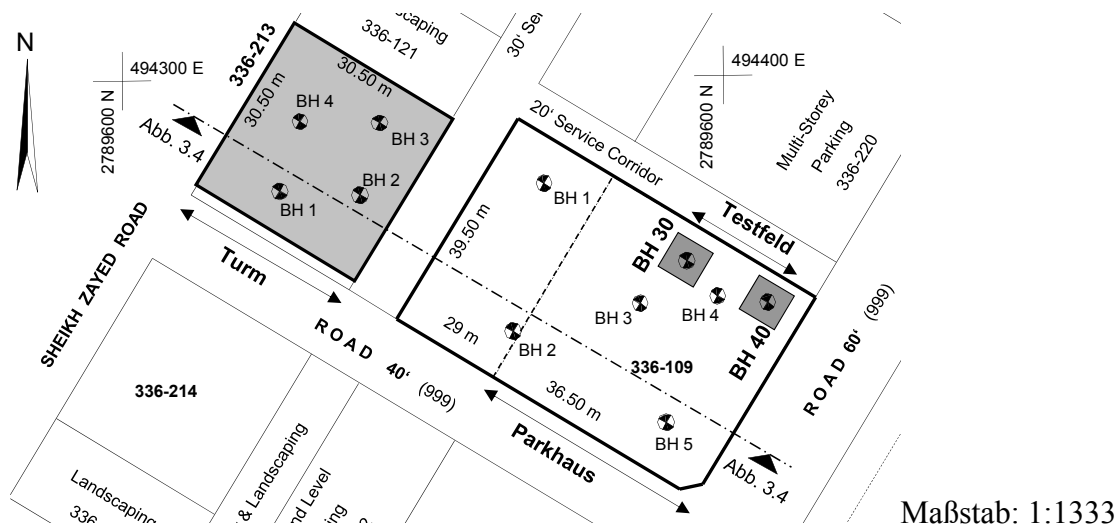
Der Grundwasserspiegel hängt mit der Geländemorphologie und mit dem Zementierungsgrad bzw. der Porosität und Permeabilität der Kalkarenite zusammen und schwankt zwischen 2,0 und 3,0 m unter Oberkante Gelände. In rezenten Sabkha-Gebieten kann der Grundwasserspiegel bis nahe der Geländeoberkante ansteigen, und die Wässer sind auf Grund des hohen Salz- und Sulfatgehaltes sehr betonaggressiv.

### 3.3 Boden- und felsmechanische Untersuchungen

#### 3.3.1 In-situ Tests

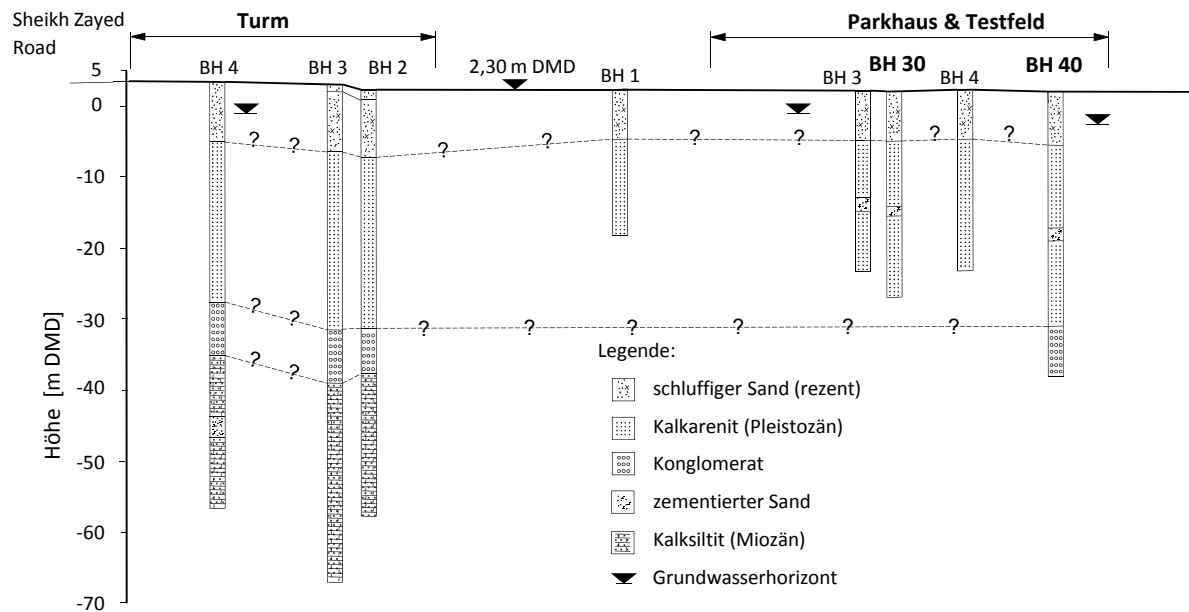
Die geotechnischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Baufeld des Hochhausprojektes wurden durch insgesamt 9 Aufschlussbohrungen mit Tiefen zwischen 20 und 70 m erschlossen. Die tiefsten Aufschlüsse (BH 3) befanden sich dabei unter dem geplanten 260 m hohen Gebäude, die niedrigeren im Bereich des geplanten 12-geschossigen Parkhauses dahinter (Abbildung 3.2). Für die eigenen Untersuchungen wurden an den Stellen der späteren Probelastungen zusätzlich zwei Aufschlussbohrungen 30 m (BH 30) und 40 m (BH 40) tief abgeteuft.

Wie in Abbildung 3.3 skizziert, stellt sich die Stratigraphie im untersuchten Bereich sehr gleichmäßig dar. Die Geländeoberkante liegt, wie für diesen Stadtteil typisch auf einem Niveau zwischen + 3 und + 1 m DMD (Dubai Municipality Datum, lokales Höhensystem). Mit Mächtigkeiten von 7,0-9,50 m stehen die leicht schluffigen, mitteldicht gelagerten Kalksande direkt unter der Geländeoberkante (GOK) bis in eine Tiefe von max. 7 m DMD an. Pleistozäne Kalkarenite, lokal auch als kalkiger Sandstein bezeichnet, schließen sich bis in Tiefen von 31 m DMD an. Unterlagert werden die 20-25 m mächtigen Kalkarenite von einer ca. 5 m dicken Konglomeratschicht aus kalkhaltigen Partikeln unterschiedlicher Kornfraktionen. Ab Tiefen von 36-38 m DMD stehen weiche bis mittelfeste, gut zementierte Kalksiltite an, deren Mächtigkeit mit den Aufschlüssen nicht festgestellt werden konnte. Nach ALSHARHAN & NAIRN 1997 und MAURENBRECHER & VAN DER HARST 1989 reichen diese entsprechend der lithographischen Formation bis in Tiefen von mehreren hundert Metern. Geomorphologisch bedingt treten in den Kalkarenit- und -siltitschichten vereinzelt leicht schluffige, variabel zementierte Kalksande linsenförmig mit Dicken zwischen wenigen Dezimetern bis max. 2 m auf.



**Abbildung 3.2:** Lageplan des Bau- u. Testfeldes „Al Attar Tower“





**Abbildung 3.3:** Geotechnischer Querschnitt des Bau- u. Testfeldes

Der Grundwasserhorizont (GW) wurde während der Erkundungsarbeiten für das Hochhausprojekt (März 2003) bei -1,10 m DMD und für die eigenen Versuche (März 2005) bei -3,50 m DMD erschlossen. Rege Bautätigkeiten in der unmittelbaren Nachbarschaft mit Grundwasserabsenkungen bis zu 7,0 m waren die Ursache für die unterschiedlichen Aufschlussmessungen. Die Ansprache der Bodenproben und Bohrkerne ergab die in Tabelle 3.1 zusammengefassten 5 Hauptschichten. Während der Aufschlussarbeiten wurden in den oberen Sandschichten Drucksondierungen (CPTU) entsprechend BS 1377 und BS 5930 in Intervallen von 1 m Standard Penetration Tests (SPT) entsprechend BS 1377 und ASTM D1586 unter Verwendung eines aufklappbaren Entnahmestutzens (*split barrel*) an den Stellen der späteren Belastungsversuche (BH 30 und BH 40) durchgeführt.

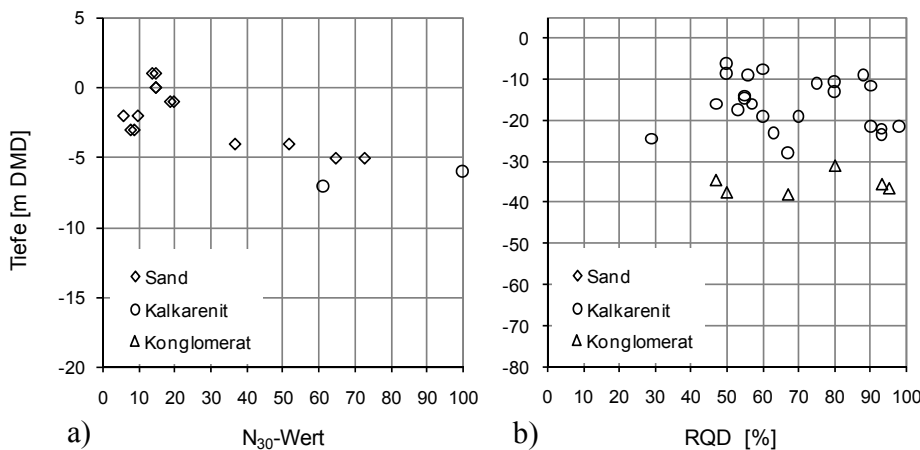
**Tabelle 3.1:** Zusammenfassung der Hauptschichten im Bau- u. Testfeld

Nr.	Ansprache	Beschreibung	Mittlere Höhe der Unterkante [m DMD]
1	kalkiger Sand	kalkhaltiger, schwach schluffiger, locker bis mitteldicht gelagerter Sand	-5,50
2	Kalkarenit	kalkiger, geschichteter Sandstein, leicht bis moderat verwittert, gut zementiert	-31,00
3	zementierter Sand	kalkiger, schluffiger Sand, unterschiedlich stark zementiert mit Sandsteinpartikeln	variabel
4	Konglomerat	moderat verwittert, kalkig, schluffig, gut zementierte Sandmatrix gemischt mit Kalk- u. Sandstein	-36,90
5	Kalksiltit	unterschiedlich stark verwittert, mittelfest, gut zementiert	-

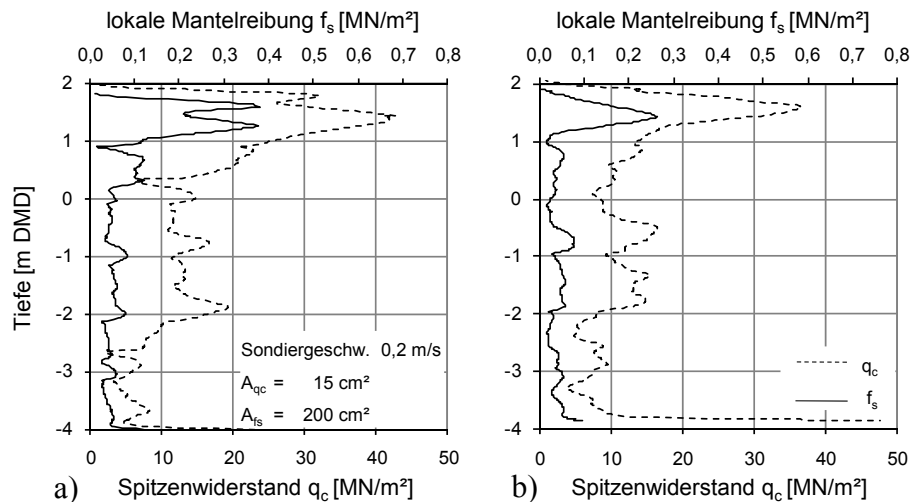
Die in Abbildung 3.4a dargestellten Messwerte  $N_{30}$  liegen zwischen 15 und 30 und steigen bis in Tiefen von 5,0 m auf  $> 60$  an. Nach BS 5930, CLAYTON 1995 und PECK et al. 1974 u.a. wird der Sand als mitteldicht bis dicht gelagert klassifiziert. Zur Abschätzung bodenmechanischer Parameter aus den Ergebnissen von Rammsondierungen existiert eine Vielzahl von Korrelationen. Z.B. ergibt sich aus der bekannten Beziehung zwischen den SPT-Werten  $N_{30}$  und  $\varphi$  nach PECK et al. 1974 für den untersuchten Sand ein Reibungswinkel von  $32 < \varphi < 36^\circ$ . Für weitere Zusammenhänge wie z.B. zur Steifigkeit bzw. zur undrained Kohäsion wird u.a. auf CLAYTON 1995, DAS 2004 bzw. SKEMPTON 1986 verwiesen.

Typisch für granulare sandige Materialien sind die in Abbildung 3.5 dargestellten Ergebnisse der Drucksondierung. Die Spitzendruckwerte sind mit  $q_c = 10\text{-}12 \text{ MN/m}^2$  relativ hoch, während die Reibungskoeffizienten  $R_f = f_s/q_c$  mit 0,005 relativ niedrige Werte annehmen. Auf Grund der hohen Permeabilität wurden sehr geringe Porenwasserdrücke von  $u \approx 0,024 \text{ MN/m}^2$  gemessen. Aus den Sondierergebnissen kann auf einen mitteldicht gelagerten Sand mit einem Wertebereich der Lagerungsdichte von  $0,4 < D < 0,7$  geschlossen werden. Zur Abschätzung weiterer bodenmechanischer Parameter wie z.B. dem Reibungswinkel wird u.a. auf die in DAS 2004 aufgeführten Quellen, TOMLINSON 2001, LANCELOTTA 1995, ROBERTSON & CAMPANELLA 1983 und DIN 4094 verwiesen. Dabei sei angemerkt, dass die zur Verfügung stehenden Korrelationen lediglich Anhaltswerte liefern, da lokal typische Besonderheiten des Baugrundes wie bspw. der Zementierungsgrad, die Korngröße oder „Ageing“-Effekte unberücksichtigt bleiben.

Die RQD-Werte der Bohrkerne (Seilkernrohr,  $d = 85 \text{ mm}$ ) liegen in dem für die Kalkarenschichten typischen Wertebereich von 50 bis 95 % und sind in Abbildung 3.4b dargestellt. Danach lässt sich die Felsqualität entsprechend GANNON et al. 1999, ASTM D 6032, u.a. als mäßig bis sehr gut klassifizieren. An den Bohrkerne waren Sedimentationsschichten in unterschiedlichen Abständen im Einfallswinkel von ca.  $30^\circ$  zu erkennen. Bei Interpretation der Schichtübergänge als Störstellen, kann nach den von HOBBS 1975 aufgestellten Beziehungen zu den RQD-Werten oder der Frequenz der Störstellen ein Felsfaktor  $j$  von 0,5 bis 0,8 entsprechend Gleichung (3.1) abgeleitet werden.



**Abbildung 3.4:** a)  $N_{30}$ -Werte aus SPT-Test, b) RQD-Werte aus Kernbohrungen



**Abbildung 3.5:** Messwerte der Drucksondierung (CPTU), a) BH 40, b) BH 30

$$(3.1) \quad j = \frac{E_m}{E_i} = \frac{E\text{-Modul von zerklüftetem bzw. geschichtetem Fels}}{E\text{-Modul von intaktem Fels}}$$

Zur Analyse des Schubmoduls  $G$  und der in situ lateralen Spannung  $\sigma_{h0}$  wurden in den ab -5,50 m DMD anstehenden Kalkarenit- u. Kalksiltitschichten 3 Pressiometerversuche in Tiefen von -10 m, -23 m und -37 m DMD korrespondierend mit BS 5930 und den Vorschlägen von MAIR & WOOD 1987 mit 2 bzw. 3 Be- u. Entlastungszyklen durchgeführt. Bei dem verwendeten Pressiometer *OYO Elastmeter 2*, mit einem Durchmesser von 72 mm und einer Länge von 520 mm, wird die Änderung der Radien in einen Druckbereich von 0-20 MPa über elektronische Wegaufnehmer gemessen. Auf Grund eines Ausführungsfehlers ergaben nur 2 Versuche (*Press -10* u. *Press -37*) brauchbare Ergebnisse, die in Abbildung 3.6 dargestellt sind.

Unter der Annahme, dass sich der Baugrund sowohl während der Erst- als auch bei Ent- und Wiederbelastung linear elastisch verhält, werden die Schubmoduln nach Gleichung (3.2) respektive (3.3) aus den Spannungs-Dehnungslinien bestimmt.

$$(3.2) \quad G_i = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c}$$

$$(3.3) \quad G_w = \frac{1}{2} \frac{r}{r_0} \frac{dp}{d\varepsilon_c}$$

mit  $G_i, G_w$  Schubmodul der Erstbelastung bzw. Ent- u. Wiederbelastung  
 $p$  radialer Pressiometerdruck  
 $\varepsilon_c$  radiale Bohrlochdehnung  
 $r_0$  Ausgangsradius  
 $r$  Radius bei entsprechendem Pressiometerdruck

Die beobachteten Unstetigkeiten der Kurvenverläufe während der ersten Pressiometerbelastung im Versuch *Press -10* (Abbildung 3.6a) resultieren wahrscheinlich aus Unebenheiten der Bohrlochwand, die bei weiterer Be- und Entlastung nicht mehr in Erscheinung

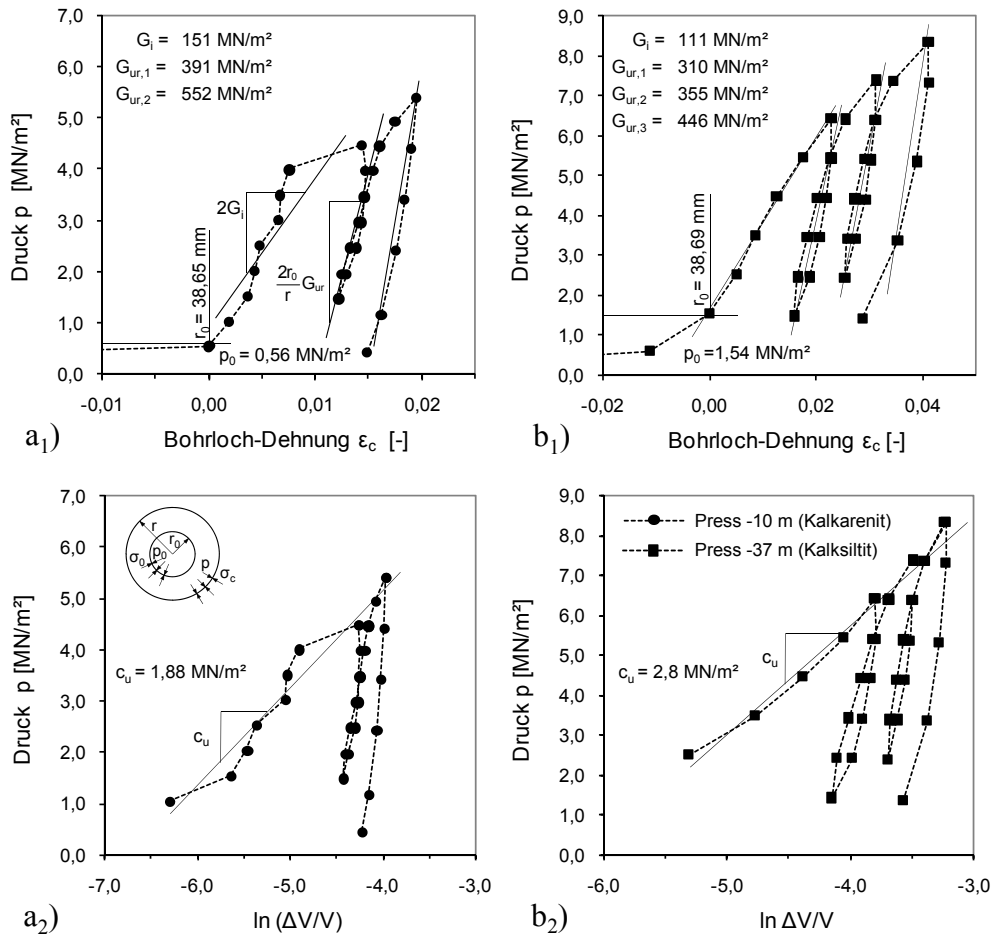


Abbildung 3.6: Pressiometer-Ergebnisse, a) Press -10, b) Press -37 m

treten, und reflektieren die natürliche Variabilität des Baugrundes. Die  $G_{ur}$  Werte sind trotz verschiedener Untersuchungstiefen relativ ähnlich und ihrem Wertebereich nach mit denen von POULOS & DAVIDS 2005 vergleichbar. Berechnungen mit dem von HABERFIELD 1997 vorgeschlagenen Ansatz, den Einfluss der radialen Rissentwicklung bei der Analyse der Spannungs-Dehnungskurve zu berücksichtigen, ergaben auf Grund der unterschiedlichen mechanischer Eigenschaften der Sedimentgesteine und des geringeren aufbrachten Druckes nur im Bereich kleiner Belastungen gute Übereinstimmungen.

Die in Abbildung 3.6 angegebenen Werte der undrÄnierten Scherfestigkeit  $c_u$  stellen lediglich Orientierungswerte dar, da die Annahmen (homogenes, isotropen Materialverhalten bei undrÄnierten VerhÄltnissen, Volumenkonstanz bei plastischer Scherung usw.), des ursprÄnglich fÄr Lehm- und TonbÄden entwickelten Pressiometers, bei der Anwendung in weichem Fels zu Fehlinterpretationen der Versuchsergebnisse fÄhren kÄnnen. Ursache dafÄr ist, dass weicher Fels im Gegensatz zu Lehm- und TonbÄden normalerweise ein hohes EntwÄsserverhalten und ein dilatantes Verformungsverhalten zeigt sowie hÄufig KlÄfte bzw. DiskontinuitÄten aufweist. Vor diesem Hintergrund sind zur Verifizierung der aus den Pressiometerversuchen abgeleiteten KenngrÄBen, unter BerÄcksichtigung der u.a. in MAIR & WOOD 1987, HABERFIELD & JOHNSTON 1990, HABERFIELD 1997 diskutierten EinflÄsse, weitere Untersuchungen notwendig.

### 3.3.2 Laborversuche

Zur detaillierten Bestimmung der spezifischen Eigenschaften der erschlossenen Baugrundsichten wurde in Kooperation mit dem lokalen Baugrundinstitut *Fugro Middle East B.V.* ein umfangreiches Testprogramm an Laborversuchen durchgeführt. Im Einzelnen wurden an Sandproben bzw. Bohrkernen, welche aus den unter 3.3.1 beschriebenen Erkundungsbohrungen stammen, folgende Versuche durchgeführt:

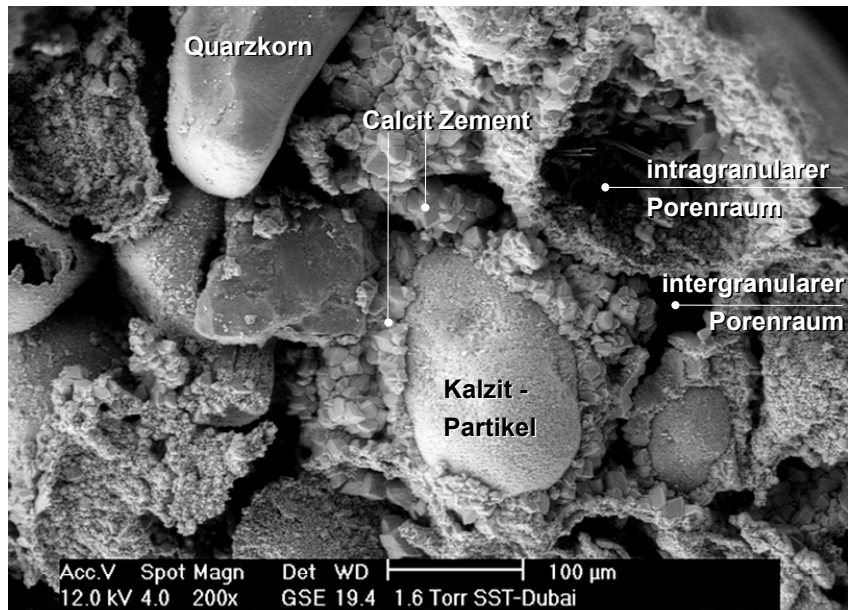
- Bestimmung der Korngrößenverteilung
- Bestimmung des Wassergehaltes  $w$
- Bestimmung der Korndichte  $\rho_s$
- Bestimmung der Dichte  $\rho$  und der Trockendichte  $\rho_d$
- Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$
- Bestimmung der minimalen u. maximalen Lagerungsdichte (min  $\rho_d$  bzw. max  $\rho_d$ )
- Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und Querdehnzahl  $\nu$
- direkte Scherversuche an Fels
- Oedometerversuche
- Triaxialversuche (D-Versuch)
- chemische u. mikroskopische Untersuchungen

Die wesentlichsten Versuche werden nachfolgend in ihrer Durchführung und ihren Besonderheiten beschrieben, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert.

### Gefügestruktur

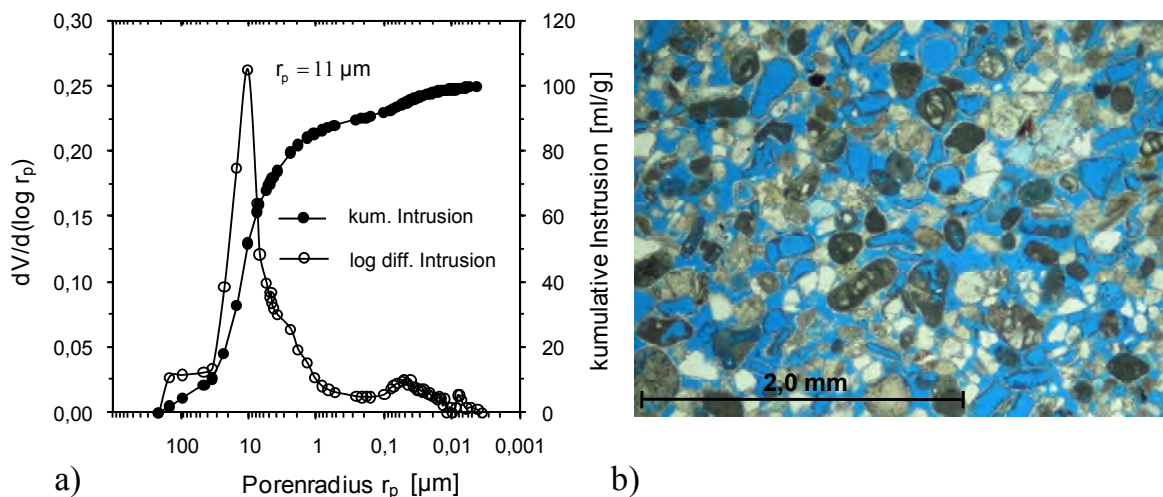
Die untersuchten Sande und Kalkarenite bestehen zu 70-75 % aus Calciumcarbonat ( $\text{CaCO}_3$ ), zu ca. 5 % aus Quarzmineralien und weisen mit 30-35 % einen hohen Porenanteil auf. Die Qualität der Sedimentgesteine wird durch die 3 charakteristischen Strukturkomponenten Partikel, Zementierung und Porenraum beeinflusst.

Als Ergebnis der Environmental Scanning Electron Microscope Analyse (ESEM) ist in Abbildung 3.7 die Gefügestruktur einer Kalkarenitprobe aus ca. 22 m Tiefe dargestellt. Die entsprechend ihrer mineralischen Zusammensetzung relativ weichen Partikel (Härte 3 nach Mohs verglichen mit Quarz Härte 7) sind entweder skelettartig, kugelförmig ohne innere Struktur (Abbildung 3.8b), ummantelte, eiförmige Partikel (Ooide) oder fragmentiert rundliche Quarze (McCLELLAND 1988). Die Zementierung besteht aus reinem kristallinem Calcit, der sich um die Partikel u./o. dazwischen ablagert. Die Zementierung reicht von schwach-zerbrechlich bis zu stark zementierten Konkretionen, bei denen die Matrixporen mit Calcit gefüllt sind. Die Anzahl und Größe der Poren ist eine Funktion der Partikelanordnung und der Strukturänderungen infolge der Auflösung von Partikeln und fortschreitender Zementierung. Die Porengrößenverteilung wurde mittels der Quecksilberdruckporosimetrie-Methode (*Mercury Intrusion Porosity*, MIP) an Kalkarenitproben bestimmt und ergab wie in Abbildung 3.8a dargestellt einen mittleren Porenradius  $r_p \approx 11 \mu\text{m}$  und einen Porenanteil  $n = 0,37$ .



**Abbildung 3.7:** Gefügestruktur-Kalkarenit (ESEM-Aufnahme)

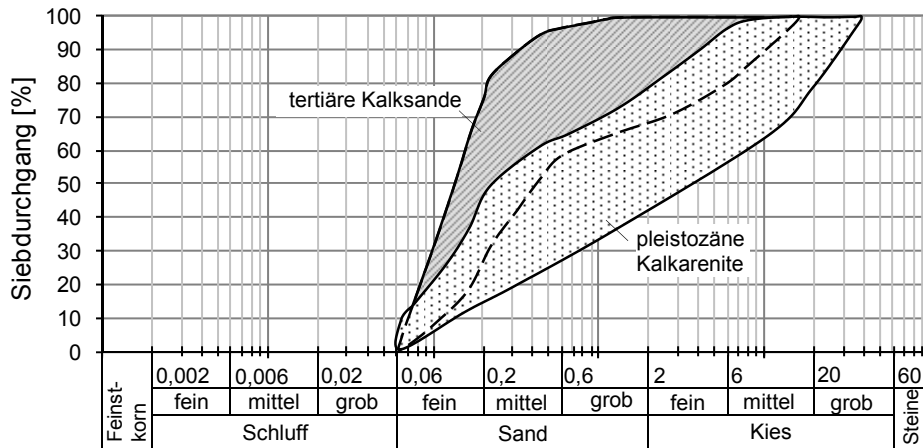
Deutliche Unterschiede in der Beschaffenheit und Struktur der analysierten Sedimentgesteine in Abhängigkeit der Entnahmetiefe und damit des geologischen Alters waren bei der Untersuchung nicht feststellbar. Weitere detaillierte Analysen und Beschreibungen der kalkigen Sedimentgesteine der Arabischen Golfregion finden sich u.a. bei ALBA & AUDIBERT 1999, Ebbs 1980, McClelland 1988.



**Abbildung 3.8:** a) Porengrößenverteilung (MIP), b) Dünnschliff, Polarisator II

### Kornverteilungslinien und granulometrische Eigenschaften

Die Kornverteilungen der quartären Sand- und Gesteinsarten sind als Körnungsbänder in Abbildung 3.9 zusammengestellt und decken die Körnungslinien von ca. 100 Proben ab. Die oberflächennahen quartären Kalksande sind vergleichsweise enggestuft und relativ gleichförmig mit Ungleichförmigkeitszahlen von  $2 < C_u < 4$  und Krümmungszahlen-



**Abbildung 3.9:** Kornverteilungslinien des erschlossenen Baugrundes

von  $C_c \approx 1$ . Es handelt sich um einen Fein- bis Mittelsand mit Muschelresten, die teilweise als grob sandige Anteile interpretiert werden. Bei den pleistozänen Kalkareniten und -siltiten, die in-situ zementiert in Erscheinung treten, handelt es sich entsprechend den Kornfraktionen um weit gestufte Kiessande. Beobachtete Abhängigkeit des Körnungslinienverlaufes von der Entnahmetiefe sind auf die genetisch bedingte Zunahme der Zementierung mit der Tiefe zurückzuführen.

In Tabelle 3.2 sind zusätzlich zu den aus den Kornverteilungen abgeleiteten Parametern die nach BS 1377 bestimmten Dichten ( $\rho$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_s$ ,  $\min \rho_d$ ,  $\max \rho_d$ ), Porenanteile  $n$  bzw. Porenzahlen  $e$ , Wassergehalt  $w$  und Durchlässigkeit  $k$  aufgelistet. Ähnlich wie bei den Körnungslinien zeigen sich auch hier nur geringe Abweichungen von den angegebenen Mittelwerten. Vergleichbare Werte sind u.a. bei EBBS 1980 publiziert.

**Tabelle 3.2:** Korneigenschaften der untersuchten Sande und Kalkarenite

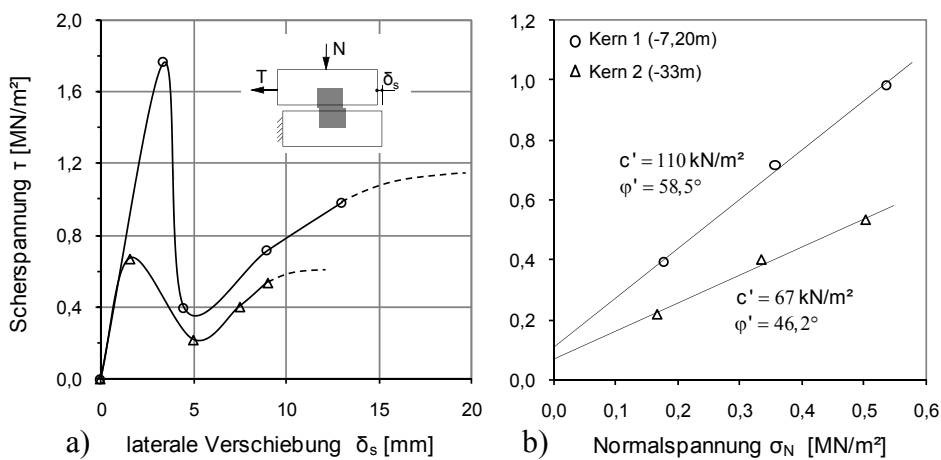
	Einheit	Kalksand			Kalkarenit		
		Min	Max	Mittelwert	Min	Max	Mittelwert
$\rho_d$	[t/m <sup>3</sup> ]	1,64	1,96	1,78	1,33	2,14	1,79
$\rho_s$	[t/m <sup>3</sup> ]	2,63	2,76	2,68	2,12	2,90	2,61
$\rho$	[t/m <sup>3</sup> ]	1,79	2,01	1,94	1,55	2,43	1,98
$e$	[-]	0,34	0,68	0,50	0,23	0,85	0,47
$n$	[-]	0,25	0,40	0,33	0,19	0,46	0,32
$C_u$	[-]	2	5	2,5	4,7	18,7	7,7
$C_c$	[-]	0,84	1,18	1	0,6	1,67	1,1
$w$	[%]	9	30	17	5	42	14
$k$	[m/s]	$2,2 \cdot 10^{-6}$	$5,1 \cdot 10^{-5}$	$2,13 \cdot 10^{-5}$	$4,32 \cdot 10^{-6}$	$2,46 \cdot 10^{-6}$	$3,39 \cdot 10^{-6}$

**Direkte Scherversuche an weichem Fels**

Zur Untersuchung der Scherfestigkeit der Kalkarenite wurden entsprechend ASTM D 5607 zwei direkte Scherversuche an Bohrkernen aus unterschiedlicher Tiefe durchgeführt. Bohrkern 1 aus einer Tiefe von -7,20 m DMD bestand aus ungestörtem, gut zementiertem Kalkarenit, wohingegen Kern 2 (-33 m DMD) mit einer Sedimentationsgrenzschicht durchzogen war. Typische Spannungs-Verformungs-Linien und Mohr'sche Darstellungen der Versuchsergebnisse sind in Abbildung 3.10 zusammengestellt. Der zu erwartende Einfluss der Zementierung zeigt sich besonders deutlich im Verlauf und den Größen der Bruchschersfestigkeit. Im Vergleich zu Kern 2 mit einer Bruchschersfestigkeit von  $\max \tau = 0,67 \text{ MN/m}^2$  und einem relativ duktilen Bruchverhalten nimmt die Scherfestigkeit mit anwachsendem Zementierungsgrad zu, für Kern 1  $\tau = 1,76 \text{ MN/m}^2$ , wodurch sich ein spröderes Bruchverhalten einstellt. Im Nachbruchbereich (post-failure) zeigen beide Versuche qualitativ ähnliche Verläufe. Beeinflusst werden die Reibungseigenschaften in diesem Bereich durch einen kontinuierlichen Übergang von Aufgleiten und Abscheren der Unebenheiten als Folge unregelmäßiger Verteilung von Rauigkeiten und Profilierung auf der Trennfläche sowie deren Neigung. Bei lateralen Verschiebungen von 13 und 9 mm wurden die Versuche abgebrochen, so dass die Entwicklung der Restschersfestigkeit lediglich vermutet werden kann (Strichlinie in Abbildung 3.10a). Die aus den Versuchsergebnissen bestimmten Reibungswinkel (Abb. 3.11b) variieren deutlich (besonders Kern 1) und können, einem auf PATTON 1966 zurückzuführenden Ansatz entsprechend, als Summe des Gesteinsreibungswinkels  $\varphi$  und des Neigungswinkels der Gleitflächen  $i$  nach Gleichung (3.4) interpretiert werden (siehe u.a. FECKER & REIK 1996, WYLLIE 1999).

$$(3.4) \quad \tau = c + \sigma'_N \cdot \tan(\varphi + i)$$

Die Werte für die Kohäsion ( $c'_1 = 110$  und  $c'_2 = 67 \text{ kN/m}^2$ ) liegen im unteren des in der Literatur angegebenen Bereiches von mehreren hundert  $\text{kN/m}^2$  (u.a. WYLLIE 1999, POULOS & DAVIS 1980).

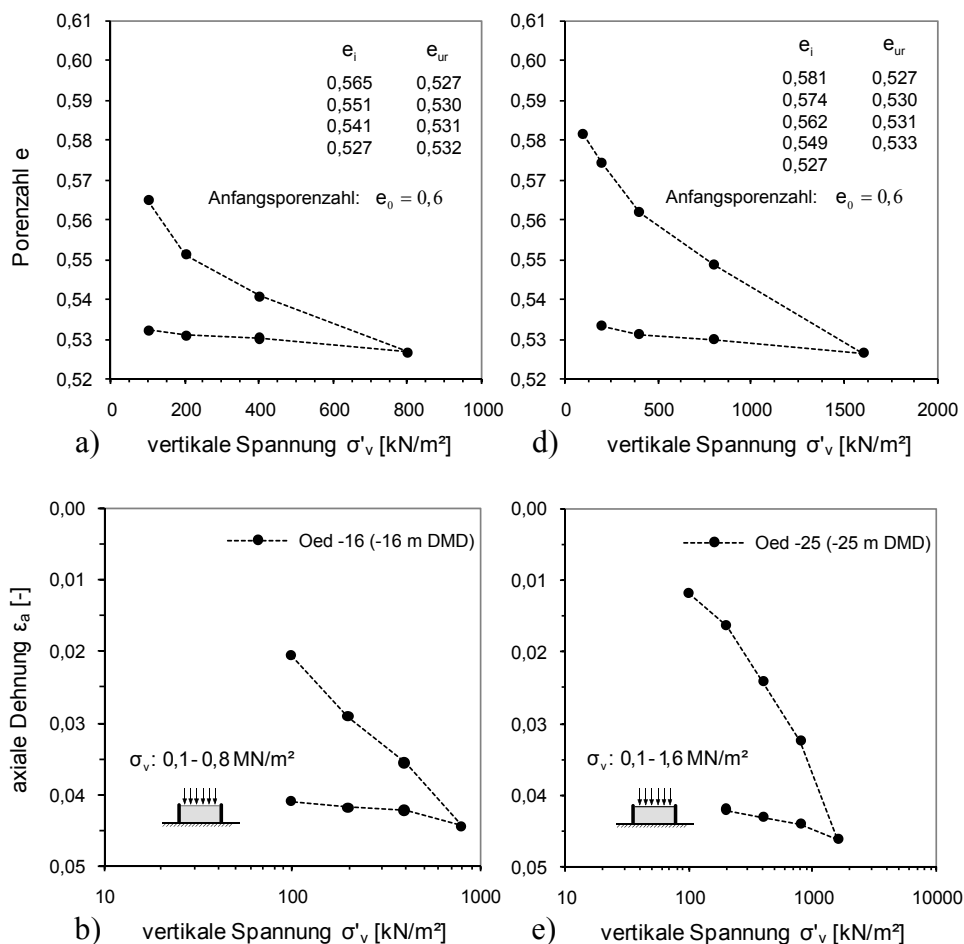


**Abbildung 3.10:** Scherfestigkeiten von Kalkarenit aus direkten Scherversuchen

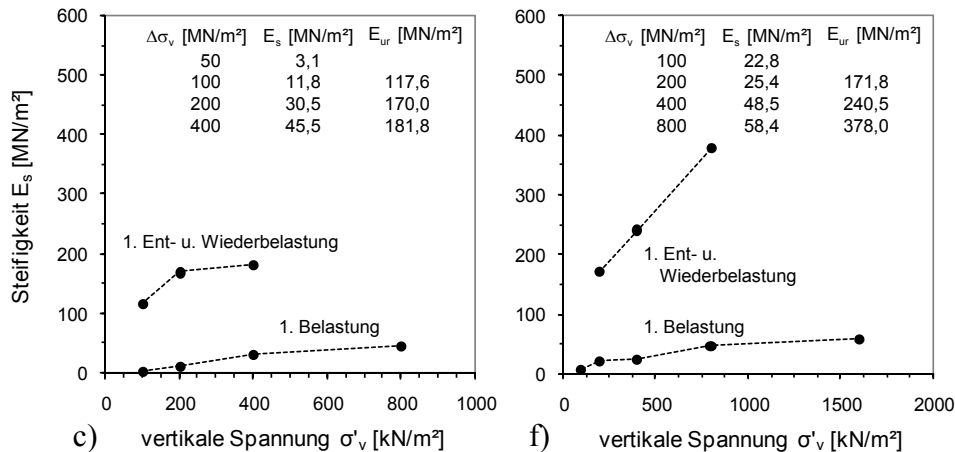


## Oedometerversuche

Zur Untersuchung des spannungsabhängigen Verformungsverhaltens der Kalkarenite wurden an zwei Proben, die aus Bohrkernen unterschiedlicher Entnahmetiefe stammen, eindimensionale Kompressionsversuche mit behinderter Seitendehnung und feststehendem Ring entsprechend BS 1377 (Durchmesser  $d = 50$  mm, Höhe  $h = 20$  mm) durchgeführt. Der mit einer Schneide versehene Oedometerring wurde dabei vorsichtig in den Bohrkern gepresst. Die exakte Größe der zu untersuchenden Probe konnte so garantiert und die Störungen minimiert werden. Die Ebenheit der Probenoberfläche wurde durch das Abziehen mit einer Messerklinge erreicht. Ausgehend von einem spannungsfreien Zustand wurde die Probe -16 m DMD (*Oed -16*) nacheinander mit 50, 100, 200, 400 und 800 kN/m<sup>2</sup> und die Probe -25 m DMD (*Oed -25*) mit 100, 200, 400, 800 und 1600 kN/m<sup>2</sup> be- und entlastet. Neben der spannungsabhängigen Entwicklung der Porenzahl  $e$  und der axialen Dehnungen  $\varepsilon_a$  sind in Abbildung 3.11 auch die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Steifigkeiten der Erst- ( $E_s$ ) sowie der Ent- u. Wiederbelastung ( $E_{ur}$ ) als Sekantenmoduln dargestellt und angegeben. Während der Erstbelastungsphasen konnte in beiden Versuchen nur plastisches hardening Verhalten beobachtet werden. Das Erreichen einer Fließspannung und ein damit verbundenes Pseudo-Überkonsolidationsverhältnis wie von CASTELLANZA & NOVA 2004 beobachtet und ursächlich auf das Ver-



**Abbildung 3.11:** Spannungs-Porenzahl-Linie, Spannungs-Dehnungs-Linie  
a) - b) *Oed -16* (-16 m DMD), d) - e) *Oed -25* (-25 m DMD)



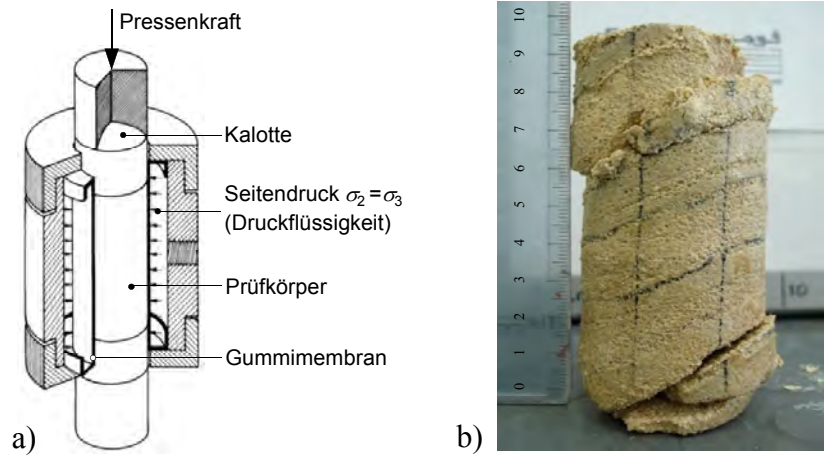
**Fortsetzung Abbildung 3.11:** Spannungs-Steifemodul-Linie,  
c) Oed -16 (-16 m DMD), f) Oed -25 (-25 m DMD)

sagen der intergranularen Zementierung als auch der Partikel selbst zurückzuführen ist, konnte vermutlich auf Grund der relativ hohen axialen Anfangsspannungen  $\sigma_v$  nicht registriert werden. Hierzu sind für geringere Spannungsbereiche weitere Untersuchungen erforderlich. Die Vergleiche mit Werten aus der Literatur bestätigen die Ergebnisse der eigenen Versuche, obwohl die angegebenen Steifemoduln (u.a. CASTELLANZA & NOVA 2004, POULOS & BUNCE 2008) der analysierten Sedimente naturgemäß schwanken und eher im Bereich der Ent- und Wiederbelastungsmoduln der eigenen Versuche liegen.

### Triaxialversuche

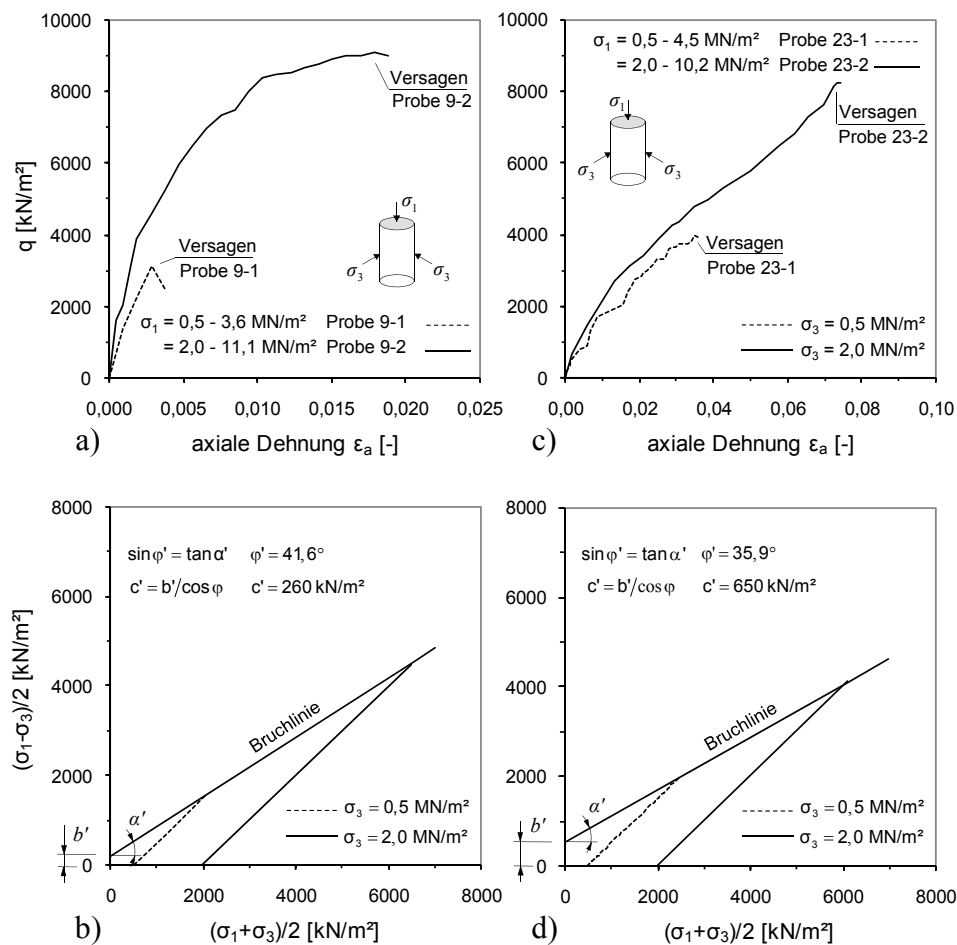
Unter Verwendung der Triaxialzelle nach HOEK & FRANKLIN 1968 (Abbildung 3.12a) wurden an schlanken Proben ( $d = 50$  mm,  $104 < h < 117$  mm) drainierte Triaxialversuche entsprechend der ASTM Empfehlung D 2664 durchgeführt. Ziel der Versuche war die Bestimmung der Scherparameter  $\phi'$  und  $c'$  sowie die Untersuchung des Spannungs-Deformations-Verhaltens der Kalkarenite. Um Störungen zu minimieren, wurden die Proben aus den erschlossenen Bohrkernen im Labor vorsichtig herausgebohrt. Die Kerne stammen aus 11 m (-9,0 m DMD, *Triax -9*) und 25 m Tiefe (-23 m DMD, *Triax -23*). Für beide Versuche wurden jeweils nur 2 Kernproben untersucht, wobei Probe 1 mit einem Zelldruck von 0,5 MN/m<sup>2</sup> und Probe 2 mit 2,0 MN/m<sup>2</sup> isotrop belastet wurde. Im Anschluss an die Konsolidierung wurden die Kernproben bei konstanter Seitenspannung vertikal bis zum Versagen belastet (lastgesteuert).

Abbildung 3.13 zeigt die Auswertung der Laborversuche und typische Zusammenhänge zwischen deviatorischer Spannung und axialer Dehnung. Die deviatorische Spannung  $q$  ist dabei als Differenz zwischen axialer Spannung und Umschließungsdruck ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) definiert. Aussagen über das volumetrische Verhalten der Proben bei unterschiedlichen Spannungszuständen sind versuchsbedingt nicht möglich, da die Öl-Volumina nicht erfasst wurden. Aus Versuchen an Kalkarenitproben mit vergleichbaren Eigenschaften be-



**Abbildung 3.12:** a) Triaxialzelle nach Hoek & Brown, b) Bruchkörper Probe 9-2

richten in diesem Kontext u.a. LAGIOIA & NOVA 1995 und POULOS 1988 von kontraktivem Verhalten bei Scherung, was ursächlich auf den Bruch der spröden Partikel zurückzuführen ist. Auffällig bei den eigenen Versuchen ist das plötzliche Versagen der mit  $\sigma = 0,5 \text{ MN/m}^2$  isotrop belasteten Probe 9-1 (Abbildung 3.13a) bei  $\sigma_1 = 3,64 \text{ MN/m}^2$ , was auf ungewollte Exzentrizitäten während der Versuchsdurchführung zurückzuführen



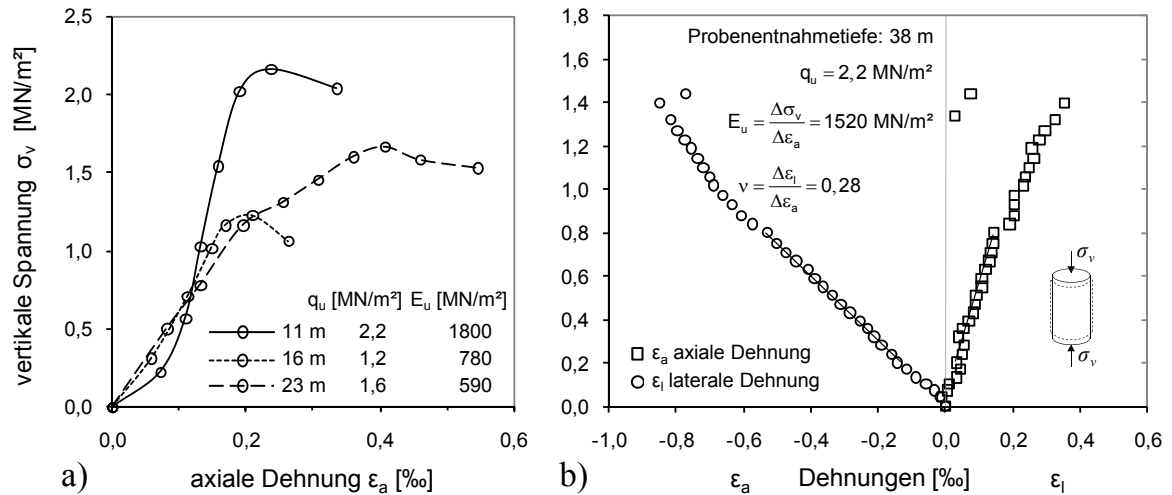
**Abbildung 3.13:** Versuchsergebnisse der drainierten Triaxialversuche (D-Versuche)  
 a) - b) *Triax -9* (-9 m DMD), c) - d) *Triax -23* (-23 m DMD)

ist (BRADY & BROWN 1985). Die Ergebnisse der mit  $2,0 \text{ MN/m}^2$  Umschließungsdruck belasteten Kernprobe 9-2 zeigen bis zum Versuchsende ein ausgeprägtes *hardening*-Verhalten. Auf ein insgesamt duktileres Verhalten kann aus den Ergebnissen des 2. Versuches (Abbildung 3.13c-d) geschlossen werden, wenngleich bei dem mit  $2,0 \text{ MN/m}^2$  isotrop belastetem Probekern 23-2 mit größer werdenden Dehnungen eine Zunahme der Steifigkeit beobachtet werden konnte. Ursache dafür ist ein kompakteres Korngefüge, welches sich nach Versagen der Zementierung und Kornbruch mit zunehmender deviatorischer Spannung einstellt. Ein wie von LAGIOIA & NOVA 1995 beobachtetes *softening*-Verhalten, eine Zunahme der axialen Dehnungen bei konstanter deviatorischer Spannung als Folge des partiellen Versagens der intergranularen Zementierung mit anschließend erneuter Verfestigung konnte trotz variierender Konsolidationsspannungen nicht beobachtet werden.

Für den betrachteten Spannungsbereich ist ein gradueller Übergang von elastischem zu plastischem Materialverhalten zu erkennen, so dass trotz einiger Abweichungen infolge lokaler Gefügeveränderungen das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der pleistozänen Kalkarenite mit einem hyperbolischen Verlauf approximiert werden kann. Von qualitativ vergleichbaren Ergebnissen berichten u.a. ALLMAN & POULOS 1988, die das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Kalkarenit und künstlich zementierten Proben in Abhängigkeit des Zementanteils analysierten. Die ermittelten Werte der Scherwiderstände  $\varphi'$  und  $c'$  differieren als Folge der genetisch bedingten Variabilität der Kalkarenite über die Tiefe, liegen aber ihrem Wertebereich nach mit  $33^\circ < \varphi' < 45^\circ$  und  $260 < c' < 650 \text{ kN/m}^2$  in den in der Literatur angegebenen Größenordnungen (BOUAFIA 2003, MURFF 1987, PELLIS & TURNER 1980, POULOS & DAVIS 1980, POULOS 1988, WYLLIE 1999, TOMLINSON 2004).

#### **Einaxiale Druckfestigkeit**

Der gebräuchlichste Begriff für die Festigkeit von Gesteinen ist die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  bei unbehinderter Seitendehnung. Besondere Bedeutung ergibt sich bei dem unter 2.2 aufgeführten Zusammenhang zur Tragfähigkeit von Bohrpfehlen. Zur Ermittlung des Verformungsmoduls  $E_u$ , der Querdehnzahl  $\nu$  und der einaxialen Druckfestigkeit wurden 6 Druckversuche an Bohrkernen ( $75 < d < 86 \text{ mm}$ ,  $120 < h < 180 \text{ mm}$ ) aus unterschiedlichen Tiefen entsprechend ASTM D 2938 und ASTM D 3148, Abschnitt 10.4.2 verformungsgesteuert ( $0,5 \text{ mm/min}$ ) durchgeführt. Neben der Belastung wurden an 2 Kernproben über aufgeklebte Dehnmessstreifen die axialen und lateralen Dehnungen ( $\varepsilon_a$  bzw.  $\varepsilon_l$ ) gemessen und daraus die Querdehnzahl bestimmt. Exemplarisch zeigt Abbildung 3.14 die Versuchsergebnisse von 4 Kernproben. Die  $q_u$ -Werte liegen in einem relativ kleinen Wertebereich von  $1,0\text{-}2,2 \text{ MN/m}^2$ , während die über Regressionsanalysen bestimmten  $E_u$ -Werte deutlich über die Tiefe variieren. Als Ursache dafür sind neben der unterschiedlichen diagenetischen Verfestigung etwaige Schwankungen bei der Versuchsdurchführung zu sehen. Die aus den Versuchsergebnissen bestimmten Querdehnzahlen liegen mit  $0,2\text{-}0,28$  in dem für weichen kalkigen Sandstein typischen Bereich.



**Abbildung 3.14:** Experimentell bestimmte einaxiale Druckfestigkeiten und Querdehnzahl

Im Vergleich der bestimmten Gesteinsparameter mit den in der Literatur aufgeführten Werten können gute Übereinstimmungen festgestellt werden (ALRIFA 2007, BOUAFIA 2003, BOUAFIA 2003, CANNON et al. 1999, EBBS 1980, POULOS & DAVIDS 2005, POULOS & BUNCE 2008, WYLLIE 1999).

### 3.4 Standortspezifisches Baugrundmodell

Die Ergebnisqualität geotechnischer Berechnungen hängt neben der Kenntnis der richtigen Einwirkungsgrößen wesentlich von den die Widerstände bestimmenden Boden- bzw. Gesteinsparameter ab. Anders als bei Baustoffen, wie z.B. Stahl oder Beton, bei denen aus produktionsbegleitenden Probeentnahmen hinreichende Informationen über die Parameterstreuung bekannt sind, ist die Festlegung der Boden bzw. Gesteinsparameter in der Geotechnik durch die Problematik geprägt, dass der Baugrund projektspezifisch nur punktuell erkundet wird. Daher steht zur Bestimmung der Parameterwerte einer Bodenart oder -schicht nur eine kleine Probenzahl zur Verfügung, bei der die Ergebnisse der Laborversuche infolge der natürlichen Inhomogenität des Baugrundes und der bei der Probenentnahme und Versuchsdurchführung variierenden Randbedingungen Streuungen aufweisen (KATZENBACH et al. 1999, MOORMANN 2002, v. SOOS 1990 u.a.).

Wie die eigenen und die in der Literatur aufgeführten Versuchsergebnisse zeigen, streuen die Kennwerte der pleistozänen Kalkarenite und -siltite begründet durch den veränderlichen Zementierungsgrad vergleichsweise stark. Aus diesem Grund und da weitgehend unerforscht, werden nachfolgend die aus den eigenen, den nach Abbildung 3.15 aus unmittelbarer Nachbarschaft stammenden Untersuchungen und den durch das Dubai Central Laboratory (DCL) zur Verfügung gestellten Parameterwerten bis zu 300 Versuche statistisch ausgewertet und weiter quantifiziert. Bei der Auswertung werden nur Kennwerte berücksichtigt, die entsprechend der Bohrkernansprache dem Kalkarenit und Kalksiltit zugeordnet sind. Je nach Kennwert liegt der Stichprobenumfang zwischen 16 und 300 Proben.

In einem ersten Schritt werden die für die Auswertung herangezogenen Baugrunduntersuchungen hinsichtlich der erschlossenen Stratigraphie analysiert. Die Ergebnisvisualisierung in Abbildung 3.16 zeigt die Oberkanten (OK) der einzelnen Baugrundsichten für eine Fläche von ca. 14 km<sup>2</sup>. Die Oberkante der Kalkarenitschicht (rote Fläche) reflektiert die Morphologie der Sedimente während der Entstehung und verläuft im untersuchten Bereich von -11 m DMD im Norden auf -5 m DMD nach Süden ansteigend. In

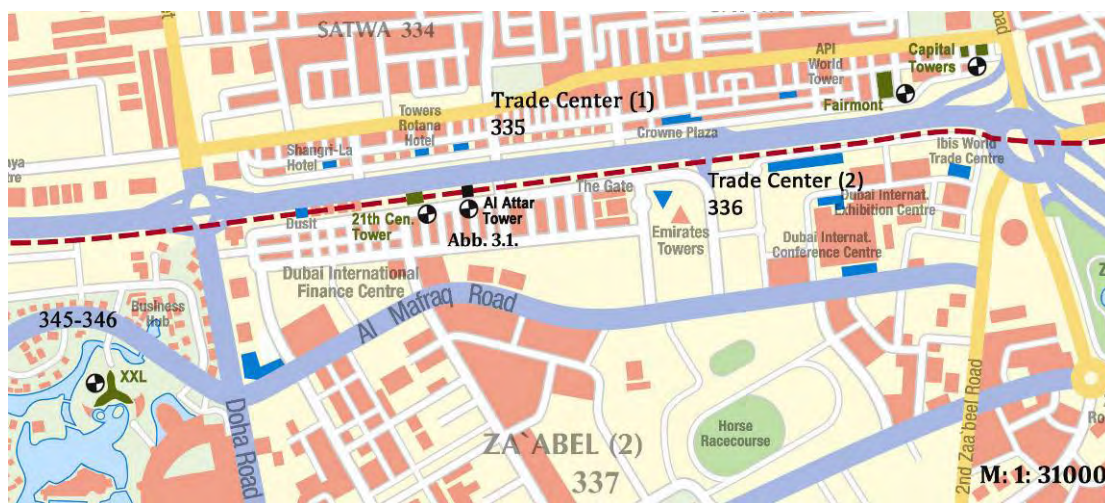
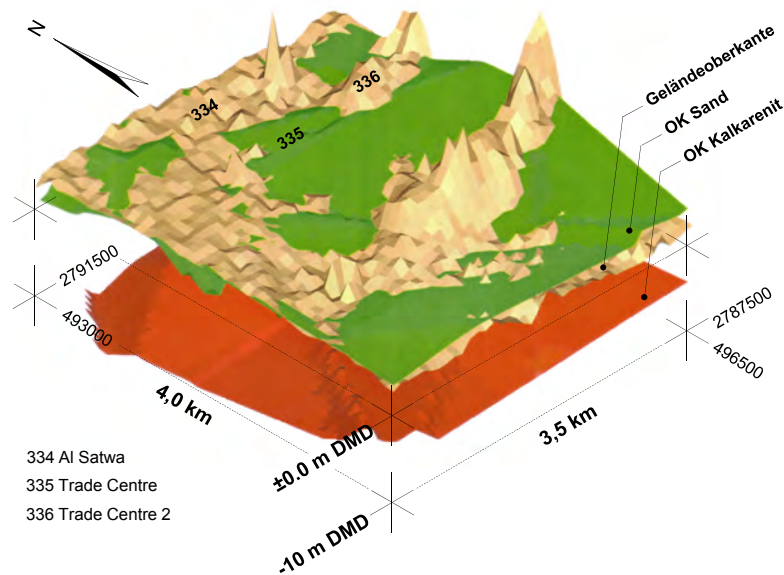


Abbildung 3.15: Lageplan des Untersuchungsgebietes



**Abbildung 3.16:** Oberfläche der Baugrundsichten Sand u. Kalkarenit (Dez. 2004)

Ost-West-Richtung verläuft die Schichtgrenze bei einer mittleren Höhendifferenz von  $\pm 2$  m relativ gleichmäßig. Die OK der Sandschicht (grüne Fläche) und die heutige Geländeoberkante (gelbe Fläche) durchdringen sich in der Höhe (3,5 bis 1 m DMD) und indizieren die Erdmassenbewegung im Zuge von Bautätigkeiten. Der natürliche Grundwasserspiegel ist nicht dargestellt, liegt aber mit  $-1 < \text{GW} < 0,5$  m relativ oberflächennah.

In einem zweiten Schritt werden die Parameterdaten statistisch untersucht und ausgewertet. Um zu prüfen, ob alle Elemente der Stichproben (Versuchswerte der jeweiligen Parameter) zur geschätzten Grundgesamtheit gehören, werden Ausreißertests (*Grubbs-Test*) nach FISCHER 2001 durchgeführt. Anschließend werden zur Verifizierung der Hypothese, dass die aus den Stichproben beobachteten (empirischen) Verteilungen mit den erwarteten (theoretischen) übereinstimmen, für alle Parameterdaten  $\chi^2$ - und *Kolmogorow-Smirnow*-Anpassungstests durchgeführt (u.a. FISCHER 2001, PLATE 1993). Die Ergebnisse der statistischen Auswertung sind in Tabelle 3.3 zusammengefasst und in Abbildung 3.18 und 3.19 für die einzelnen Schichten graphisch dargestellt.

Ist die Anzahl der zu analysierenden Parameterwerte gering ( $n < 30$ ), wie z.B. für  $\varphi'$  und  $c'$  der Kalksiltitschicht, sind aussagekräftige statistische Bewertungen nur teilweise möglich. Für diese Fälle werden lediglich die beobachteten Extremwerte angegeben. Eine ausführliche Zusammenstellung und detaillierte Graphiken aller ermittelten statistischen Kenngrößen der Kalkarenit- und -siltitschichten sind in Anlage A, Tabelle A.1-A.3 und Abbildung A.1-A 5 aufgeführt. Die wesentlichen Ergebnisse werden nachfolgend diskutiert.

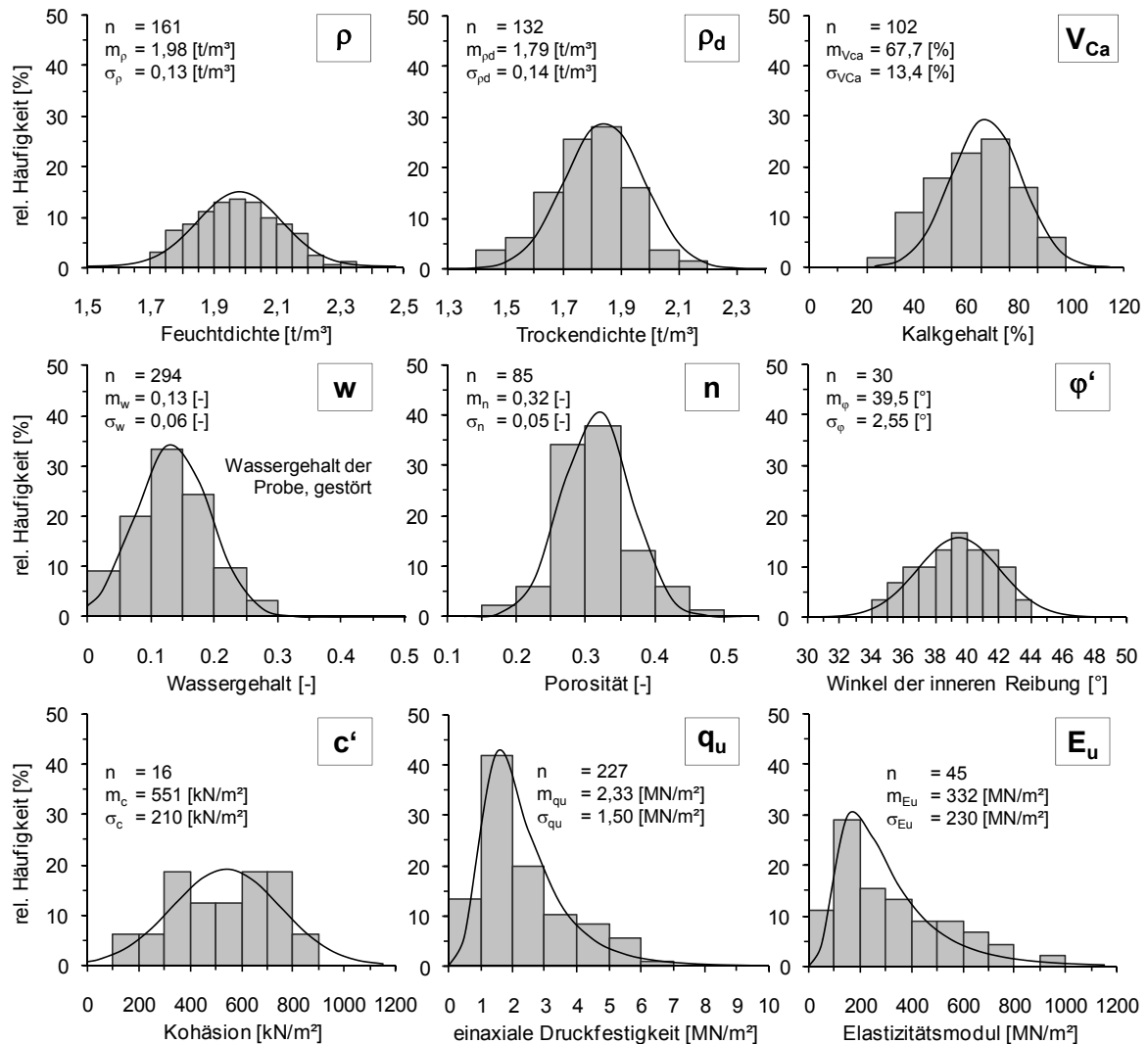
Die Schätzwerte für den Erwartungswert  $E[X]$ , die Varianz  $\text{Var}[X]$  bzw. Standardabweichung  $\sqrt{\text{Var}[X]}$  der Grundgesamtheit der Zufallsgröße  $X$ , im Weiteren als Mittelwert  $m_x$ , empirische Varianz  $\sigma_x^2$  bzw. empirische Standardabweichung  $\sigma_x$  bezeichnet, werden nach der Momentenmethode bestimmt. Bei geringen Standardabweichungen ( $\sigma_w \approx 0,06$ ) sind die Mittelwerte des Wassergehaltes der Proben mit  $m_w = 0,135$  für den Kalkarenit und

**Tabelle 3.3:** Verteilungstyp und Verteilungsparameter der Kalkarenite und -siltite

Parameter		Verteilungsfunktion	Mittelwert <sup>1)</sup> $m_x$	Standard- abweichung <sup>1)</sup> $\sigma_x$
<b>Kalkarenit</b>				
Dichte	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	Normalverteilung	1,98	0,13
Trockendichte	$\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	Normalverteilung	1,79	0,14
Korndichte	$\rho_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	Normalverteilung	2,67	0,038
Wassergehalt der Probe	$w$ [-]	Normalverteilung	0,135	0,058
Porenanteil	$n$ [-]	Normalverteilung	0,32	0,049
Kalkgehalt	$V_{ca}$ [%]	Normalverteilung	67,7	13,5
Reibungswinkel	$\varphi$ [°]	Normalverteilung	39,5	2,55
Kohäsion	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Normalverteilung	551	210,5
einaxiale Druckfestigkeit	$q_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Log-Normalverteilung	2,33	1,51
Elastizitätsmodul	$E_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Log-Normalverteilung	331,8	230,2
<b>Kalksiltit</b>				
Dichte	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	Normalverteilung	2,03	0,16
Trockendichte	$\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	Normalverteilung	1,96	0,18
Korndichte	$\rho_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	Normalverteilung	2,70	0,05
Wassergehalt der Probe	$w$ [%]	Normalverteilung	0,15	0,06
Porenanteil	$n$ [-]	Normalverteilung	0,25	0,06
Kalkgehalt	$V_{ca}$ [%]	Normalverteilung	51,4	17,2
Reibungswinkel	$\varphi$ [°]	<sup>2)</sup>	max $\varphi$ = 43	min $\varphi$ = 39
Kohäsion	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	<sup>2)</sup>	max $c$ = 483	min $c$ = 790
einaxiale Druckfestigkeit	$q_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Log-Normalverteilung	2,32	1,66
Elastizitätsmodul <sup>3)</sup>	$E_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Log-Normalverteilung	193,2	142,3
<sup>1)</sup> Schätzwert der Grundgesamtheit				
<sup>2)</sup> Anzahl der Werte für statistische Auswertung zu gering				
<sup>3)</sup> Sekantenmodul aus einaxialen Druckversuch				

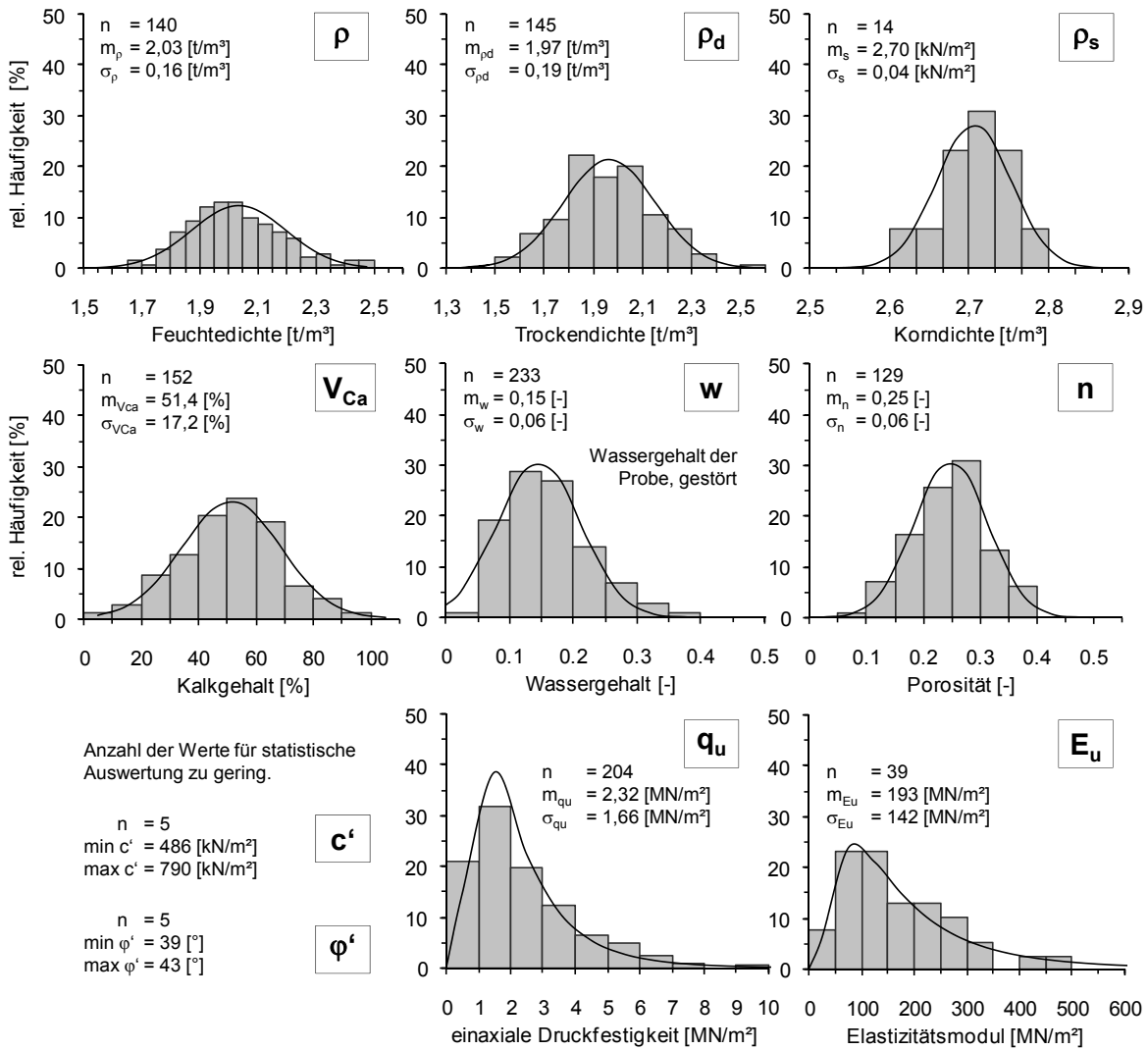
$m_w = 0,15$  für den Kalksiltit nahezu gleich. Obwohl unterhalb des GW-Spiegels entnommen, sind die Proben beider Schichten nicht vollständig wassergesättigt, was z.T. auf die Störung des natürlichen Wassergehaltes der Probe durch die Entnahme zurückzuführen ist. Die berechneten Werte der Sättigungszahl  $S_r$  liegen bei einem Mittelwert von  $m_{S_r} = 0,82$  zwischen 0,45 und 1,0. Genetisch bedingt ist der Kalkgehalt  $V_{ca}$  der Arenit- und Siltitschichten mit max  $V_{ca} = 98$  % respektive max  $V_{ca} = 93$  % sehr hoch, weshalb diese als kalkig oder kalkhaltig (*calcareous*) attribuiert werden (z.B. Murff 1987, POULOS 1988). Die Angaben in der Literatur schwanken (EBBS 1980: max  $V_{ca} = 75$  %, ALBA & AUDIBERT 1999:  $V_{ca} = 50$  %), liegen aber mit  $m_{V_{ca}} = 67,7$  % und  $\sigma_{V_{ca}} = 13,5$  % im analysierten Bereich. Der Porenanteil  $n$  beträgt bei Maximalwerten von max  $n = 0,46$  und max  $n = 0,39$  für den Kalkarenit bzw. -siltit im Mittel  $m_n = 0,32$  resp.  $m_n = 0,25$ . Die Mittelwerte der Feuchtdichten sind für beide Schichten nahezu gleich und ergeben sich zu  $m_\rho = 1,98$  und  $m_\rho = 2,03$  t/m<sup>3</sup>. Die u.a. in AL-HOMOUD et al. 2003, HYDEN et al. 1988 und MURFF 1987 für kalkige Sedimentgesteine angegebenen Mittelwerte des Winkels der inneren Reibung  $\varphi \approx 41,5^\circ$  entsprechen nahezu dem Ergebnis der statistischen Auswertung ( $m_\varphi = 39,5^\circ$ ). Mit einer Standardabweichung  $\sigma_\varphi = 2,55^\circ$  und Extremwerten von





**Abbildung 3.17:** Statistische Auswertung der aus Laborversuchen ermittelten Parameterwerte für den Kalkarenit

$\min \varphi = 34^\circ$  und  $\max \varphi = 45^\circ$  ist die Bandbreite jedoch geringer als bspw. von HYDEN et al. 1988 ( $30^\circ \leq \varphi \leq 50^\circ$ ) oder POULOS & DAVIS 1980 ( $\varphi \geq 45^\circ$ ) angegeben. Die Anzahl der aus Triaxialversuchen bestimmten Kennwerte für die Kohäsion des Kalkarenits ist mit  $n = 16$  gering und bei einer Standardabweichung von  $\sigma_c = 210,5$  kN/m<sup>2</sup> die Streuung um den Mittelwert  $m_c = 551$  kN/m<sup>2</sup> relativ groß. Die analysierten Werte liegen ihrer Größe nach in dem u.a. in WYLLIE 1999 angegebenen Bereich von mehreren hundert kN/m<sup>2</sup>. Der von POULOS & DAVIS 1980 als Orientierungswert für Sandstein angegebene Zusammenhang  $c = q_u/10$  stellt sich nach den eigenen Untersuchungen erst für einaxiale Druckfestigkeiten von  $q_u > 5$  MN/m<sup>2</sup> ein. Für kleinere Werte im Bereich  $1 < q_u < 5$  MN/m<sup>2</sup> nimmt der Verhältniswert  $c/q_u$  exponentiell ab und liegt zwischen 0,5 bzw. 0,12. Ein Trend der Abhängigkeit der Scherfestigkeitsparameter  $c$  und  $\varphi$  von der Entnahmetiefe ist aus den Kennwerten nicht zu erkennen. Die Fragilität und Verteilung der Kornpartikel sowie der genetisch bedingt variierende Zementierungsgrad führen zu einer großen Streuung der im Labor bestimmten Festigkeitsparameter der Sedimentgesteine.

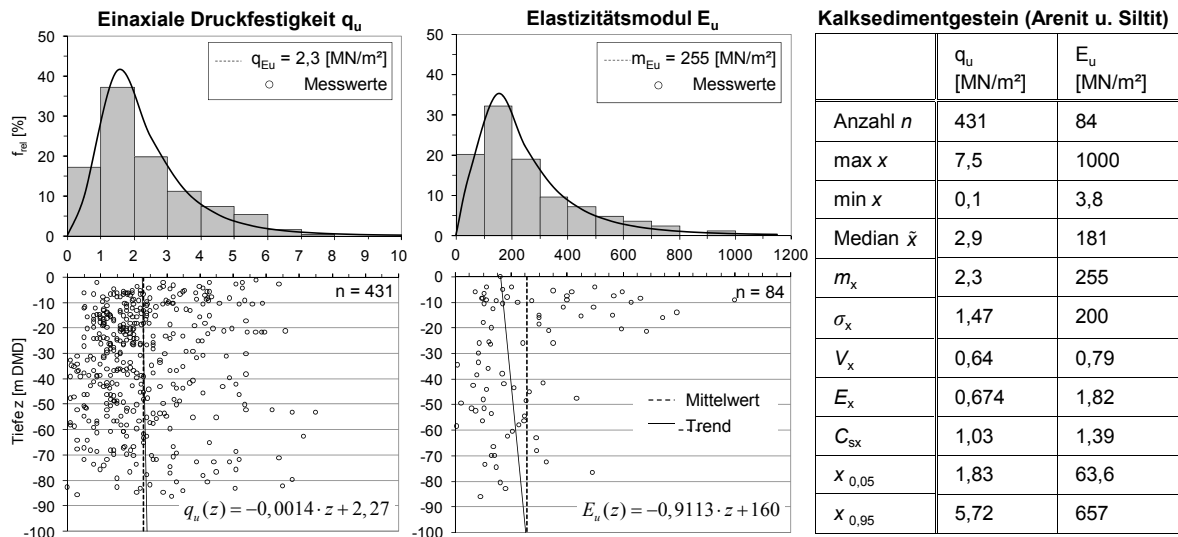


**Abbildung 3.18:** Statistische Auswertung der aus Laborversuchen ermittelten Parameterwerte für den Kalksiltit

Die in  $\leq 230$  Versuchen ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten  $q_u$  der Kalkarenite und -siltite streuen mit Variationskoeffizienten  $V_{q_u}$  von 0,6-0,7 und empirischen Standardabweichungen  $\sigma_{q_u}$  von 1,5-1,6 MN/m<sup>2</sup> stark und betragen im Mittel  $m_{q_u} = 2,3$  MN/m<sup>2</sup>. Mit Grenzwerten von  $\min q_u = 0,3$  MN/m<sup>2</sup> und  $\max q_u = 9,7$  MN/m<sup>2</sup> werden die in ABBS & NEEDHAM 1985, BOUAFIA 2003 und POULOS & DAVIDS 2005 angegebenen Wertebereiche  $0,2 < q_u < 7,4$  MN/m<sup>2</sup> für beide Sedimentgesteine abgedeckt. Eine Zunahme von  $q_u$  in Abhängigkeit der Entnahmetiefe ist nach Gleichung (3.5) marginal und deutet sich nur an, wenn die Schichtung unberücksichtigt bleibt (Abbildung 3.19). Gleiches gilt für die an einaxialen Druckversuchen bestimmten Elastizitätsmoduln  $E_u$ , für welche die Tiefenabhängigkeit nach Gleichung (3.6) in einer schwachen Tendenz bestimmt werden kann.

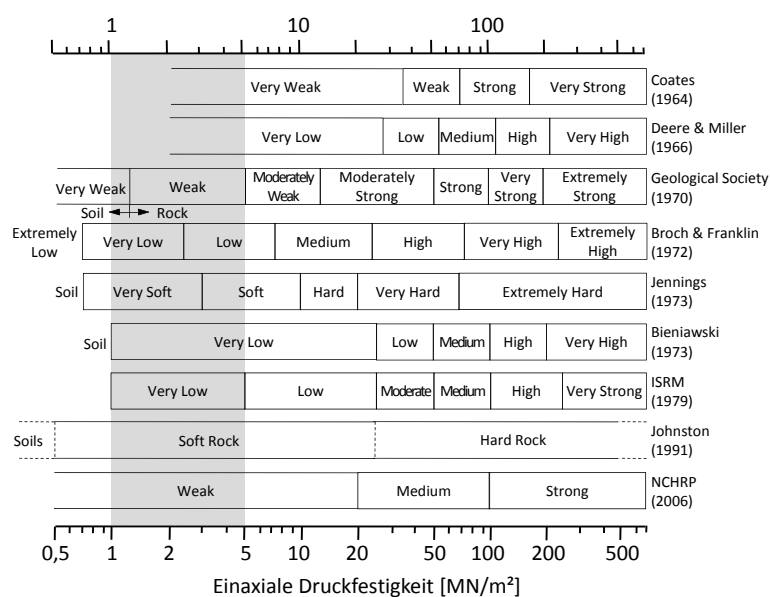
$$(3.5) \quad q_u(z) = -0,0014 \cdot z + 2,27 \quad [\text{MN/m}^2]$$

$$(3.6) \quad E_u(z) = -0,9113 \cdot z + 160 \quad [\text{MN/m}^2]$$



**Abbildung 3.19:** Statistische Auswertung beider Sedimentgesteine: einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  und Elastizitätsmodul  $E_u$

Im Ergebnis der statistischen Auswertung sind die Mittelwerte der Elastizitätsmoduln (Sekantenmoduln aus einaxialen Druckversuchen)  $m_{Eu} = 331 \text{ MN/m}^2$  für den Kalkarenite und  $m_{Eu} = 193 \text{ MN/m}^2$  für den -siltit im Vergleich zu denen in POULOS & DAVIDS 2005 u. POULOS & BUNCE 2008 angegebenen Werten  $400 < E_u < 500 \text{ MN/m}^2$  geringer und streuen analog zu den Ergebnissen der einaxialen Druckfestigkeit mit Variationskoeffizienten  $V_{Eu}$  von 0,6 bzw. 0,7 und empirischen Standardabweichungen  $\sigma_{Eu}$  von 230 MN/m<sup>2</sup> resp. 142 MN/m<sup>2</sup> relativ stark. Auf Grundlage der analysierten Werte und der statistischen Untersuchungen können beide Sedimentgesteine, der Kalkarenit und -siltit, trotz verschiedener Klassifizierungssysteme (Abbildung 3.20) als weicher Fels (u.a. JOHNSTON 1991, KULHAWY & PHOON 1993, TURNER 2006) mit einem nach BIENIAWSKI 1976 bestimmten RMR-Wert (*Rock Mass Rating*) von 35-55 eingeordnet werden.



**Abbildung 3.20:** Erweiterte Klassifizierung für Fels nach KULHAWY & PHOON 1993

Mit den in diesem Abschnitt und in Anlage A dokumentierten statistischen Auswertungen der Kennwerte für die weichen kalkigen Sedimentgesteine wird erstmals eine wissenschaftlich abgesicherte Datenbasis für stochastische Untersuchungen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von geotechnischen Konstruktionen für die in den V.A.E. vorkommenden Kalkarenite und Kalksiltite bereitgestellt. Weitere Untersuchungen mit den hier ermittelten statistischen Kennwerten der pleistozänen Sedimentgesteine werden unter Berücksichtigung autokorrelativer Zusammenhänge in Kapitel 5 an- gestellt.

## 3.5 Belastungsversuche

### 3.5.1 Allgemeines

Zur detaillierten Klärung des Last-Setzungsverhaltens von axial belasteten Bohrpfahlgründungen in den weichen Kalkarenitgesteinen der V.A.E. (Dubai) wurden zwei großmaßstäbliche Probelastungen vor Ort an einem Einzelpfahl und einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) durchgeführt. Der Vorteil von 1:1 Probelastungen gegenüber Modellversuchen bzw. analytischen Untersuchungsmethoden besteht darin, dass sowohl die tatsächlichen Randbedingungen als auch die Veränderungen der Baugrundverhältnisse infolge der Pfahlherstellung zutreffend erfasst werden können. Mit den eigenen Versuchen sollen daher neben den Besonderheiten bei der Pfahlherstellung vor allem

- die Attribute des Lastabtrages am Pfahlschaft und -fuß,
- die Größe und Verteilung der Mantelreibung und des Spitzendrucks sowie
- die Charakteristik des Last-Setzungsverhaltens

über die für Pfahlgründungen gewöhnlich als Versagen definierte Pfahlkopfsenkung von  $s > 0,1 \cdot d$  hinaus analysiert werden.

Da in dieser Arbeit das Tragverhalten ausschließlich am Einzelpfahl analysiert und behandelt wird, ist hier allein die Probelastung am Einzelpfahl ausführlich beschrieben. Einzelheiten zum Belastungsversuch der KPP sind u.a. in WOLFF & WITT 2006 und WOLFF et al. 2007b aufgeführt.

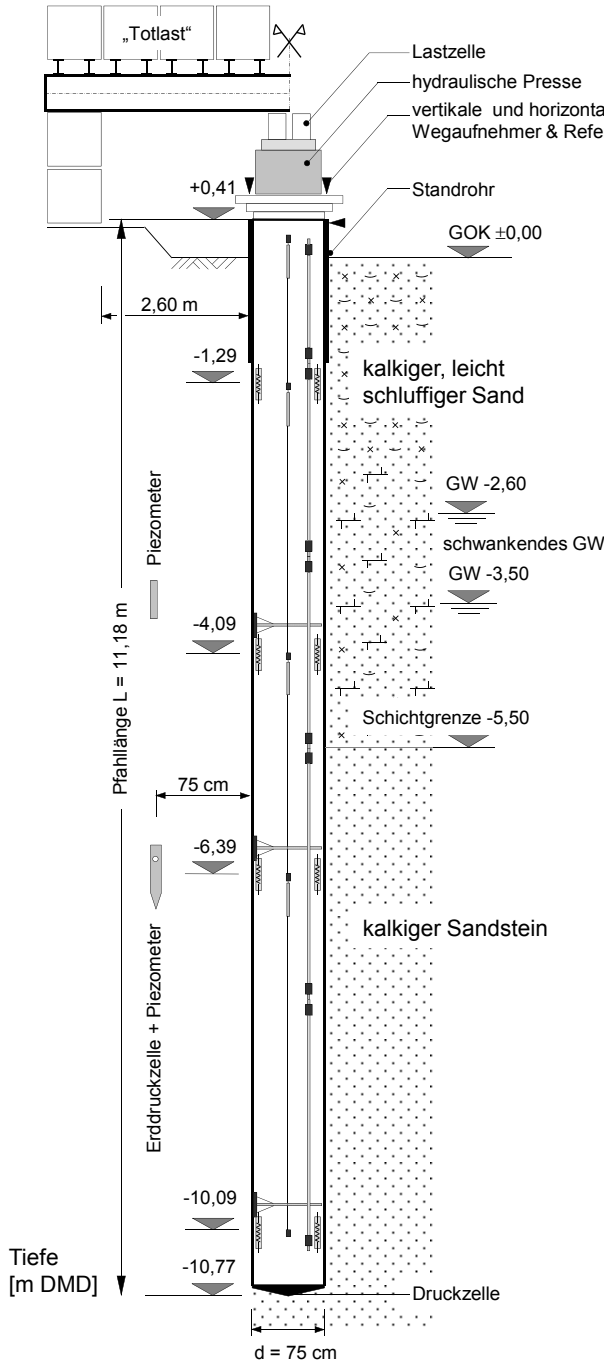
### 3.5.2 Verwendete geotechnische Messelemente

Bei der Untersuchung zum Tragverhalten des Einzelpfahles wurden bei den eigenen Probelastungen bis zu 8 verschiedene Messgrößen erfasst. Zur Pfahlkraftermittlung wurden 3 Lastzellen am Pfahlkopf, zur Erfassung des mobilisierten Spitzendrucks eine Kraftmessdose am Pfahlfuß und zur indirekten Bestimmung der mobilisierten Mantelreibung in 4 bzw. 5 Messquerschnitten insgesamt 12 Schwingsaitengeber und 12 faseroptische Sensoren installiert. Zur Registrierung der Pfahlkopfverschiebungen wurden je 3 elektrische und analoge Wegaufnehmer vertikal und 2 elektrische Wegaufnehmer horizontal am Pfahlkopf appliziert. Weiterhin wurden ein Mehrfachextensometer vertikal und 3 Erddruckgeber horizontal im Pfahl sowie ein Erddruckgeber und 2 Porenwasserdruckgeber im Baugrund neben dem Pfahl eingebaut. Zur Temperaturkompensation bei der späteren Messwertanalyse wurde bei allen Sensoren und Messgeräten die Temperatur zusammen mit dem Messwert erfasst. Die Lage und Anordnung der einzelnen Messgeräte ist in Abbildung 3.21 dargestellt.

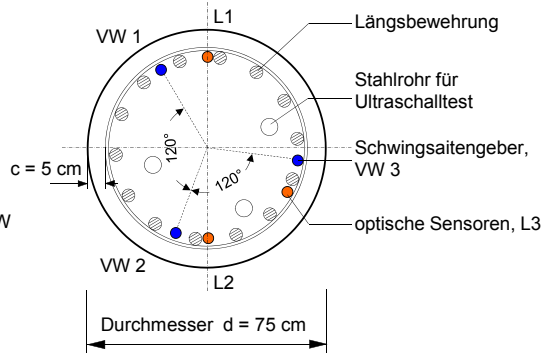
Die geotechnischen Messungen begannen im Januar 2005 vor der Pfahlherstellung und wurden kontinuierlich über eine zentrale Datenerfassung zunächst in Intervallen von 30 Minuten und später während der Pfahlherstellung und der Probelastungen von 5 bzw. 1 Minuten aufgezeichnet.

Bei diesem Pfahltest wurden erstmals faseroptische Sensoren zur Erfassung der axialen Längenänderungen bei Ortbetonpfählen in den Ländern des Mittleren Ostens eingesetzt. Mit dem Einsatz der faseroptischen Sensoren wird eine vergleichsweise Verbesserung bzw. eine größere Zuverlässigkeit der Messergebnisse gegenüber konventionellen Dehnungsmessgebern erwartet. Nachfolgend werden die speziellen Merkmale und, wenn von den in Kapitel 2.2.3 aufgeführten abweichend, die Prinzipien der verwendeten Messmethoden und -elemente beschrieben.

**a) Längsschnitt**

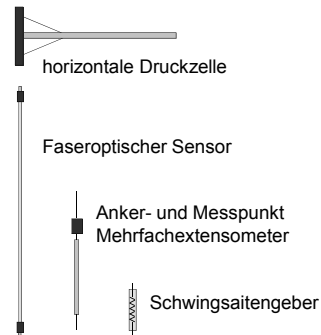


**b) Querschnitt**



Beton C100 ( $f_{ck} = 100 \text{ N/mm}^2$ )  
 Bewehrungsstahl „grad 50“ ( $f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$ )

**Legende:**



**Abbildung 3.21:** Schematische Darstellung, Belastungsversuch 1 „Einzelpfahl“

### Lastzelle am Pfahlkopf

Die am Pfahlkopf eingeleitete Kraft wurde über 3 Lastzellen der Firma Strainall (UK) gemessen. Die an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung in Berlin kalibrierten Lastzellen wiesen bei einem Messbereich von bis zu 10 MN einen Gerätefehler von 0,2 % des Messwertes auf und wurden zwischen dem Pressenwiderlager und der hydraulischen Presse eingebaut.

### Wegaufnehmer am Pfahlkopf

Von einem Referenzsystem aus (EA-PFÄHLE 2007, ASTM D1143) wurden die Pfahlkopfverschiebungen über ein redundantes Messsystem erfasst. Zur Messung der axialen Verschiebungen wurden 3 elektronische, auf dem Prinzip der schwingenden Saite basierenden, Wegaufnehmer der Firma Geokon (USA, GEOKON 2004c) und 3 analoge Messuhren appliziert. Zur Kontrolle der zentrischen Einleitung der Versuchslast wurden zusätzlich zwei horizontale Wegaufnehmer in den beiden Hauptachsen installiert. Bei Messbereichen von 150 mm für die vertikalen und 25 mm für die horizontalen Verschiebungen haben die elektronischen Wegaufnehmer eine Auflösung von 0,2 % F.S. und die Messuhren von 0,01 mm. Über unabhängige geodätische Messungen mittels Präzisionsnivellier (Leica NA 724) wurden etwaige temperaturbedingte Verformungen bzw. Mitnahmesetzungen des Referenzsystems registriert.

### Schwingsaitengeber

Für das punktweise Erfassen der Betondehnung wurden in den 4 Messquerschnitten je 3 konventionelle Schwingsaitengeber der Firma Geokon (USA, GEOKON 2004b) regelmäßig über den Querschnitt verteilt (Abbildung 3.21b), direkt mit der Bewehrung verbunden und vollständig in den Pfahlbeton eingebettet. Die biegeunempfindlichen und robusten Sensoren besitzen bei einer Messlänge von 153 mm einen Messbereich von 3000  $\mu\text{m}$ , einen Gerätefehler von  $\pm 0,5$  % F.S. und sind zur Temperaturmessung mit Thermistoren ausgestattet. Beim Prinzip der schwingenden Saite wird eine zwischen zwei Ankerpunkten ein- und vorgespannte Saite zur Schwingung angeregt und induziert in einer Lesespule (Abbildung 2.16a) eine Spannung entsprechend ihrer Eigenfrequenz. Eine Längenänderung der Saite führt zu einer Änderung der Eigenfrequenz und der induzierten Spannung. Der Zusammenhang zwischen Längen- und Frequenzänderung ist in Gleichung (3.7) aufgeführt.

$$(3.7) \quad \frac{\Delta l}{l} = k \cdot f^2$$

mit  $k$       Proportionalitätsfaktor, abhängig von den Eigenschaften der Saite (E-Modul, Länge, Durchmesser, Vorspannung) und  
 $f$       Frequenz

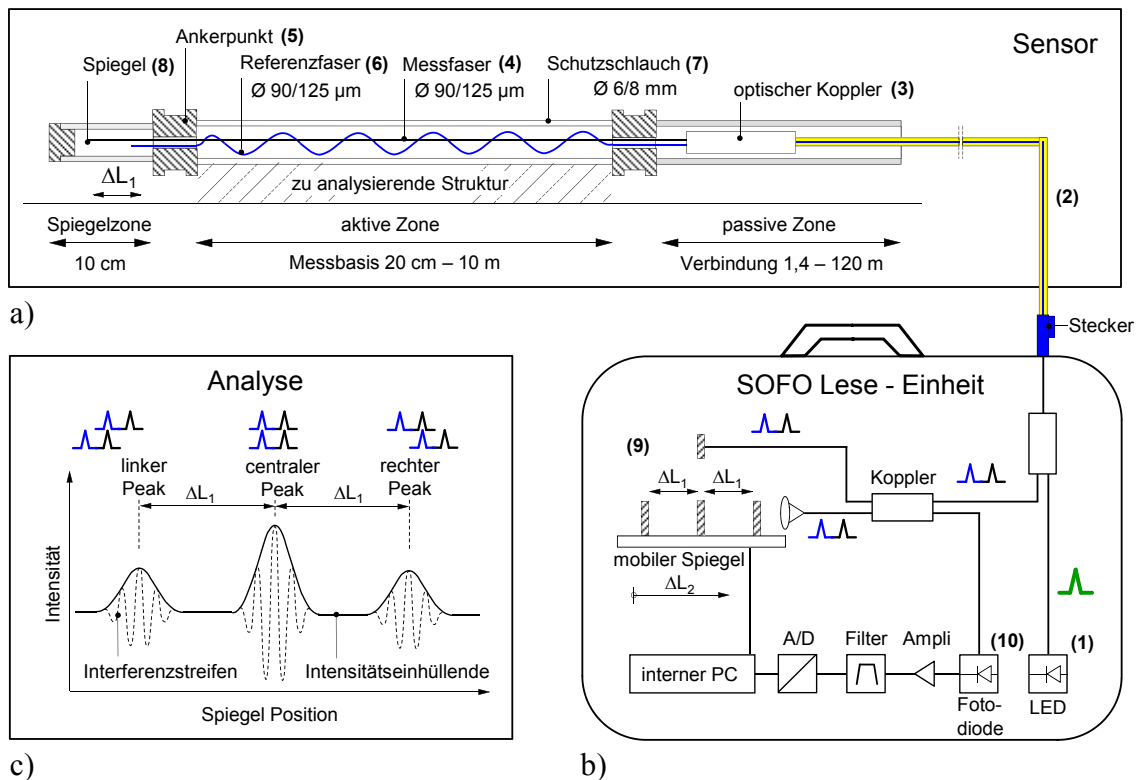
## Faseroptische Sensoren

Mit dem am Swiss Institute of Technology der École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) nach einem Vorschlag von KOCH & ULRICH 1991 ursprünglich für die Luft- und Raumfahrt entwickelten Verformungsmonitoring-System SOFO (franz. Akronym von *Surveillance d'Ouvrage par Fibres Optiques*, INAUDI et al. 1994a, INAUDI et al. 1994b) wurden die axialen Längenänderungen vergleichend zu den Schwingsaitengebern im Pfahlbeton gemessen. Das System wird seit 1996 kommerziell durch die Firma SMARTEC SA zur Deformationsmessung zahlreicher Stahl- u. Betonkonstruktionen eingesetzt, wobei die Sensoren entweder auf oder in die Konstruktionselemente appliziert werden (INAUDI et al. 1996, DEL GROSSO et al. 2006, INAUDI & GLISIC 2007, GLISIC et al. 2003 u.a.).

Die Messmethode beruht auf dem physikalischen Prinzip der Interferometrie in niedriger Kohärenz und misst die Längendifferenz zwischen zwei optischen Fasern (Lichtwellenleiter, LWL). Das SOFO-System besteht aus zwei in Reihe geschalteten Michelson Interferometern, einem messenden, dem faseroptischen Sensor und einem analysierenden, der portablen Lese-Einheit (Abbildung 3.22).

Infrarotes Licht mit einer Wellenlänge von  $\lambda = 1300$  nm und einer Kohärenzlänge von  $l_c = 30$   $\mu$ m wird von einer lichtemittierenden Diode (1) in eine Monomodefaser (2) vom Standardtyp Telekom geführt und durch einen optischen Koppler (3) in die zwei Faserarme des Sensors aufgesplittet, die in der zu überwachenden Struktur installiert sind (Abbildung 3.22a). Die erste Faser, die sogenannte Messfaser (4), ist über Ankerpunkte (5) mit der Struktur mechanisch verbunden und erfasst deren Verformung. Die zweite, die Referenzfaser (6) ist in demselben Schutzrohr (7) parallel zur Messfaser frei installiert und erfährt keine Längenänderung. Am Ende jeder Faser montierte Spiegel (8) reflektieren das Licht in den optischen Koppler zurück, der die beiden Lichtwellen zusammenführt und zum Analysator (9) in die Lese-Einheit (Abbildung 3.22b) weiterleitet. Da die Längendifferenz der beiden optischen Fasern größer ist als die Kohärenzlänge, interferieren die beiden Wellen nicht. Im Analysator werden die Lichtwellen nochmals über einen Koppler gesplittet und in zwei optische Fasern geleitet, deren Längenunterschied von einem verschiebbaren Spiegel präzise gemessen wird. Beim Verschieben des Spiegels wird nur dann eine Modellierung des von der Fotodiode (10) detektierten Signals erzielt, wenn der Längenunterschied zwischen den Fasern im Analysator den gemessenen Unterschied zwischen den in der Struktur installierten Fasern kompensiert, und zwar mit einem Fehler, der geringer ist als die Kohärenzlänge der Quelle (Abbildung 3.23c). Ein wesentlicher Vorteil dieser Methode ist, dass die Längendifferenz aus der relativen Position des verschiebbaren Spiegels bestimmbar ist und somit absolute Messwerte erfasst werden. Unstetigkeiten in der Verbindung zwischen Sensor und Lese-Einheit sind hinsichtlich der zu messenden Verformung somit unproblematisch. Weitere detaillierte Angaben und Einzelheiten zu dem Messverfahren und den Sensoren finden sich u.a. in KOCH & ULRICH 1991, PFEIFER 1993, INAUDI et al. 1994a, INAUDI et al. 1994b, INAUDI 1997, GLISIC 2000.



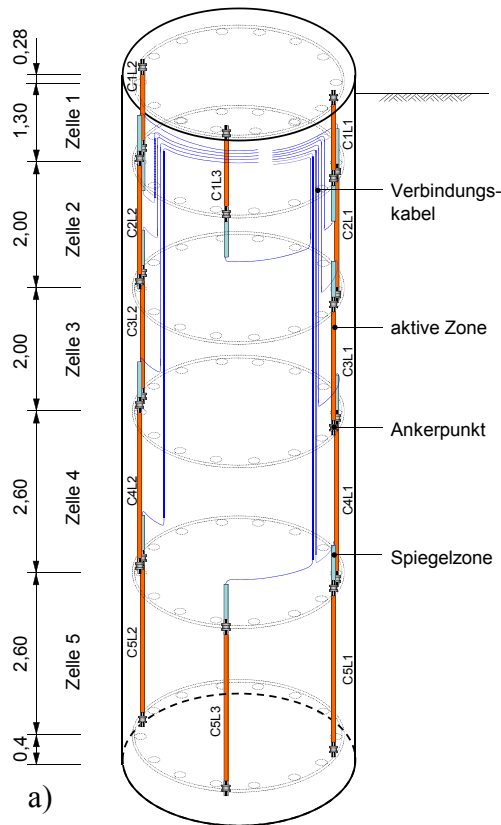


**Abbildung 3.22:** SOFO-System und Messprinzip, a) Sensor, b) Lese-Einheit, c) Analyse

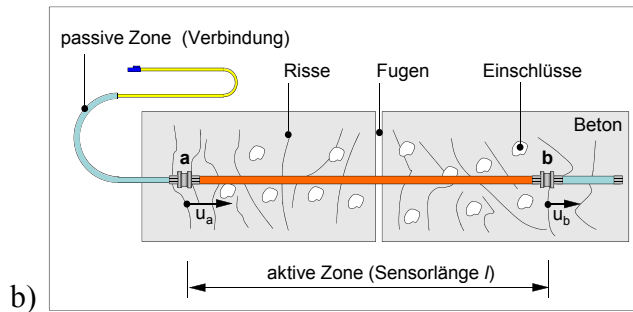
Die verwendeten faseroptischen Sensoren (Abbildung 3.22a) bestehen aus 3 Einzelzonen, einer ca. 10 cm langen Spiegelzone, einer bis zu 10 m langen aktiven Zone, der eigentlichen Sensorlänge und Messbasis sowie einer passiven Zone, der Verbindung zur Lese-Einheit. Die Kraft wird über zwei Ankerpunkte an den Enden der Messbasis, in denen auch die Messfaser fixiert ist, eingeleitet. Der PVC-Schutzschlauch, in dem sich die optischen Fasern befinden, verhindert im eingebauten Zustand, wenn die Sensoren an der Bewehrung befestigt und vollständig vom Beton umgeben sind, einen Haft- und Reibverbund mit dem Pfahlbeton.

Entsprechend den geologischen und versuchstechnischen Randbedingungen (Schichtgrenze bzw. Geometrie) wurden die Längen und Topologie der Sensoren, wie in Abbildung 3.23a dargestellt, gewählt. Zur Erfassung möglicher Lastexzentrizitäten wurden am Pfahlkopf und -fuß an der Innenseite des Bewehrungskorbes je 3 Sensoren (1,30 m respektive 2,60 m) installiert. Im übrigen Schaftbereich wurden sich paarweise gegenüberliegende Sensoren mit Längen zwischen 2,0 m und 2,60 m (Empfehlung:  $l \leq 4 \cdot d$ ) so angeordnet, dass die Längenänderungen kontinuierlich über die gesamte Pfahllänge gemessen und mit den Ergebnissen der Schwingsaitengeber verglichen werden konnten (Abbildung 3.23c). Im Gegensatz zu Dehnmessstreifen oder Schwingsaitengebern werden mit den faseroptischen Sensoren die Dehnungen des Pfahles nicht lokal sondern integral über deren Länge erfasst. Die Sensoren sind auf Grund ihrer Länge vergleichsweise insensitive gegenüber Diskontinuitäten des Trägermaterials wie z.B. Rissen, Einschlüssen oder Fugen. Die erfasste Längenänderung  $\Delta l_{a-b}$  zwischen den Ankerpunkten a und b in Abbildung 3.23b ergibt sich entsprechend Gleichung (3.8) aus der Summe der axialen, integralen Dehnungen und den Längenänderungen infolge Unstetigkeiten. Bei einem Messbereich von 0,5 % für negative Dehnung (Stauchung) und 1,0 % für positive Deh-

Sensoranordnung



Schema – installierten Sensors (nach GLISIC 2003a)



Pfahlfußbereich

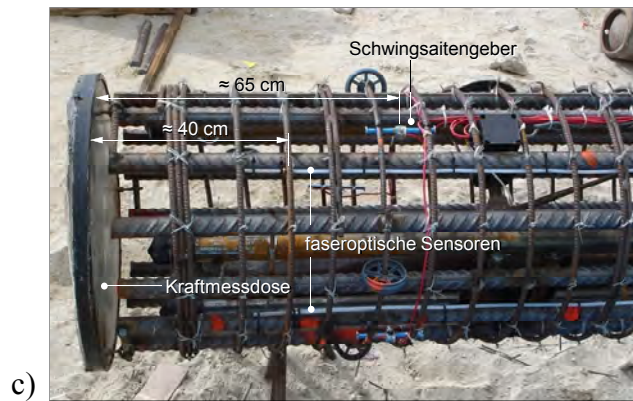


Abbildung 3.23: Anordnung der faseroptischen Sensoren im Pfahlquerschnitt

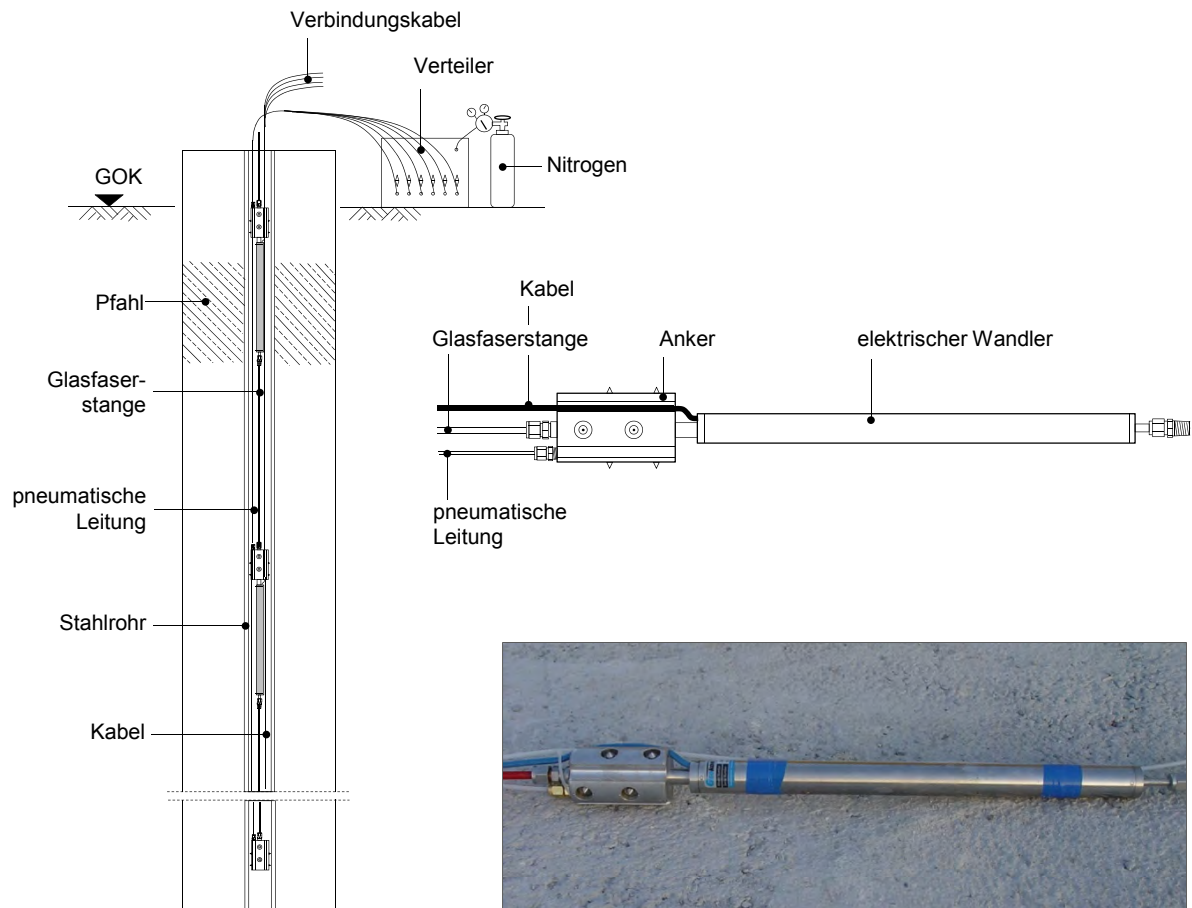
$$(3.8) \quad \Delta l_{a-b} = \varepsilon_a \cdot l = u_a - u_b = \int_a^b \varepsilon \, dl + \sum_a^b \Delta w_c + \sum_a^b \Delta w_i + \sum_a^b \Delta w_j$$

- mit  $\varepsilon_a$  axiale Dehnung
- $l$  Sensorlänge
- $u_a, u_b$  Verschiebung von Punkt a und b
- $\Delta w_c, \Delta w_i, \Delta w_j$  Längenänderung infolge von Rissen, Einschlüssen u. Fugen

nung erreichen die Sensoren unabhängig von der Länge und ohne Kalibrierung eine Auflösung von 2  $\mu\text{m}$  und haben einen Gerätefehler von  $\leq 0,2 \%$  des Messwertes.

Mehrfach-Extensometer

Aus Redundanzgründen und zur Überprüfung der zur Bestimmung der Mantelreibung häufig eingesetzten Extensometer, wurde ein wiederverwendbares Mehrfach-Extensometer A 9 der Firma Geokon (GEOKON 1996) im Pfahl installiert (Abbildung 3.24). Im Vergleich zu üblichen Stangenextensometern, bei denen die Verschiebungen der einzelnen Ankerpunkte bezogen auf den Extensometerkopf gemessen werden, wurden mit dem Extensometer A 9 die relativen Verschiebungen der einzelnen Ankerpunkte untereinander integral erfasst.

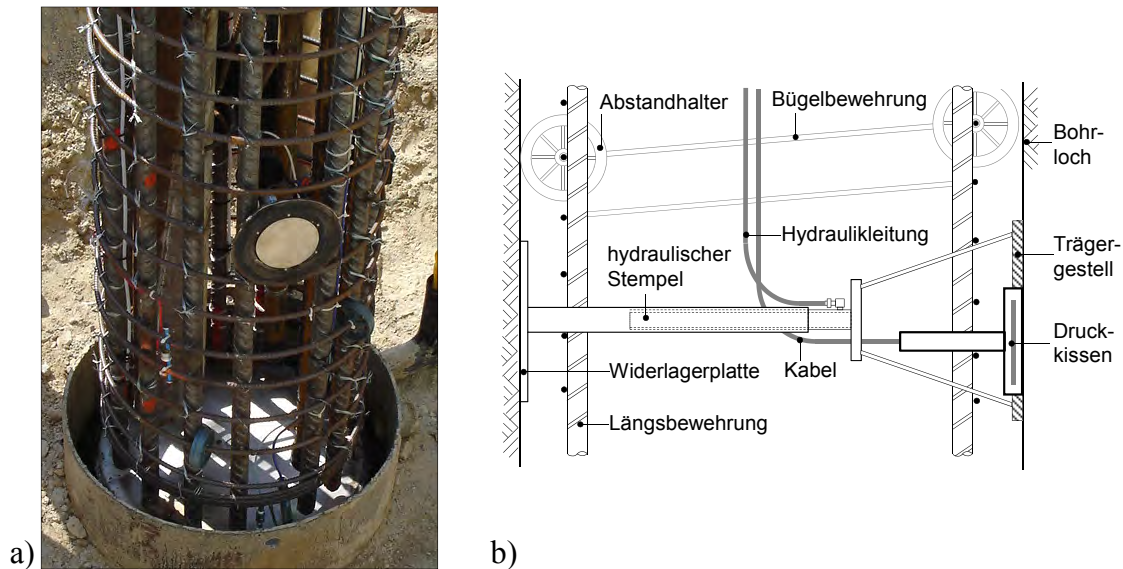


**Abbildung 3.24:** Wiederverwendbares Mehrfach-Extensometer A9

Das Extensometer bestand aus 5 pneumatisch aktivierbaren Anker und 4 elektrischen Wegaufnehmern, die über Fiberglasstangen verbunden waren. Das auf dem Baufeld vor-konfektionierte Extensometer konnte auf Grund der geringen Baugeometrie in ein für die Ultraschall-Integritätsprüfung sowieso eingebautes Stahlrohr installiert werden. Die Messbereiche der elektrischen Wegaufnehmer lag bei 25 mm, die Auflösung bei 0,2 % F.S. und der Gerätefehler bei  $\pm 0,1$  % F.S.

### Kraftmessdosen am Pfahlschaft

Zur Messung des lateralen Druckes auf den Pfahlschaft wurden in 3 Messquerschnitten modifizierte, für den Einsatz im Schlitzwandbau entwickelte Kraftmessdosen horizontal in den Pfahl installiert (Abbildung 3.25). Die in teleskopierbaren Trägergestellen montierten Druckkissen mit einem Durchmesser  $d = 150$  mm wurden zusammen mit dem Bewehrungskorb in das Bohrloch eingebaut und vor der Betonage über einen hydraulischen Stempel kontrolliert gegen die Bohrlochwand gepresst. Aufbau und Messprinzip der Druckkissen entsprechen dem der Kraftmessdose am Pfahlfuß und sind in Kapitel 2.2.3 beschrieben. Die Druckkissen erreichen bei einem Standardmessbereich von 3,0 MPa eine Auflösung von 0,025 % F.S. und weisen einen Gerätefehler von  $\pm 0,1$  % F.S. auf.



**Abbildung 3.25:** Horizontale Kraftmessdosen am Pfahlschaft

### Kraftmessdose am Pfahlfuß

Am Pfahlfuß wurde zur Messung des mobilisierten Spitzendruckes  $q_b$  eine hydraulische Kraftmessdose der Firma Geokon (GEOKON 2004a) mit einem Durchmesser  $d = 68,0$  cm installiert. Abweichend von dem im Abschnitt „Bestimmung von Bemessungskenngrößen“ (Seite 28) beschriebenen Aufbau und Messprinzip wurden die Druckänderungen über elektrische Wandler nach dem Prinzip der schwingenden Saite erfasst (aus Redundanzgründen 2 Stück). An der Kraftmessdose war zur vollständigen Trennung des Betonquerschnittes ein elastischer Gummiring entsprechend Abbildung 2.17 befestigt. Zur Sicherstellung eines lückenlosen Kontaktes zwischen der Kraftmessdose und der Bohrlochsohle wurde an der Unterseite des Druckkissens vor Ort ein Kegel aus hochfestem Kunstharz ( $f_{c,k} = 90$  N/mm<sup>2</sup>) angebracht. Zusätzlich war das Druckkissen mit einem Ventil zur manuellen Justierung des hydraulischen Druckes ausgestattet. Bei einem sehr großen Messbereich von 75 MPa wird eine Auflösung von 0,025% F.S. erreicht und der Gerätefehler liegt bei  $\pm 0,1\%$  F.S.

### Erd- und Porenwasserdruckgeber

Zur Beobachtung der normal zum Pfahlschaft gerichteten, horizontalen Spannungen wurde ein Erddruckgeber der Firma Geokon (GEOKON 2000) entsprechend Abbildung 2.18a mit integriertem Porenwasserdruckgeber in einer Tiefe von -6,40 m DMD und einem Abstand von  $1,5 \cdot d$  zur Pfahlachse angeordnet. Über ein von der Professur Grundbau der BUW vor Ort entwickeltes Montagegestänge wurde der Einpressgeber im Schutz einer Verrohrung höhengenaue und richtungsorientiert in den ungestörten weichen Kalkarenit hydraulisch eingepresst. Die Bohrlochverfüllung wurde den Eigenschaften des umgebenen Baugrundes angepasst. Aufbau und Wirkprinzip des Erddruckgebers sind in Abschnitt „Bestimmung von Bemessungskenngrößen“ auf Seite 35 beschrieben. Zusätzlich wurde zur Messung der neutralen Spannungen ein Porenwasserdruckgeber (Piezometer) neben dem Pfahl in einer Tiefe von -3,5 m DMD installiert. Der Erd- und die Poren-

wasserdruckgeber haben bei einem Messbereich von 350 kPa eine Auflösung von 0,025 % F.S. und einen Gerätefehler von 0,1% F.S. Die Installation der Sensoren fand am 24.01.2005, 1 Woche vor der Pfahlherstellung und 2 Monate vor der Probelastung statt.

### 3.5.3 Pfahlherstellung und Versuchsdurchführung

Der Testpfahl mit einem Durchmesser  $d = 75$  cm und einer Länge  $l = 11,18$  m wurde am 29.01.2005 an der Stelle der Aufschlussbohrung BH 40 (Abbildung 3.2) hergestellt. Dabei durchdringt der Pfahl die obere Kalksandschicht und bindet 5,56 m in den weichen pleistozänen Kalkarenit ein. Die Bohrung wurde durch ein 1,70 m langes, in den Kalksand eingepresstes Standrohr bentonitgestützt unter Verwendung eines Bohreimers bis auf -10,77 m DMD abgeteuft. Vor dem Betonieren im Kontraktorverfahren wurde das Bohrlochprofil mittels eines 3-Arm Calipers (Abbildung 2.12a) vermessen und ein mittlerer Bohrlochdurchmesser bestimmt. Das Ergebnis ist in Abbildung 3.26 dargestellt. Die Bohrlochwand ist herstellungsbedingt sehr rau (*Joint Roughness Coefficient* nach BARTON 1973, ASTM D5607 von JRC = 18-20). Der Durchmesser nimmt mit der Tiefe um ca. 5 % ab. Diese Effekte konnten bei den eigenen und allen weiteren ausgewerteten Bohrlochmessungen festgestellt werden. Verglichen mit der von PELLIS et al. 1980 vorgeschlagenen Rauigkeitsklassifikation (Tabelle 2.1) ist das Bohrloch der Klasse R4 zuzuordnen. Ohne vorherige Bohrlochreinigung, was regional dem Standardfall der Pfahlherstellung entspricht, wurde der Pfahl ca. 3 ½ Stunden nach dem Bohren betoniert.

Zur Integritätsprüfung wurden 7 Tage nach der Betonage mit Erreichen einer Betondruckfestigkeit  $f_{ck} = 66$  N/mm<sup>2</sup> die Low-Strain und die Ultraschallmethode (Seite 29 und 30) nacheinander durchgeführt. Beispielhaft ist ein Ergebnisschrieb der Low-Strain Integritätsprüfung in Abbildung 3.27 dargestellt. Dementsprechend ist der Pfahl in die Beurteilungsklasse A2 nach EA-PFÄHLE 2007 einzuordnen, da der Querschnitt nicht ganz planmäßig ist, aber aus den Ergebnissen auf keine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit geschlossen werden kann.

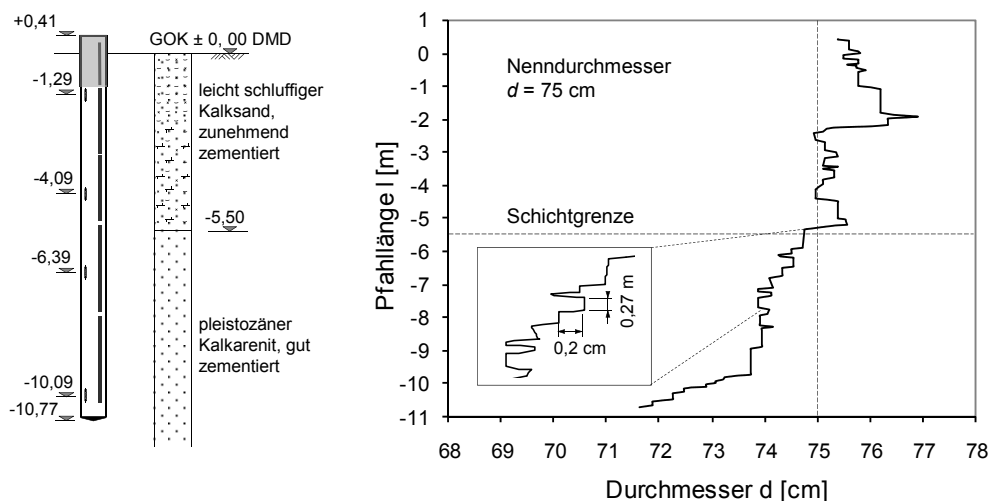
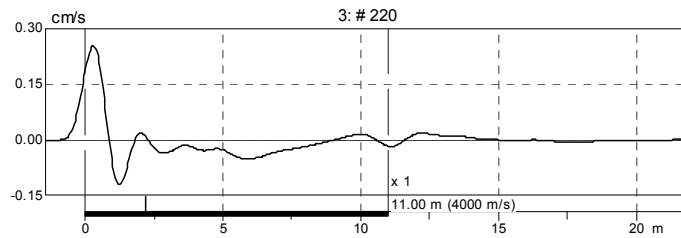


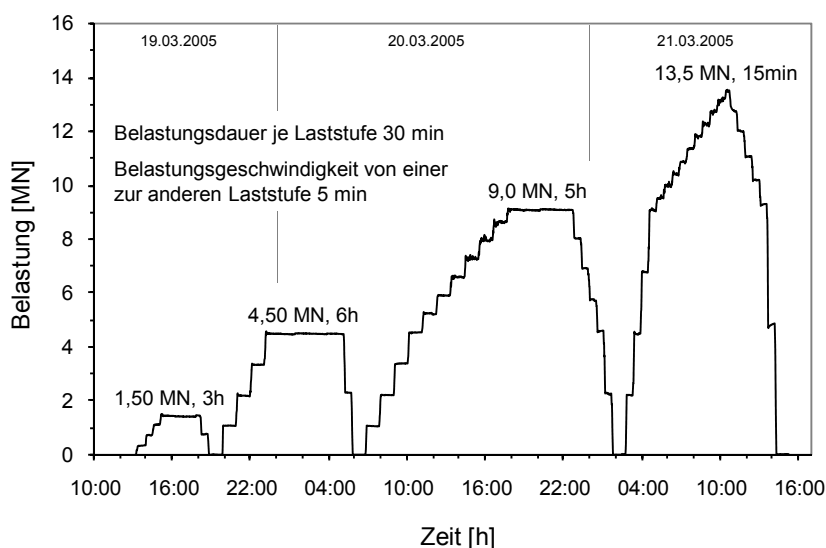
Abbildung 3.26: Mittlerer Bohrlochdurchmesser



**Abbildung 3.27:** Ergebnisschrieb der Low-Strain Integritätsprüfung

Als Pressenwiderlager wurden Stahlträger und 1 m<sup>3</sup> große Betonwürfel als Totlast mit einem Gesamtgewicht von ca. 2800 t ( $\cong 1,12 \cdot \text{max. Versuchslast}$ ) verwendet. Diese Ausführung deckt sich mit den Angaben der EA-PFÄHLE 2007 und dem ASTM D1143. Die Versuchslast wurde zentrisch und axial mittels einer hydraulischen Presse mit einer Kapazität von 2500 t aufgebracht. Zur Aufnahme der Presse am Pfahlkopf mussten Stahlbleche ( $t = 100 \text{ mm}$ ) zur Lastverteilung plangenaue montiert werden. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.21 skizzenhaft dargestellt.

Lastgesteuert wurde die Pfahlprobebelastung vom 19.03. bis 21.03.2005 in 4 Lastzyklen durchgeführt (Abbildung 3.28). Die Belastungsstufe 1 (1,50 MN) diente dem Festsetzen der Belastungseinrichtung und der Sensitivitätsprüfung der installierten Messtechnik. Mit 4,50 MN und 9,0 MN entsprachen die Belastungsstufen 2 und 3 dem einfachen bzw. doppelten Bemessungswiderstand der äußeren Pfahltragfähigkeit (globaler Sicherheitsfaktor  $\gamma = 3$ ). Die Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzenwiderstandes wurden, wie im arabischen Raum weit verbreitet, nach den Gleichungen (2.5), entsprechend dem Vorschlag von ROSENBERG & JOURNEAUX 1976 (Tabelle 2.4), und (2.7) berechnet. Im vierten Lastzyklus wurde die Testlast bis auf den von der Belastungseinrichtung möglichen Maximalwert gesteigert. Mit einem in den Hydraulikkreislauf eingebundenen Kontaktmanometer konnten die Testlasten der einzelnen Belastungsstufen im Bereich von 10-20 kN konstant gehalten werden, was dem Zweck entsprechend absolut ausreichend ist. Gemäß den Empfehlungen von FELLENIUS 1980 wurden die Belastungen der



**Abbildung 3.28:** Belastungsstufen der Probebelastung

einzelnen Laststufen mindestens 30 Minuten aufrechterhalten. Die Forderungen der EA-PFÄHLE 2007 und des ASTM D1143, Setzungsgeschwindigkeiten von 0,1 mm/5 min bzw. 0,25 mm/h vor einer weiteren Laststeigerung abzuwarten, wurden damit erfüllt.

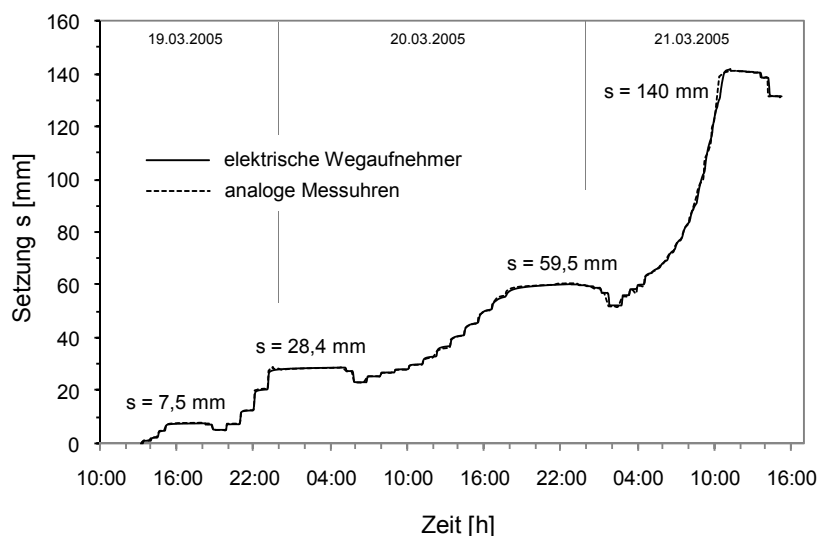
Trotz größter Sorgfalt bei der Installation der Messtechnik und der Versuchsdurchführung lieferte der im Pfahlkopf installierte faseroptische Sensor C1L1 (Abbildung 3.23) am Ende von Belastungsstufe 3 keine Messergebnisse mehr. Ursache dafür war nicht der Ausfall des Sensors, sondern eine auf Grund der extremen Umweltbedingungen (Luftfeuchtigkeit und Feinstaub) verschmutzte Steckverbindung.

Die Kriterien der Verformungsgeschwindigkeit konnten ab einer Belastung von 11,50-12 MN nicht mehr eingehalten werden und es war mühsam, die Last der einzelnen Belastungsstufen über 30 min konstant zu halten. Bei einer Versuchslast von 13,50 MN war mit Erreichen des maximalen Pressenhubes keine weitere Verformungszunahme möglich, der Versuch wurde beendet.

## 3.6 Messergebnisse

### 3.6.1 Last-Setzung

Die zeitliche Entwicklung der mit den elektrischen und analogen Wegaufnehmern am Pfahlkopf gemessenen Setzungen (Abbildung 3.29) ist mit Abweichungen von 2-3 % nahezu identisch und verläuft konform zur Belastung. Im Weiteren wird daher für die Setzungen der Mittelwert der mit den 3 elektrischen Wegaufnehmern erfassten Messwerte verwendet. Die Abweichungen der Einzelmessungen liegen im Bereich der Auflösung der Sensoren, woraus auf eine zentrische Belastung geschlossen wird. Der Verlauf des in Abhängigkeit der Setzungen mobilisierten Pfahlwiderstandes ist in Abbildung 3.31 als Widerstands-Setzungslinie (WSL) dargestellt. Der Erstbelastungsast der WSL ist durch einen bis zu Setzungen von 60-68 mm und Widerständen von 9-10 MN gleichförmigen,



**Abbildung 3.29:** Zeitliche Entwicklung der Pfahlkopfsetzung (Mittelwerte)



nahezu linearen und einen mit zunehmender Belastung deutlich nichtlinearen Verlauf gekennzeichnet. Die Ent- und Wiederbelastungen verlaufen annähernd gradlinig und parallel zueinander. Bei einer Testlast  $P = R_k(s) = 4,50 \text{ MN}$  wurde eine Pfahlkopfssetzung von  $s = 28,4 \text{ mm}$  ( $\approx 0,04 \cdot d$ ) und bei  $R_k(s) = 10,80 \text{ MN}$  die Grenzsetzung ( $0,1 \cdot d$ ) von  $7,5 \text{ cm}$  gemessen. Die größten Setzungen von  $14 \text{ cm}$  ( $0,186 \cdot d$ ) stellten sich unter der max. Testlast von  $13,5 \text{ MN}$  ein. Das Ziel, den Pfahl über die als Versagen definierte Setzung von  $0,1 \cdot d$  hinaus zu belasten, wurde erreicht.

Aus dem Verlauf der WSL kann zwar auf eine Veränderung des Tragverhaltens geschlossen werden, ob aber der überproportionale Anstieg der Setzungen dem Erreichen der Bruchwerte der Mantelreibung u./o. des Spitzendruckes zuzuordnen ist, d.h. der Widerstand von  $9,0\text{-}10 \text{ MN}$  der Bruchlast  $F_u$  entspricht, ist nicht zu erkennen. Generell ist ein idealer Bruch, der Zustand, bei dem die Setzung ohne Steigerung der Last zunimmt, für Pfähle kaum zu erwarten, da sich mit zunehmender Setzung die Scher- und Auflockerungszone stetig aufweitet. Eine einheitliche mathematische Definition der Bruchlast existiert nicht. Um dennoch den Bruchwert des Pfahlwiderstandes abschätzen zu können, gibt es eine Vielzahl von empirischen Vorschlägen, die WSL durch passende Funktionen anzunähern (z.B. CHIN 1970, ROLLBERG 1978) und für Probelastungen, die nicht bis zur Grenzsetzung ausgeführt werden konnten, zu extrapolieren. Für den untersuchten Einzelpfahl sind die Ergebnisse häufig angewandeter Methoden zur Abschätzung des Grenzwiderstandes  $R_u(s)$  im Vergleich zum Erstbelastungsast der WSL in Abbildung 3.30b dargestellt. Die Grenzwiderstände nach ROLLBERG 1978, DE BEER 1967 und STAMM 1980 liegen mit Abweichungen von ca. 30 % relativ nah beieinander, während die Vorschläge von BRINCH HANSEN 1963 und CHIN 1970 Werte ergeben, die mit dem Versuch nicht erreicht wurden. Die Entscheidung, welche der Methoden für die jeweilige Anwendung die richtige ist, erscheint schwierig und kann nach Meinung des Verfassers nur aus der Entwicklung der Einzelwiderstände, eines über die Grenzsetzung hinaus belasteten Pfahles, getroffen werden. Eine Vielzahl der existierenden Methoden zur Abschätzung der Bruchlast allein aus dem Verlauf der WSL ist u.a. in FELLENIUS 1980 und TOMLINSON 2004 beschrieben.

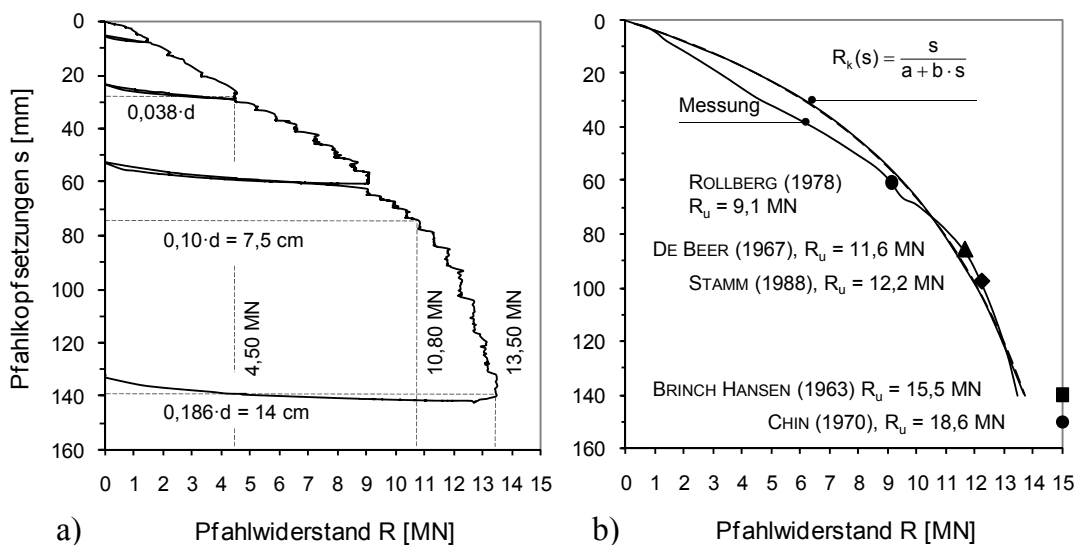


Abbildung 3.30: a) Widerstands-Setzungen-Linie, b) Belastungsast und Bruchlasten



### 3.6.2 Lastabtrag längs der Pfahlachse

Der Lastabtrag längs der Pfahlachse wird durch die Größe der mobilisierten Mantelreibung charakterisiert. Die mittlere Mantelreibung  $q_{s,m}$  ergibt sich aus der zwischen zwei Pfahlquerschnitten  $i$  und  $i + 1$  am Pfahlmantel  $A_{s(i,i+1)}$  übertragenen Schubkraft  $T_{s(i,i+1)}$  gemäß Gleichung (3.9). Die Schubkraft entspricht der Differenz der Pfahlnormalkräfte in den betrachteten Querschnitten.

$$(3.9) \quad q_{s,m} = \frac{T_{s(i,i+1)}}{A_{s(i,i+1)}} \quad \text{mit } T_{s(i,i+1)} = \Delta F_{i,i+1} = F_i - F_{i+1}$$

Die Größe der Pfahlnormalkräfte kann aus den mit den Schwingsaitengebern (VW), den faseroptischen Sensoren (SOFO) und dem Extensometer (Ext. A9) gemessenen axialen Dehnungen nur indirekt ermittelt werden. Unter Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens des Stahlbetons, der Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese und des vollen Verbundes zwischen Beton und Längsbewehrung wird die Pfahlnormalkraft  $F_i$  nach Gleichung (3.10) berechnet.

$$(3.10) \quad F_i = (A_{s,i} \cdot E_{s,i} + A_{c,i} \cdot E_{c,i}) \cdot \varepsilon_{m,i}$$

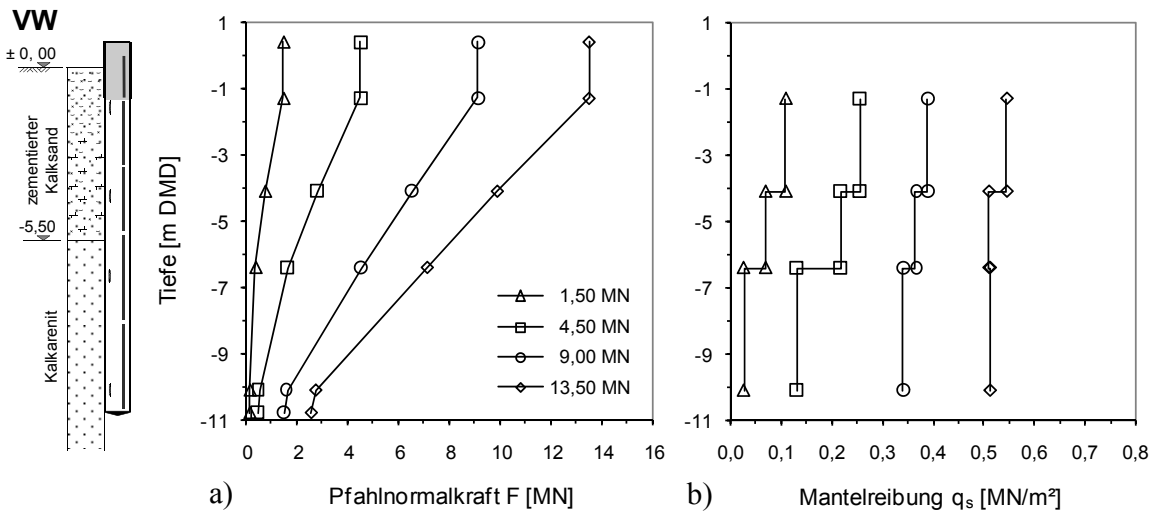
mit

$A_{s,i}$	Querschnittsfläche der Pfahl längsbewehrung im Querschnitt $i$
$E_{s,i}$	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahles im Querschnitt $i$
$A_{c,i}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Querschnitt $i$
$E_{c,i}$	Elastizitätsmodul des Betons im Querschnitt $i$
$\varepsilon_{m,i}$	mittlere axiale Dehnung im Querschnitt $i$

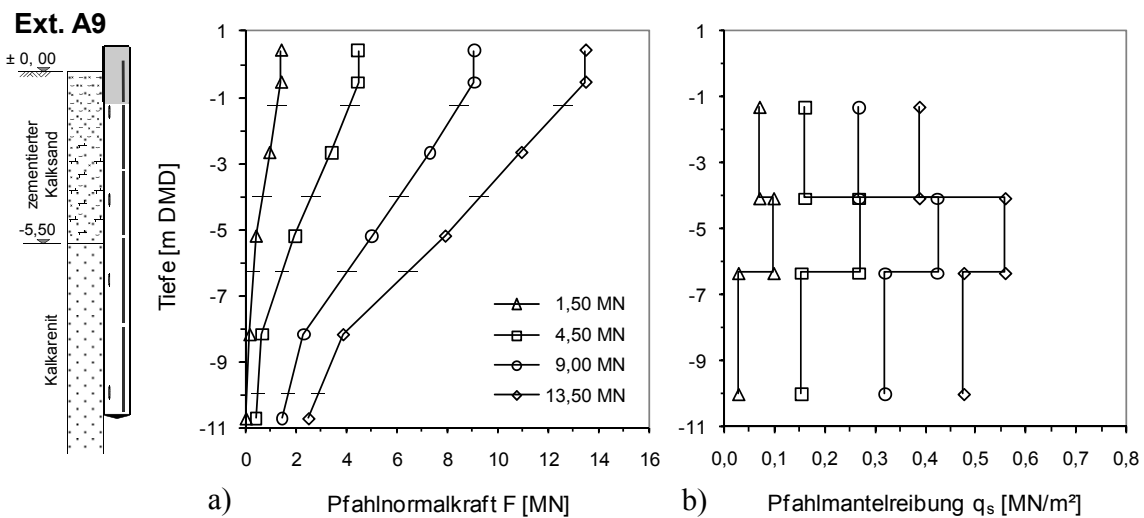
Um eventuelle Biegeanteile des Dehnungszustandes zu eliminieren, wird für die axiale Dehnung  $\varepsilon_{m,i}$  der Mittelwert der aus den gemessenen axialen Dehnungen je Querschnitt  $i$  bestimmt. Ausgehend von einem rotationssymmetrischen Pfahlquerschnitt ergibt sich die Betonquerschnittsfläche, entsprechend den für die Berechnung der Pfahlnormalkräfte verwendeten Dehnungen, entweder aus dem gemessenen Bohrlochdurchmesser im betrachteten Querschnitt  $i$  (VW) oder aus dem über die Sensorlänge mittleren Bohrlochdurchmesser (SOFO, Ext. A9) (Abbildung 3.26). Aus zahlreichen Untersuchungen (STOCKER & SCHELLER 1983, HOLZHÄUSER 1998 u.a.) ist bekannt, dass der Elastizitätsmodul des Pfahlbetons bis zu ca. 30 % vom Nennwert abweichen kann. Die Bestimmung des E-Moduls aus den während des Betonierens hergestellten Probewürfeln gibt daher lediglich einen Anhaltswert, aber keinen ausreichend verlässlichen Wert für die Normalkraftermittlung. In dieser Arbeit wird der Elastizitätsmodul des Pfahlbetons durch Adaption der aus den Dehnungen der obersten Messquerschnitte ermittelten axialen Pfahlkräfte an die mit den Lastzellen am Pfahlkopf gemessenen Testlasten bestimmt. Es wird also angenommen, dass zwischen Pfahlkopf und oberstem Messquerschnitt kein Lastabtrag stattfindet. Der Elastizitätsmodul des Pfahlbetons ergibt sich als Mittelwert der einzelnen Laststufen zu  $E_c = 31000 \text{ MN/m}^2$  und wird als konstant über die Pfahlänge angenommen.

In den Abbildungen 3.32 bis 3.34 sind die aus den gemessenen Dehnungen berechneten Normalkraft- u. Mantelreibungsverläufe für die 4 Belastungsstufen dargestellt. Der Lastabtrag entlang der Pfahlachse ist durch die Steifigkeits- und Festigkeitsunterschiede zwi-

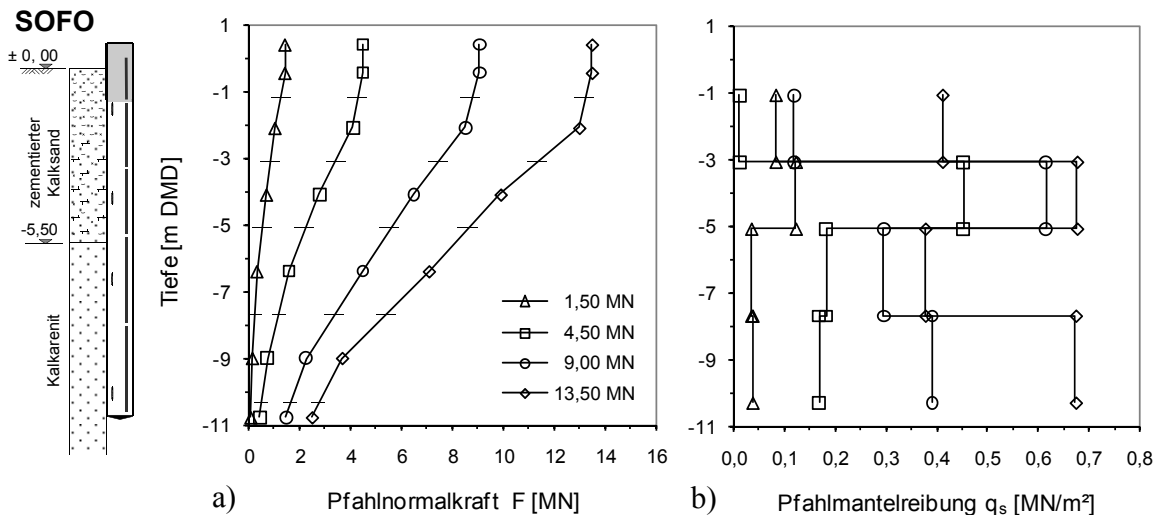
schen dem Kalksand und dem Kalkarenit sowie durch die Profilierung der Kontaktzone Pfahl-Fels (Abbildung 3.26) geprägt. Unabhängig von der verwendeten Messtechnik ist aus den Normalkraftverläufen zu erkennen, dass sich mit zunehmender Belastung der in den Kalksand geleitete Teil der Testlast verringert und der in den Kalkarenit geleitete Teil vergrößert. Ab einer Last von ca. 9,0 MN sind die Lastanteile in dem Kalksand und dem Kalkarenit mit 38 % bzw. 42 % nahezu identisch und bleiben bei weiterer Laststeigerung konstant. Der Verlauf und die Größe der nach Gleichung (3.9) berechneten Mantelreibungen sind abhängig von der Messbasis der zum Erfassen der axialen Dehnungen verwendeten Sensoren und deren Anordnung über die Pfahllänge, wird beeinflusst vom Pfahldurchmesser und variiert je nach Laststufe und Messquerschnitt im Mittel zwischen 5 und 35%. Durch den Vergleich der Mantelreibungsverläufe, ermittelt aus den Dehnungen der VW und des Ext. A9 (Abbildung 3.31 u. 3.33), wird der Einfluss der Messbasis anschaulich. Die Werte der Mantelreibung unterscheiden sich teilweise deut-



**Abbildung 3.31:** Berechneter Normalkraft- und Mantelreibungsverlauf aus den Dehnungen der Schwingsaitengeber (VW)



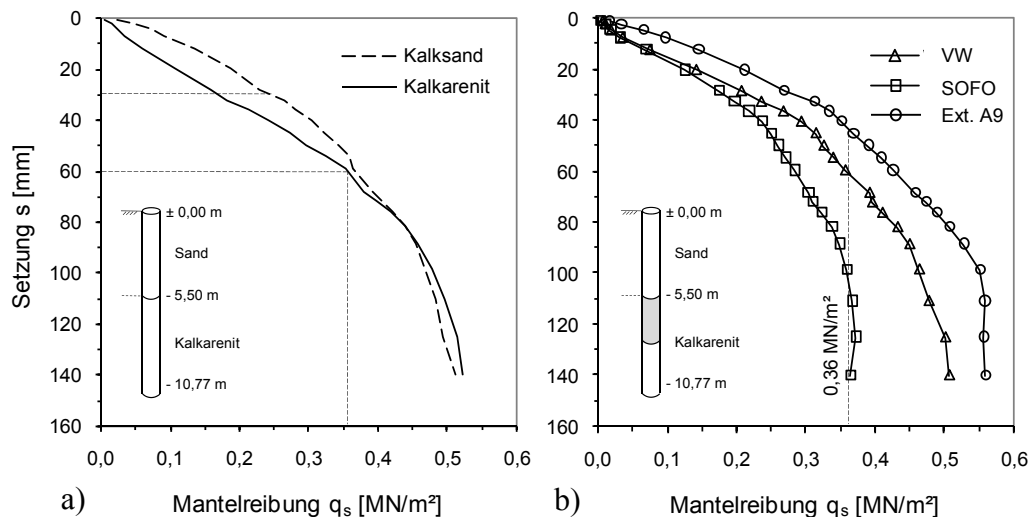
**Abbildung 3.32:** Berechneter Normalkraft- und Mantelreibungsverlauf aus den relativen Längenänderungen des Extensometers (Ext. A9)



**Abbildung 3.33:** Berechneter Normalkraft- und Mantelreibungsverlauf aus den Längenänderungen der faseroptischen Sensoren (SOFO)

lich, repräsentieren auf Grund der gleichen installierten Höhe der VW und der Ankerpunkte des Ext. A9 aber denselben Pfahlbereich. Neben der Anordnung der Sensoren über den Pfahlquerschnitt und den verschiedenen Messprinzipien, resultiert der Unterschied hauptsächlich aus der Berücksichtigung geometrischer und geologischer Unstetigkeiten als Folge des integralen Erfassens der axialen Dehnungen zwischen den Ankerpunkten (Messbasis) des Extensometers. Die Abhängigkeit der Ergebnisse der Mantelreibung von der Sensoranordnung entlang der Pfahlachse wird aus den Mantelreibungsverläufen der faseroptischen Sensoren in Abbildung 3.33b deutlich. Je kleiner die Abstände der Messquerschnitte bzw. die Pfahlsegmente zur integralen Messung der axialen Dehnungen sind, umso realistischer sind die Werte der berechneten Mantelreibung.

In Abbildung 3.34a ist die setzungsabhängige Entwicklung der aus den Dehnungen rückgerechneten Mantelreibung als Mittelwert für die Kalksand- und -arenitschicht getrennt dargestellt. Naturgemäß wird die Mantelreibung der einzelnen Schichten graduell mit zunehmender Setzung mobilisiert, was den Kurvenverlauf bis ca. 6,0 cm Setzung erklärt. Der anschließende, mit zunehmender Setzung augenscheinlich geringere Anstieg der Mantelreibung deutet auf ein ausgeprägt plastisches Verhalten in der Kontaktzone der beiden Schichten am Pfahlmantel hin. Die Unstetigkeiten im Verlauf der Mantelreibung bei einer Setzung von ca. 3,0 cm lassen auf eine Änderung des Tragverhaltens schließen. Der Bruchwert der Mantelreibung für die Kalkarenitschicht ergibt sich, wie in Abbildung 3.35b dargestellt, zu  $0,36 \text{ MN/m}^2$  und liegt im Bereich der von ALRIFA 2007 und POULOS & BUNCE 2008 abgeschätzten Werte. Ermittelt wurde der Bruchwert aus den im Pfahlsegment von -5,50 m bis -8,10 m DMD mit den faseroptischen Sensoren gemessenen Dehnungen (Zelle 4 in Abbildung 3.23). In diesem Bereich waren der Pfahldurchmesser nahezu unverändert, die Rauigkeit der Manteloberfläche repräsentativ für Bohrpfähle im standortspezifischen Baugrund (Abbildung 3.26) und die Kalkarenitschicht annähernd homogen. Für die Messwerte der Dehnungen kann daher davon ausgegangen werden, dass der Einfluss geometrischer bzw. geologischer Diskontinuitäten vernachlässigbar gering ist.



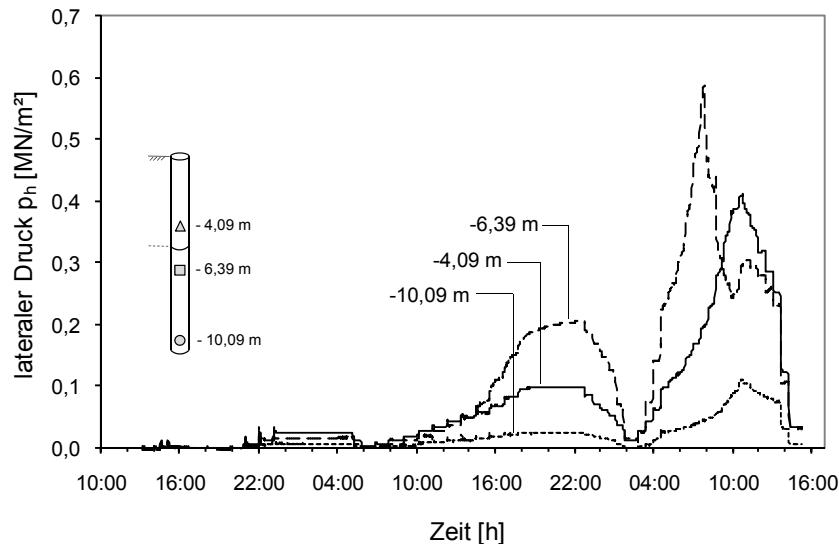
**Abbildung 3.34:** a) Mittlerer Mantelreibungs-Setzungs-Verlauf der Sand- u. Kalkarenit-schicht, b) Bruchwert der Mantelreibung für den Kalkarenit

Aus dem Kurvenverlauf (SOFO) wird deutlich, dass der Residualwert der Mantelreibung gleich dem Maximalwert bei großer Verschiebung ist. Dies entspricht dem von WILLIAMS & PELLIS 1981 diskutierten, duktilen Schubspannungs-Verschiebungs-Verhalten für Pfähle der Rauigkeitsklasse R3/R4. Zum Vergleich sind in Abbildung 3.34b die aus den Dehnungen der VW und des Ext. A9 bestimmten Mantelreibungsverläufe und Bruchwerte für diesen Pfahlbereich dargestellt. Es zeigt sich, bleiben die beobachteten Einflüsse unberücksichtigt, dass die Bruchwerte der Mantelreibung überschätzt werden. Der Bruchwert der Mantelreibung für den mit der Tiefe zunehmend zementierten Kalksand konnte auf Grund der diskutierten Einflüsse nicht in der Qualität bestimmt werden, liegt aber in Übereinstimmung mit den u.a. von POULOS & DAVIDS 2005 angegebenen Werten im Bereich von 0,25 bis 0,35 MN/m<sup>2</sup>.

### Lateraler Druck auf den Pfahlschaft

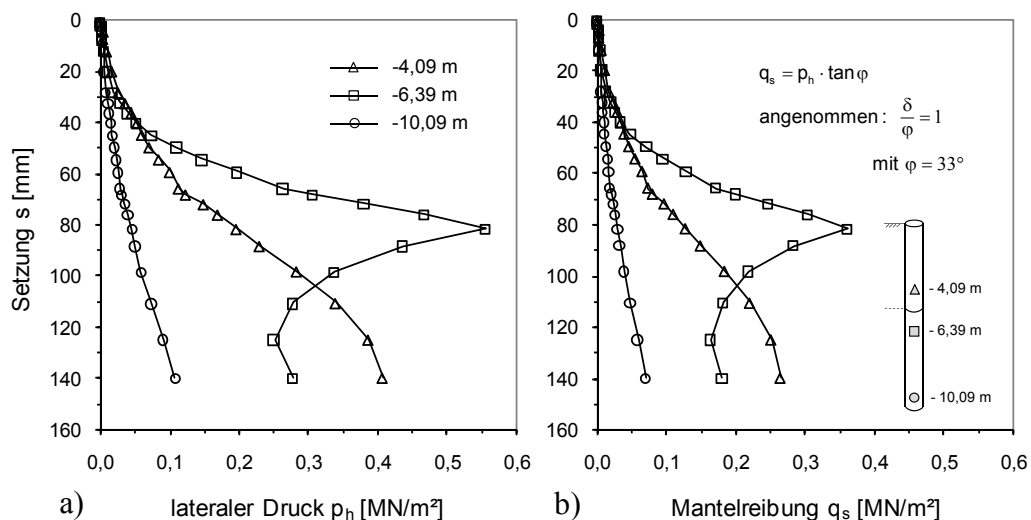
In Abbildung 3.35 ist die zeitliche Entwicklung der mit den horizontalen Kraftmessdosen am Pfahlschaft gemessenen lateralen Drücke dargestellt. Der Verlauf der Messwerte ist grundsätzlich konform zu dem der Belastung. Im Vergleich zur Mantelreibung (Abbildung 3.34b) steigt der gemessene laterale Druck mit zunehmender Setzung jedoch unterproportional an (Abbildung 3.36a). Ursache könnte auf Grund des dilatanten Verhaltens der Kontaktzone Pfahl-Fels ein mit zunehmender Setzung fortschreitender Korn- bzw. Gefügebruch sein, wodurch die Normalspannungen quasi im Fels „eingeschlossen“ bleiben. An der Stelle -6,36 m DMD wurde der Größtwert mit  $p_h = 0,55 \text{ MN/m}^2$  bei annähernd der gleichen Setzung (82 mm) gemessen, ab der der Bruchwert der Mantelreibung erreicht war. Der Verlauf lässt auf ein lokales Scherversagen des Felses in der Kontaktzone mit anschließender Neuordnung des Korngefüges schließen.

Tendenziell ist zwar die Verteilung und Entwicklung der Mantelreibung erkennbar, für die Berechnung der äußeren Tragfähigkeit des Pfahles sind die Ergebnisse aber nicht ausreichend. Im Wesentlichen kommen zwei Ursachen für die Differenz der aus den



**Abbildung 3.35:** Zeitliche Entwicklung der am Pfahlschaft gemessenen lateralen Drücke

Dehnungen und dem lateralen Druck bestimmten Mantelreibungswerten in Betracht. Erstens, die Bruchfuge entstand nicht an der Stelle, an der gemessen wurde, und zweitens, die in den Pfahlbeton integrierten Kraftmessdosen konnten den radialen Verformungen infolge der Dilatanzeffekte in der Kontaktzone nicht folgen und somit keine Spannungsänderungen erfassen. Lediglich für den Fall des Schubversagens im Fels (Zunahme der volumetrischen Dehnung) wurden entsprechende laterale Drücke gemessen. Zweifelsfrei lassen sich die Ursachen nur durch das Freilegen des Testpfahles klären.

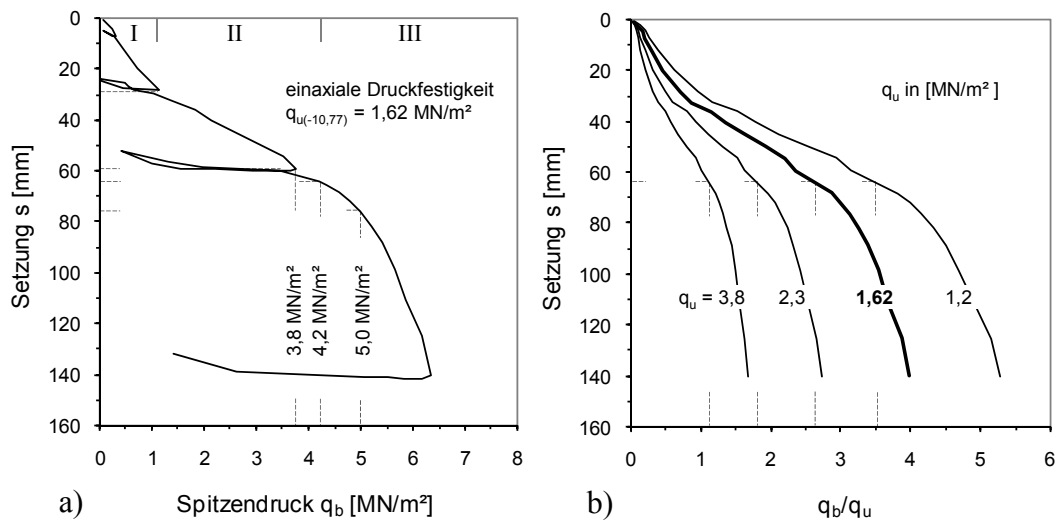


**Abbildung 3.36:** a) Gemessener lateraler Druck, b) Berechnete Mantelreibung

### 3.6.3 Lastabtrag am Pfahlfuß

In Abbildung 3.37a ist die setzungsabhängige Entwicklung des mit der Kraftmessdose am Pfahlfuß gemessenen Spitzendruckes  $q_b$  dargestellt. Während die Ent- und Wiederbe-

lastungsäste annähernd linear und parallel zueinander verlaufen, wird der Erstbelas-

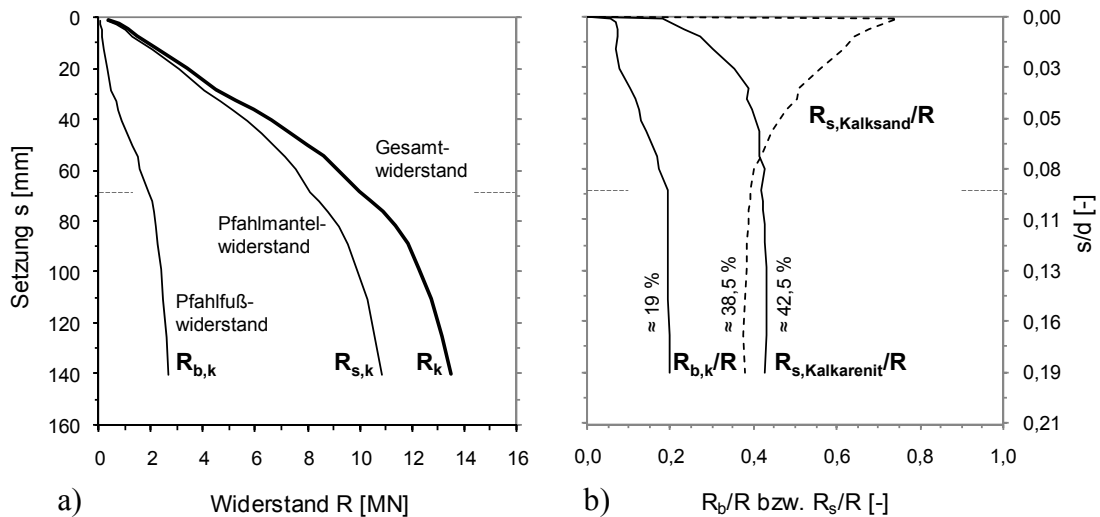


**Abbildung 3.37:** a) Gemessener Spitzendruck, b) Normierter Spitzendruck

tungsast durch 3 Bereiche charakterisiert. Der unterproportionale Anstieg der Setzungen im Bereich I und der nahezu gleichförmige, lineare Spitzendruck-Setzungs-Verlauf im Bereich II sind auf die herstellungsbedingte Auflockerung der Bohrlochsohle und das mit zunehmender Setzung progressive Schubbruchverhalten am Pfahlmantel zurückzuführen. Der Bereich III ist von einem deutlich nichtlinearen Verlauf mit überproportional zunehmender Setzung geprägt. Der Grenzwert des Spitzendruckes liegt zwischen 4,2-5,0 MN/m<sup>2</sup> und ergibt sich bei Setzungen von 64-76 mm aus dem Bereich der max. Krümmung (JOHNSTON & CHOI 1985). Der anschließende, bis zum Erreichen der max. Testlast vergleichsweise geringe Anstieg des Spitzendruckes resultiert aus dem mit zunehmender Setzung fortschreitenden Strukturversagen des Kalkarenits am Pfahlfuß und ist typisch für den Bruchzustand. Bei der für die Tragfähigkeit als Versagen definierten Pfahlkopfsetzung von  $0,1 \cdot d$  ergibt sich aus den Messungen ein Spitzendruckwert von 5,0 MN/m<sup>2</sup>. Der auf die einaxiale Druckfestigkeit normierte Verlauf des setzungsabhängigen Spitzendruckes ist in Abbildung 3.37b dargestellt. Definiert man den Spitzendruck von  $q_b = 4,2$  MN/m<sup>2</sup> als denjenigen, bei dem der initiale Bruch eintritt, und berücksichtigt man die statistischen Parameter für den Kalkarenit (Tabelle 3.3), liegt der Bruchwert des Spitzendruckes korrespondierend mit den Untersuchungsergebnissen von WILLIAMS et al. 1980b und ROWE & ARMITAGE 1987b im Bereich von ca.  $2 \cdot q_u$  bis  $3,5 \cdot q_u$ .

### 3.6.4 Tragverhalten

Aus der Analyse des Lastabtrages in der Kontaktzone Pfahl-Fels am Pfahlmantel und -fuß kann auf die setzungsabhängige Entwicklung der Einzelwiderstände sowie auf deren Anteile am Gesamtwiderstand und damit auf das Pfahltragverhalten geschlossen werden. Als Ergebnis der Untersuchungen für den Testpfahl sind in Abbildung 3.38a die Widerstands-Setzungs-Linien der Einzelwiderstände und des Gesamtwiderstandes und in Abbildung 3.38b deren Verhältnisse gegenüber den bezogenen Setzungen dargestellt.



**Abbildung 3.38:** Anteil der Einzelwiderstände am Gesamtwiderstand des Pfahls

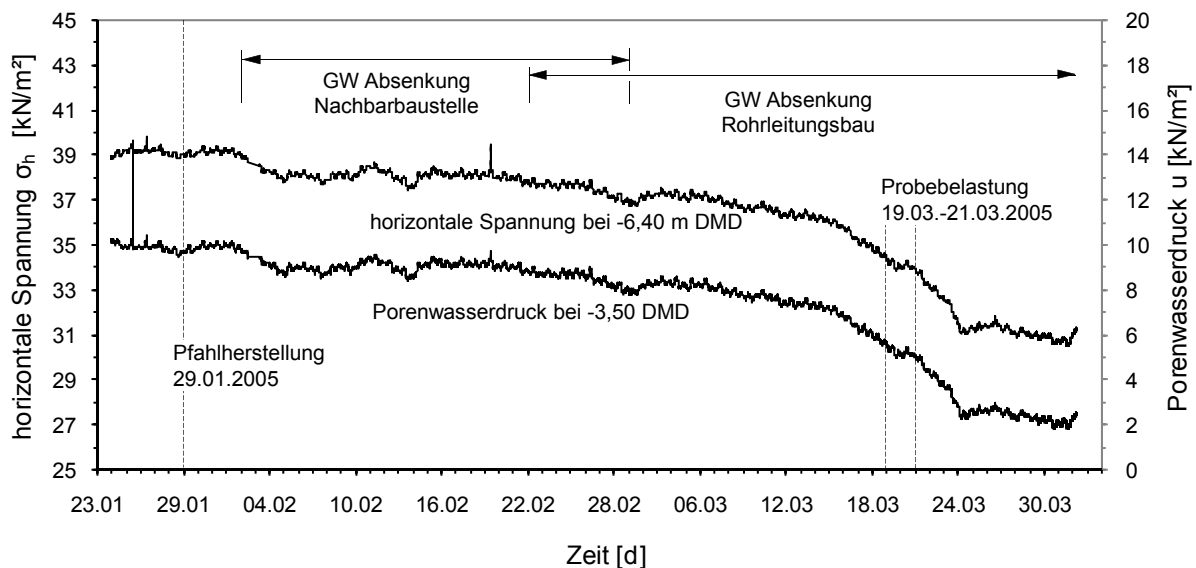
Grundsätzlich stellen die WSL ein duktiler, von dem Mantelwiderstand dominiertes Tragverhalten dar. Die setzungsabhängige Entwicklung des Tragverhaltens lässt sich mit Hilfe der Verhältniszahlen  $R_b/R$  und  $R_s/R$  aus Abbildung 3.38b interpretieren. Danach findet im Bereich kleiner Setzungen von 0-30 mm ( $0-0,04 \cdot d$ ) zunächst eine Lastumverteilung zwischen der Kalksand- und der Kalkarenitschicht am Pfahlmantel statt. Mit größer werdender Setzung wird der Spitzendruck zunehmend mobilisiert und es kommt infolge der Lastumlagerung vom Pfahlmantel zum Pfahlfuß hin zu einer Änderung des Tragverhaltens. Ohne dass der Grenzwert der Mantelreibung über den gesamten Pfahlschaft mobilisiert ist (vgl. Abb. 3.34b), tritt bei einer Pfahlkopfsetzung von ca. 68 mm ( $0,09 \cdot d$ ) Spitzendruckversagen ein. Da die „frei werdende“ Lastdifferenz größer ist als die von der Mantelreibung bis zum Erreichen des Bruchwertes noch aufnehmbare, kommt es in der Folge zu einem progressiven Versagen der Mantelreibung und damit zum Gesamttragversagen des Pfahles. Ab einer Pfahlkopfsetzung von ca.  $0,11 \cdot d$  bleiben die Anteile der Einzelwiderstände am Gesamtwiderstand mit  $R_{s,k} = 81\%$  und  $R_{b,k} = 19\%$  nahezu unverändert.

Vergleichbar geringe Anteile des Pfahlfußwiderstandes am Gesamtwiderstand wurden bei Probelastungen an Pfählen in weichem Sedimentgestein u.a. von POULOS & DAVIDS 2005 und ALRIFA 2007 beobachtet (vgl. Kapitel 2.2.1). Das Tragverhalten im Gebrauchszustand von Pfählen in weichem Sedimentgestein wird überwiegend von der Tragwirkung des Mantelwiderstandes geprägt. Entsprechend dem Kräftegleichgewicht wird der Pfahlfußwiderstand mit zunehmender Setzung nur in dem Maße mobilisiert, wie der Pfahlmantelwiderstand ausgenutzt wird. Wie die Ergebnisse der Probelastung zeigen, kann aus der Entwicklung des Spitzendruckes nicht zwangsläufig auf den Verlauf bzw. auf die Größe der mobilisierten Mantelreibung geschlossen werden. Die Entwicklung des Pfahlfußwiderstandes kann aber als Indikator für die Ausnutzung des Pfahlmantelwiderstandes angesehen werden (HOLZHÄUSER 1998).

### 3.6.5 Spannungen im Baugrund neben dem Testpfahl

Mit dem Erddruck- und Porenwasserdruckgeber wurden die Spannungen im Baugrund während des gesamten Beobachtungszeitraumes erfasst. Beide Sensoren wurden am 24.01.2005, wie in Abschnitt 3.5.2 beschrieben und in Abbildung 3.21 dargestellt, so installiert, dass der Abstand zum Pfahlmantel nach der Pfahlherstellung ca. 75 cm betrug. Bei den Montagearbeiten fiel das in den Erddruckgeber integrierte Piezometer zur Registrierung der Porenwasserdruckspannung irreparabel aus.

Die zeitlichen Entwicklungen der über den gesamten Beobachtungszeitraum gemessenen Spannungen sind in Abbildung 3.39 dargestellt. Die in einer Tiefe von -3,5 m und -6,4 m DMD gemessenen Porenwasserdruckspannungen  $u$  bzw. totalen Horizontalspannungen  $\sigma_h$  verlaufen nahezu konform. Beeinflusst wurden die Messungen durch dynamische Tiefbauaktivitäten in unmittelbarer Umgebung. Infolge der Grundwasserabsenkung auf der ca. 150 m entfernten Nachbarbaustelle (Abbildung 3.15) und der direkt am Testfeld verlaufenden Rohrleitungstrasse, sank der Grundwasserspiegel im Untersuchungsgebiet zunächst um 10 cm und mit zunehmenden Aktivitäten um 80 cm von -2,60 m auf -3,50 m DMD. Dies entspricht weitestgehend den mit beiden Sensoren registrierten Spannungsänderungen von 1,0-8,0 kN/m<sup>2</sup>.

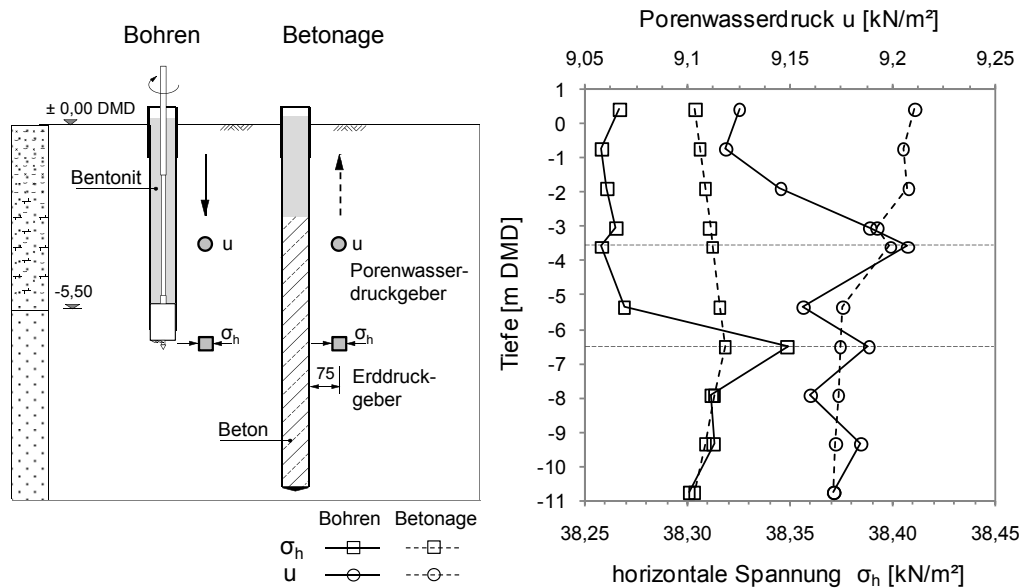


**Abbildung 3.39:** Zeitliche Entwicklung der erfassten Spannungen  $\sigma_h$  und  $u$

#### Einfluss der Pfahlherstellung

Der Einfluss der Pfahlherstellung auf den Spannungszustand im Baugrund wird mit den Messungen des Erddruck- und Porenwasserdruckgebers untersucht. In Abbildung 3.40 sind die mit den beiden Messfühlern während der Bohrlochherstellung und der Pfahlbetonage erfassten Spannungen dargestellt. Wird beim Abteufen der Pfahlbohrung die Tiefenlage der Sensoren mit dem Bohrer erreicht, steigen die Spannungen kurzzeitig um ca. 0,1 kN/m<sup>2</sup> an. Die anschließenden, vorwiegend mit dem Porenwasserdruckgeber re-





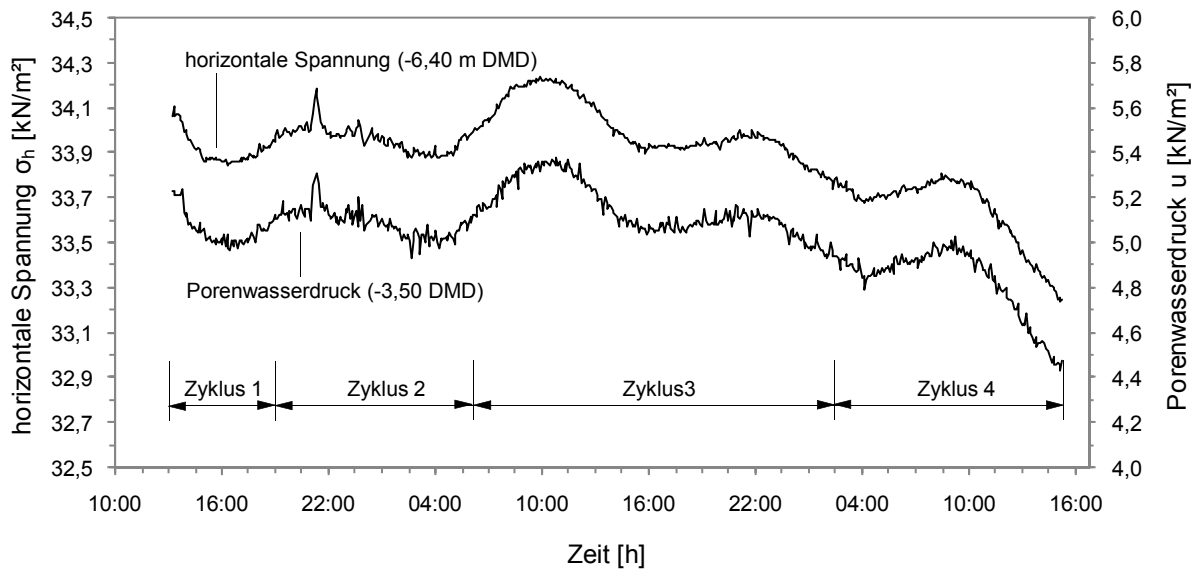
**Abbildung 3.40:** Einfluss der Pfahlherstellung auf den Spannungszustand im Baugrund

registrierten Spannungsänderungen resultieren aus den Bewegungen des Bohreimers in dem mit Bentonit gefüllten Bohrloch. Nach dem Einbau des Bewehrungskorbes wurde der Pfahl im Kontraktorverfahren betoniert. Dabei blieben die Spannungen nahezu unverändert. Inwieweit die registrierten Spannungsänderungen aus der Änderung der effektiven Horizontalspannungen  $\sigma_h'$  oder aus der Änderung des Porenwasserdruckes resultieren, kann auf Grund des ausgefallenen, in den Erddruckgeber integrierten Piezometers nicht zuverlässig festgestellt werden.

Die Messergebnisse zeigen, dass es beim Abteufen einer mit Stützflüssigkeit gefüllten Bohrung zu einem temporären Anstieg der in radialer Richtung gemessenen Spannungen und des Porenwasserdruckes kommen kann (ERNST 2001), bei der Betonage aber keine Spannungsänderungen auftreten. Auf Grund der absolut kleinen Messwerte, die aber dennoch größer als die von den Sensoren erreichbaren Auflösungen bzw. als die vom Hersteller angegebenen Gerätefehler sind, kann der Einfluss der Pfahlherstellung auf den Spannungszustand im untersuchten Baugrund als vernachlässigbar gering eingestuft werden.

### Einfluss der Belastung

In Ergänzung zu den in Kapitel 3.6.2 diskutierten Messergebnissen der horizontalen Kraftmessdosen am Pfahlschaft wird mit den Erd- und Porenwasserdruckmessungen der Einfluss der axialen Belastung des Testpfahles auf den horizontalen Spannungszustand im Baugrund in unmittelbarer Pfahlumgebung während der Probelastung analysiert. In Abbildung 3.41 ist die zeitliche Entwicklung der erfassten Spannungen mit Bezug auf die Belastungsstufen dargestellt. Analog zu Abbildung 3.39 verlaufen die beiden Kurven nahezu gleich, wobei die Horizontalspannungen um einen Wert von  $\approx 34$  kN/m<sup>2</sup> und der Porenwasserdruck um einen Wert von ca.  $5,1$  kN/m<sup>2</sup> oszillieren. Eine Zuordnung der gemessenen Spannungen zu den einzelnen Belastungsstufen der Probelastung ist nicht möglich.



**Abbildung 3.41:** Zeitliche Entwicklung der gemessenen Spannungen  $\sigma_h$  und  $u$  während der Probelastung

Die Messergebnisse zeigen, dass die horizontalen und die Porenwasserdruckspannungen im Abstand von 75 cm vom Pfahlschaft nicht durch den axial belasteten Einzelpfahl beeinflusst werden. Daraus folgt, dass die horizontalen Spannungen als Folge der Bohrlochdilatation (vgl. Abbildung 2.3b) mit zunehmendem Abstand vom Pfahlmantel schnell abnehmen.

Unter Berücksichtigung der Höhenlage der Messfühler (Abbildung 3.21), der gemessenen Grundwasserstände und der erfassten Messwerte ist festzustellen, dass mit dem Erddruckgeber angesichts der über den gesamten Beobachtungszeitraum geringen horizontalen Beanspruchung vorwiegend die Porenwasserdrücke in der entsprechenden Tiefe registriert wurden. Untersuchungen zum Primärspannungszustand sind mit dem verwendeten Erddruckgeber prinzipiell möglich, sollten aber über einen wesentlich längeren Beobachtungszeitraum und an von Bauaktivitäten unbeeinflussten Stellen durchgeführt werden.

### 3.6.6 Messabweichungen und Messunsicherheiten

Das Ergebnis einer Messung besteht aus dem Messwert und einem Genauigkeitsmaß, das die Güte des Messergebnisses charakterisiert. Das Genauigkeitsmaß ist Voraussetzung für die Vergleichbarkeit und Akzeptanz von Messergebnissen und für die Entscheidungen, die auf der Grundlage von Messergebnissen zu treffen sind (SCHWARZ 2004). Alle Experimente, auch wenn sie mit noch so großer Sorgfalt ausgeführt werden, unterliegen Unzulänglichkeiten und Unvollkommenheiten und werden von systematischen und zufälligen Effekten sowie Vereinfachungen und Annahmen während der Auswertung beeinflusst. Der Begriff ‚Fehler‘ wird entsprechend DIN V ENV 13005 nur noch für grobe Fehler verwendet. Die älteren Bezeichnungen zufälliger und systematischer Fehler werden durch die Begriffe ‚zufällige‘ und ‚systematische Messabweichung‘ ersetzt.

## Ursachen für Messabweichungen

Die Abweichungen der Messwerte einer Messreihe untereinander bzw. vom wahren Wert können eingeteilt werden in:

### *Grobe Fehler:*

Grobe Fehler (z.B. Ablesefehler, Zahlendreher) entstehen durch Unaufmerksamkeit, Irrtümer und dgl., sind prinzipiell vermeidbar und nicht Gegenstand der weiteren Betrachtungen. Sie sind aufzudecken und zu korrigieren.

### *Zufällige Messabweichungen:*

Zufällige Messwertabweichungen sind ungleichsinnig wirkende und unvermeidbare Einflüsse auf den Messprozess. Sie treten positiv und negativ mit nahezu gleicher Häufigkeit auf. Sie bewirken, dass die Einzelergebnisse einer Messreihe streuen und der wahre Wert der Messgröße nicht genau angegeben werden kann. Ursachen, die häufig komplex zusammenwirken, sind beispielsweise in der Unvollkommenheit der Messinstrumente sowie der Bedingungen im Beobachtungsraum zu suchen. Eine beispielhafte Auflistung möglicher Ursachen ist u.a. in WALTER & HERMS 1998 aufgeführt. Durch Wiederholungsmessungen und Mittelwertbildungen sowie durch Redundanz der Messelemente lassen sich die zufälligen Messabweichungen reduzieren.

### *Systematische Messabweichungen:*

Systematische Messabweichungen sind gleichsinnig wirkende Einflüsse auf den Messprozess. Dabei ist zwischen bekannten und unbekannt systematischen Messabweichungen zu unterscheiden. Bekannte, d.h. nach Richtung und Betrag erfassbare, systematische Abweichungen werden durch Berichtigung der Messwerte eliminiert. Unbekannte, nicht erfassbare systematische Abweichungen werden versucht zu vermeiden, werden aber meist auf Grund von Erfahrungswerten abgeschätzt. Eine beispielhafte Aufzählung für das Entstehen und die Ursache von systematischen Abweichungen ist in SCHWARZ 1995 zu finden. Systematische Messabweichungen sind durch Wiederholungsmessungen unter gleichen Bedingungen nicht erkennbar.

## Messabweichungen der erfassten Messgrößen

Bei den eigenen Messungen wurden einige wenige grobe Fehler (Anschlussfehler, Konvertierung der Messwerte in ingenieurmäßige Einheiten) im Rahmen der Qualitätssicherung mühelos aufgedeckt und korrigiert.

Schwieriger war es, die Ursachen systematischer Messabweichungen zu erkennen und den Einfluss als auch die Größe der Abweichungen richtig zu bestimmen bzw. abzuschätzen. Während der Versuchsdurchführung und der späteren Messwertanalyse wurden systematische Abweichungen infolge von

- temperaturabhängigen Längen- bzw. Druckmessungen der elektrischen Wegaufnehmer, der Schwingsaitengeber, Extensometers resp. der Kraftmessdosen,
- Kraftübertragungen außerhalb der Erfassungsbereiche der Messfühler (Brückenbildung um die Kraftmessdose am Pfahlfuß),

- Durchbiegen der Extensometerstangen zwischen den Ankerpunkten,
- Veränderungen elektrischer Signale durch Umwelteinflüsse (Temperatur, elektromagnetische Felder, Entfernung zwischen Messort und Auswertelektronik) und
- Zielachsenfehlern des Nivelliergerätes zur Kontrolle der Referenzsysteme

kompensiert. Die Einflüsse nicht erfassbarer, systematischer Abweichungen, wie z.B. der Richtungsunterschied zwischen dem Messfühler und der zu messenden Strecke (Schiefeinstellung der Schwingsaitengeber), die Verbindung zwischen Messfühler und Messobjekt (unvollständiger Verbund zwischen Sensor und Beton), Schwankungen der elektrischen Spannung (Zuschalten von weiteren Verbrauchern) oder Erschütterungen der Messtechnik (Baustellenaktivitäten) auf die Messergebnisse, werden für den untersuchten Lastbereich und Beobachtungszeitraum als vernachlässigbar gering eingeschätzt.

Alle Messergebnisse sind nach der Korrektur der systematischen Abweichungen dennoch lediglich Schätzwerte der jeweiligen Messgröße, die mit Messunsicherheiten behaftet sind. Die Messunsicherheit  $u$  leitet sich aus der unvollständigen Berichtigung der systematischen Messabweichungen und den zufälligen Messabweichungen ab, kennzeichnet zusammen mit dem Messergebnis den Wertebereich für den wahren Wert der Messgröße und wird entsprechend Gleichung (3.11) bestimmt.

$$(3.11) \quad u = u_s + u_z \quad \text{mit } u_z = t_{m,\gamma} \cdot \frac{s_x}{\sqrt{n}}$$

mit $u_s$	systematische Messunsicherheit
$u_z$	zufällige Messunsicherheit
$t_{m,\gamma}$	Quantil der $t$ -Verteilung für Freiheitsgrad $m$ und Konfidenzzahl $\gamma$
$s_x$	empirische Standardabweichung der Stichprobe
$n$	Anzahl der Messungen der Stichproben

Für alle im Weiteren diskutierten Messgrößen werden die systematischen Anteile der Messunsicherheit entsprechend den Angaben der Geräteunterlagen abgeschätzt und die zufälligen Anteile aus statistischen Analysen der normalverteilten Messergebnisse bestimmt. Die Konfidenzzahlen zur Ermittlung der Quantilen der  $t$ -Verteilung sind so gewählt, dass der Erwartungswert mit 95 % Wahrscheinlichkeit überdeckt ist. Nicht direkt messbare Größen wie z.B. die Pfahlängskraft  $F_i$  werden mit Hilfe des quadratischen Fehlerfortpflanzungsgesetzes berechnet (3.12).

$$(3.12) \quad u_F = \sqrt{\left(\frac{\partial F}{\partial x} \cdot u_x\right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial y} \cdot u_y\right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial z} \cdot u_z\right)^2 + \dots} \quad \text{mit } u_x, u_y, u_z \text{ nach Gl. (3.11)}$$

In Tabelle 3.4 sind für alle Messgrößen die relativen Messunsicherheiten aufgeführt. Mit den angegebenen Intervallen sind die Unsicherheiten für die verschiedenen Laststufen abgedeckt. Die größten Unsicherheiten werden für die Messwerte der Pfahlkopfsetzung und des Spitzendrucks bestimmt, wobei die angegebenen max. Werte bei kleinen Belastungen während der Be- und Entlastung gleichermaßen auftreten.

**Tabelle 3.4:** Messunsicherheiten

Messfühler	Messgröße	relative Messunsicherheit <sup>1)</sup>
Lastzelle	aufgebrachte Testlast	$F = \bar{F} \cdot (1 \pm 0 \dots 0,10 \%)$
Wegaufnehmer	vertikale Pfahlkopfsetzung	$s = \bar{s} \cdot (1 \pm 0 \dots 1,30 \%)$
Schwingsaitengeber	axiale Betondehnung	$\varepsilon_{VW} = \bar{\varepsilon}_{VW} \cdot (1 \pm 0 \dots 0,80 \%)$
faseroptische Sensoren	axiale Betondehnung	$\varepsilon_{SOFO} = \bar{\varepsilon}_{SOFO} \cdot (1 \pm 0 \dots 0,45 \%)$
Extensometer	axiale Betondehnung	$\varepsilon_{Ext.A9} = \bar{\varepsilon}_{Ext.A9} \cdot (1 \pm 0 \dots 0,32 \%)$
Kraftmessdose	Spitzendruck am Pfahlfuß	$q_b = \bar{q}_b \cdot (1 \pm 0 \dots 0,55 \%)$
Erddruckgeber	horizontale Erddruckspannung	$\sigma_h = \bar{\sigma}_h \cdot (1 \pm 0 \dots 0,10 \%)$
Porenwasserdruckgeber	Porenwasserdruck	$u = \bar{u} \cdot (1 \pm 0 \dots 0,30 \%)$
<sup>1)</sup> $\bar{x}$ = Mittelwert der jeweiligen Stichprobe		

Auffällig bei der Analyse der Messwerte der aufgebrachten Testlast war, dass die Differenz zwischen den Messwerten einer Laststufe z.T. deutlich größer ist als die ermittelte Messunsicherheit. D.h., dass die Richtigkeit der Lastmessung weniger von der Präzision der Messfühler als vielmehr von dem Versuch abhängt, die Belastung über einen längeren Zeitraum konstant zu halten. Ursachen für die Messwertschwankungen sind u.a. die Verformung des Widerlagersystems bei anfänglich geringen Belastungen und der Lastausgleich bei zunehmender Pfahlkopfverschiebung im Bereich der Grenzlast.

Die Messwertanalyse der Spitzendruckwerte ergab, dass die Messwerte bei kleinen Testlasten in der Größenordnung der erreichbaren Auflösung der Kraftmessdose liegen. Die installierte Kraftmessdose ist demnach für den Fall kleiner Testlasten zu unsensitiv, was ursächlich auf den großen Messbereich zurückzuführen ist.

Auf eine trotz größerer Messbasis höhere Präzision der faseroptischen Sensoren gegenüber den Schwingsaitengebern kann aus dem Vergleich der Messunsicherheiten der mit beiden Sensortypen registrierten Dehnungen geschlossen werden. Unter der Annahme linear-elastischen Materialverhaltens des Pfahlbetons setzt sich dieser Effekt auch bei der Berechnung der Pfahllängskräfte fort. Abgesehen von den in Abschnitt 3.5.2 beschriebenen unterschiedlichen Messmethoden, sind die Unsicherheiten der Messwerte der Dehnungen für die Ermittlung der Pfahllängskraft gering bzw. insignifikant. Vielmehr sollten die Unsicherheiten aus der Streuung der Geometrie- und Materialparameter wie z.B. dem Pfahldurchmesser und dem  $E$ -Modul des Betons in die Messwertanalyse aufgenommen werden. Auf Grund fehlender Informationen wurde dieser Aspekt für den betrachteten Fall nicht berücksichtigt.

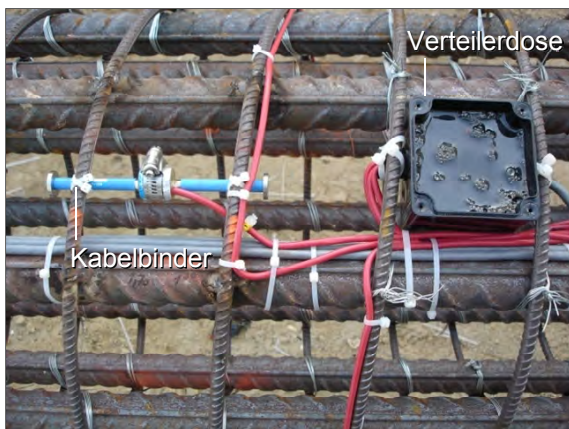
Die hohe Zuverlässigkeit der Messsysteme, die Exaktheit der Messverfahren und die geringen Messunsicherheiten stellen ein Maß für die hohe Genauigkeit der Messungen dar und lassen auf eine gute experimentelle Versuchsdurchführung sowie auf einen vernachlässigbar geringen Einfluss der Messabweichungen auf die abgeleiteten Bemessungsgrößen (Mantelreibung  $q_s$  und Spitzendruck  $q_b$ ) schließen.

### 3.6.7 Vergleich faseroptischer mit Schwingsaiten Dehnungssensoren

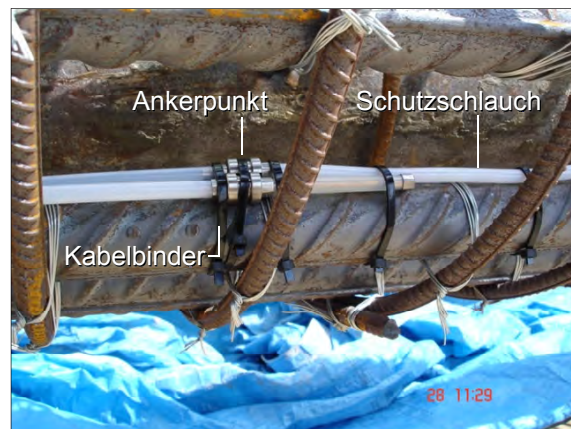
Bauingenieure, die messtechnische Aufgaben zu lösen haben, müssen sich bei der Auswahl eines Messsystems mit einer Reihe von detaillierten Fragen auseinandersetzen. Der Vergleich der bei den eigenen Versuchen verwendeten Dehnungssensoren stellt im Sinne der DIN EN ISO/IEC 17025 „Bestätigung durch Untersuchung ..., dass die besonderen Anforderungen für einen speziellen beabsichtigten Gebrauch erfüllt werden“ eine Validierung besonders der faseroptischen Sensoren für den Einsatz in Pfahlgründungen dar, gibt Hinweise bezüglich der gestellten messtechnischen, mechanischen und umweltbedingten Anforderungen, stellt die Potentiale der einzelnen Sensoren gegenüber und soll, auf Grund der momentan noch fehlenden Anwendungsrichtlinien, die aufgabengerechten Wahl von Messsystemen erleichtern.

Auf Grund der unterschiedlichen physikalischen Prinzipien (vgl. 2.2.3 und 3.5.2) unterscheiden sich die verwendeten Dehnungssensoren hauptsächlich in den Leistungscharakteristika. Während die Schwingsaitengeber die Dehnungen nahezu punktuell messen (153 mm), werden mit den Fasersensoren, sofern die vergleichsweise große Messbasis ( $\leq 2,60$  m) in Anspruch genommen wird, integrale Werte der Dehnungen erfasst (3.8). Unabhängig vom Messprinzip ist die Qualität der Applikation von immenser Bedeutung für die zuverlässige Funktion der Messsysteme und damit für die Güte der Messwerte. Angaben über die wirksame Messbasis, d.h. die Aussage, welcher Verformungsbereich für die Dehnungsangaben erfasst wird, birgt eine nicht unerhebliche Unsicherheit. Einer der wichtigsten Aspekte eingebetteter Sensoren ist daher der Verbund mit dem Pfahlbeton. Abbildung 3.42 zeigt beispielhaft die Befestigungen der beiden Sensortypen. Der Vorteil der faseroptischen Sensoren ist die direkte, auf Grund der Bauform der Ankerpunkte nahezu unverschiebbare Befestigung an der Längsbewehrung. Die Gefahr der Schiefstellung bzw. Verschiebung der Messfühler während der Pfahlbetonage ist dadurch geringer als bei den Schwingsaitengebern. Bei entsprechend umfangreicher Instrumentierung können die Verbindungsleitungen der elektrischen Schwingsaitengeber im Gegensatz zu denen der Fasersensoren während der Installation innerhalb des Pfahles über Verteiler zusammengeführt werden. Dadurch reduziert sich der Aufwand für die Verka-

Schwingsaitengeber



faseroptischer Sensor



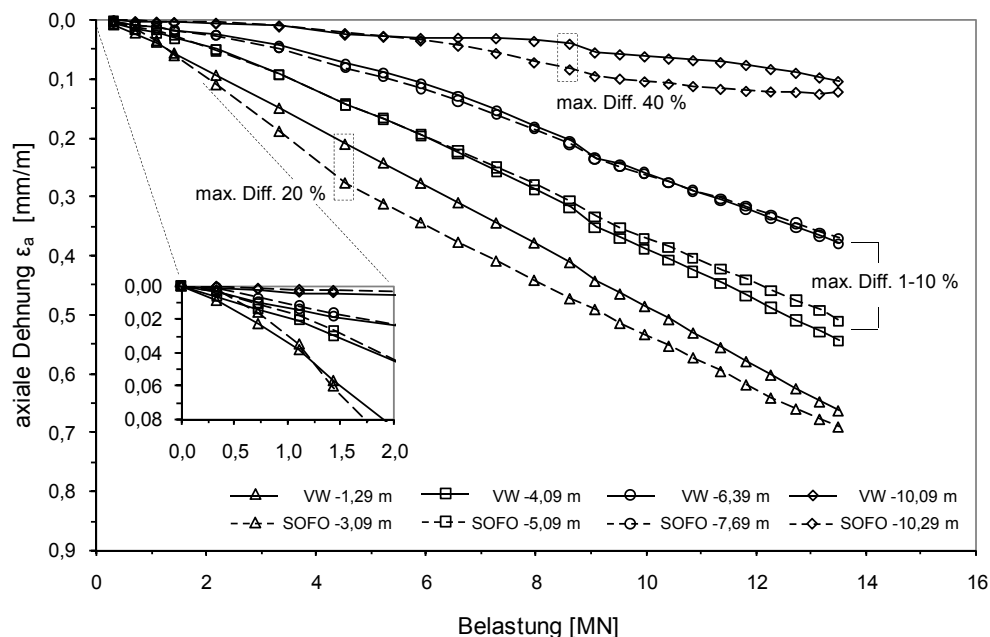
**Abbildung 3.42:** Applikation der Schwingsaitengeber u. faseroptischen Dehnungssensoren

belung und die zur Datenerfassung häufig verwendeten Data-Logger können effizienter genutzt werden (Mehrfachbelegung einzelner Kanäle).

Auf Grund der vergleichsweise robusten Konstruktionsart der Schwingsaitengeber wäre es ein Irrtum, auf einen geringeren Zeitaufwand für die Installation zu schließen. Im direkten Vergleich der unterschiedlichen Messsysteme ist bei sorgfältiger Versuchsplanung (vorkonfektionierte Sensoren) und Handhabe eher ein zeitlicher Vorteil bei den faseroptischen Sensoren zu sehen.

In Abbildung 3.43 sind die während der einzelnen Belastungsstufen der Probebelastung mit beiden Sensortypen detektierten Dehnungen dargestellt. An Stellen, an denen die Schwingsaitengeber in der mittleren Höhe der faseroptischen Sensoren angeordnet sind, (-4,09 m in Zelle 3 und -6,39 m in Zelle 4, vgl. Abb. 3.22 und 3.24) ist die Entwicklung der Dehnungen mit zunehmender Belastung nahezu identisch und die maximalen Differenzen betragen lediglich 2-10 %. Sind auf Grund der Anordnung der Sensoren die erfassten Werte der Dehnungen nicht direkt vergleichbar (Pfahlkopf und -fuß), liegen die Differenzen zwischen 20 und 40 %. Der vergleichsweise große Unterschied resultiert aus den unterschiedlichen Messbasen und erörterten Leistungskriterien.

Bei kleinen Belastungen bis ca. 2,0 MN, bei denen die Dehnungen mit zunehmender Pfahltiefe relativ schnell bis zu Null abnehmen, sind die Messwerte der Schwingsaitengeber immer größer als die der Fasersensoren. Die punktuell messenden Schwingsaitengeber erfassen je nach Anordnung z.B. die Maximalwerte der Dehnung, wohingegen mit den integral messenden Fasersensoren die Mittelwerte über die Messbasis erfasst werden. Wird mit zunehmender Belastung die vergleichsweise große Messbasis der Fasersensoren in Anspruch genommen, werden Einflüsse infolge von Unstetigkeiten wie z.B. Risse, Einschlüsse oder Pfahlrauigkeit kompensiert (vgl. Abbildung 3.23b) und die Dehnungen über den betrachteten Bereich daher wirklichkeitsnäher erfasst.

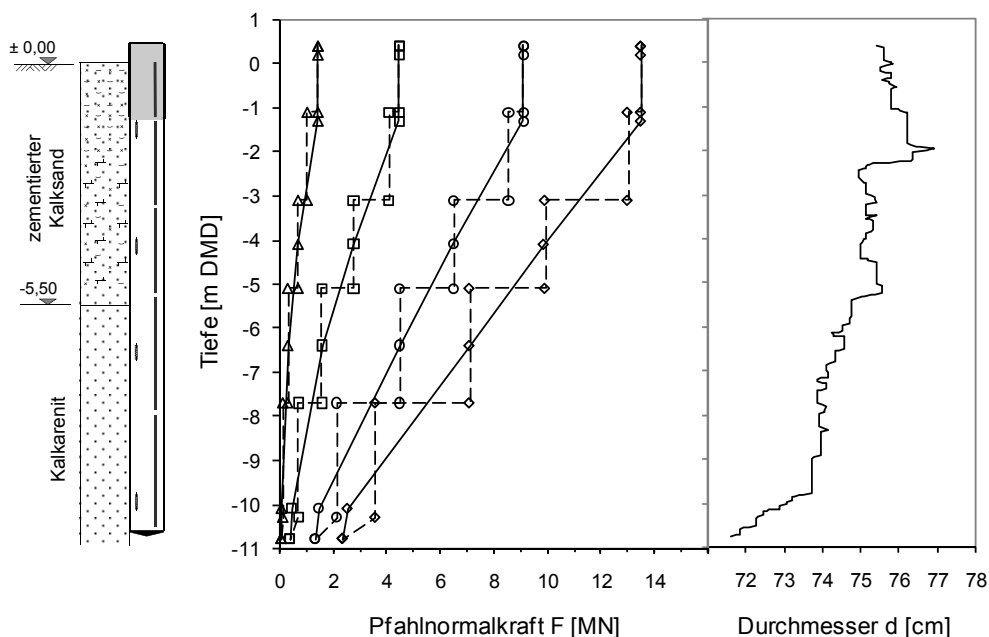


**Abbildung 3.43:** Entwicklung der gemessenen Dehnungen SOFO vs. VW

Das Ziel der axialen Dehnungsmessung des Pfahlbetons ist die Kenntnis des Längskraftverlaufes und dessen Entwicklung mit zunehmender Belastung. Die Längskräfte werden entsprechend Gleichung (3.10) aus den gemessenen Dehnungen berechnet. Abbildung 3.44 zeigt die für beide Sensortypen ermittelten Längskraftverläufe der vier Hauptlaststufen der Probelastung. Der Verlauf der Normalkräfte stimmt für beide Messsysteme sehr gut überein. Die maximalen Differenzen variieren in Abhängigkeit der Belastung und ergeben sich unter der Annahme konstanter Materialkennwerte analog zu denen der Dehnungen für den Pfahlkopf und -fußbereich. Auf Grund der ausgeprägten Durchmesservariation in diesen Pfahlabschnitten kommt es zu einer Zunahme der Stauchungen. Da die Messbasis der faseroptischen Sensoren größer ist als die Unstetigkeit lang, werden derartige Effekte nur von den Fasersensoren erfasst, was die Unterschiede der Längskräfte erklärt.

Im Hinblick auf eine Bauwerksüberwachung im Sinne der Beobachtungsmethode (*long-term monitoring*), weisen die phasenmodulierten faseroptischen Sensoren auf Grund der absoluten Messung und der vergleichsweise hohen Temperaturunempfindlichkeit (LIENHARDT 2005) einen entscheidenden Vorteil gegenüber den Schwingsaitensensoren auf. Werden nur periodische Messungen durchgeführt und das Messgerät (z.B. Lese-Einheit) über einen längeren Zeitraum vom Sensor getrennt, kommt es im Vergleich zu den elektrischen Schwingsaitengebern nicht zu einem Verlust des Anfangsbezuges. In Tabelle 3.5 sind die wesentlichsten Vor- und Nachteile der verwendeten Messfühler und -systeme zusammengefasst.

Im Ergebnis zeigt sich, dass die Schwingsaitengeber wegen der nahezu punktuellen Dehnungsmessung eine höhere Genauigkeit „vortäuschen“ als die integralen Werte der faseroptischen Sensoren. Der Vorteil der verwendeten SOFO-Sensoren liegt in der geringen Fehleranfälligkeit bei lokalen Diskontinuitäten, da solche Einflüsse, die bei Schwingsai-



**Abbildung 3.44:** Entwicklung der gemessenen Dehnungen SOFO vs. VW



**Tabelle 3.5:** Vor- und Nachteile der verwendeten Messfühler und -systeme

<b>Innovative Faseroptischen Sensoren</b>	
<b>Vorteil</b>	<b>Bemerkung</b>
Immunität gegenüber elektromagnetischen Feldern	Einsatz im Umfeld von Hochspannungs- und Kernkraftanlagen
hohe Eigensicherheit, da keine elektrische Energie am Sensor	Einsatz in blitz- und explosionsgefährdeter Umgebung (Staudämme, Gasspeicher)
Widerstand gegen extreme Umwelteinflüsse	Chemisch aggressive Umgebung, insensitiv gegenüber Temp.- u. Feuchtigkeitsschwankungen
geringe Abmessungen und Gewicht	keine Rückwirkung auf das Messobjekt, gute Integrierbarkeit in Werkstoffe
große Entfernungen zwischen Messort und Auswerteeinheit möglich	gute Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten, großflächig und räumlich ausgedehnte Überwachung, Bildung von Sensornetzwerken
hohe Langzeitstabilität	kein Driftverhalten, absolute Messungen
Insensitiv gegenüber lokalen Diskontinuitäten	Fehlstellen (Einschlüsse, Risse o. Fugen) werden durch die große Messbasis kompensiert
<b>Nachteil</b>	<b>Bemerkung</b>
aufwendige Signalwandlung	erhöhter Auswerteaufwand
Mehrdeutigkeit der Messsignale	
vergleichsweise geringe Robustheit gegenüber Baustellenbedingungen	sorgfältiger Umgang bei der Installation, Fachpersonal erforderlich
Erfassen von statischen Messgrößen	lange Messzeiten
<b>Konventionelle Schwingsaitensensoren</b>	
<b>Vorteil</b>	<b>Bemerkung</b>
einfache Signalwandlung	geringer Auswerteaufwand
eindeutige Messsignale	
vergleichsweise hohe Robustheit	einfache Installation, geschultes Personal erforderlich
kleine Zeitintervalle für Messgrößenerfassung	kurze Messzeiten
großes Erfahrungspotential	vielfältige Vergleichbarkeit
<b>Nachteil</b>	<b>Bemerkung</b>
sensitiv gegenüber periodischen Messungen	Verlust des Ausgangsbezuges bei Unterbrechung
anfällig gegenüber lokalen Diskontinuitäten	große Messunsicherheiten infolge von Fehlstellen im Trägermaterial
Rückwirkung auf das Messobjekt bei umfangreicher Instrumentierung	relativ großer Anteil von messtechnisch bedingten Störstellen im Beton (Verteilerdosen, Verkabelung)

tensoren zu Fehlinterpretation der Messergebnisse führen, durch die große Messbasis kompensiert werden. Nach Meinung des Verfassers ergibt sich aus den Messergebnissen der faseroptischen Sensoren ein wirklichkeitsnäherer Verlauf der Betondehnungen respektive der Pfahlnormalkräfte als bei den Schwingsaitensensoren, vorausgesetzt, die Materialkennwerte bleiben in dem betrachteten Bereich unverändert und es stellt sich ein quasi linearer Verlauf der Dehnungen innerhalb der Messbasis ein. Obwohl sich die

Messverfahren in der Präzision der Messgrößen unterscheiden, ist die Ergebnisqualität vergleichbar und dem Zweck entsprechend vollkommen ausreichend.

Mit den eigenen Versuchen konnten die Vor- und Nachteile sowie die Besonderheiten bei der Anwendung der speziellen faseroptischen Sensoren gezeigt werden. Weiterer Untersuchungsbedarf besteht hinsichtlich der Langzeitstabilität unter den in Kapitel 3.2 und 3.4 beschriebenen extremen Baugrund- und Umweltbedingungen. Der Einsatz der Fasersensoren in Bauwerkspfählen zur Langzeitüberwachung des Dehnungsverhaltens unter realistischen Belastungsverhältnissen wäre ein nächster logischer Schritt.

Ein weiteres Anwendungspotential zeigen die bisher nur in Modellpfählen eingesetzten intrinsischen, wellenkodierten Faser-Bragg-Gitter Sensoren (u.a. OH et al. 2000, LEE et al. 2004). In einer optischen Faser werden Bereiche (Gitterebenen) mit periodisch veränderter Brechzahl erzeugt. An den Gitterebenen wird Licht einer bestimmten Wellenlänge in Abhängigkeit des Gitterabstandes und der Faserbrechzahl reflektiert. Die Wellenlänge des an den jeweiligen Gittern reflektierten Lichtes ändert sich, wenn der Abstand der Gitter infolge von Dehnungen zu- bzw. abnimmt. Bei geschickter Anordnung der Gitterebenen können mit einer Messfaser mehrere Messpunkte ausgelesen werden. Das Ergebnis wären ein gleichmäßigeres Erfassen der Dehnungen über die Pfahllänge und ein geringerer Applikationsaufwand.

### **3.7 Fazit der experimentellen Untersuchungen**

Die Zielstellungen (Kapitel 3.1), das äußere Tragverhalten von axial belasteten Bohrpfählen unter den spezifischen Baugrundverhältnissen der V.A.E. detailliert zu klären und faseroptische Messtechnik bei der Anwendung in Pfahlgründungen vergleichend zu beurteilen, wurde mit den in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten und analysierten, experimentellen Untersuchungen erreicht. Auf der Grundlage der gewonnenen Messergebnisse können die regional verwendeten, vorwiegend empirischen Ansätze zur Beschreibung des Pfahltragverhaltens (vgl. Kategorie 1 und 2 in Tabelle 2.3) überprüft und im Sinne einer Optimierung fortgeschrieben werden. Im Einzelnen:

Eine insgesamt gleichmäßige Stratigraphie zeigen die Ergebnisse der ingenieurgeologischen Untersuchungen für das ca. 14 km<sup>2</sup> große, analysierte Bebauungsgebiet. Die für Baumaßnahmen relevante Abfolge besteht aus einer 1-12 m mächtigen, locker bis mitteldicht gelagerten, tertiären Kalksandschicht, die von einer 15-25 m mächtigen Schicht variabel zementierter, pleistozäner Kalkarenite unterlagert wird. Bis in Tiefen von 80-100 m schließen sich Kalksiltite an, welche aus kalkigen Partikeln in Schluffkorngröße entstandene Kalksteine bestehen. Der natürliche Grundwasserhorizont liegt 1-2 m unter der Geländeoberkante.

Die boden- und felsmechanischen Elementversuche ergaben auf Grund der fragilen Gefügestruktur und des genetisch bedingten, variierenden Zementierungsgrades eine entsprechend große Streuung der Festigkeits- und Steifigkeitsparameter. Für die untersuchten Spannungsbereiche zeigt sich ein generell duktiles, mit zunehmender Spannung

ausgeprägt plastisches hardening Verhalten. Eine Ausnahme bildeten die an Bohrkernen von Kalkarenit durchgeführten, direkten Scherversuche, bei denen sich mit max. Scherfestigkeiten von  $0,67 \leq \tau \leq 1,76 \text{ MN/m}^2$  ein eher sprödes Bruchverhalten zeigte. Grund ist in erster Linie die während der Versuche konstante Normalspannung. Für eine realistischere Laboranalyse der Pfahlmantelreibung werden daher Scherversuche empfohlen, bei denen die Normalspannung eine Funktion der normalen Verschiebung ist, sogenannte Constant Normal Stiffness Tests.

Auf der Grundlage der eigenen und der durch das Dubai Central Laboratory zur Verfügung gestellten Untersuchungsergebnisse wurden die Kennwerte der pleistozänen Kalkarenite und -siltite statistisch ausgewertet und weiter quantifiziert. Damit wird erstmals ein auf einer wissenschaftlich abgesicherten Datengrundlage basierendes, standortspezifisches Baugrundmodell für weitere Untersuchungen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von geotechnischen Konstruktionen bereitgestellt.

Zur detaillierten Analyse des axialen Tragverhaltens und zur Ableitung entsprechender Bruchwerte für die Mantelreibung und den Spitzendruck wurde die hier beschriebene, umfangreich instrumentierte Pfahlprobebelastung durchgeführt. Die Messwertanalyse zeigt, dass das axiale Pfahltragverhalten, auch über die allgemein als Versagen definierte Grenzsetzung hinaus, von dem mobilisierten Pfahlmantelwiderstand dominiert wird. Ursache sind die auf die hohe Bohrlochrauigkeit zurückzuführenden Dilatanzeffekte, die mit zunehmender Relativverschiebung und in Abhängigkeit der Steifigkeit des Felses zu einer Erhöhung der normal auf den Pfahlschaft wirkenden Spannungen führen. Über den gesamten Setzungsbereich lag der Anteil des Pfahlmantelwiderstandes mindestens bei 80 % und der des Pfahlfußwiderstandes bei höchstens 20 % der Gesamteinwirkung.

Der unter der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens des Pfahlbetons aus den Messwerten der axialen Dehnungen ermittelte Bruchwert der Mantelreibung von  $q_s = 0,35 \text{ MN/m}^2$  stellt sich unmittelbar nach Erreichen des Bruchwertes für den Spitzendruck von  $q_b \approx 4,2 \text{ MN/m}^2$ , der etwa dem 2,6-Fachen der einaxialen Druckfestigkeit entspricht, ein. Die Entwicklung des Pfahlspitzendruckes kann als Indikator für den Ausnutzungsgrad der Mantelreibung angesehen werden. Mit Erreichen des Bruchwertes des Spitzendruckes geht ein Verlust der äußeren Tragfähigkeit einher. Vergleicht man die aus den eigenen Versuchen abgeleiteten Bruchwerte mit denen der teilweise empirischen Verfahren der Kategorie 1 und 2 nach Tabelle 2.3, so wird in Abhängigkeit der für die Berechnung verwendeten Parameterwerte die Mantelreibung um ca. 10 % und der Spitzendruck bis zu 100 % überschätzt.

Ein weiteres Ergebnis der Untersuchungen ist, dass mit der im Abstand von  $1,5 \cdot d$  von der Pfahlachse installierten Messtechnik zum Erfassen der Spannungen im Baugrund, weder bei der Pfahlherstellung noch während der Belastung wesentliche Spannungsänderungen erfasst wurden. Grund dafür könnte zum einen eine zu geringe Auflösung der Spannungssensoren sein und zum anderen die Tatsache, dass die Verspannungen infolge von Dilatanzeffekten bei Belastung bereits in der vergleichsweisen weichen Kontaktzone Pfahl-Fels abgebaut werden. Um die Allgemeingültigkeit der Aussage zu prüfen, sind allerdings weitere Untersuchungen an Pfählen verschiedener Durchmesser erforderlich.

Erwähnenswert ist des Weiteren der Versuch, die Entwicklung und Größe der normal auf den Pfahlschaft wirkenden Spannungen während der Probelastung zu erfassen. Mit den für den Schlitzwandbau konzipierten Kraftmessdosen konnte zwar die Verteilung und Entwicklung der Mantelreibung tendenziell erfasst werden, für weitere Analysen der äußeren Tragfähigkeit sind die Ergebnisse aber nicht ausreichend. Diese Kraftmessdosen sind für das zuverlässige Erfassen der auf den Pfahlschaft wirkenden Normalspannungen während der Belastung ungeeignet.

Mit der Probelastung wurde erstmals ein direkter Vergleich zwischen faseroptischer und konventioneller (Schwingsaitengeber) Messtechnik an Ortbetonbohrpfählen zum Erfassen der axialen Betondehnungen angestellt. Auf Grund der unterschiedlichen Messbasen „täuschen“ die mit den Schwingsaitengebern nahezu punktuell erfassten Dehnungen eine größere Genauigkeit vor als die integralen Werte der faseroptischen Sensoren. Neben der vergleichsweise einfachen und zuverlässigen Applikation der auf dem Prinzip der Interferometrie basierenden faseroptischen Sensoren lassen sich zwei weitere wesentliche Vorteile gegenüber den Schwingsaitengebern ableiten. Zum einen ergibt sich trotz größerer Messbasis aus dem Vergleich der Messunsicherheiten eine höhere Präzision und zum anderen sind die Fasersensoren vergleichsweise insensitive gegenüber lokalen Diskontinuitäten des Pfahlbetons. Soweit die Messbasis in Anspruch genommen wird, also bei relativ großen Dehnungen, sind integrale Messungen immer exakter, da lokale Störeinflüsse kompensiert werden. Aus dem Erfahrungsgewinn im Umgang mit faseroptischen Messmethoden ergibt sich nicht nur ein Potential für weitere Projektarbeiten, sondern lässt sich auch weiterer Forschungsbedarf bezüglich der Langzeitüberwachung von Bauwerkspfählen ableiten, wofür die Fasersensoren auf Grund ihrer Leistungscharakteristik geeignet sind.

Mit den in diesem Kapitel vorgestellten, experimentellen Untersuchungen konnte die Größe und Entwicklung der die äußere Tragfähigkeit von Bohrpfählen in weichem Sedimentgestein charakterisierenden Pfahlwiderstände Mantelreibung und Spitzendruck eindrucksvoll gezeigt und der in der Literatur häufig beklagte Mangel an Information beseitigt werden. Die gewonnenen Ergebnisse bilden die Grundlage bzw. sind die Referenz des im folgenden Kapitel entwickelten numerischen Modells zur Simulationen des Tragverhaltens axial belasteter Bohrpfähle in den spezifischen Baugrundverhältnissen.

## 4 Numerische Modellierung

### 4.1 Vorbemerkungen

In der geotechnischen Praxis haben sich unter Berücksichtigung normativer und akademischer Empfehlungen numerische Verfahren (z.B. die FEM) zur Beurteilung des Verformungsverhaltens geotechnischer Konstruktionen im Gebrauchszustand als auch zur Analyse von Grenzzuständen der Tragfähigkeit weitestgehend etabliert (siehe neben DIN EN 1997-1, EA-PFÄHLE 2007 u.a. auch WILLIAMS et al. 1980b, ROWE & ARMITAGE 1987b, MEIBNER 1991, GRIFFITHS 1999, PELLIS 1999, POTTS 2003, SCHWEIGER 2003, SCHANZ 2006, KATZENBACH et al. 2007 u. 2008). Allerdings ist der Stellenwert numerischer Berechnungen in der Geotechnik nicht mit dem in anderen Disziplinen des Bauwesens wie z.B. dem Stahl- oder Stahlbetonbau vergleichbar. Begründet ist dieser Umstand u.a. durch das im Allgemeinen inhomogene und anisotrope Materialverhalten, die aus der Herstellung geotechnischer Konstruktionen resultierenden Veränderungen von Spannungszuständen respektive Materialeigenschaften und der sich daraus ableitenden Problematik der phänomenologisch richtigen Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes. Darüber hinaus ist eine lückenlose Erkundung des durch die Baumaßnahme beeinflussten Gebietes nicht möglich, was zu einer beträchtlichen Unsicherheit der aus den punktuellen Erkundungen abgeleiteten boden- u. felsmechanischen Parameterwerte führen kann (vgl. Abschnitt 3.4). Trotz umfangreicher wissenschaftlicher Entwicklungen in der jüngeren Vergangenheit stellt die numerische Modellierung i.d.R. eine Extrapolation von den bekannten experimentellen Daten zu dem unbekanntem in-situ Verhalten des Baugrundes dar. DIN EN 1997-1 hält daher explizit fest: *Es sollte berücksichtigt werden, dass die Kenntnis der Baugrundverhältnisse vom Umfang und von der Güte der Baugrunduntersuchungen abhängt. Deren Kenntnis und die Überwachung der Bauarbeiten sind im Allgemeinen wichtiger für die Einhaltung der grundsätzlichen Anforderungen als die Genauigkeit der Rechenmodelle und Teilsicherheitsbeiwerte.*

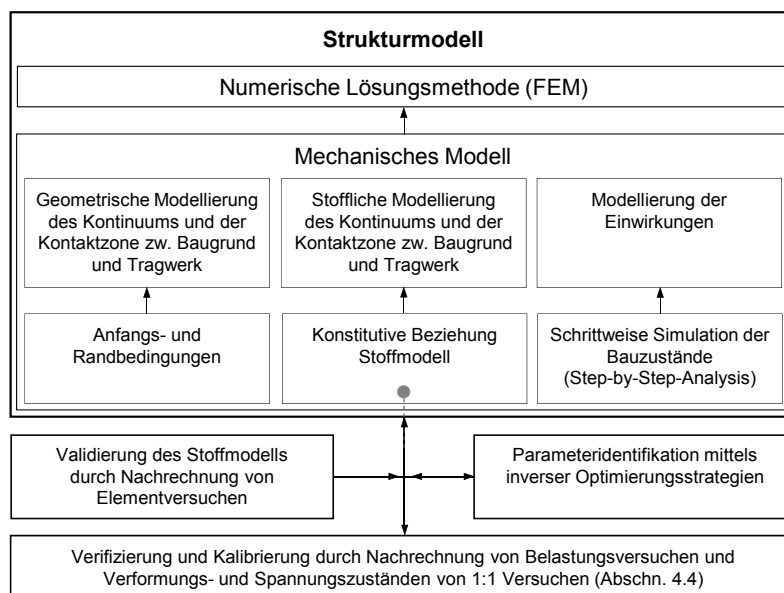
In diesem Kapitel wird ein in sich konsistentes, an Labor- und Feldmessungen kalibriertes Strukturmodell zur Simulation des Last-Setzungsverhaltens axial belasteter Einzelfähle für die in Abschnitt 3.2 beschriebenen spezifischen Baugrundverhältnisse entwickelt. Unter Berücksichtigung der herstellungsbedingten Veränderungen der Baugrundeigenschaften wird am Beispiel der in Abschnitt 3.5 u. 3.6 beschriebenen Probelastung gezeigt, wie die Ergebnisqualität numerischer Berechnungen verbessert werden kann, wenn die notwendigen konstitutiven Eingabeparameter auf der Basis von Messergebnissen invers mittels Optimierungsstrategien identifiziert werden. Dazu werden nach den Grundlagen und Anforderungen von Strukturmodellen in Abschnitt 4.2 die Besonder-

heiten des verwendeten Stoffmodells und der konzeptionelle Ansatz inverser Parameteridentifikationen in den Abschnitten 4.3 bzw. 4.4 erläutert.

Anschließend wird in Abschnitt 4.5 die methodische Vorgehensweise der Modellkalibrierung detailliert beschrieben. Dazu werden zunächst die eigenen Feld- und Laborversuche zur Validierung des gewählten Stoffmodells nachgerechnet und anschließend mit Hilfe von Testmethoden überprüft, ob das aufgestellte Strukturmodell für die wirklichkeitsnahe Abbildung der komplexen geotechnischen Problemstellung geeignet ist (Verifizierung). Danach wird das Strukturmodell an den Messergebnissen der eigenen Probebelastung kalibriert, wobei die zur Beschreibung des Materialverhaltens relevanten konstitutiven Parameterwerte mittels inverser Methoden bestimmt werden. Anschließend wird der Einfluss der bei der Modellierung der herstellungsbedingten Effekte und Veränderungen des Baugrundes getroffenen Idealisierung auf die Systemantwort analysiert. In Abschnitt 4.6 wird die Übertragbarkeit des Strukturmodells am Beispiel eines probebelasteten Bauwerkpfahles demonstriert.

## 4.2 Strukturmodell

Soll das Tragverhalten von Pfahlgründungen zur Prognose der Setzungen bzw. der setzungsabhängigen Entwicklung der Einzelwiderstände mittels numerischer Methoden simuliert werden, ist es zur Berücksichtigung der ausgeprägten Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk erforderlich, alle relevanten Einflüsse wirklichkeitsnahe zu modellieren. Entsprechend dem konzeptionellen Ansatz von ARSLAN 1994, KATZENBACH et al. 1997, REUL 2000 u.a. wird ein auf der FEM basierendes Strukturmodell aufgestellt, mit dem für den Baugrund, das Tragwerk und die Kontaktzone die geometrischen Gegebenheiten, das mechanische Verhalten und die aus der Herstellung resultierenden Einwirkungen und Veränderungen numerisch approximiert werden können. Die einzelnen Komponenten des Strukturmodells sind in Abbildung 4.1 dargestellt.



**Abbildung 4.1:** Strukturmodell

## Geometrische Modellierung

Zur geometrischen Modellierung wird unter Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften ein Berechnungsausschnitt selektiert und an dessen Grenzen entsprechende Anfangsrandbedingungen festgelegt. Der Ausschnitt ist dabei so groß zu wählen, dass die Berechnungsergebnisse nicht signifikant beeinflusst werden. Zur Untersuchung des Baugrundkontinuums mit der FE-Methode ist der Berechnungsausschnitt je nach geometrischer Dimensionalität durch zwei- bzw. dreidimensionale finite Elemente mit mindestens quadratischer Ansatzfunktion zu diskretisieren (vernetzen). Hinsichtlich der Ergebnisqualität sollte in Bereichen großer Spannungs- und Verformungsgradienten die Diskretisierung entsprechend verfeinert werden. Die Größe der Elemente hängt im Wesentlichen von der Gestalt und der Ansatzfunktion ab. Verallgemeinert gilt, je höher die Ansatzfunktion, desto größer dürfen die Elemente sein. Für die Kontaktzone zwischen Baugrund und Bauteil werden häufig spezielle Übergangselemente genutzt. Hinweise und Anhaltswert zur Größe des Berechnungsausschnittes, dem Grad der Diskretisierung (Netzfeinheit), Elementmodellierung (Elementtyp, Ansatzfunktion) sind fallspezifisch in zahlreichen Studien publiziert und u.a. bei MEIßNER 1991, MAYR & THALHOFER 1993, HUGHES 2000, ZIENKIEWICZ et al. 2005 aufgeführt.

## Stoffliche Modellierung

Zur stofflichen Modellierung des Baugrundes existieren zahlreiche Stoffmodelle, mit denen der Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen approximiert wird (KOLYMBAS 2000, YAMAMURO & KALIAKIN 2005). Das für die zu lösende Aufgabe gewählte konstitutive Modell muss die wesentlichsten Aspekte des mechanischen Verhaltens des betrachteten Baugrundes hinreichend genau beschreiben (DUNCAN 1994). Zur Abschätzung der Standsicherheit z.B. einer Stützkonstruktion ist i.d.R. ein elastisch-idealplastisches Stoffmodell mit einfachem Bruchkriterium wie das von Mohr-Coulomb ausreichend (v. WOLFFERSDORFF & SCHWEIGER 2008). Soll hingegen das Verformungsverhalten geotechnischer Verbundkonstruktionen wie z.B. von Pfahlgründungen zutreffend beurteilt werden, sind höherwertige konstitutive Modelle erforderlich, mit denen das nicht-lineare Spannungs-Dehnungsverhalten, die Reibungs- und Kompressionsverfestigung als auch die spannungsabhängige Entwicklung der Steifigkeiten berücksichtigt werden kann. Zur Abbildung komplizierter Belastungspfade, z.B. bei zyklischen Beanspruchungen, eignen sich besonders hypoplastische Stoffmodelle, da über die intergranulare Dehnung als weitere Zustandsgröße das Steifigkeitsverhalten des Baugrundes bei plötzlicher Verformungsumkehr realistischer simuliert werden kann. Die Anzahl und Bestimmung der notwendigen Eingabeparameter sind von der Komplexität der Stoffmodelle abhängig und können im Rahmen von Vorentwürfen meist hinreichend genau auf Grund vorliegender Erfahrungswerte festgelegt werden. Für eingehende Verformungsanalysen sind Voruntersuchungen an überschaubaren Systemen (z.B. boden- bzw. felsmechanische Elementversuche) zur Validierung der verwendeten konstitutiven Modelle notwendig, bei denen die für die aktuelle Fragestellung notwendigen Randwertbedingungen und Spannungspfade simuliert werden. Ein Leitfaden zur problemspezifischen Auswahl von Stoffmodellen unter Berücksichtigung derer Besonderheiten ist u.a. in POTTS & ZDRADVKOVIĆ 2001, SCHANZ 2006, v. WOLFFERSDORFF & SCHWEIGER 2008 zu finden.

Die realistische Abbildung des Verhaltens in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund ist für die numerische Simulation des Tragverhaltens von Pfahlgründungen von besonderer Bedeutung. Mit der Modellierung muss es möglich sein, Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Baugrund sowie Einflüsse aus der Pfahlherstellung zu simulieren. Im Wesentlichen kann zur Modellierung von Kontaktvorgängen bei numerischen Berechnungen zwischen zwei Methoden unterschieden werden: die Anwendung von Übergangselementen, sogenannte Interface Elemente (u.a. GOODMAN et al. 1968, GRIFFITHS 1985) und die Definition der Kontaktoberfläche, das sogenannte Master-Slave-Konzept (Anwendung u.a. in MOORMANN 2002, HASSAN & O'NEILL 1997). Für die praktische Anwendung stellt das Verfahren der Interface-Elemente eine probate Methode dar (SCHANZ 2006, v. WOLFFERSDORFF & SCHWEIGER 2008). Zur Beschreibung des i.Allg. nichtlinearen Materialverhaltens in der Kontaktzone werden entweder die konstitutiven Beziehungen der angrenzenden Körper übertragen oder separate Reibungsansätze formuliert. Für geotechnische Fragestellungen findet häufig die zweite Herangehensweise Anwendung (siehe u.a. LEONG & RANDOLPH 1994, POTTS & ZDRADVKOVIĆ 2001).

### **Modellierung der Einwirkungen, schrittweise Simulation der Bauzustände**

Auf Grund des spannungsabhängigen Deformationsverhaltens und der ggf. zeitvarianten Vorgänge (z.B. Konsolidation) des Baugrundes ist es für die Simulation geotechnischer Konstruktionen erforderlich, die aus dem Baufortschritt resultierenden Struktur- und Belastungsänderungen chronologisch richtig abzubilden. Der wirklichkeitsnahen Modellierung des Baufortschrittes, bei der der Primärspannungszustand, die Herstellung der einzelnen Gründungselemente und Belastungsvorgänge abgebildet werden, kommt daher bei der numerischen Berechnung eine besondere Bedeutung zu. Der Primärspannungszustand (verformungsfreier Ausgangsspannungszustand vor der Baumaßnahme) ist unter Berücksichtigung einer Vielzahl von Einflüssen, wie z.B. die geologische bzw. tektonische Belastungsgeschichte, in Voruntersuchungen zu bestimmen. Da die experimentelle Bestimmung des in-situ Spannungszustandes schwierig und nicht in jedem Fall möglich ist, wird u.a. in MEIBNER 1991 und SCHANZ 2006 empfohlen, Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Ansätzen durchzuführen.

Zur schrittweisen Simulation von Bauzuständen werden bei der FE-Berechnung häufig entsprechende Elemente aktiviert bzw. deaktiviert. Für einen Aushubzustand z.B. bedeutet dies, dass die Steifigkeiten der jeweiligen Elemente in der Gesamtsteifigkeitsmatrix während des Aushubs eliminiert und die Spannungen zu Null gesetzt werden. Zur Simulation von einzelnen Konstruktionselementen wie z.B. Bodenplatten oder Pfählen werden häufig die Materialeigenschaften der entsprechenden Elemente verändert.

Alle numerischen Untersuchungen in dieser Arbeit werden mit dem Finiten-Elemente-Programm PLAXIS, Version 8.2 durchgeführt (siehe BRINGGREVE 2003). Das Programm wurde speziell für geotechnische Fragestellungen entwickelt und besitzt die Möglichkeit, das zu analysierende Kontinuum sowohl stofflich und geometrisch abzubilden, als auch den schrittweisen Baufortschritt zu simulieren.



## **Validierung des Stoffmodells, Verifizierung und Kalibrierung des Strukturmodells**

Um zu überprüfen, ob das mechanische Verhalten des Baugrundes mit dem gewählten Stoffmodell für die entsprechenden Randbedingungen und Spannungszustände wirklichkeitsnah abgebildet werden kann, ob also das gewählte Stoffmodell für die Aufgabe geeignet ist, sind Voruntersuchungen an überschaubaren Systemen durchzuführen. Die Werte der notwendigen konstitutiven Eingabeparameter werden dabei meist aus Laborversuchen an ungestörten Proben ermittelt. Da sich bei den meisten Pfahlarten herstellungsbedingte Veränderungen der Spannungszustände und Baugrundeigenschaften in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund ergeben, ist die Frage nach der Übertragbarkeit der aus Laborversuchen bestimmten Parameterwerte auf die in-situ Problemstellungen zu beantworten. Dazu ist das aufgestellte Strukturmodell an Messwerten von Probelastungen bzw. Referenzbauwerken, die in ähnlichen geologischen Verhältnissen und mit vergleichbaren Herstellungsmethoden errichtet wurden, zu verifizieren und kalibrieren. Sowohl geometrische Größen (z.B. Profilierung der Pfahlmanteloberfläche, Größe der Kontaktzone) als auch die konstitutiven Parameterwerte der Kontaktzone lassen sich nicht aus Laborversuchen bestimmen, es sei denn, ein Testpfahl würde freigelegt und der Übergangsbereich entsprechend analysiert werden. Bei numerischen Berechnungen werden daher die Bedingungen meist durch vereinfachende Annahmen modelliert bzw. aus Erfahrungen und Vergleichsrechnungen über Anpassungsfaktoren gewählt (u.a. HORVATH et al. 1980, SEIDEL & COLLINGWOOD 2001).

Eine in anderen Fachdisziplinen (z.B. Automobilbau, Strukturmechanik u.a.) verbreitete Alternative zur Bestimmung physikalischer Größen stellen inverse Verfahren auf der Basis von Optimierungsstrategien dar. Mit der Anwendung dieser Verfahren auf die Geotechnik (u.a. GIODA 1985, WOOD et al. 1992, PERAU & POTTOFF 2003, SCHANZ et al. 2006) steht ein effizientes Werkzeug zur Verfügung, das in dieser Arbeit erstmals auf die besondere Fragestellung von Pfahlgründungen angewendet wird. Dabei werden zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Effekte ausschließlich die konstitutiven Parameter analysiert. Der Einfluss geometrischer Faktoren wird separat untersucht. Effekte aus dynamischen bzw. zyklischen Beanspruchungen (siehe hierzu u.a. POULOS 1984/1988) bleiben bei der Modellbildung unberücksichtigt, da bei den in dieser Arbeit analysierten Probelastungen mit max. drei Lastzyklen ein quasi monotones Verhalten angenommen werden kann.

## **4.3 Stoffmodell**

### **4.3.1 Allgemeines**

Stoffgesetze sind mathematische Modelle, die das Verhalten des Baugrundes in mechanischer Hinsicht beschreiben (KOLYMBAS 1998). In der Geotechnik werden die dafür notwendigen Gleichungen zur Abbildung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen üblicherweise auf der Basis von Ergebnissen aus boden- und felsmechanischen Elementversuchen formuliert. Da es auf Grund der spezifischen Eigenschaften der verschiedenen Fest- und Lockergesteine nicht möglich ist, den Baugrund phänomenologisch richtig mit

einem einzigen Stoffmodell zu beschreiben, existieren unterschiedliche Ansätze, mit denen das mechanische Verhalten teilweise in ähnlicher Qualität abgebildet werden kann. Für die numerische Simulation geotechnischer Fragestellungen werden häufig linear-elastisch ideal-plastische und elastoplastische Stoffmodelle mit oder ohne Verfestigung sowie hypoplastische Stoffmodelle verwendet.

Bei der Klasse der linear-elastisch ideal-plastischen Stoffmodelle ohne Verfestigung gibt es einen Bereich zulässiger Spannungen, in dem das Materialverhalten als linear-elastisch definiert wird. Dieser Bereich wird durch eine Grenzbedingung (*failure surface*, z.B. Mohr-Coulomb, Drucker-Prager oder Lade) umhüllt, die in der Regel über den Reibungswinkel  $\varphi'$  und die Kohäsion  $c'$  definiert ist. Plastisches Materialverhalten tritt bei Spannungszuständen auf, die die Grenzbedingung erfüllen. Über Fließregeln, die aus plastischen Potenzialen abgeleitet werden und die Richtung der plastischen Dehnungsinkremente angeben, ist es möglich, irreversible Volumenänderungen infolge Scherbeanspruchung zu berücksichtigen.

Bei elastoplastischen Stoffmodellen mit Verfestigung, wie z.B. dem Cam-Clay-Modell oder Hardening-Soil-Modell, werden im Gegensatz zu linear-elastisch ideal-plastischen Modellen spannungsabhängige Steifigkeiten formuliert. Plastische Dehnungen treten bereits vor Erreichen einer definierten Grenzbedingung auf. Grundlage ist, dass sich die bei der Erstbelastung auftretenden Dehnungen  $\varepsilon$  in elastische  $\varepsilon^e$  und plastische  $\varepsilon^p$  Anteile aufteilen lassen  $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$ . Über Fließbedingungen und -regeln wird der Übergang vom elastischen in den nicht elastischen Bereich definiert. Die Fließbedingung bildet eine den elastischen Spannungsraum begrenzende Fläche, die sogenannte Fließfläche. Spannungsänderungen, die die Fließfläche erreichen, erzeugen neben elastischen auch plastische Dehnungen, wodurch sich unter Berücksichtigung einer Fließregel die Form der Fließfläche ändert (aufweitet). Dieses Verhalten wird als Verfestigung bezeichnet. In der Regel setzt sich die Fließfläche aus Teilformen zusammen, die mit *Konus* und *Kappe* bezeichnet werden. Dadurch können Reibungs- und Kompressionsverfestigungen berücksichtigt werden.

Die meisten hypoplastischen Stoffmodelle basieren auf einem von KOLYMBAS 1988 entwickelten Ansatz. Danach wird das gesamte Materialverhalten durch eine einzige tensorielle Gleichung beschrieben, welche die wichtigsten Besonderheiten des Verhaltens von körnigen Stoffen beinhaltet. Bei hypoplastischen Stoffmodellen wird nicht zwischen elastischer und plastischer Dehnung unterschieden, weshalb zur Beschreibung von irreversiblen Verformungen keine plastischen Potentiale benötigt werden und somit Fließflächen, Fließregeln und Verfestigungsgesetze entfallen. Auf Grund des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Spannungs- und Dehnungsrate können bei verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedliche Steifigkeiten (spannungs- und dichteabhängig) und somit irreversible Verformungen beschrieben werden. Allgemein wird bei hypoplastischen Stoffmodellen davon ausgegangen, dass das mechanische Verhalten von einfachen Korngerüsten ausreichend genau mit den Zustandsvariablen Spannung und Porenzahl beschrieben werden kann. Detailliert sind die deduktive Ableitung der hypoplastischen Stoffmodelle und die Vorgehensweise zur Bestimmung der einzelnen Glieder der Stoffgleichung in der Literatur beschrieben (z.B. KOLYMBAS 1988, WU 1992, BAUER 1996).

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens der in Kapitel 3.3 und 3.4 dargestellten spezifischen Baugrundverhältnisse wird in dieser Arbeit das elastoplastische Hardening-Soil-(HS) Modell verwendet. Das HS-Modell erfasst der Aufgabe entsprechend die wesentlichsten Aspekte des Materialverhaltes, wie z.B. Barotropie (spannungsabhängiges Materialverhalten), Pyknotropie (dichteabhängiges Materialverhalten), Reibungs- als auch Kompressionsverfestigung und stellt bei zunehmender Verbreitung der Berechnungen von geotechnischen Problemstellungen mittels der FE-Methode eine gute Interaktion zwischen wissenschaftlicher Basis und praktischer Anwendung dar.

### 4.3.2 Hardening-Soil-Modell

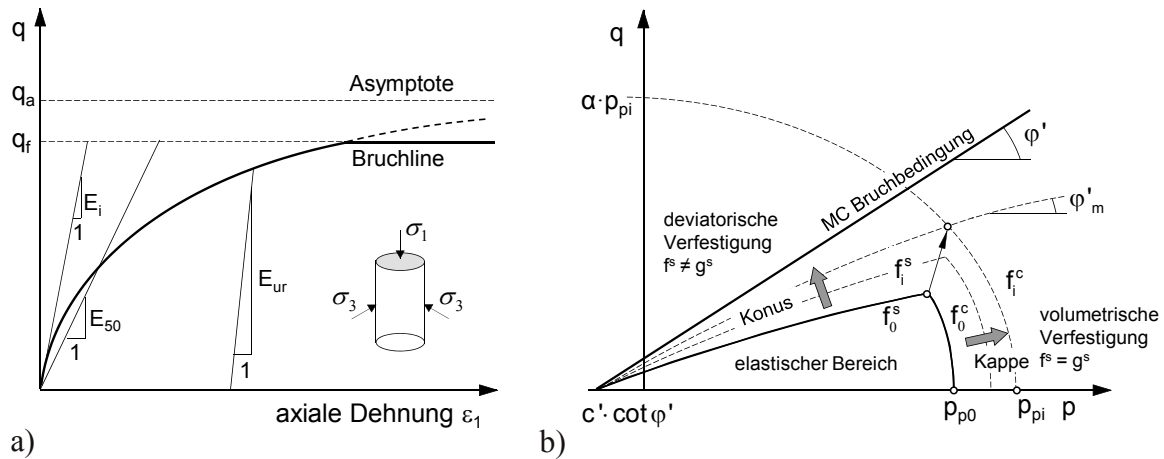
Das von SCHANZ 1998a auf der Grundlage der Arbeiten von VERMEER 1978 entwickelte HS-Modell gehört zur Gruppe der elastoplastischen Stoffmodelle. Neben der hyperbolischen Spannungs-Dehnungsbeziehung für triaxiale Erstbelastungszustände und der strikten Unterscheidung zwischen Erst- bzw. Ent- u. Wiederbelastung ist die spannungsabhängige Steifigkeit entsprechend dem Ansatz von OHDE 1939 eine weitere wesentliche Komponente des Modells. Es gilt  $\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3$ ;  $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ;  $p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3)$ ;  $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3$ . Darüber hinaus werden sowohl irreversible Schubverzerrungen (Reibungsverfestigung) als auch irreversible Volumendehnungen (Kompressionsverfestigung) infolge deviatorischer bzw. isotroper Erstbelastung durch zwei Fließbedingungen (für den *Konus* und die *Kappe* in Abbildung 4.2b) berücksichtigt. Als Bruchbedingung für die Reibungsverfestigung wird das Grenzkriterium nach Mohr-Coulomb verwendet. Bei der mathematischen Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes wird von einem homogenen Volumenelement mit isotropen Materialeigenschaften ausgegangen, bei dem sich die auftretenden Dehnungen in einen elastischen und einen plastischen Anteil zerlegen lassen. Das Modell in der nachfolgend beschriebenen Form wurde für den dreidimensionalen Fall erweitert (z.B. VERMEER & BRINGGREVE 1995) und in das FE-Programm *Plaxis* implementiert. Zur detaillierten Beschreibung und Erläuterung der analytischen Zusammenhänge sowie der Besonderheiten der Implementierung wird auf BRINGGREVE 2003, SCHANZ 1998a und SCHANZ et al. 1999 verwiesen.

### Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung

Grundlage der Formulierung des HS-Modells ist eine entsprechend den Arbeiten von KONDNER & ZELASKO 1963 und DUNCAN & CHANG 1970 hyperbolische Beziehung zwischen den vertikalen Dehnungen  $\varepsilon_1$  und den deviatorischen Spannungen  $q$  unter triaxialer Erstbelastung entsprechend Gleichung (4.1). Dieser elementare Zusammenhang ist in Abbildung 4.2a dargestellt.

$$(4.1) \quad \varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{q_a - (\sigma'_1 - \sigma'_3)} \quad \text{mit } q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Für das Verhältnis von maximaler zu asymptotischer Deviatorspannung  $q_f / q_a$  berichten DUNCAN & CHANG 1970 für verschiedene Böden von Werten zwischen  $0,75 \leq R_f \leq 1,0$ .



**Abbildung 4.2:** a) hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung, b) Fließflächen des HS-Modells

Erfahrungen zeigen, dass für praktische Anwendungen  $R_f = 0,9$  verwendet werden kann. Abgeleitet von dem Mohr-Coulombschen Grenzkriterium ist die maximale Deviatorspannung entsprechend Gleichung (4.2) definiert.

$$(4.2) \quad q_f = (c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

In Abbildung 4.2a sind zusätzlich die im HS-Modell verwendeten, unterschiedlichen Moduln bezeichnet. Da der initiale Tangentenmodul  $E_i$  für kleine Dehnungen experimentell aus Triaxialversuchen nur sehr aufwendig zu bestimmen ist, wird für die Erstbelastung die spannungsabhängige Steifigkeit  $E_{50}$  nach Gleichung (4.3) verwendet.

$$(4.3) \quad E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot \varphi'}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

Als Sekantenmodul bei 50 % der maximalen Deviatorspannung  $q_f$  wird  $E_{50}$  aus der triaxialen Spannungs-Dehnungskurve bestimmt (Abbildung 4.2a).  $E_{50}^{ref}$  ist die auf eine Referenzspannung  $\sigma_{ref}$  normierte Steifigkeit bei  $0,5 \cdot q_f$ .

Im Unterschied zur deviatorischen Erstbelastung werden Ent- und Wiederbelastungen als rein elastische Vorgänge unter Verwendung der spannungsabhängigen Steifigkeit  $E_{ur}$  nach Gleichung (4.4) modelliert.

$$(4.4) \quad E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot \varphi'}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

Sowohl  $E_{50}$  als auch  $E_{ur}$  sind von der kleineren Hauptspannung  $\sigma'_3$ , der effektiven Umgebungsspannung im Triaxialversuch, abhängig. Das Maß der Spannungsabhängigkeit wird durch den Exponenten  $m$  angegeben, der aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden kann. Für verschiedene Sande führen JANBU 1963 und v. SOOS 2001 Werte im Bereich von  $0,4 \leq m \leq 0,75$  an.

### Deviatorische Fließfläche (Konus)

Die Fließfläche  $f^s$  zur Berücksichtigung der irreversiblen Dehnungen infolge deviatorischer Erstbelastung ist entsprechend Gleichung (4.5) definiert (Abbildung 4.2b).

$$(4.5) \quad f^s = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{(1-q/q_a)} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad \text{mit } \gamma^p = \varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p = 2 \cdot \varepsilon_1^p + \varepsilon_v^p$$

Unter der Annahme, dass bei Scherbeanspruchung die plastischen Volumendehnungen gegenüber den plastischen Schubverzerrungen vernachlässigbar gering sind ( $\varepsilon_v^p = 0$ ), wird als maßgebender Verfestigungsparameter die plastische Schubverzerrung  $\gamma^p$  gewählt. Für triaxiale Bedingungen vereinfacht sich die Definition von  $\gamma^p$  zu  $\gamma^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p$  und für Spannungszuständen, welche die Fließbedingung erfüllen ( $f^s = 0$ ), berechnen sich die axialen plastischen Dehnungen  $\varepsilon_1^p$  entsprechend Gleichung (4.5) zu

$$(4.6) \quad \varepsilon_1^p = \frac{1}{2} \cdot \gamma^p = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}}$$

Während plastische Dehnungen lediglich bei der Erstbelastung auftreten, entstehen elastische Dehnungen sowohl bei der Erst- als auch bei der Ent- und Wiederbelastung. Dabei werden die elastischen Komponenten der Dehnung  $\varepsilon_1^e$  entsprechend dem Hook'schen Gesetz über eine konstante Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  und die spannungsabhängige Steifigkeit  $E_{ur}$  nach Gleichung (4.7) berechnet. Durch Addition der elastischen und plastischen Werte

$$(4.7) \quad \varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{und} \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \cdot \frac{q}{E_{ur}}$$

nach Gleichung (4.6) und (4.7) ergeben sich die Dehnungen entsprechend (4.1) aus der hyperbolischen Spannungs-Dehnungsbeziehung.

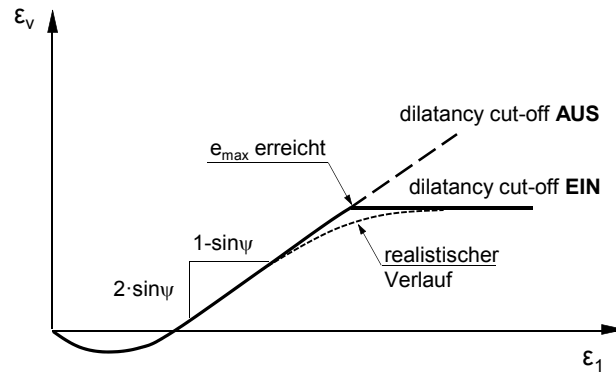
Die Änderung der plastischen Dehnungen während der Reibungsverfestigung wird über die von SCHANZ 1998a formulierte, nicht assoziierte Fließregel ( $f^s \neq g^s$ ) nach Gleichung (4.8) beschrieben.

$$(4.8) \quad \dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\gamma}^p \cdot \sin \psi_m$$

Über den mobilisierten Dilatanzwinkel  $\psi_m$  ist ein Zusammenhang zwischen plastischer Volumendehnungsrate  $\dot{\varepsilon}_v^p$  und plastischer Schubverzerrungsrate  $\dot{\gamma}^p$  hergestellt. Der mobilisierte Dilatanzwinkel wird, wie in SCHANZ & VERMEER 1996 erläutert, aus der klassischen Theorie nach ROWE 1962, 1971 abgeleitet und entsprechend Gleichung (4.9) aus dem mobilisierten und dem residualen Reibungswinkel  $\varphi_m$  bzw.  $\varphi_{cs}$  ermittelt.

$$(4.9) \quad \sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cs}}$$

Nach entsprechend großer Scherung erreichen granulare Materialien einen Zustand kritischer Dichte (*critical state*), bei dem keine Dilatanz mehr auftritt (Formänderung bei Volumenkonstanz). Das Phänomen der Dilatanz bei großer Verschiebung wird im



**Abbildung 4.3:** Dehnungskurve eines drainierten Triaxialversuches einschließlich *dilatancy cut-off*

HS-Modell durch die sogenannte „*dilatancy cut-off*“-Funktion berücksichtigt (Abbildung 4.3). Dabei wird der mobilisierte Dilatanzwinkel (4.9) zu Null gesetzt, sobald infolge Volumenänderung der Zustand der lockersten Lagerung erreicht ist ( $e = e_{max}$ ). Neben dem Dilatanzwinkel werden zur Spezifizierung dieser Funktion die initiale und die maximale Porenzahl  $e_0$  und  $e_{max}$  als weitere Modellparameter benötigt. Der Zusammenhang zwischen der Porenzahl und der volumetrischen Dehnung  $\varepsilon_v$  ist gemäß Gleichung (4.10) formuliert.

$$(4.10) \quad \varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = \ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right)$$

Die initiale Porenzahl entspricht dabei der in situ Porenzahl der Materialprobe und die max. Porenzahl der Porenzahl im kritischen Zustand (Rowe 1964, SCHANZ & VERMEER 1996 u.a.).

### Kappenfließfläche

Mit der deviatorischen Fließfläche  $f^s$  können die bei isotroper Kompression gemessenen plastischen Volumendehnungen nicht erklärt werden. Deshalb wird eine zweite unabhängige Fließfläche  $f^c$  eingeführt, mit der die Verfestigung bei isotroper Belastung beschrieben werden kann. Die Fließfläche  $f^c$  schließt den elastischen Bereich entlang der hydrostatischen Achse  $p$  ab und ist wie folgt definiert:

$$(4.11) \quad f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2$$

Das Spannungsmaß  $\tilde{q}$  ist zur Anpassung der beiden Fließflächenformen im Übergangsbereich erforderlich und wird definiert zu

$$(4.12) \quad \tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma_2 - \delta \cdot \sigma_3 \quad \text{mit} \quad \delta = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

Über den internen Modellparameter  $\alpha$  und die isotrope Vorkonsolidierungsspannung  $p_p$  wird die Größe und Form der Kappenfließfläche bestimmt (Abbildung 4.2b). Als Verfestigungsparameter für die isotrope Kompression wird die Spannung  $p_p$  verwendet.

$$(4.13) \quad \dot{p}_p = 2 \cdot \dot{\lambda}^c \cdot H \cdot p \cdot \left( \frac{p}{\sigma^{ref}} \right)^m$$

In Gleichung (4.11) und (4.13) sind  $\alpha$  und  $H$  interne Programmparameter, die aus den Eingabewerten mittels eines internen Optimierungsalgorithmus berechnet werden. Während  $\alpha$  hauptsächlich vom Erdruehdruck  $K_0^{NC}$  für normalkonsolidierten Boden sowie vom Verhältnis der Steifigkeiten  $E_{50}^{ref}$  und  $E_{oed}^{ref}$  abhängt, wird  $H$  maßgeblich von der referenzierten Oedometersteifigkeit  $E_{oed}^{ref}$  beeinflusst. Weitere Details zur Ermittlung der Modellparameter  $\alpha$  und  $H$  sind u.a. in SCHANZ 1998a und BENZ 2006 aufgeführt.

Entsprechend der Definition des plastischen Potentials wird für die Ermittlung der plastischen Dehnungsänderungen für die Kappe eine assoziierte Fließregel ( $f^c = g^c$ ) angenommen.

$$(4.14) \quad \dot{\varepsilon}_v^{pc} = \dot{\lambda}^c \cdot \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'}$$

Der plastische Multiplikator  $\dot{\lambda}^c$  gibt die Größe der Dehnungsinckremente auf der Fließfläche an und wird aus der Konsistenzbedingung  $\dot{f}^c = 0$  iterativ bestimmt.

Ähnlich wie die triaxiale Steifigkeit  $E_{50}$  die deviatorische Fließfläche beeinflusst, reguliert die Oedometersteifigkeit  $E_{oed}$  die Kappenfließfläche.  $E_{oed}$  ist die Tangentensteifigkeit bei isotroper Erstbelastung und lässt sich aus der Spannungs-Dehnungs-Kurve von Oedometerversuchen bestimmen. Analog zu  $E_{50}$  und  $E_{ur}$  wird die Spannungsabhängigkeit entsprechend dem Ansatz von OHDE 1939 berücksichtigt und die mathematische Beschreibung wie in Gleichung (4.15) erweitert.

$$(4.15) \quad E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot \varphi'}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$E_{oed}^{ref}$  ist die auf eine Referenzspannung normierte Steifigkeit ( $\sigma_{ref} = p_{at} = 100 \text{ kN/m}^2$ ). Im Unterschied zu  $E_{50}$  und  $E_{ur}$  ist  $E_{oed}$  von der größeren Hauptspannung  $\sigma'_1$  abhängig. Detaillierte Angaben zur Bestimmung der Oedometersteifigkeit finden sich u.a. in ZIMMERER 2001.

### Eingabeparameter

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes mit dem HS-Modell sind insgesamt 8 Materialparameter erforderlich.

Die Kohäsion  $c'$ , der Reibungswinkel  $\varphi'$  und der Dilatanzwinkel  $\psi'$  sind die 3 Festigkeitsparameter, mit denen das Mohr-Coulombsche Grenzkriterium charakterisiert wird. Für die Steifigkeit sind die 3 wichtigsten Parameter der Sekantenmodul  $E_{50}^{ref}$ , der Tangentenmodul  $E_{oed}^{ref}$  und der Exponent  $m$ . Als elastische Parameter werden der Elastizitätsmodul  $E_{ur}^{ref}$  und die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  verwendet.

## 4.4 Parameteridentifizierung

### 4.4.1 Generelle Betrachtungen

Die Herausforderung, das mechanische Verhalten des Baugrundes mittels Stoffmodellen realistisch zu beschreiben, setzt sich bei der Identifizierung der notwendigen Parameterwerte fort. Zum einen sind die Stoffmodelle vielfältig und komplex, zum anderen variieren die zugehörigen Modellparameter auf Grund der Besonderheiten des Baugrundes in vergleichsweise großen Grenzen und sind mit beträchtlichen Unsicherheiten behaftet. Da die Ergebnisqualität numerischer Berechnungsmethoden signifikant von der Güte der Eingangsparameter bestimmt wird, sollten neben den geometrischen Eigenschaften und Randbedingungen möglichst geeignete Stoffmodelle ausgewählt und den kennzeichnenden Modellparametern realistische Werte zugewiesen werden.

In der Baupraxis bedient man sich zur Bestimmung von Parameterkennwerten häufig einer standardisierten Vorgehensweise. Dabei werden die zu einem im Vorfeld gewählten Stoffmodell gehörigen Parameter in Laborversuchen ermittelt und für die numerische Berechnung als Eingangswerte benutzt. Die eindeutige Lösung einer solchen, als direkte Problemstellung bezeichneten Vorgehensweise sind Werte für die Feldvariablen wie z.B. die Verschiebung einer Baugrubenwand oder die Pfahlkopfsetzung. Erweist sich die Ermittlung der zugehörigen Parameterwerte als schwierig, z.B. bei sehr inhomogenem Baugrund, wird der Lösungsbereich durch Parametervariationen der unteren und oberen Schranken ermittelt.

Eine Problemstellung wird als invers bezeichnet, wenn z.B. die Parameterwerte gesucht werden, die im Ergebnis einer numerischen Berechnung (Vorwärtsrechnung) zu gemessenen Größen führen (z.B. Verschiebungen). Neben Erfahrungswerten und der Analyse umfangreicher Labor- und Feldversuche bildet die „Trial and Error“ Methode häufig die Grundlage der Parameterbestimmung. Eine in anderen Fachgebieten wie z.B. der Strömungsmechanik (JOENG 2003), dem Automobilbau (FLEISCHER & BROOS 2004, FLORES SANTIAGO & BAUSINGER 1998) und der Strukturmechanik (MATOUŠ et al. 2000) verbreitete Alternative stellen inverse Verfahren dar. Dabei werden auf der Basis von Messergebnissen die Parameterwerte iterativ unter Einbeziehung von Indikatoren rückgerechnet. Eine Rückrechnung von Parameterwerten erscheint besonders vor dem Hintergrund zweckmäßig, dass Stoffmodelle in der Regel für die Nachbildung von Experimenten unter speziellen Bedingungen formuliert wurden, aber häufig für Simulationen von komplexen Problemstellungen genutzt werden, deren Definitionsbereiche bzw. Rand- u. Anfangsbedingungen deutlich von den Ursprünglichen abweichen. Inverse Problemstellungen haben im Allgemeinen keine eindeutige Lösung (PERAU & POTTOFF 2003). D.h., es existiert, besonders bei mehrfach überbestimmten Problemen (Abhängigkeit der Messgröße von mehreren Modellparametern), keine Parameterkombination, die genau zu den gemessenen Größen führt. Statt der exakten Lösung werden bei inversen Problemstellungen daher als optimale Lösung Parameterwerte bzw. Kombinationen von Parameterwerten angestrebt, die lediglich zu einer besseren Übereinstimmung mit den gemessenen Größen führen als andere. Die Parameterbestimmung bei inversen Problem-



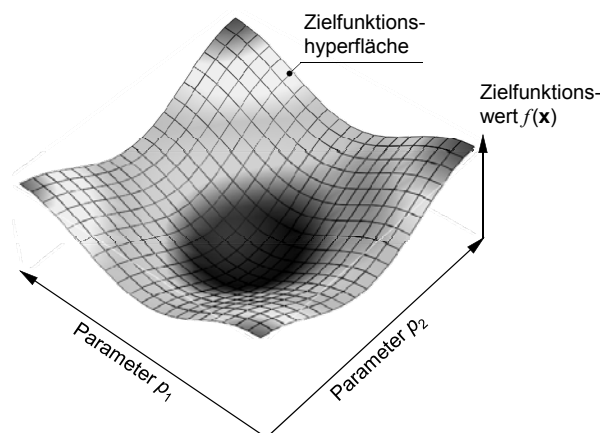
stellungen ist aus mathematischer Sicht ein Optimierungsproblem. Eine Übersicht der im Ingenieurwesen und vor allem in der Geotechnik zur Lösung von Optimierungsproblemen verwendeten Verfahren ist u.a. in MEIER 2008 zusammengestellt.

#### 4.4.2 Konzeptioneller Ansatz und Grundlagen der Optimierung

Der aus dem Fachgebiet der angewandten Mathematik stammende Prozess der iterativen Suche nach den „günstigen“ bzw. „optimalen“ Werten von Parametern für eine Vorwärtsrechnung wird im Allgemeinen als Optimierung bezeichnet. Ziel einer Optimierung ist es, die zu identifizierenden Parameterwerte so einzustellen, dass ein System (z.B. numerisches Modell) ein gewünschtes Verhalten zeigt.

Werden die einzelnen  $n$  Parameter  $p$  als Elemente eines Vektors verstanden, spricht man von einem Parametervektor  $\mathbf{x}$ . Der Parametervektor, mit dem das System das gewünschte Verhalten am besten reflektiert, wird als Lösungsvektor  $\mathbf{x}^*$  der Optimierung bezeichnet. Die Qualität einer Vorwärtsrechnung für einen Parametervektor wird durch die Zielfunktion beschrieben. In Abhängigkeit der Referenzdaten (z.B. Messwerte) und den Ergebnissen der aktuellen Vorwärtsrechnung wird mit Hilfe der Zielfunktion, im einfachsten Fall eine reelle Zahl, der sogenannte Zielfunktionswert  $f(\mathbf{x})$  oder auch „Gütwert“ errechnet. Einem Parametervektor  $\mathbf{x}$  kann somit eindeutig ein Zielfunktionswert  $f(\mathbf{x})$  zugeordnet werden.

Durch die für jeden der  $n$  Parameter der zu optimierenden Vorwärtsrechnung vorgegebenen Definitionsbereiche wird ein  $n$ -dimensionaler Suchbereich bzw. Suchraum  $\Omega$  aufgespannt, der als Untermenge des euklidischen Raumes  $\mathbb{R}^n$  aufgefasst werden kann. Innerhalb des Suchbereiches definiert die Zielfunktion  $f(\mathbf{x})$  ein Skalarfeld, das als Zielfunktionstopologie bzw. Zielfunktionshyperfläche bezeichnet wird. Abbildung 4.4 zeigt exemplarisch eine Zielfunktionshyperfläche in Abhängigkeit zweier zu identifizierender Eingangsparameter  $p_1$  und  $p_2$ . Die Suche nach dem Optimum der Zielfunktionshyperfläche kann somit als Extremwertsuche innerhalb des Suchbereiches beschrieben werden.



**Abbildung 4.4:** Schematische Darstellung einer Zielfunktionstopologie für eine zweidimensionale Aufgabenstellung (WOLFF et al. 2008)

Aus mathematischer Sicht kann von einem lokalen Extremwert gesprochen werden, wenn in der Umgebung  $U$  des Lösungsvektor  $\mathbf{x}^*$  für die Zielfunktion  $f: \Omega \rightarrow \mathbb{R}^n$  die Gleichung (4.16) bzw. (4.17) gilt (ERFURTH & BIEß 1975).

$$(4.16) \quad f(\mathbf{x}^*) \leq f(x), \quad \forall x \in U(x) \quad \text{für ein lokales Minimum von } f \text{ in } U(x)$$

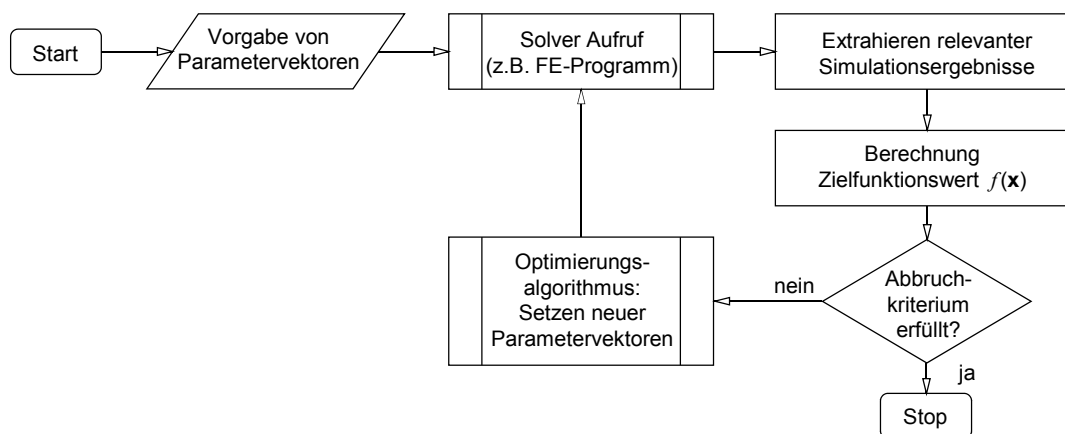
$$(4.17) \quad f(\mathbf{x}^*) \geq f(x), \quad \forall x \in U(x) \quad \text{für ein lokales Maximum von } f \text{ in } U(x)$$

Hierbei können jedoch die Parametervektoren einer Untermenge  $X^*$  von  $\Omega$  den gleichen Funktionswert  $f(\mathbf{x}^*)$  aufweisen. Somit liegt keine eindeutige Lösung vor. Von einem eindeutigen Extremwert kann nur gesprochen werden, wenn der Funktionswert  $f(\mathbf{x}^*)$  ausschließlich für den Lösungsvektor  $\mathbf{x}^*$  zu finden ist.

Allgemein ist die Existenz eines Optimums oder einer optimalen Lösungsmenge dann gesichert, wenn  $\Omega$  endlich oder  $f(\mathbf{x})$  stetig und  $\Omega$  ein kompakter topologischer Raum ist (Analyse: Satz von HEINEL-BOREL). Von einem endlichen  $\Omega$  kann beispielsweise dann ausgegangen werden, wenn alle zu bestimmenden Parameter ganzzahlig oder boolesch sind. Da für die meisten in der Praxis vorkommenden Optimierungsaufgaben weder die Endlichkeit von  $\Omega$  noch die Stetigkeit von  $f(\mathbf{x})$  vorausgesetzt ist, kann nicht von einer grundsätzlichen Existenz eines Optimums ausgegangen werden.

In der Praxis kann jedoch oft von bereits gelösten Aufgabenstellungen auf aktuelle Probleme geschlossen und dieses Wissen durch numerische Experimente abgesichert werden. Erschwerend für eine Optimierung kann eine Zielfunktion durch Rauigkeit überlagert werden. Quellen für solche Störgrößen können beispielsweise numerische Ungenauigkeiten der Vorwärtsrechnung, Rundungsfehler bei der Übergabe der Werte zwischen Simulation und Optimierungsalgorithmus als auch die Zielfunktionen selbst sein. Suchalgorithmen wie auch Zielfunktionen, die ohne ein Rauschen hervorragende Ergebnisse liefern, können durch diesen Effekt vollständig unbrauchbar werden. Scheinbare lokale Extremwerte und fehlerhafte Sensitivitäten bzw. Gradienten der Zielfunktion sind häufige Folgeerscheinungen (BUI et al. 2005, MILLER 1997, POLHEIM 1999).

Das grundlegende Ablaufschema der Extremwertsuche (Parameteridentifizierung) ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Nach der Vorgabe von Startparameterwerten wird die Vor-



**Abbildung 4.5:** Prinzipieller Ablaufplan der simulationsbasierten Extremwertsuche

wärtsrechnung ein oder mehrere Male aufgerufen und die relevanten Daten nachfolgend extrahiert. Aus dem Vergleich der Berechnungsergebnisse mit vorgegebenen Soll- bzw. Referenzwerten durch die Zielfunktion wird der zugehörige Zielfunktionswert errechnet. Auf der Basis dieses Gütewertes wird durch den Optimierungsalgorithmus ein neuer Satz von Berechnungsparametern festgelegt und ein weiterer Berechnungszyklus begonnen. Alternativ kann bei der Erfüllung eines Abbruchkriteriums (z.B. ein vorgegebener Grenzwert) die Schleife verlassen werden.

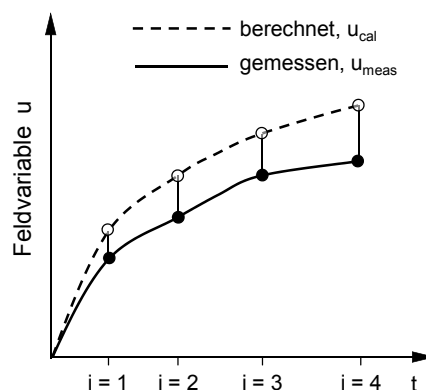
## Zielfunktion

Der wesentliche Indikator einer Optimierung ist der Zielfunktionswert  $f(\mathbf{x})$ , der mit Hilfe der Zielfunktion für jeden Parametervektor berechnet werden kann. Mit dem Zielfunktionswert ist ein Vergleichbarkeitskriterium zwischen verschiedenen Ergebnissen der Vorwärtsrechnung im Bezug auf die Referenzdaten gegeben. Je nachdem wie die Zielfunktion definiert ist, werden diejenigen Parameterwerte gesucht, die einen minimalen (z.B. Statistik, Physik) oder maximalen (z.B. Wirtschaftsmathematik) Zielfunktionswert ergeben. Für den in dieser Arbeit diskutierten Fall ist die Zielfunktion als mittlere quadratische Abweichung (*mean squared error, MSE*) nach Gleichung (4.18) so definiert, dass mit kleineren Zielfunktionswerten bessere Übereinstimmungen zwischen der Systemantwort und den Referenzdaten erzielt werden.

$$(4.18) \quad f_g(x) = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (u_{calc,i} - u_{meas,i})^2 \quad \text{mit } m \text{ Anzahl der Stützstellen}$$

D.h., es werden die Parameterwerte gesucht, die den minimalen Zielfunktionswert ergeben. Die bereits von Gauß 1809 publizierte Methode der kleinsten Quadrate ist eine der am häufigsten verwendeten Formen der Zielfunktion und ist nach MEIER 2008 für geotechnische Problemstellungen besonders geeignet.

Der Zielfunktionswert ist ein reproduzierbarer reeller Wert und gibt ein Maß für die Abweichungen zwischen den Referenzwerten und den Ergebnissen der aktuellen Vorwärtsrechnung an. Dazu werden die Differenzen  $u_{cal} - u_{meas}$  (häufig auch als Residuen bezeichnet) an definierten Stützstellen  $i$  aufsummiert und je nach Definition der Zielfunktion normiert und/oder transformiert (Abbildung 4.6).



**Abbildung 4.6:** Schema der stützstellenbasierten Berechnung von Zielfunktionswerten

Für Optimierungsaufgaben mit mehreren Referenzserien  $g$ , bei denen unterschiedliche physikalische Größen für eine Parameteridentifizierung herangezogen werden (z.B. Pfahlkopfsetzung, mobilisierte Mantelreibung und axiale Betondehnung), ist es eine übliche Strategie, die Zielfunktionswerte  $f_g(x)$  der Serien aufzusummieren, wobei jeder mit einem Faktor  $w_g$  entsprechend Gleichung (4.19) gewichtet werden kann.

$$(4.19) \quad f(x) = \sum_g (w_g \cdot f_g(x))$$

Zur Bestimmung der Wichtungsfaktoren  $w_g$  werden die Häufigkeitsverteilungen  $H_n$  der jeweiligen Zielfunktionswerte benötigt, was eine ausreichend große Menge von Ergebnissen voraussetzt. Gemäß Gleichung (4.20) entspricht der  $w_g$  dem reziproken Wert des Zielfunktionswertes bei einer relativen Summenhäufigkeit von  $H_n(f_g) = a$ .

$$(4.20) \quad w_g = H_n(f_g)^{-1}$$

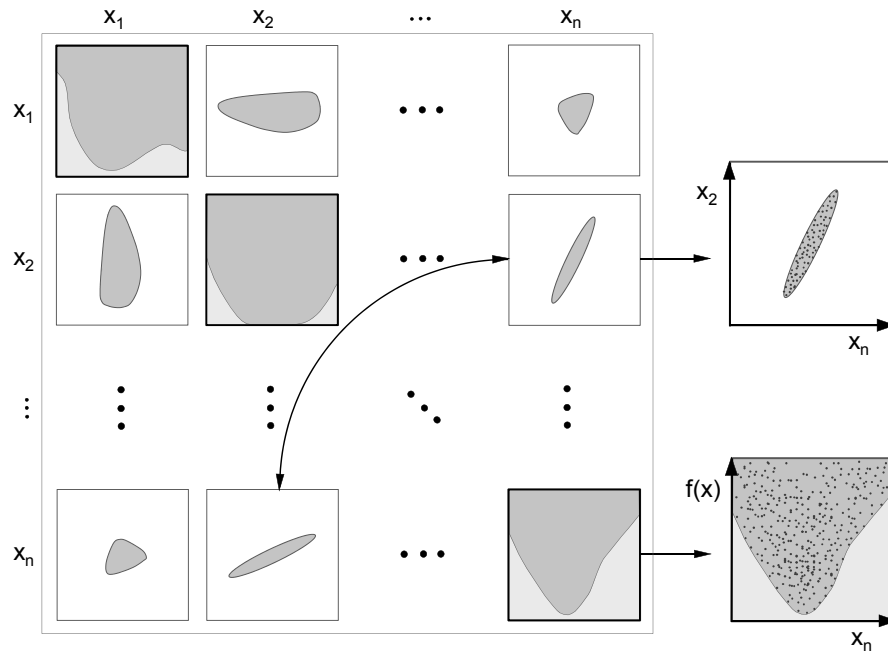
Durch die Wichtungsfaktoren sollen im Bereich kleiner Funktionswerte – auf denen bei Minimierungsaufgaben der Fokus liegt – die jeweiligen Abweichungen auf einen Wert vergleichbarer Größe skaliert werden (i.d.R. in der Größenordnung um 1). Daher wird für  $a$  häufig der Wert von  $a \leq 5\%$  definiert. Neben der Überführung der einzelnen Zielfunktionswerte in vergleichbare einheitslose Größen können mit  $w_g$  zusätzlich z.B. Messunsicherheiten und manuelle Wichtungen berücksichtigt werden. Weitere Angaben und Hinweise zur Abschätzung der Größe von Wichtungsfaktoren, Vergleiche unterschiedlicher Zielfunktionen sowie ausführliche Erläuterungen zu deren Definition sind u.a. MEIER 2008 zu entnehmen.

### Untersuchungs- und Analyseverfahren

Um die Effizienz iterativer Rückrechnungen zu garantieren und zu verbessern, ist neben der Minimierung der Laufzeit einer Vorwärtsrechnung zu prüfen, ob die Anzahl der zu identifizierenden Parameter reduziert werden kann und ob für das gestellte Problem in der Zielfunktionstopologie eine Lösung existiert und ggf. durch einen Extremwert repräsentiert werden kann (korrekt gestelltes Problem nach HADAMARD 1902).

Für die Untersuchung und Bewertung der inversen Problemstellung bzw. der Zielfunktionstopologie werden auf der Basis von Abtastverfahren (z.B. Raster-, Latin-Hypercube-Verfahren oder Monte-Carlo-Methode (MC)) generierte Stützstellen der Zielfunktionstopologie (Zielfunktionswerte) mittels deskriptiver und explorativer Methoden der Statistik analysiert und visualisiert.

In dieser Arbeit wird die Abhängigkeit der Zielfunktionswerte von den zu bestimmenden Parametern sowie deren gegenseitige Unabhängigkeit über Parameter-Korrelationsanalysen (u.a. MANLY 2004) untersucht und in sogenannten Punktwolken-Matrizen (*Scatterplot-Matrix*) dargestellt. Abbildung 4.7 zeigt das Schema einer  $n$ -parametrischen symmetrischen Scatterplot-Matrix. Abgebildet sind die Verteilungen der Zielfunktionswerte in Abhängigkeit jeweils zweier zu identifizierender Parameter (nicht diagonale Felder) und die Zielfunktionswerte in Abhängigkeit von dem jeweiligen Parameter der Spalte (dia-



**Abbildung 4.7:** Schema einer Punktwolken-Matrix für  $n$  Parameter

gonale Felder). Für eine einfachere visuelle Bewertung ist die konvexe Hülle der Stützpunkte eingetragen. Zielfunktionsstopologien mit einem gut ausgeprägten Optimum zeigen in den Parameter-Zielfunktionswert-Diagrammen einen deutlichen Extremwertbereich (z.B.  $x_n - f(\mathbf{x})$  in Abb. 4.7). Diagramme mit einem breiten Extremwertbereich wie z.B.  $x_2 - f(\mathbf{x})$  weisen auf ein lang gestrecktes Optimalgebiet hin und der entsprechende Parameter kann mit iterativen Verfahren nicht zuverlässig bestimmt werden. Parameter-Zielfunktionswert-Diagramme können als „Seitenansicht“ der Zielfunktionsstopologie betrachtet werden und lassen u. U. erste Bewertungen der Existenz und Ausbildung eines Optimums zu (MANLY 2004).

Aus der Verteilung der Zielfunktionswerte in den nicht diagonalen Feldern kann auf eine mögliche Abhängigkeit der zu identifizierenden Parameter untereinander geschlossen werden. Abhängigkeiten liegen z.B. vor, wenn die Verteilung der Zielfunktionswerte ein schmales Band bildet, für den ein funktionaler Zusammenhang formuliert werden kann ( $x_n - x_2$ -Diagramm in Abb. 4.7). WILL et al. 2003 geben einen Korrelationskoeffizienten von 0,5-0,7 an, ab dem eine Parameterkombination als korreliert angenommen werden kann. Für solche Konstellationen kann die Anzahl der zu identifizierenden Parameter reduziert und somit die multidimensionale Problemstellung verbessert werden.

Um den Einfluss der einzelnen Modellparameter auf die Systemantwort zu bewerten und die Parameteridentifizierbarkeit weiter zu quantifizieren, ist im Vorfeld von Optimierungsprozeduren eine Sensitivitätsanalyse (*sensitivity analysis*) durchzuführen. Dabei wird, *cet. par.*, ein Parameter verändert und die Sensitivität der Systemantwort analysiert. Aus mathematischer Sicht entspricht die Sensitivität dem Gradienten an der Stelle  $x$  einer zu analysierenden Funktion (z.B. Setzung). In dieser Arbeit wird die Sensitivität mit Hilfe der skalierten Sensitivität (*scaled sensitivity*)  $SS$  nach Gleichung (4.21) untersucht.

$$(4.21) \quad SS_{i,j} = \left( \frac{\partial y_i}{\partial x_j} \right) \cdot x_j$$

Die skalierte Sensitivität  $SS_{i,j}$  misst, wie empfindlich eine  $i$ -te Beobachtung gegenüber Änderungen des  $j$ -ten Parameters ist (ZANG et al. 2003). Dabei kennzeichnet  $x_j$  den  $j$ -ten Parameter und  $y_i$  den  $i$ -ten berechneten Wert (z.B. Pfahlkopfsetzung). Für den Fall, dass die Funktionen der Beobachtungsgröße an der analysierten Stelle nicht differenzierbar sind, wird der Differentialquotient in Gleichung (4.21) häufig durch einen Differenzenquotient ersetzt.

Die Gesamt-Modellsensitivität eines  $j$ -ten Parameters wird durch die sogenannte zusammengesetzte skalierte Sensitivität (*composite scaled sensitivity*)  $CSS_j$ , dem quadratischen Mittelwert der  $SS$ -Werte des gleichen Parameters, gemäß Gleichung (4.22) beschrieben.

$$(4.22) \quad CSS_j = \left( \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N SS_{i,j}^2 \right)^{1/2}$$

Je größer ein  $CSS$ -Wert ist, umso sensibler ist die Modellantwort gegenüber Änderungen des analysierten Parameters. D.h., kleine  $CSS$ -Werte indizieren eine große Unsicherheit des geschätzten Parameterwertes. Wie u.a. in HILL 1998 und ZANG et al. 2003 beschrieben, eignet sich die  $CSS$  besonders für den Vergleich der einzelnen untersuchten Parameter hinsichtlich deren Relevanz auf die Modellantwort. Durch eine zusätzliche Normierung mit der max.  $CSS$  des Modells wird die Vergleichbarkeit der für unterschiedliche Parameter bestimmten  $CSS_j$ -Werte vereinfacht.

$$(4.23) \quad \gamma_j = \frac{CSS_j}{\max CSS}$$

Nach HILL 1998 sind Parameter mit  $\gamma_j$  Werten kleiner 0,01 nicht zuverlässig identifizierbar. Für weitere Erläuterungen und alternative Visualisierungsmöglichkeiten sowie spezifische Angaben und Besonderheiten bei der Anwendung der Sensitivitätsanalyse wird u.a. auf MANLY 2004 u. MEIER 2008 bzw. auf HILL 1998 u. ZANG et al. 2003 verwiesen.

### Partikel-Schwarm-Optimierung

Die Partikel-Schwarm-Optimierung (PSO) ist ein von KENNEDY & EBERHART 1995 vorgeschlagenes populationsbasiertes Verfahren zur Lösung von Optimierungsproblemen und wird für die in dieser Arbeit vorgenommenen Analysen verwendet. Inspiriert von der belebten Natur (z.B. Fisch- und Vogelschwärme), wird mit der PSO das soziale Verhalten von in Gruppen lebenden Individuen (Partikeln) imitiert.

Zunächst ist eine Menge (Population) von kollisionsfreien Individuen (Zielfunktionswerte) zufällig über den Suchraum verteilt und „tastet“ kollektiv und koordiniert die Zielfunktionstopologie auf der Suche nach dem Optimum ab. Während der Suche adaptieren die Partikel ihre Bewegungsrichtung und Geschwindigkeit anhand von Informationen, die jedes Partikel individuell und der gesamte Schwarm auf der Zielfunktionstopologie gesammelt haben (Stigmergie). Neben der Position  $x^i$  im Lösungsraum wird je-

dem Partikel ein Geschwindigkeitsvektor  $v^i$  mit Richtung und Betrag der Bewegung zugeordnet. Mit jedem Iterationsschritt  $t$  des PSO-Algorithmus wird die Position des  $i$ -ten Partikels aktualisiert, indem ein Geschwindigkeitsvektor zur vorhergehenden Partikelposition  $x_{t-1}^i$  addiert wird (4.24).

$$(4.24) \quad x_t = x_{t-1} + v_t^i$$

Kern des Verfahrens ist die Aktualisierung des Geschwindigkeitsvektors der einzelnen Partikel. Auf der Basis der Daten der eigenen Bewegungshistorie sowie auf der Basis der Daten anderer Partikel wird  $v_t^i$  gemäß Gleichung (4.25) aus verschiedenen Bewegungskomponenten bestimmt.

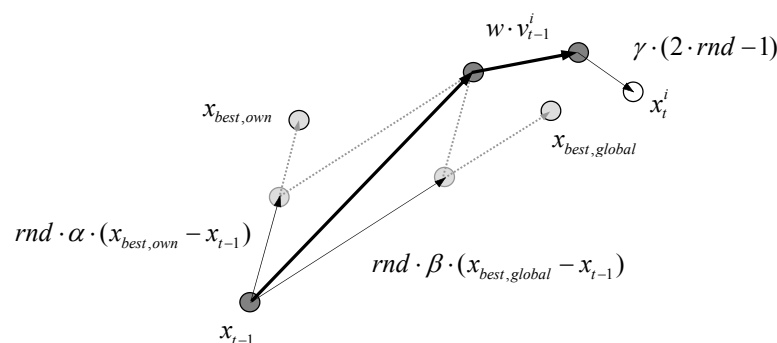
$$(4.25) \quad v_t^i = w \cdot v_{t-1}^i + rnd \cdot \alpha \cdot (x_{best,own}^i - x_{t-1}^i) + rnd \cdot \beta \cdot (x_{best,global} - x_{t-1}^i) + [\gamma \cdot (2 \cdot rnd - 1)]$$

Ein Teil des Bewegungsvektors aus der vorhergehenden Iteration  $t-1$  wird durch den ersten Term der Gleichung (4.25) in die aktuelle Iteration übertragen (vererbt). Mit dem zweiten und dritten Term werden die eigene beste Partikelposition  $x_{best,own}^i$  und die bisherige globale beste Partikelposition  $x_{best,global}$  berücksichtigt. Beide Terme werden mit Zufallsfunktionen  $rnd$  und Kontrollparametern  $\alpha$  und  $\beta$  multipliziert. Der vierte Term wird von KENNEDY & EBERHART 1995 optional angegeben, um ggf. einzelnen Partikeln einen größeren Bewegungsimpuls zu verleihen. Schematisch ist die Aktualisierung der Partikelposition in Abbildung 4.8 dargestellt.

Gegenüber anderen Optimierungsverfahren wie z.B. dem Gradientenverfahren oder dem Simplex-Nelder-Mead-Verfahren ergeben sich die Vorteile der PSO besonders in

- der Parallelisierung der Vorwärtsrechnungen
- der Robustheit gegenüber lokalen Extremstellen und Rauigkeit der Zielfunktionsstopologie und
- der Robustheit gegenüber fehlgeschlagenen Vorwärtsrechnungen.

Eine ausführliche mathematische Beschreibung, detaillierte Erläuterungen zur Arbeitsweise und Besonderheiten der PSO sowie umfangreiche Vergleiche mit weiteren verschiedenen Optimierungsverfahren sind u.a. in KENNEDY & EBERHART 1995, VAN DER BERGH 2001, XIYU et al. 2007 und MEIER 2008 aufgeführt.



**Abbildung 4.8:** Schematische Darstellung der Aktualisierungsregel der PSO

## 4.5 Kalibrierung des Strukturmodells

### 4.5.1 Validierung des Stoffmodells

Die Schwierigkeit bei der numerischen Simulation geotechnischer Fragestellungen besteht in der Wahl eines geeigneten Stoffmodells einschließlich der Größe der zugehörigen Parameter, mit dem das mechanische Verhalten des Baugrundes wirklichkeitsnah beschrieben werden kann. Je nach Fragestellung (Standicherheit, Verformungsberechnung) sind die Anforderungen an die jeweiligen mathematischen Ansätze unterschiedlich. Bei der Auswahl sollte gelten: so „komplex“ wie nötig, aber so „einfach“ wie möglich (SCHANZ 2006).

Zur Eignungsprüfung, ob mit dem gewählten HS-Modell eine zutreffende Modellierung des mechanischen Verhaltens der weichen Kalkarenitschicht möglich ist, werden ausgewählte, im Rahmen der Baugrunduntersuchung durchgeführte Feld- und Laborversuche mittels FE-Rechnungen simuliert. Die für das HS-Modell unter Punkt 4.3.2 aufgeführten Eingabeparameter werden dabei mit Hilfe der beschriebenen inversen Optimierungsstrategien derart bestimmt, dass die Ergebnisse der Vorwärtsrechnungen gut mit denen der Messungen übereinstimmen. Orientiert an den Ergebnissen der Labor- und Feldversuche und der statistischen Analyse in Kapitel 3.4, wurden die Definitionsbereiche der zu identifizierenden Parameter festgelegt.

Nacheinander werden die beiden in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Oedometerversuche *Oed -16* und *Oed -25* (Seite 51), die zwei diskutierten Triaxialversuche *Triax -9* und *Triax -23* (Seite 52) und der in Abschnitt 3.3.1 vorgestellte Pressiometerversuch *Press -10* (Seite 45) simuliert. Alle dabei verwendeten FE-Modelle werden rotationssymmetrisch aus 6 knotigen Dreieckselementen mit quadratischem Verformungsansatz modelliert und sind mit ihren Besonderheiten nachfolgend beschrieben. Analog den Labor- bzw. Feldversuchen werden die Berechnungen unter der Annahme drainierten Materialverhaltens (POULOS & DAVIS 1968, WILLIAMS et al. 1980b, SEIDEL & COLLINGWOOD 2001 u.a.) lastgesteuert simuliert und gliedern sich je nach Versuch in 5 bis 10 Berechnungsphasen. Bei allen Berechnungen wird der initiale Spannungszustand in der ersten Berechnungsphase durch eine Schwerkraftbelastung (*gravity loading*) bestimmt und in der Berechnungsphase 2 ein plastischer Nullschritt eingeführt. Durch den plastischen Nullschritt, bei dem keine zusätzlichen Belastungen auf das System wirken, wird gewährleistet, dass sich das Spannungsfeld vor der eigentlichen Belastung im Gleichgewicht befindet und keine plastischen Bereiche bzw. Punkte vorhanden sind. Ab der Berechnungsphase 3 werden die Lasten entsprechend der Belastungsgeschichte der Versuche aufgebracht.

#### Oedometerversuch

Das FE-Modell für die numerische Berechnung der Oedometerversuche ist in Abbildung 4.9 mit den entsprechenden Randbedingungen dargestellt. Die Flächenlast *A* simuliert die über die Kopfplatte des Oedometers aufgebrachte Belastung und variiert entspre-



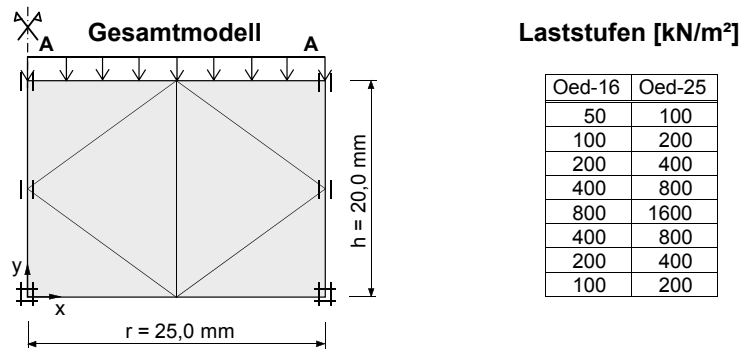


Abbildung 4.9: FE-Modell für die Simulation der Oedometerversuche

chend der Belastungsgeschichten der Versuche (Abbildung 3.11). Für die Modellierung solcher, vergleichsweise einfachen Versuche ist u.a. nach BRINGGREVE 2003 eine grobe Diskretisierung (FE-Vernetzung) ausreichend.

In Abbildung 4.10 sind die Ergebnisse der numerischen Simulation den experimentell ermittelten Kurvenverläufen gegenübergestellt. Insgesamt ergibt die Nachrechnung der Versuche eine hohe Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die geringen Unterschiede bei den Kurvenverläufen und den bestimmten konstitutiven Parameterwerten (13 % im Mittel) ergeben sich als Folge der Probenstörung während des Einbaus in die Testgeräte, der Unregelmäßigkeiten bei der Lasteinleitung, der Reibung zwischen Probe und Oedometerring sowie der numerischen Idealisierung.

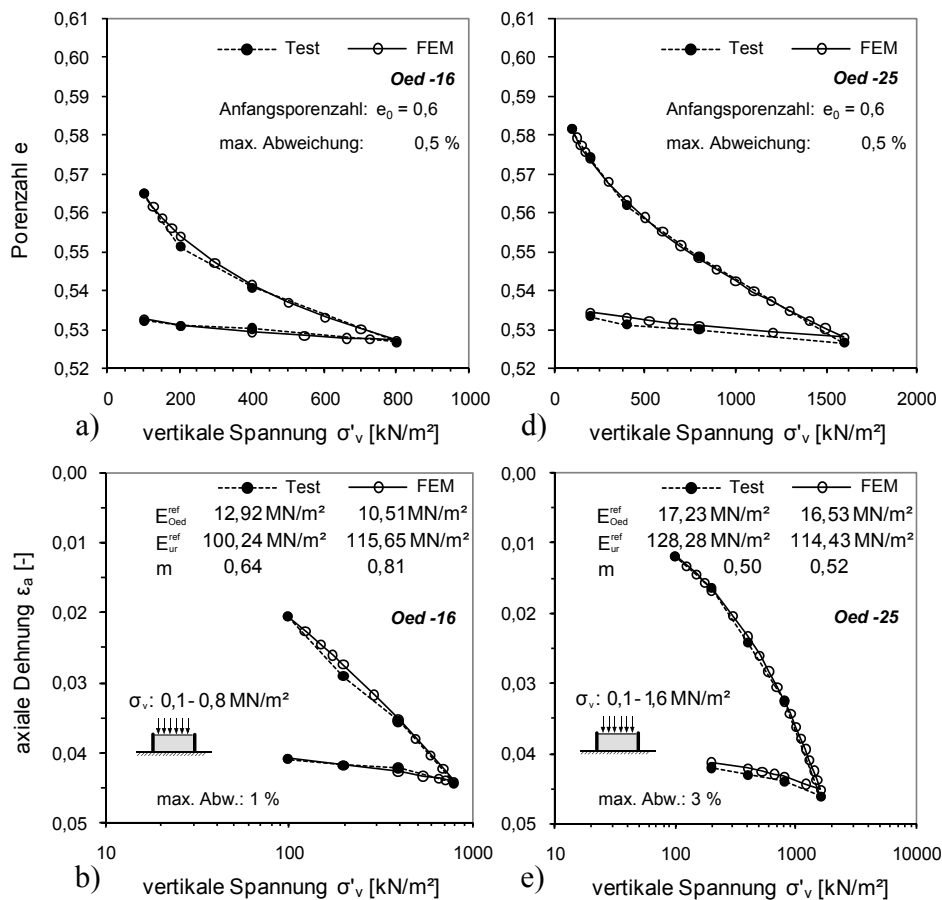
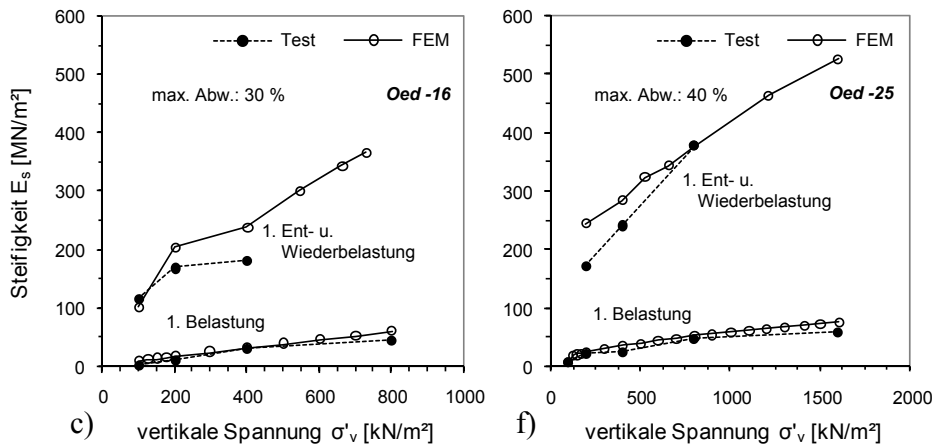


Abbildung 4.10: Ergebnisvergleich der Messungen und FE-Berechnungen der Oedometerversuche a) - c) Oed-16 (-16 m DMD), d) - f) Oed-25 (-25 m DMD)



Fortsetzung Abbildung 4.10: a) - c) Oed-16 (-16 m DMD), d) - f) Oed-25 (-25 m DMD)

### Triaxialversuch

Die numerische Berechnung der Triaxialversuche wird schrittweise von der Probenentnahme bis zum Versuchsende simuliert. Zur Ermittlung der initialen Spannungszustände wird in der ersten Berechnungsphase das gesamte geotechnische Profil mit einem Radius von  $r = 7,0$  m und einer Höhe  $h$ , die der Entnahmetiefe der Bohrkern entspricht, modelliert (Abbildung 4.11 links). Bei der Diskretisierung des untersuchten Bereiches wird das für die Simulation des Triaxialversuches verwendete Teilmodell (Abbildung 4.11 rechts) berücksichtigt. Analog den Oedometerversuchen ist für die einfache Geometrie eine grobe Vernetzung generiert. Die Kernentnahme wird in der zweiten Berechnungsphase mit dem Deaktivieren der entsprechenden Baugrundbereiche simuliert. Durch das Aktivieren der Flächenlasten A und B werden die Bohrkern in der dritten Phase entsprechend den Laborversuchen isotrop belastet. In den anschließenden Berechnungsphasen wird die bisherige Verformung auf Null gesetzt und die Kernproben bei konstanter horizontaler Spannung vertikal bis zum Versagen belastet.

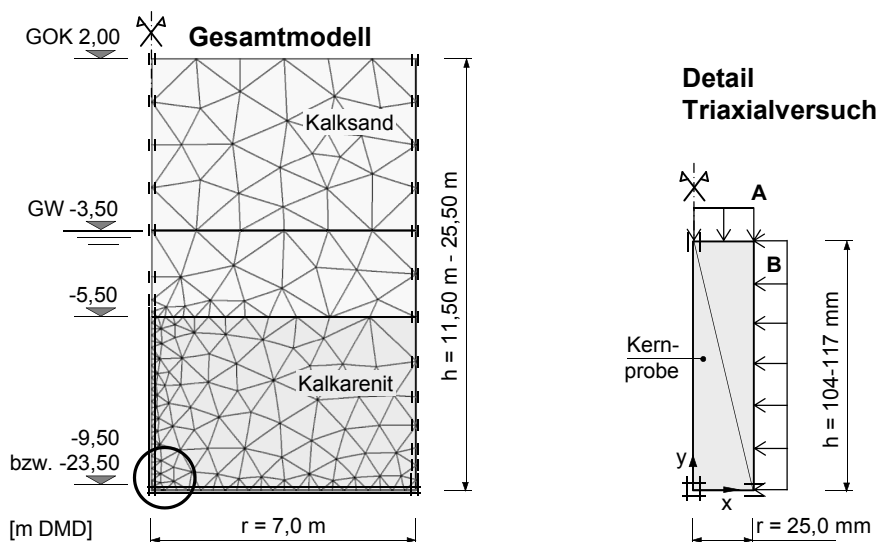
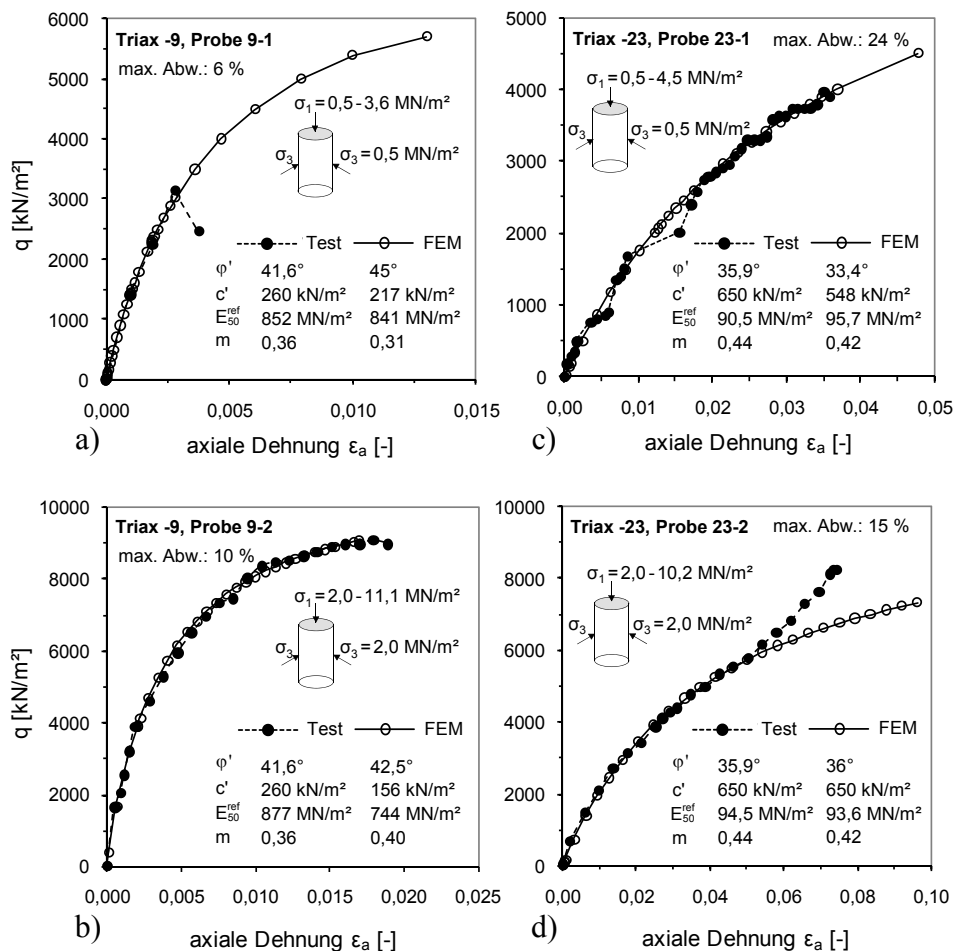


Abbildung 4.11: FE-Modell für die Simulation der Triaxialversuche

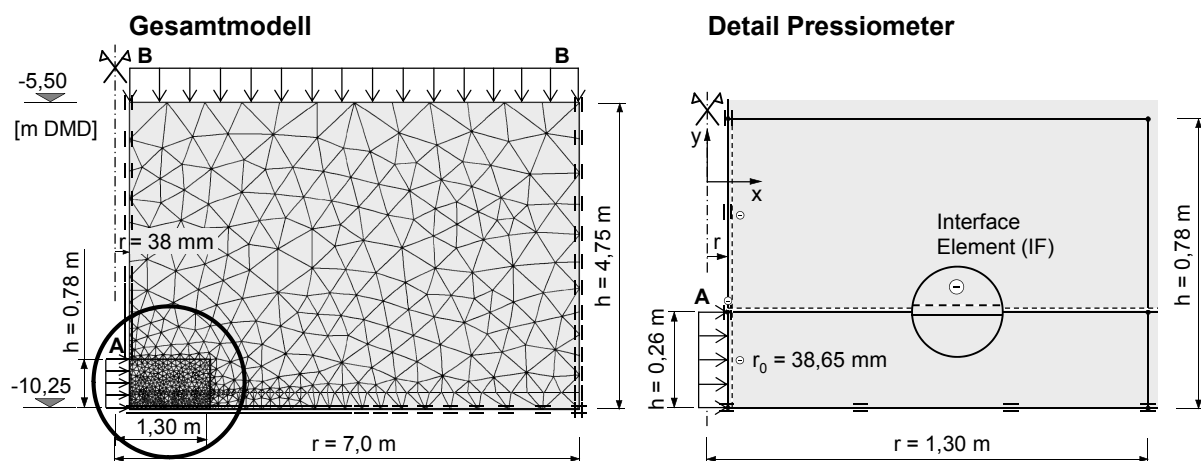
Für den analysierten Spannungsbereich ergibt der Vergleich der in Abbildung 4.12 dargestellten Kurvenverläufe und der identifizierten Parameterwerte eine insgesamt sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Testdaten. Abweichungen und Unterschiede resultieren aus der natürlichen Variation der Materialeigenschaften, Exzentrizitäten bei der Lasteinleitung in die Versuchsapparatur (Schiefstellung der Auflagerklotte, vgl. Abbildung 3.12) sowie aus den Vereinfachungen bei der Modellbildung. Die größten Differenzen ergeben sich für die identifizierten Parameterwerte bei der Kohäsion ( $\bar{x} = 18\%$ ) und dem referenzierten Sekantenmodul  $E_{50}^{ref}$  ( $\bar{x} = 6\%$ ). Neben den erwähnten Ursachen könnte dies u.a. auf die behinderte Seitendehnung an den Probenendflächen zurückzuführen sein, da Versuche mit Endflächenschmierung i. Allg. geringere Anfangssteifigkeiten ergeben. Nicht simuliert werden konnte das im Versuch beobachtete abrupte Versagen der Kernprobe 9-1 (Lastexzentrizität) und das mit größer werdender Dehnung beobachtete Steifigkeitsverhalten der mit  $2,0\text{ MN/m}^2$  isotrop belasteten Kernprobe 23-2. In Anlehnung an das u.a. von LAGIOIA & NOVA 1995 beobachtete Softening-Verhalten bei Triaxialversuchen an Kalkareniten sind weiterführende Untersuchungen notwendig, bei denen z.B. das Spannungs-Dehnungs-Verhalten für einen größeren Bereich der isotropen Spannungsverhältnisse analysiert wird.



**Abbildung 4.12:** Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der analysierten Triaxialversuche a) - b) *Triax -9*, c) - d) *Triax -23*

## Pressiometer

Von den in Abschnitt 3.3.1 erörterten Pressiometerversuchen wird der in einer Tiefe von 12 m (-10 m DMD) in der Aufschlussbohrung BH 40 (Abb. 3.3) durchgeführte Test *Press -10* numerisch simuliert. In Abbildung 4.13 sind das für die Berechnung verwendete FE-Gesamtmodell (links) und zur besseren Veranschaulichung ein Detailausschnitt des Pressiometerbereiches (rechts) dargestellt. Die Dimension orientiert sich an den geologischen und geometrischen Randbedingungen (Schichtgrenze bzw. Pressiometerabmessung) und der Forderung, dass der zu analysierende Modellbereich nicht durch die Systemränder beeinflusst wird. Ausgehend von einer lokal feinen Diskretisierung im Bereich des Pressiometers (linke untere Ecke), ist die Vernetzung zu den Modellrändern hin gröber generiert. Im Modell wird der Überlagerungsdruck aus der Sandschicht durch die Flächenlast B und die Pressiometeraufweitung durch die horizontal angeordnete Last A simuliert. Nach der Ermittlung der initialen Spannungszustände und der Berechnung der Spannungsverhältnisse in der betrachteten Tiefe (Aktivierung der Last B) werden die Auflagerbedingungen im Bereich des Pressiometers durch die Last A ersetzt. Die Größe von A entspricht dabei den berechneten horizontalen Spannungen, so dass in dieser Berechnungsphase keine Verformungen im Bereich des Pressiometers auftreten. In den weiteren Berechnungsschritten wird die Last A analog der Belastungsgeschichte im Versuch (Abbildung 3.6) verändert. Zur Vermeidung von Singularitäten (z.B. Spannungsspitzen), die u.a. beim abrupten Wechsel der Randbedingungen auftreten können, und um Diskontinuitäten bei der horizontalen Verformung zu zulassen, werden zwei Interface-Elemente (IF) rechtwinklig zueinander, wie in Abbildung 4.13 rechts dargestellt, angeordnet. Die Materialeigenschaften der IF-Elemente sind dabei gleich denen des umgebenden Baugrundes. Referenz für die Berechnung und die Parameteridentifizierung ist die in Abhängigkeit des aufgebracht lateral Drucks gemessene Radiusänderung, welche bei der Nachrechnung über die gesamte Höhe des Pressiometers analysiert wird. Zusätzlich werden bei der numerischen Simulation die vergleichsweise großen Verformungen des Pressiometers durch eine sogenannte *update mesh analysis*, bei der die Struktursteifigkeitsmatrix auf der Grundlage der verformten Geometrie für jeden Berechnungsschritt aktualisiert wird, berücksichtigt.

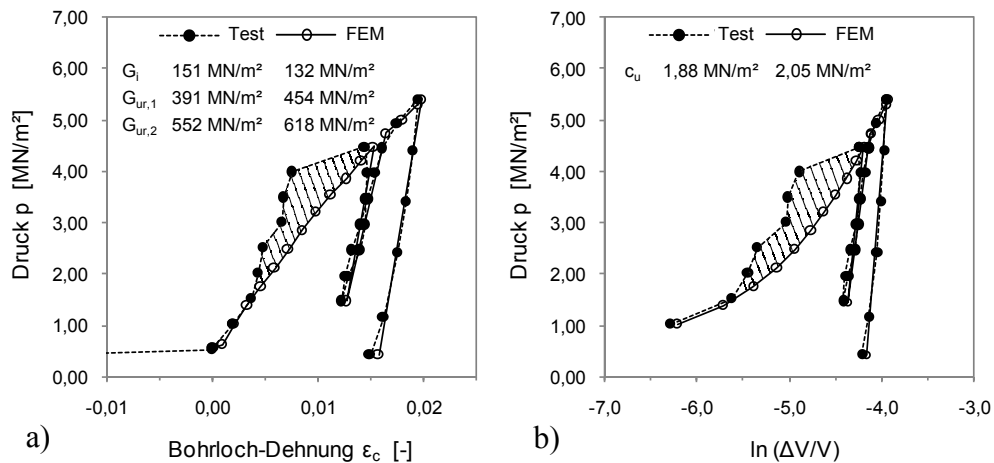


**Abbildung 4.13:** FE-Modell für die Simulation des Pressiometerversuches

Die Gegenüberstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse in Abbildung 4.14 zeigt für die beiden analysierten Belastungszyklen eine gute bis sehr gute Übereinstimmung. Die offensichtlichen Abweichungen während der ersten Pressiometerbelastung ( $\leq 0,6\%$ ) resultieren höchstwahrscheinlich aus Unebenheiten der Bohrlochwandung, da diese bei weiteren Be- und Entlastungen nicht mehr in Erscheinung treten. Bei der numerischen Idealisierung bleibt das Profil der Bohrlochwand unberücksichtigt.

Unter der Annahme linear elastischen Materialverhaltens und einer Querdehnzahl  $\nu = 0,3$  (Abbildung 3.14, Seite 55) berechnen sich die E-Moduln entsprechend Gleichung (4.26) und liegen bei vergleichbaren Druckspannungsverhältnissen  $p$  in dem u.a. von POULOS & DAVIDS 2005 und POULOS & BUNCE 2008 angegebenen Wertebereich von  $100 \text{ MN/m}^2 \leq E_i \leq 450 \text{ MN/m}^2$  und  $500 \text{ MN/m}^2 \leq E_{ur} \leq 3000 \text{ MN/m}^2$ .

$$(4.26) \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$



**Abbildung 4.14:** Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse des Pressiometerversuches *Press -10*

### Schlussfolgerung

Der Vergleich der experimentellen Ergebnisse unterschiedlicher boden- und felsmechanischer Versuche mit den numerischen Resultaten hat gezeigt, dass mit dem HS-Modell verschiedene Dehnungsverläufe bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen an Kalkarenitproben aus verschiedenen Tiefen unter verschiedenen Randbedingungen und Beanspruchungsrichtungen insgesamt gut simuliert werden können. Die Abweichungen resultieren z.T. aus Störungen der entnommenen Proben, Einflüssen der Versuchsanlage, numerischer Idealisierung und der in SCHANZ 1998b aufgeführten Limitation, der Abbildung des Softening-Verhaltens bei Versagen der intergranularen Zementierung (*debonding*) bzw. dem Sprödbuch der Partikel. Weiterführend ist hierzu entweder der verwendete Ansatz zu modifizieren oder alternative Stoffmodelle, wie z.B. das von LAGIOIA & NOVA 1995 und CASTELLANZA & NOVA 2004 vorgestellte, zu analysieren.

Als Ergebnis der Stoffmodell Validierung wird festgestellt, dass das mechanische Verhalten der untersuchten Kalkarenitproben mit dem HS-Modell gut beschrieben werden kann. Daher wird das HS-Modell als geeignet angesehen, das Materialverhalten der analysierten Kalkarenite bei vergleichbaren Spannungsverhältnissen auch im Rahmen von komplexeren numerischen Problemstellungen beschreiben zu können. Nachfolgend wird dies am Beispiel der in Kapitel 3 beschriebenen Pfahlprobelastung analysiert.

#### 4.5.2 Verifikation des Strukturmodells

##### FE-Modell

Abbildung 4.15 zeigt das FE-Modell, welches im Weiteren zur Simulation des Last-Setzungsverhaltens axialbelasteter Einzelpfähle im weichen Kalkarenitgestein verwendet wird. Das Modell ist axialsymmetrisch und hat einen Radius  $r = 7,0$  m und eine Höhe von  $h = 18,0$  m. Der Berechnungsausschnitt ist so gewählt, dass an den Modellrändern keine signifikanten Spannungsänderungen infolge der Pfahlverschiebung auftreten (siehe u.a. MEIBNER 1991, LEONG & RANDOLPH 1994, HO KONG et al. 2006). Die Knoten der seitlichen Modellränder sind horizontal und die Knoten des unteren Randes vertikal und horizontal unverschieblich gelagert. Der Baugrund ist durch 6 knotige isoparametrische Dreieckselemente mit quadratischem Verformungsansatz diskretisiert. Im Hinblick auf die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse ist das FE-Netz in Bereichen zu erwartender Spannungskonzentrationen und großer Verformungsgradienten (Kontaktzone Pfahl-Fels) feiner und zu den Modellrändern hin gröber generiert. Die FE-Berechnungen werden nach der Theorie großer Verformungen durchgeführt, d.h., es werden geometrische Nichtlinearitäten berücksichtigt.

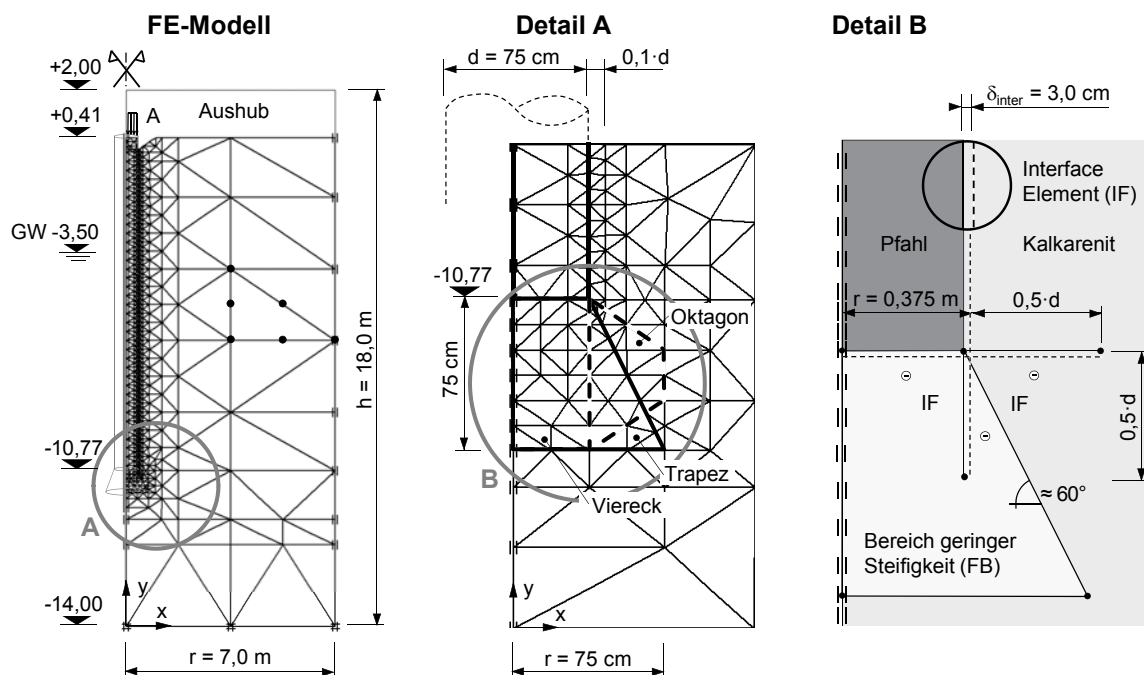
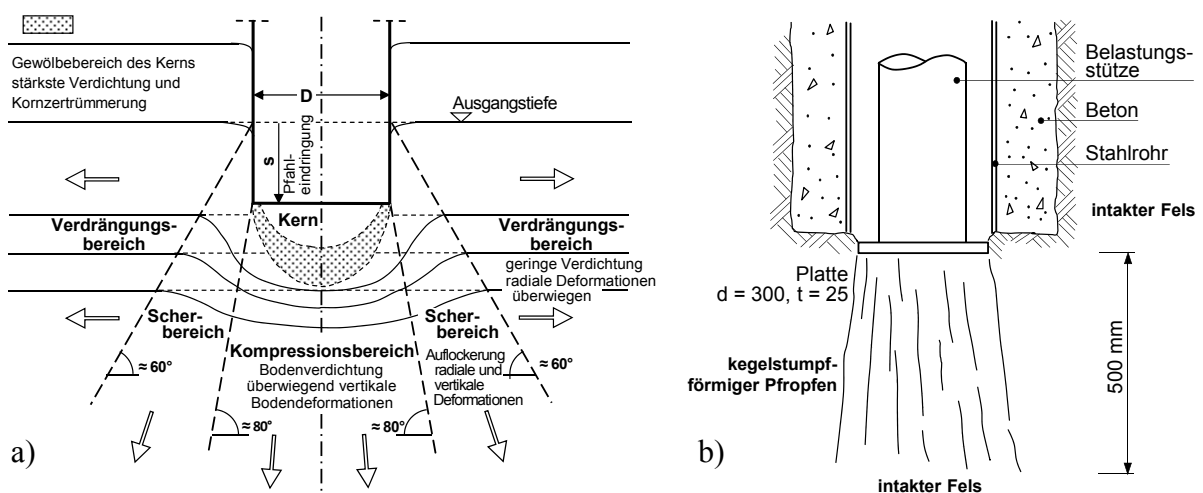


Abbildung 4.15: FE-Modell des axialbelasteten Einzelpfahles

Basierend auf den Untersuchungsergebnissen u.a. von REUL 2000, REUL & RANDOLPH 2002, WEHNERT & VERMEER 2004, v. WOLFFERSDORFF & SCHWEIGER 2008, die den Einfluss der Netzfeinheit auf die Ergebnisqualität analysierten, beträgt die Breite der direkt an den Pfahlschaft angrenzenden Elemente  $0,1 \cdot d$  ( $\cong 7,5$  cm). Zur Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion sind die Kontaktzonen am Pfahlschaft und -fuß durch Interface-Elemente (IF) modelliert. Die Dicke der IF-Elemente  $\delta_{\text{inter}}$  am Pfahlschaft ist entsprechend den Empfehlungen von ROSCOE 1970 und SCHANZ 1998a ( $\delta_{\text{inter}} = 10$  bis  $20 \cdot d_{50}$ ) sowie der gemessenen Bohrlochrauigkeit (Abbildung 3.26) und der von WILLIAMS et al. 1980b beobachteten Bruchfugengröße mit  $\delta_{\text{inter}} = 3,0$  cm gewählt. Zur Vermeidung numerische Singularitäten, welche z.B. an Bauwerksecken oder bei Steifigkeitssprüngen auftreten können, sind die IF-Elemente um jeweils  $0,5 \cdot d$  ( $\cong 37,5$  cm) über den Pfahlfuß hinaus verlängert (Abbildung 4.15 rechts). Das Materialverhalten der IF-Elemente wird als linear-elastische ideal-plastische angenommen und durch das Mohr-Coulomb-Modell beschrieben. Angaben zur numerischen Formulierung und Charakteristik der verwendeten IF-Elemente finden sich u.a. in v. LANGEN 1991 und BRINGREVE 2003.

Variationen der Baugrundeigenschaften können mit dem HS-Modell nur durch Schichten bzw. Bereiche veränderter Parameterwerte beschrieben werden. Daher ist zur Simulation der herstellungsbedingten Auflockerung am Pfahlfuß ein Bereich (FB) geringerer Steifigkeit bzw. modifizierter Parameterwerte modelliert (Abbildung 4.15 rechts). Für den Auflockerungsbereich wird, ähnlich den Versuchsergebnissen von LINDER 1977 und WILLIAMS et al. 1980b (Abbildung 4.16), eine Trapezform gewählt. Der Einfluss der in Abbildung 4.15 Mitte dargestellten Geometrien (Trapez, Oktagon u. Rechteck) auf das Tragverhalten wird in Abschnitt 4.5.4 untersucht.

Herstellungsbedingte Änderungen der Baugrundeigenschaften im Bereich der Bohrlochwand werden über die Größen der Parameterwerte der IF-Elemente berücksichtigt.



**Abbildung 4.16:** Schematischer Verformungs- u. Bruchmechanismus bei auf Spitzendruck beanspruchten Pfählen nach a) LINDER 1977, b) WILLIAMS et al. 1980b

### Schrittweise Simulation der Probelastung (step by step analysis)

Bei der rechnerischen Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlgründungen sind der Ausgangsspannungszustand und die durch die Herstellung verursachten Struktur- und Spannungsveränderungen des Baugrundes zu berücksichtigen. Daher wird die in Kapitel 3.5 beschriebene Probelastung schrittweise, mit dem Aushub beginnend, über die Pfahlherstellung bis zum Ende des Belastungsversuches in 10 Berechnungsphasen simuliert.

Die Ausgangsspannungen werden mit einer Schwerkraftbelastung durch Aufbringen des Bodeneigengewichtes in der ersten Berechnungsphase erzeugt. Die Parameterkennwerte für den Kalkarenit sind in Tabelle 4.1 aufgeführt. Die Größen der Parameter ergeben sich aus einer Vielzahl im Untersuchungsgebiet durchgeführter (Abbildung 3.15) und numerisch simulierter Pressiometerversuche (vgl. u.a. DONALD et al. 1980, LEONG & RANDOLPH 1994 u. HO KONG et al. 2006).

In der zweiten Phase wird der Aushub von ca. 2,0 m durch Deaktivieren der entsprechenden Baugrundbereiche nachempfunden (Abbildung 4.15 links).

Die Pfahlherstellung wird in der Phase 3 simuliert. Dazu werden in den Elementen, die den Pfahl repräsentieren, die Materialeigenschaften des Kalkarenits mit denen des Betons ausgetauscht. Da die Betonsteifigkeit wesentlich größer ist als die des Kalkarenits (Tabelle 4.1), wird dem Pfahl linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen. Gleichzeitig werden die Parameterwerte der Auflockerungsbereiche am Pfahlfuß und -schaft (IF-Elemente) modifiziert. Zur wirklichkeitsnahen Berücksichtigung dilatanten Verhaltens bei großen Relativverschiebungen am Pfahlmantel (siehe Abschnitt 2.2.1) wird für die jeweiligen IF-Elemente die „*dilatancy cut off*“ Funktion (4.3.2) aktiviert. Mit dieser vereinfachten Modellierung werden die komplexen in situ Verhältnisse bei der Pfahlherstellung nur unvollkommen reflektiert. Die in Kapitel 3.6.5 diskutierten Messungen haben jedoch gezeigt (Abbildung 3.40), dass sich der in situ Spannungszustand neben dem Pfahl durch die Herstellung nur unwesentlich ändert (vgl. hierzu u.a. auch KATZENBACH et al. 1995, HOLZHÄUSER 1998).

**Tabelle 4.1:** In der FE-Berechnung verwendete Parameterwerte für den Kalkarenit

Parameter	Symbol	Einheit	Kalkarenit	Beton
Wichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,8	25,0
Sekantenmodul	$E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$1,052 \cdot 10^6$	-
Tangentenmodul	$E_{Oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$0,620 \cdot 10^6$	-
Elastizitätsmodul	$E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$3,000 \cdot 10^6$	$3,1 \cdot 10^4$
Exponent	$m$	[-]	0,89	-
Kohäsion	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$1,984 \cdot 10^3$	-
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	43,4	-
Dilatanzwinkel	$\psi$	[°]	16,2	-
Querdehnzahl	$\nu$	[-]	0,37	0,2



In der vierten Phase werden die Verformungen infolge Aushub und Pfahlherstellung zu Null gesetzt und mit der Belastung begonnen. Wie die in Abschnitt 3.5.3 beschriebene Pfahlprobebelastung wird auch die FE-Berechnung lastgesteuert durchgeführt. Aus Gründen der Rechenvereinfachung werden allerdings bei den weiteren Be- und Entlastungsphasen lediglich die maximalen und minimalen Lasten der in Abbildung 3.28 dargestellten Belastungsgeschichte simuliert.

Numerische Voruntersuchungen ergaben, dass eine Simulation des sich am Pfahlfuß ausbildenden Bruchvorganges über die empirisch als Grenzwert definierte Pfahlkopfsetzung von  $0,1 \cdot d$  hinaus mit dem verwendeten Stoffmodell nicht zielführend ist. Aus diesem Grund wird die numerische Berechnung nur bis zu einer maximalen Belastung von 9,0 MN (entspricht dem einsetzenden Gesamtversagen, Abschnitt 3.6.4) und einer zugehörigen Pfahlkopfsetzung von 6,0 cm simuliert. Damit ist der bemessungsrelevante Verformungsbereich für die Gebrauchstauglichkeit abgedeckt.

### Verifizierung des numerischen Modells

Das Last-Setzungsverhalten axial belasteter Einzelpfähle wird, wie in Kapitel 2.2 ausführlich erläutert, durch die setzungsabhängigen Einzelwiderstände der Mantelreibung und des Spitzendrucks beeinflusst. Die Größe und die Wechselwirkung der mobilisierten Einzelwiderstände sind von der Charakteristik des Lastabtrages in der Kontaktzone Pfahl-Fels geprägt und werden, wie aus zahlreichen Feld- und Laborversuchen (HORVATH et al. 1980, STOCKER 1980, WILLIAMS et al. 1980a, JOHNSTON 1991, REUL 2000, SEIDEL & HABERFIELD 2002b, GU et al. 2003) sowie numerischen Analysen (DONALD et al. 1980, LEONG & RANDOLPH 1994, HASSAN & O'NEILL 1997, PELLIS 1999, WEHNERT & VERMEER 2004, WEHNERT & VERMEER 2004, HABERFIELD & COLLINGWOOD 2006) bekannt, von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst. Für die hier analysierten Verhältnisse sind das neben den Gebirgseigenschaften die u.a. von der Herstellungsmethode abhängige Rauigkeit der Bohrlochwand, die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der Kontaktzone Pfahl-Fels, deren initiale Spannungszustände nach der Pfahlherstellung sowie die Pfahlgeometrie.

Die Parameterwerte des Gebirges (Tabelle 4.1) bleiben, anders als z.B. bei OSTERBERG & GILL 1973, PELLIS & TURNER 1979, ROWE & ARMITAGE 1987a für die weiteren Betrachtungen unverändert. Der kausale Zusammenhang zwischen der Bohrlochrauigkeit und Dilatanzeffekten (Abschnitt 2.2.1) wird über die Porenzahlen und die „*dilatancy cut off*“ Funktion (Abbildung 4.3) berücksichtigt. Für die Größe des Dilatanzwinkels  $\psi'$  wird ein aus den Untersuchungsergebnissen von BOLTON 1986 und SCHANZ & VERMEER 1996 abgeleiteter, näherungsweise Zusammenhang verwendet, wonach sich  $\psi'$  für Reibungswinkel  $\varphi' \geq 30^\circ$  zu  $\psi' = \varphi' - 30^\circ$  ergibt. Die Kohäsion  $c'$  wird für die IF-Elemente zu null gesetzt. Entsprechend der in SCHANZ 1998a angegebenen empirischen Relation  $E_{Oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$  wird für die herstellungsbedingten Auflockerungsbereiche an Pfahlfuß und Bohrlochwand das Verhältnis der Steifigkeiten  $E_{Oed}^{ref} / E_{50}^{ref}$  mit eins angenommen. Für den Bereich der initialen Normalspannungen infolge des Frischbetondrucks  $p_h$  in der Kontaktzone (schwankt von  $p_h = 75 \text{ kN/m}^2$  bis  $245 \text{ kN/m}^2$ ) ergeben sich entsprechend den

Untersuchungen von HYDEN et al. 1988 und HABERFIELD & COLLINGWOOD 2006 nur geringe Auswirkungen auf die Größe der mobilisierten Mantelreibung. Im Weiteren bleibt dieser Einfluss daher unberücksichtigt. Abweichend von den eigenen Messungen (vgl. Abbildung 3.26) wird für die numerische Simulation von einem konstanten Durchmesser  $d = 75$  cm über die gesamte Pfahlänge ausgegangen. Durch die aufgeführten Zusammenhänge und begründeten Annahmen wird die Anzahl der zu analysierenden Parameter reduziert und die anschließenden Untersuchungen zur Modellverifikation vereinfacht.

Die Eignung des numerischen Modells zur Abbildung der komplexen Problemstellung wird, wie in Abschnitt 4.4.2 erläutert, mit Hilfe von Testmethoden überprüft. Dazu werden zunächst, ähnlich den Empfehlungen von WILL et al. 2003, alle notwendigen Eingabeparameter der Materialdatensätze der IF-Elemente und des Pfahlfußbereiches unter Verwendung der MC-Methode in ihren jeweiligen Definitionsbereichen variiert. Die Qualität der zufällig bestimmten Parametervektoren in Bezug auf die Systemantwort wird durch die Zielfunktionswerte nach Gleichung (4.18) und (4.19) beziffert. Referenzwerte sind die Messergebnisse der Pfahlkopfsetzung  $s$ , der axialen Betondehnung  $\varepsilon_a$  und des Spitzendruckes  $q_b$  der in Kapitel 3 beschriebenen Pfahlprobebelastung.

In Abbildung 4.17 sind für die 300 besten (kleinsten) Zielfunktionswerte der insgesamt 1500 Berechnungen die Ergebnisse der statistischen Analyse dargestellt. Die diagonalen Felder, welche die Zielfunktionswerte in Abhängigkeit des jeweiligen Parameters repräsentieren, zeigen für  $E_{Oed,FB}^{ref}$ ,  $E_{ur,FB}^{ref}$  und  $\varphi_{IF}$  einen gut ausgebildeten Extremwertbereich. Für  $v_{FB}$ ,  $v_{IF}$  und  $e_{max,IF}$  ist dieser vergleichsweise schwach ausgeprägt und in der Darstellung für  $\varphi_{FB}$  nicht nachweisbar. Sowohl für  $E_{Oed,IF}^{ref}$  als auch für  $E_{ur,IF}^{ref}$  ist der beste Parametersatz nahe der Untergrenze des Suchbereiches zu erwarten. Aus der Verteilung der Zielfunktionswerte in den nicht diagonalen Feldern lassen sich für die analysierte Problemstellung keine funktionalen Zusammenhänge zwischen einzelnen Parametern ableiten (vgl. Abb. 4.7). Die in diesen Feldern unbesetzten Gebiete ergeben sich auf Grund implizit in der Vorwärtsrechnung enthaltenen Restriktionen. Da solche Bereiche für komplexe Problemstellungen anfänglich unbekannt sind, kann als ein weiteres Ergebnis der statistischen Analyse der Suchbereich für  $\varphi_{IF}$  und  $e_{max,IF}$  begrenzt werden.

Der Einfluss der einzelnen Parameter auf die Systemantwort wurde mittels Sensitivitätsanalyse (siehe S.112) geprüft. Die Gradienten nach Gleichung (4.21) werden an der untersuchten Stelle mit Hilfe des Vor- und Rückwärtsdifferenzenquotienten approximiert. Die Parametervariation beträgt dabei  $\pm 5$  % des entsprechenden Wertes. In Abbildung 4.18 sind die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse der gesamten Modellantwort für den Parametersatz der MC-Simulation dargestellt, für den sich der kleinste Zielfunktionswert ergibt. Analog den Ergebnissen der stat. Analyse (Abbildung 4.17) ergeben sich für die Parameter mit einem gut ausgebildeten Extremwertbereich auch die größten Modellsensitivitäten. Für den betrachteten Fall sind das besonders der Reibungswinkel und die Steifigkeit der IF-Elemente ( $\varphi_{IF}$  u.  $E_{Oed,IF}^{ref}$ ) sowie die Steifigkeiten des Pfahlfußbereiches ( $E_{Oed,FB}^{ref}$  u.  $E_{ur,FB}^{ref}$ ).

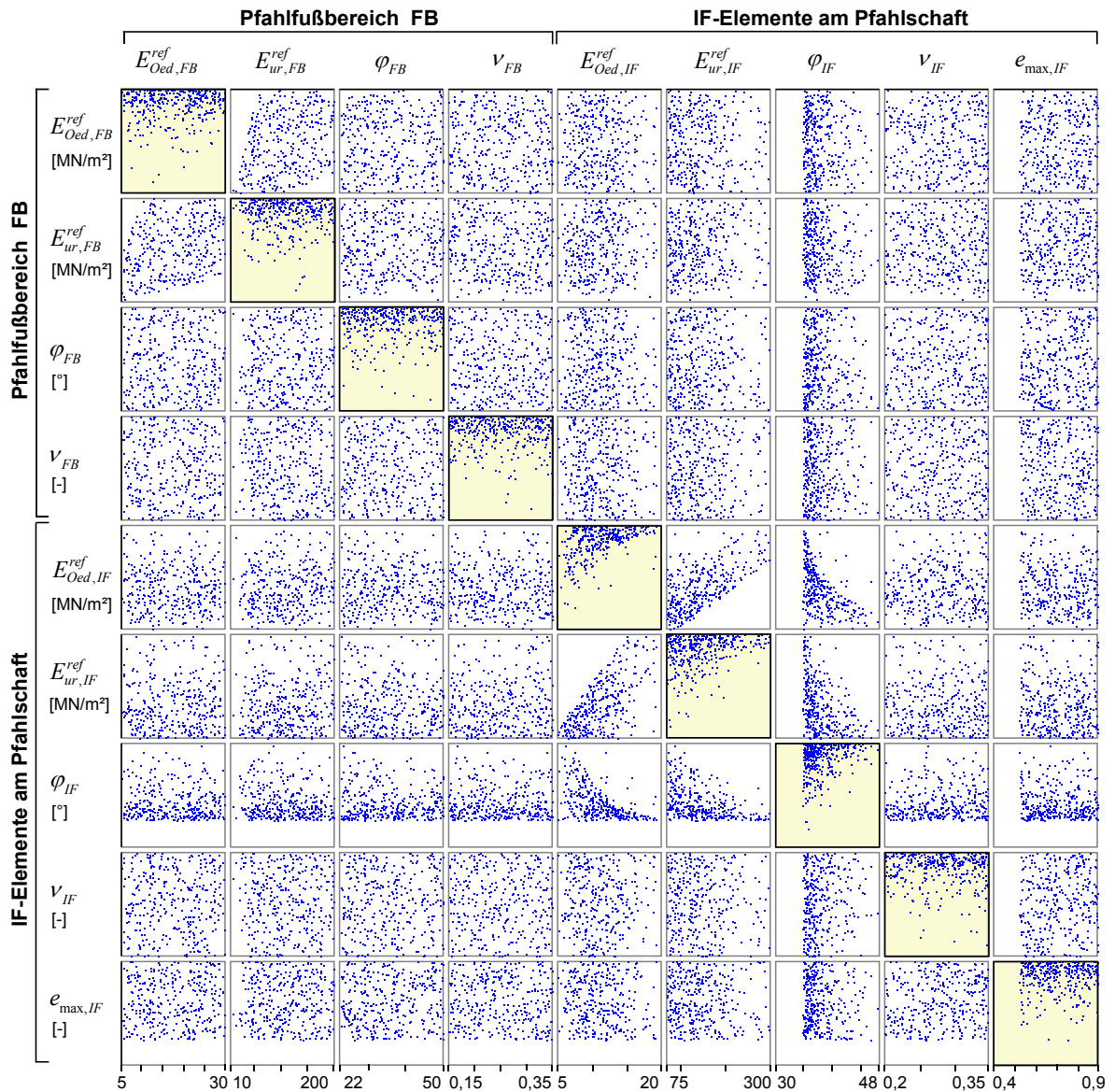


Abbildung 4.17: Punktwolken-Matrix der analysierten Parameter, gefilterte Ergebnisse einer Monte-Carlo-Simulation (300 von insgesamt 1500 Berechnungen)

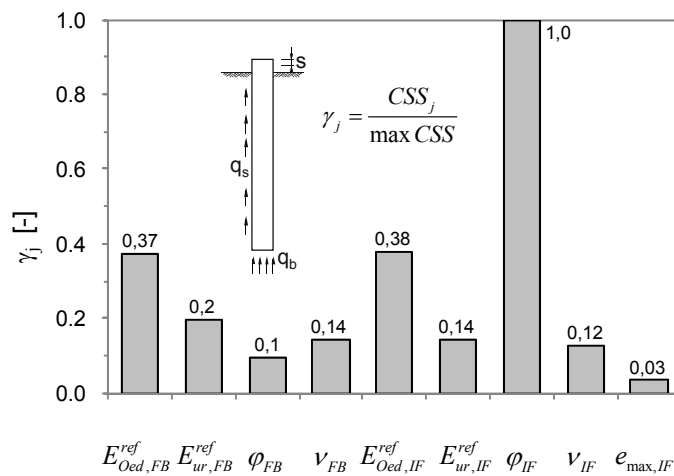


Abbildung 4.18: Normierte  $CSS_j$ -Werte der gesamten Modellantwort ( $s_{Kopf}$ ,  $q_s$  und  $q_b$ )

Die Ergebnisse der Voruntersuchung bestätigen die eingangs formulierten und in Abschnitt 2.2.1 aufgeführten Abhängigkeiten der Tragfähigkeit von den untersuchten Parametern und indizieren die generelle Eignung des entwickelten numerischen Modells für eine realitätsnahe Simulation des Last-Setzungsverhaltens axialbelasteter Bohrpfähle in den analysierten Baugrundverhältnissen. Darüber hinaus lassen die Verteilungen der Zielfunktionswerte  $f(\mathbf{x})$  der sensitiven Eingangsparameter ( $\gamma_j \geq 0,2$ , Abb. 4.17 und 4.18) auf eine relativ zuverlässige Parameteridentifizierung mittels inverser Optimierungsstrategien schließen, weswegen diese für die nachfolgende Modellkalibrierung genutzt werden.

### 4.5.3 Modellkalibrierung (Kalibrierung des Strukturmodells)

Das numerische Modell wurde an den Messergebnissen der eigenen Pfahlprobebelastung kalibriert (Abschnitt 3.6). Ziel der Kalibrierung ist es, die Werte der notwendigen Eingabeparameter derart zu bestimmen, dass die Ergebnisse der FE-Berechnung gut mit den Referenzwerten (Messungen) übereinstimmen. Im Gegensatz zu der sonst üblichen „Trial & Error“ Methode werden die Parameterwerte invers mit Hilfe der Partikel-Schwarm-Optimierung (PSO, Abschnitt 4.4.2) bestimmt. Auf der Basis der Verifikationsergebnisse werden für die hier analysierte Problemstellung nur die Werte der als sensitiv detektierten Größen ( $\gamma_j > 0,2$ )  $\varphi_{IF}$ ,  $E_{Oed,FB}^{ref}$  und  $E_{ur,FB}^{ref}$  durch eine Parameteridentifizierung rückgerechnet. Alle anderen Parameterwerte werden an Hand der eigenen und der in der Literatur aufgeführten Versuchsergebnisse bzw. Empfehlungen und Erfahrungen festgelegt.

Für die Querdehnzahlen der IF-Elemente und des Pfahlfußbereiches werden die eigenen experimentell bestimmten Werte von  $\nu_{IF} = \nu_{FB} = 0,3$  verwendet (siehe hierzu u.a. auch WILLIAMS et al. 1980b, DONALD et al. 1980, HORVATH et al. 1983, ROWE & ARMITAGE 1987b, POULOS & DAVIDS 2005 und HABERFIELD & COLLINGWOOD 2006). Korrespondierend mit den Ergebnissen der diskutierten Oedometerversuche (Abschnitt 3.3.2), der statistischen Kennwertanalyse (Abschnitt 3.4 u. Tabelle A.1-A.3) und den z.B. in POULOS 1988, AL-MHAIDIB 2006 u. WANG & LEUNG 2008 aufgeführten experimentellen Untersuchungen wird die Porenzahl der IF-Elemente mit  $e_{max,IF} = 0,56$  gewählt. Abgeleitet aus den Ergebnissen der statistischen Analyse und den Beschränkungen des HS-Modells in Bezug auf die zulässigen Parameterkombinationen, werden die Steifigkeiten der IF-Elemente entsprechend den Angaben von DONALD et al. 1980, LEONG & RANDOLPH 1994 LEONG & RANDOLPH 1994 mit etwa einem Prozent der Gebirgssteifigkeit (*rock mass modulus*) angenommen.

In Tabelle 4.2 sind die festgelegten Werte der Eingangsparameter und die Definitionsbereiche der im Rahmen der Modellkalibrierung zu identifizierenden Parameter für beide Materialdatensätze (IF-Elemente und Pfahlfußbereich) zusammengestellt.

Um die Identifizierbarkeit der gesuchten Parameter zu prüfen (innerhalb der Definitionsbereiche), wird im Vorfeld der Parameterbestimmung zunächst die Zielfunktionstopologie analog der Modellverifizierung mit Hilfe einer MC-Simulation abgetastet.

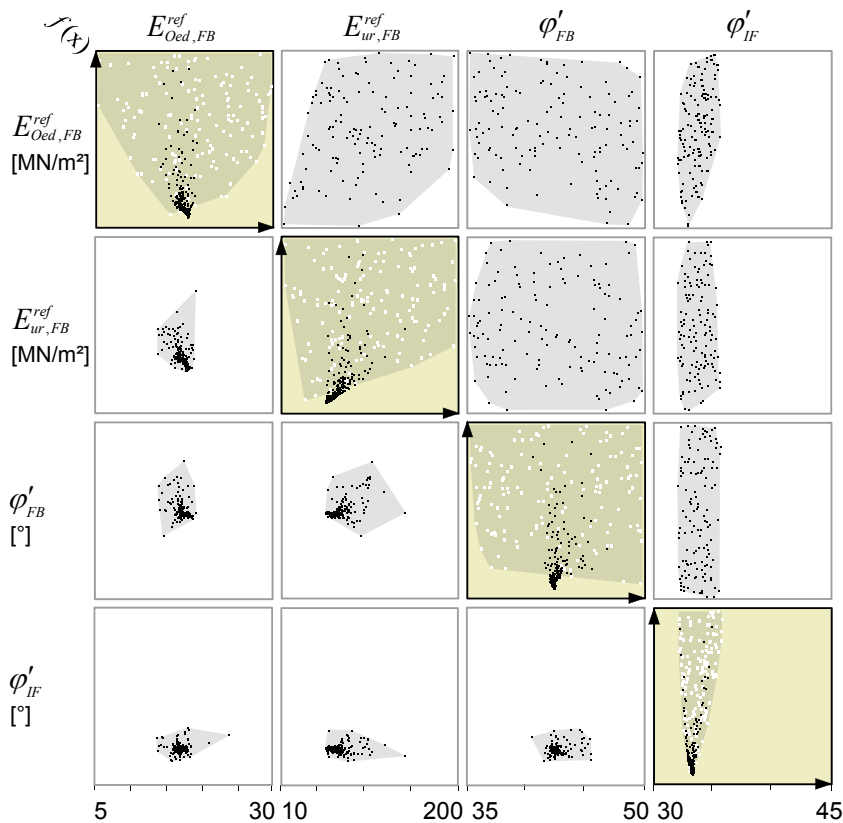
**Tabelle 4.2:** Materialdatensätze der IF-Elemente und des Pfahlfußbereiches, definierte Parameterwerte und Definitionsbereiche

Materialdatensatz	Parameter	Einheit	festgelegte Werte	Definitionsbereich	
				min.	max.
Interface Elemente	$E_{Oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	5,20		
	$E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	100		
	$m$	[-]	0,50		
	$c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00		
	$\varphi / \psi$	[°]	-	30 / 0	45 / 15
	$\nu$	[-]	0,30		
	$e_0 / e_{max}$	[-]	0,5 / 0,56		
Pfahlfußbereich (FB)	$E_{Oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	-	5	30
	$E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	-	10	200
	$m$	[-]	0,50		
	$c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00		
	$\varphi / \psi$	[°]	-	35 / 5	50 / 20
	$\nu$	[-]	0,30		

Anschließend werden die Werte der sensitiven Parameter unter Verwendung der Methode der PSO bestimmt (Abschnitt 4.4.2, Abbildung 4.5). Als Referenzserien zur Berechnung der Zielfunktion gemäß Gleichung (4.19) werden hier im Vergleich zur Modellverifizierung nur die Messergebnisse der Pfahlkopfsetzung  $s$  und die zugehörigen Spitzendruckwerte  $q_b$  herangezogen. Grund dafür ist, dass bei den meisten Pfahlprobebelastungen lediglich die Pfahlkopfsetzungen für den Bereich der 1,5-2fachen Gebrauchslast gemessen werden und das Erfassen der mobilisierten Einzelwiderstände häufig nur Forschungszwecken im Rahmen besonderer Baumaßnahmen vorbehalten bleibt. Darüber hinaus soll der sich aus der Verifizierung des Strukturmodells abzeichnende Einfluss der Steifigkeit des Pfahlfußbereiches weiter analysiert werden. Die Wichtungsfaktoren der Zielfunktionswerte für  $s$  und  $q_b$  berechnen sich entsprechend Gleichung (4.20) zu  $w_s = 5 \cdot 10^5$  u.  $w_{q_b} = 1 \cdot 10^{-4}$ . Unberücksichtigt bleibt der im Vergleich zur Variation der Bodenparameter vernachlässigbar geringe Einfluss der Messunsicherheiten (Tabelle 3.4) auf die Größe der Zielfunktionswerte.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abbildung 4.19 visualisiert. Zur besseren Übersicht sind von den 1500 Berechnungen lediglich die Zielfunktionswerte im Intervall von  $0 < f(x) \leq 20$  abgebildet. Die Symmetrie der Punktwolken-Matrix wird dahingehend genutzt, dass in den Elementen rechts der Hauptdiagonalen die Verteilungen der Zielfunktionswerte aus der MC-Simulation und links aus der PSO dargestellt sind.

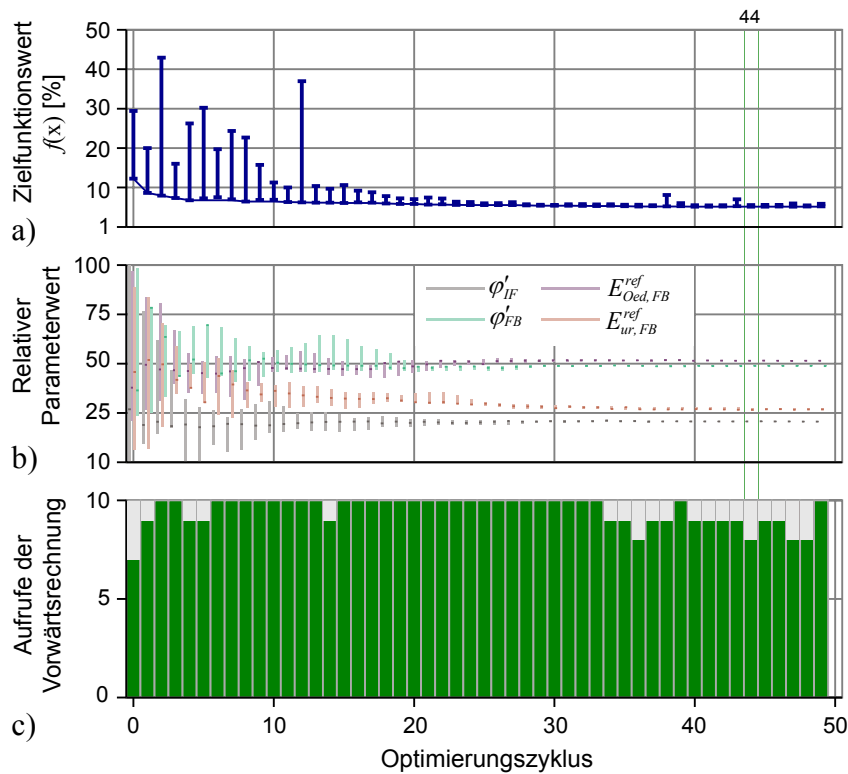
Die diagonalen Elemente ( $x - f(x)$ -Diagramme) zeigen die parameterabhängigen Verteilungen der Zielfunktionswerte beider Analysen. Die hellen Markierungen repräsentieren dabei die Verteilungen der MC-Simulation, aus denen sich auch die konvexe Hülle ableitet. Die dunklen Markierungen bilden die Ergebnisse der PS-Optimierung ab.



**Abbildung 4.19:** Punktwolken-Matrix der zu identifizierenden Parameter der Modellkalibrierung; helle Punkte-MC-Simulation, dunkle Punkte-PSO

Analog den Untersuchungen zur Modellverifizierung (Abbildung 4.17) ist die Abhängigkeit der Systemantwort (gut ausgebildete Extremwertbereiche) von  $\phi_{IF}$ ,  $E_{Oed,FB}^{ref}$  und  $E_{ur,FB}^{ref}$  im Gegensatz zu  $\phi_{FB}$  offensichtlich. Der Reibungswinkel  $\phi_{FB}$  ist seinem Wert nach mit dem numerischen Modell nicht zuverlässig identifizierbar, wird aber auf Grund von spezifischen Abhängigkeiten innerhalb des HS-Modells mit untersucht. In den  $x$ - $f(x)$  Diagrammen ist die vergleichsweise schmale, in einem Minimum der Zielfunktionsstopologie endende Spur der mit der Optimierungsprozedur bestimmten Zielfunktionswerte deutlich zu erkennen (dunkle Markierung). Dabei weichen für  $E_{Oed,FB}^{ref}$  und  $E_{ur,FB}^{ref}$  die über die PSO lokalisierten Minima geringfügig von denen der MC-Simulation ab. Ursache ist eine gewisse Rauigkeit der Zielfunktionsstopologie im Bereich der Extremwerte der Steifigkeiten, die auf die Wechselwirkung der Einzelwiderstände im Setzungsbereich nahe des beobachteten Gesamttragversagens zurückgeführt werden kann (Abschnitt 3.6.4).

Neben der Punktwolken-Matrix ist der Verlauf der Optimierung zur Kontrolle in Abbildung 4.20 dargestellt. Abb. 4.20a zeigt die Entwicklung des Zielfunktionswertes mit zunehmender Anzahl an Optimierungszyklen (Zyklus siehe Abbildung 4.5) sowie die Intervalle von  $f(x)$  je Zyklus. Aus der Darstellung ist zu erkennen, dass der Algorithmus relativ schnell gegen ein lokales Optimum konvergiert – was einer Verbesserung der Ergebnisqualität entspricht – und in den weiteren Berechnungen nur noch minimale Verbesserungen erzielt werden. Parallel dazu verkleinern sich die Intervalle der Parameter innerhalb ihres Suchbereiches (Abb. 4.20b). In dem Säulendiagramm der Abbildung 4.20c sind die Anzahl der Vorwärtsrechnungen je Optimierungszyklus und die Menge



**Abbildung 4.20:** Sequenzgraphen der Partikel-Schwarm-Optimierung mit 10 Partikeln

der erfolgreichen und fehlgeschlagenen Berechnungen (dunkle bzw. helle Markierung) der Optimierung farbcodiert dargestellt. Aus der Anzahl der erfolgreichen Berechnungen ( $> 95\%$ ) kann für die durchgeführte Optimierungssequenz auf ein vergleichsweise robustes numerisches Modell geschlossen werden, wenn mit Robustheit die Empfindlichkeit der Systemantwort gegenüber unvermeidlichen in der Natur vorhandenen Streuungen der Eingabeparameter charakterisiert wird. Der mit einem Zielfunktionswert von  $f(x) = 3,25$  günstigste Parametersatz der Optimierung konnte im 44. Zyklus bestimmt werden. Die Werte der einzelnen Parameter sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Die vorgegebenen, nicht optimierten Größen sind grau dargestellt.

Die oedometrische Tangentensteifigkeit  $E_{Oed,FB}^{ref}$  und der Reibungswinkel  $\varphi_{FB}$  des Pfahlfußbereiches stimmen ihren Werten nach gut mit den Ergebnisbereichen der Laborver-

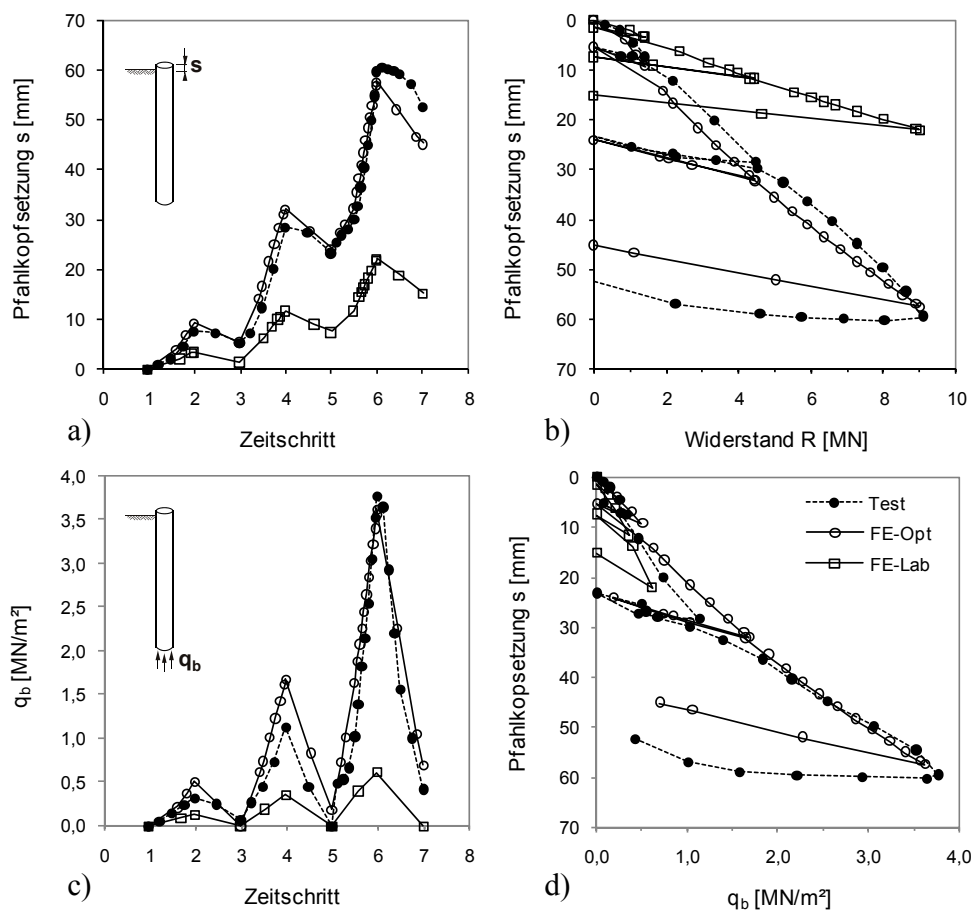
**Tabelle 4.3:** Materialdatensätze als Ergebnis der Parameteridentifizierung

Parameter	Einheit	IF-Elemente	Pfahlfußbereich FB
$E_{Oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	5,20	17,86
$E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	100	60,61
$m$	[-]	0,5	0,5
$c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0	0
$\varphi / \psi$	[°]	33,1 / 3,1	42,3 / 12,3
$\nu$	[-]	0,3	0,3
$e_0/e_{max}$	[-]	0,5 / 0,56	-

suche überein (Abschnitt 3.3.2 und 4.5.1). Die Abweichungen der Werte der spannungsabhängigen Steifigkeit  $E_{50,FB}^{ref}$  und  $E_{ur,FB}^{ref}$  resultieren aus den unterschiedlich großen Untersuchungsbereichen und dem damit verbundenen Erfassen von Diskontinuitäten und lokalem Bruchverhalten sowie den herstellungsbedingten Eigenschaftsänderungen. Der identifizierte Reibungswinkel  $\varphi_{IF}$  der IF-Elemente ist kleiner als die aus den Laborversuchen und der Stoffmodellvalidierung bestimmten Werte  $\varphi_{IF}/\varphi \approx 0,8$  (Abschnitt 3.3.2 bzw. 4.5.1). Die Hauptursache ist in der herstellungsbedingten Auflockerung der Bohrlochwand und den damit veränderten mechanischen Eigenschaften zu sehen.

In den Abbildungen 4.21 - 4.23 sind die Ergebnisse der mit den identifizierten Parameterwerten (Tabelle 4.3) durchgeführten FE-Simulationen *FE-Opt* den Messungen *Test* (vgl. Abschnitt 3.6) gegenübergestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der mit den experimentell bestimmten Parameterwerten (Laborversuche: vgl. Abschnitt 3.3.2) durchgeführten FE-Berechnung *FE-Lab* eingetragen.

In Abbildung 4.21 links sind die Ergebnisse gegenüber frei gewählten Modellzeiten (Stützstellen) aufgetragen. Entsprechend Abschnitt 4.4.2, Abbildung 4.6 stellt dieser Zusammenhang die Grundlage zur Ermittlung der Zielfunktionswerte und damit der Optimierungsprozedur dar (vgl. Abbildung 4.5). Die Entwicklung der Pfahlkopfsetzung bei ansteigender Belastung und der dabei mobilisierte Spitzendruck sind in Abbildung 4.21 b) und d) rechts dargestellt. Der Vergleich der Pfahlkopfsetzung zeigt, dass die berech-

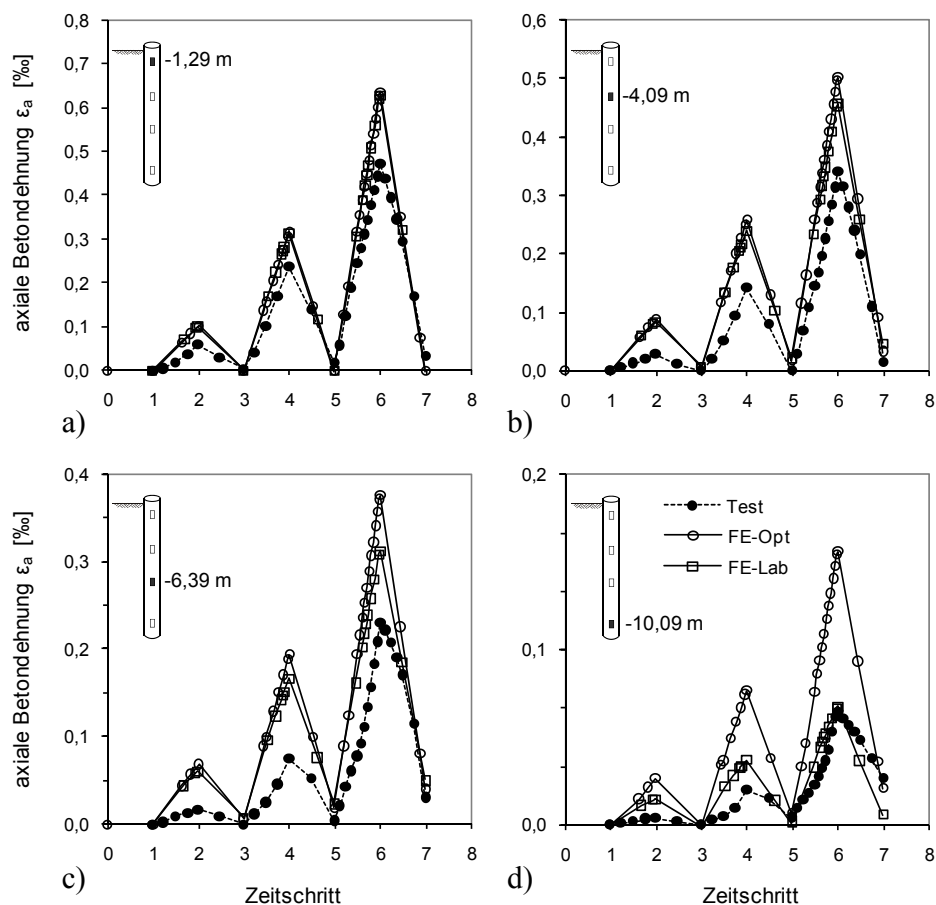


**Abbildung 4.21:** Gegenüberstellung der Simulations- und Messergebnisse  
a) - b) Setzungen  $s$ , c) - d) Spitzendruck  $q_b$



neten Setzungen (*FE-Opt*) für den analysierten Belastungsbereich um ca. 4-19 % (max. 4 mm) überschätzt werden, wobei sich mit zunehmenden Setzungen die Abweichungen verringern. Für die Ent- u. Wiederbelastungen sind die Differenzen kleiner (max. 10 %) und resultieren z.T. aus der rein elastischen Modellierung des Materialverhaltens für diesen Bereich. Ein ähnliches Verhalten ist für den mobilisierten Spitzendruck zu beobachten. Die Ergebnisse der FE-Simulation für  $q_b$  (*FE-Opt*) sind um bis zu 20 % größer als die Messwerte (*Test*), wobei auch hier mit zunehmender Setzung die Unterschiede kleiner werden. Ursache für die Abweichungen ist die Vereinfachung, den Pfahl – konträr zu den Messungen (vgl. Abbildung 3.26) – mit einem über die gesamte Länge konstanten Durchmesser zu modellieren. Als Folge bleiben im Versuch nicht erfasste, aber wahrscheinliche vertikale Komponenten des Lastabtrags am Pfahlschaft, insbesondere im Pfahlfußbereich, unberücksichtigt (siehe u.a. DÜHRKOP & GRABE 2008).

Der Vergleich der in Abbildung 4.22 über die Modellzeit dargestellten Dehnungsverläufe bestärken diese These. Die Differenzen zwischen den Mess- und Rechenwerten nehmen mit ansteigender Belastung und Pfahltiefe zu. Gegenüber dem Versuchspfahl indiziert dies eine größere axiale Betondehnung und folglich einen größeren Lasttransfer zum Pfahlfuß hin. Der Einfluss der Pfahlsteifigkeit ist auf Grund des vergleichsweise großen Verhältnisses von  $E_c/E_m \approx 75$  in diesem Zusammenhang von untergeordneter Bedeutung (vgl. u.a. BROERE & VAN TOL 2006).

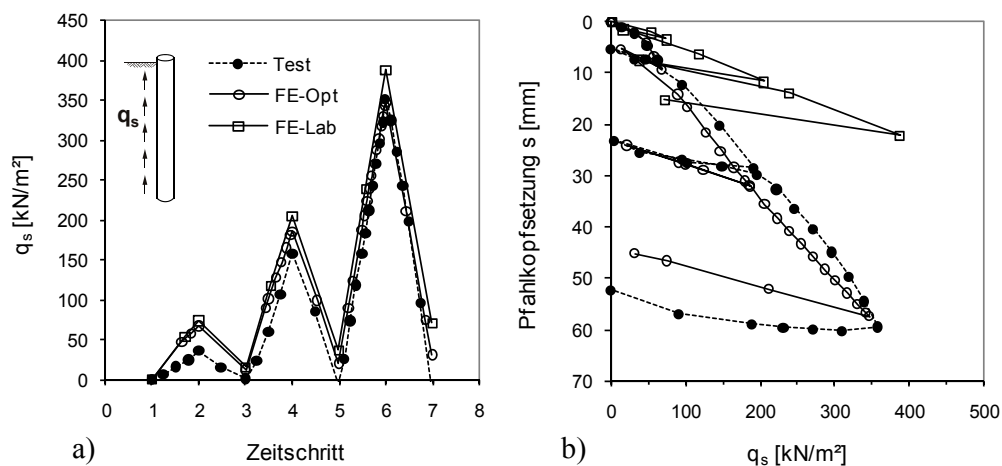


**Abbildung 4.22:** Gemessene und berechnete axiale Betondehnungen  $\epsilon_a$

Obwohl nicht als Referenz bei der Parameteridentifizierung berücksichtigt, zeigen die in Abbildung 4.23 dargestellten Kurvenverläufe der gemessenen und berechneten Mantelreibung (*Test* bzw. *FE-Opt*) in einem Verformungsbereich, der über den des üblichen Gebrauchszustandes hinausgeht, eine gute Übereinstimmung. Für Setzungen von  $s \leq 10$  mm liegen die Abweichungen in der Größenordnung von bis zu 25 % und nehmen bis zu  $s = 60$  mm auf  $< 2,5$  % ab. Die maximalen Differenzen treten analog dem Spitzendruckverlauf bei der finalen Entlastung auf. Dieses Verhalten lässt sich zum einen mit der Annahme linear-elastischen Materialverhaltens für die Ent- u. Wiederbelastung (vgl. Abschnitt 4.3.2) und zum anderen mit dem im Bereich großer Belastungen auftretenden Korn- u. Gefügebruch und den daraus resultierenden plastischen Verformungen begründen (siehe u.a. WILLIAMS & PELLIS 1981, NG et al. 2001).

Werden die experimentell bestimmten Parameterwerte (vgl. Abschnitt 3.3.2 u. 4.5.1) als Eingabewerte der FE-Simulation verwendet (*FE-Lab*), so ist die Überschätzung der Pfahltragfähigkeit aus der WSL und der setzungsabhängigen Entwicklung von  $q_s$  und  $q_b$  klar ersichtlich. Primäre Ursache sind die gegenüber den in-situ Verhältnissen aus den Laborversuchen bestimmten höheren Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften für die IF-Elemente, wodurch infolge von Dilatanzeffekten größere Normalspannungen, ergo größere Mantelreibungen mobilisiert werden. Als Folge werden die setzungsabhängigen Einzelwiderstände  $R_s(s)$  und  $R_b(s)$  über- bzw. unterschätzt und damit das Pfahltragverhalten falsch beurteilt.

Aus diesem Sachverhalt wird deutlich, dass die zur rechnerischen Simulation des Last-Setzungsverhaltens entwickelten numerischen Modelle an zuverlässigen und repräsentativen Messergebnissen aus Pfahlprobebelastungen kalibriert werden müssen. Erst dann können herstellungsbedingte Effekte und deren Auswirkung auf die beschriebene Interaktion der Tragfähigkeit (Einzelwiderstände) realistisch abgebildet und die Modelle zur Prognose des Tragverhaltens von Pfählen unter vergleichbaren Randbedingungen (geologische Verhältnisse, Herstellungsmethoden) herangezogen werden. Die inverse Parameteridentifikation stellt dabei, besonders vor dem Hintergrund der experimentellen Bestimmbarkeit der erforderlichen konstitutiven Parameterwerte verschiedener, z.T. komplexer Stoffmodelle, eine effiziente und begründete Methode dar.

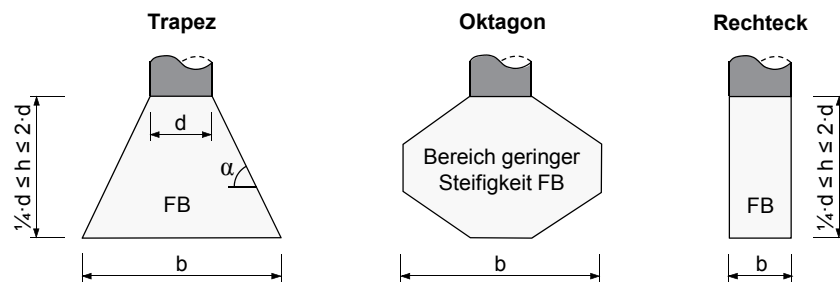


**Abbildung 4.23:** Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse der Mantelreibung  $q_s$

Messunsicherheiten in der Größenordnung wie in Tabelle 3.4 aufgeführt, haben einen insignifikanten Einfluss auf die Parameterrückrechnung. Wesentlich relevanter ist das richtige Erfassen der jeweiligen Messgrößen, da z.B. vernachlässigte Temperaturschwankungen oder falsch bzw. nicht erfasste Lastübertragungen einen deutlich größeren Einfluss auf die Messunsicherheit haben als die vergleichsweise hohe Präzision der Sensoren.

#### 4.5.4 Einfluss variierender Randbedingungen auf die Systemantwort

Auf das Problem der selbst bei sorgfältiger Ausführung herstellungsbedingten Auflockerung der Bohrlochsohle wird in zahlreichen Literaturquellen hingewiesen (STOCKER 1980, FEDA 1986, HARTUNG 1994, ERNST 2001 u.a.). Der Einfluss der Größe und Form des Auflockerungsbereiches auf die Systemantwort des in Abschnitt 4.5.2 beschriebenen FE-Modells wird nachfolgend analysiert. Dazu werden, in Anlehnung an die u.a. von LINDER 1977 und WILLIAMS et al. 1980b, VESIĆ 1977 und JOHNSTON & CHOI 1985 beobachteten Bruchmechanismen, die in Abbildung 4.24 dargestellten geometrischen Formen betrachtet. Die Höhe  $h$  der Auflockerungszone variiert als Vielfaches des Pfahldurchmessers zwischen  $\frac{1}{4} \cdot d$  und  $2 \cdot d$ .

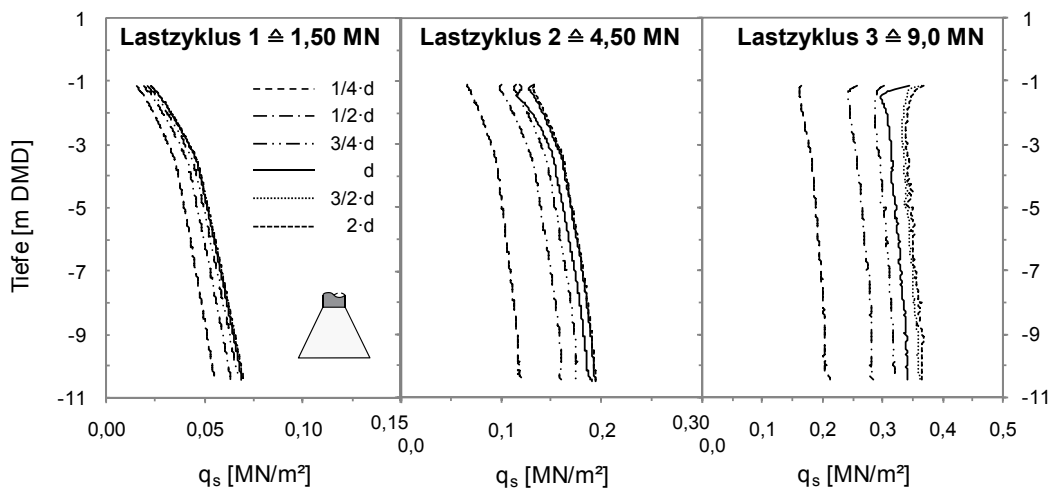


**Abbildung 4.24:** Untersuchte geometrische Formen

durchmessers zwischen  $\frac{1}{4} \cdot d$  und  $2 \cdot d$  und die Breite  $b$  errechnet sich unter Berücksichtigung des Scherzonenwinkels  $\alpha = 60^\circ$ . Um die Netzabhängigkeit der numerischen Berechnung zu minimieren, werden Formen gleicher Abmessungen in einem Modell implementiert (vgl. Abbildung 4.15). Bei der Berechnung wird in Phase 3 (Pfahlherstellung) für die Elemente, die im Bereich der Auflockerung liegen, der Materialdatensatz *Kalkarenit* (Tabelle 4.1) durch den aus der Parameteridentifizierung resultierenden Materialdatensatz *FB* (Tabelle 4.3) ersetzt.

#### Entwicklung der Mantelreibung

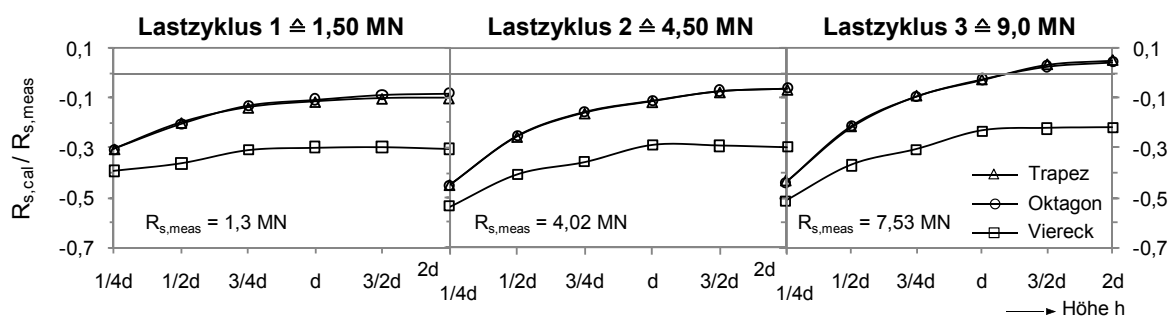
In Abbildung 4.25 sind die Verläufe der Mantelreibung über die Pfahllänge in Abhängigkeit von der Größe der trapezförmigen Auflockerung für die Lastzyklen 1,5, 4,5 und 9,0 MN des analysierten Belastungsbereiches exemplarisch dargestellt. Die Ergebnisdiagramme aller Auflockerungsbereiche *Trapez*, *Oktagon* und *Viereck* sind in Anlage C, Abbildung C.1 zusammengestellt. Allgemein ist zu beobachten, dass die mobilisierte Mantelreibung mit der Größe der Auflockerung zunimmt und der relative Unterschied zwischen den einzelnen Verläufen abnimmt. Ursache sind die in Abschnitt 2.2.1 und 3.6.4



**Abbildung 4.25:** Entwicklung der Mantelreibung  $q_s$  in Abhängigkeit der Belastung und der Größe der Auflockerung *Trapez*

beschriebenen Charakteristika des Lastabtrages und die daraus resultierenden Interaktionseffekte der Einzelwiderstände, wonach bei gleicher Setzung eine größere Mantelreibung mobilisiert wird ( $\leq \max q_s$ ), wenn der Anteil des Spitzendruckes am Gesamttragverhalten entsprechend gering ist (größerer Auflockerungsbereich). Des Weiteren ist aus Abbildung 4.25 zu erkennen, dass der Verlauf der Mantelreibungskurven mit zunehmender Belastung flacher wird und  $q_s$  bei einer Last von 9,0 MN ( $s \approx 60$  mm) nahezu konstant über die Pfahllänge verläuft. Neben dem diskontinuierlichen Kurvenverlauf ist dies ein Indiz für das progressive Schubbruchverhalten am Pfahlschaft.

Der Einfluss der Form und Größe der Auflockerung auf die Entwicklung des Pfahlmantelwiderstandes ist in Abbildung 4.26 erkennbar. Für eine vergleichbare Darstellung der Ergebnisse sind die berechneten Pfahlmantelwiderstände  $R_{s,cal}$  auf den experimentell aus der Probelastung ermittelten Pfahlmantelwiderstand  $R_{s,meas}$  normiert.  $R_{s,cal}$  wurde entsprechend Gl. (2.2) durch Integration der berechneten Mantelreibung über die betrachtete Pfahllänge (von -1,09 bis -10,50 m DMD) bestimmt. Es ist zu erkennen, dass die Widerstände für die Auflockerung *Trapez* und *Oktagon* unabhängig von der Belastung mit Abweichungen von max. 0,7 % nahezu identisch verlaufen. Bei der Auflockerung *Rechteck* werden mit bis zu -25 % Abweichung stets kleinere Widerstände mobilisiert, was u.a. auf den, entgegen den beobachteten Bruchmechanismen, vergleichsweise schmalen Auflockerungsbereich zurückzuführen ist. Aus dem asymptotischen Verlauf der Kur-



**Abbildung 4.26:** Entwicklung des normierten Pfahlmantelwiderstandes  $R_{s,cal}/R_{s,meas}$  in Abhängigkeit von der Größe und Form der Auflockerung

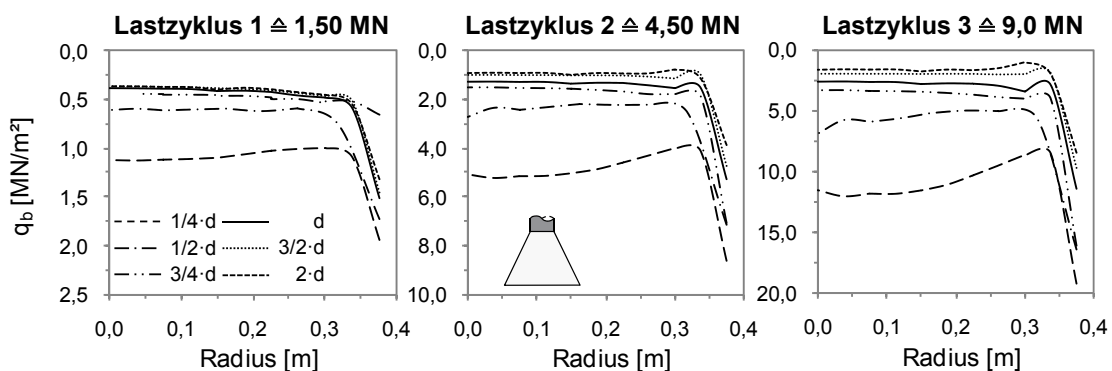
ven kann, je nach Belastung resp. der daraus resultierenden Setzung, auf einen mit zunehmender Höhe  $h$  geringeren Einfluss der Auflockerung auf den mobilisierten Pfahlmantelwiderstand geschlossen werden. Für den betrachteten Fall zeigt sich, dass eine Vergrößerung der Auflockerung *Trapez* und *Oktagon* über  $h = d$  bzw.  $h = 3/2 \cdot d$  hinaus nur noch geringe Änderungen des mobilisierten Pfahlmantelwiderstandes zur Folge hat.

Vergleicht man die Differenzen der Widerstände der analysierten Lastzyklen untereinander (0,2 bei 1,50 MN und 0,48 bei 9,0 MN), so kann aus den Kurvenverläufen abgeleitet werden, dass der Einfluss der Auflockerungsgröße auf den mobilisierten Pfahlmantelwiderstand mit der Belastung resp. Setzung zunimmt. Umgekehrt bedeutet dies, dass für einen Pfahl, der selbst bei großer Belastung nur kleine Setzungen erfährt (z.B. sehr langer Mantelreibungspfahl), der Einfluss der Auflockerungsgröße auf die Entwicklung des Pfahlmantelwiderstandes vergleichsweise gering ist.

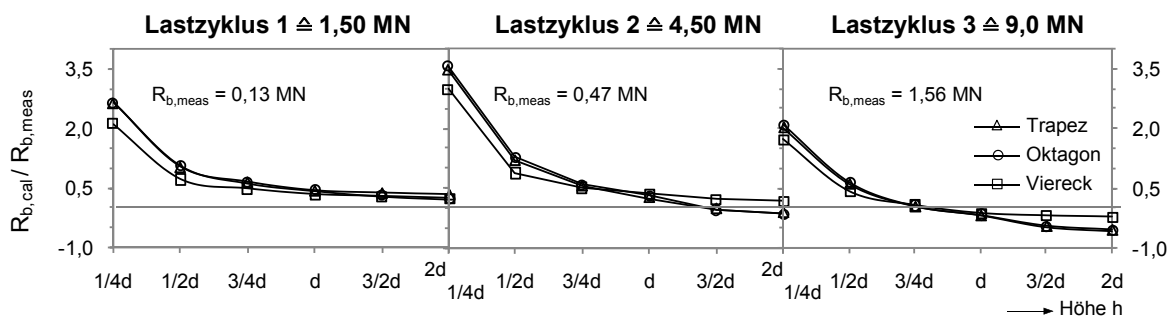
### Entwicklung des Spitzendruckes

Beispielhaft ist die Entwicklung des in Abhängigkeit der Größe der Auflockerung *Trapez* mobilisierten Spitzendruckes für die Lastzyklen 1,5, 4,5 und 9,0 MN in Abbildung 4.27 dargestellt. Die Berechnungsergebnisse aller Auflockerungen sind in Anlage C, Abbildung C.2 zu finden. Im Unterschied zur Mantelreibung ist zu beobachten, dass der mobilisierte Spitzendruck wie auch die relativen Unterschiede der einzelnen Verläufe untereinander mit der Größe der Auflockerung abnehmen. Ursache für dieses Verhalten ist, vorausgesetzt der Gleichgewichtszustand bleibt erfüllt, eine mit geringer werdender Pfahlfußsteifigkeit (expandierender Auflockerungsbereich) zunehmende Lastumlagerung vom Pfahlfuß zum Pfahlmantel hin. Die Spitzendruckspannung verläuft annähernd gleichmäßig über den Durchmesser und steigt, bedingt durch den Steifigkeitswechsel am Pfahlrand (Beton-Kalkarenit), rapide an.

In Abbildung 4.28 ist die Entwicklung des Pfahlfußwiderstandes in Abhängigkeit von der Form und Größe der Auflockerung dargestellt. Zum Zweck der Vergleichbarkeit ist der berechnete Pfahlfußwiderstand  $R_{b,cal}$  auf den experimentell aus der Probelastung ermittelten  $R_{b,meas}$  normiert.  $R_{b,cal}$  wurde durch Integration des Spitzendruckes über den mittleren Pfahlfußbereich ( $d = 70$  cm) berechnet. Unabhängig von der Belastung verlaufen die Kurven der Widerstände mit Abweichungen von max. 10 % für *Oktagon-Trapez*



**Abbildung 4.27:** Entwicklung des Spitzendruckes  $q_b$  in Abhängigkeit von der Belastung und der Größe der Auflockerung *Trapez*



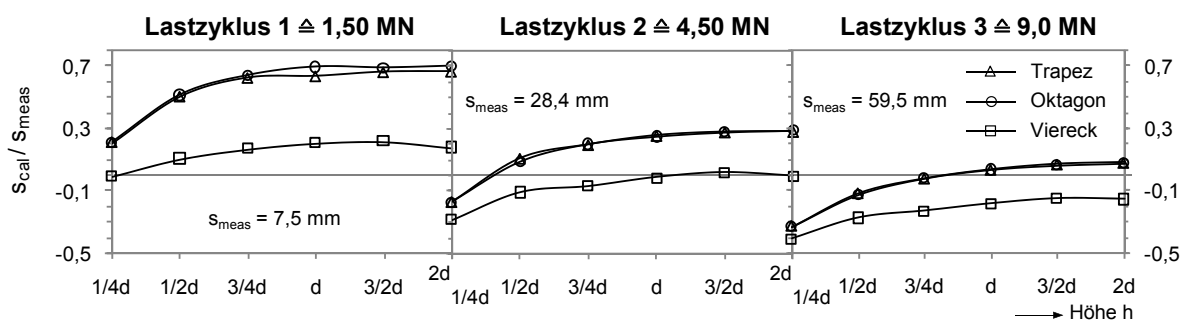
**Abbildung 4.28:** Entwicklung des normierten Pfahlfußwiderstandes  $R_{b,cal}/R_{b,meas}$  in Abhängigkeit von der Größe und Form der Auflockerung

und  $\approx 35\%$  für *Oktagon-Viereck* ähnlich und lassen auf einen mit zunehmender Größe kleineren Einfluss der Auflockerung auf den mobilisierten Pfahlspitzenwiderstand schließen.

Im Vergleich zu den Ergebnissen der Probelastung zeigt sich, dass  $R_{b,cal}$  unabhängig von der Größe der Auflockerung, für den Belastungsbereich kleiner Setzungen stets überschätzt wird (min 22 % für  $2 \cdot d$  *Oktagon*) und mit zunehmender Belastung resp. Setzung vergleichsweise gute Übereinstimmungen bei der Auflockerung  $h = d$  *Trapez* erreicht werden (max. 18 % Abweichung bei 9,0 MN).

### Entwicklung der Setzungen

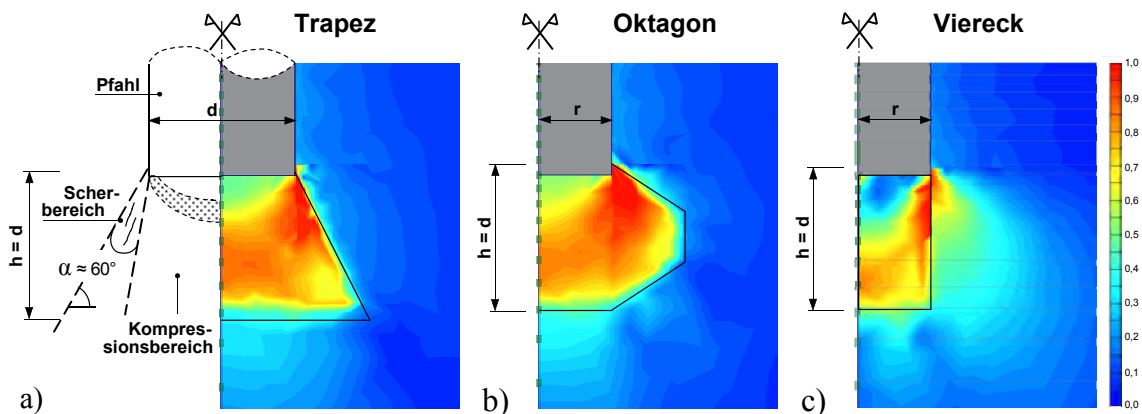
In Abbildung 4.29 ist der Einfluss der Geometrie der Auflockerungszone auf die Pfahlkopfsetzung für die Belastungszyklen 1,5, 4,5 und 9,0 MN dargestellt. Für einen besseren Vergleich der Ergebnisse sind die berechneten Setzungen  $s_{cal}$  auf die während der Probelastung gemessenen Setzungen  $s_{meas}$  bezogen. Analog den Entwicklungen des Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstandes verlaufen auch die Setzungen der Auflockerung *Trapez* und *Oktagon* unabhängig von der Belastung mit Abweichungen von max. 3 % nahezu identisch, während die Setzungen der Auflockerung *Viereck* um bis zu 30 % deutlich davon abweichen. Generell lässt sich aus dem asymptotischen Kurvenverlauf feststellen, dass eine Vergrößerung der Auflockerung über die Höhe  $h = d$  hinaus nur noch einen geringen Anstieg der Setzungen zur Folge hat (max. 2 mm).



**Abbildung 4.29:** Entwicklung der bezogenen Setzung  $s_{cal}/s_{meas}$  in Abhängigkeit von der Größe und Form der Auflockerung

Vergleicht man die Größe der bezogenen Setzung der einzelnen Lastzyklen, so ist zu erkennen, dass die Abweichungen zwischen  $s_{cal}$  und  $s_{meas}$  mit zunehmender Belastung kleiner werden. Die vergleichsweise großen Differenzen zwischen den Setzungen *Viereck* und *Trapez* bzw. *Oktagon* (Unterschätzung) lassen sich, korrespondierend mit den Entwicklungen der Einzelwiderstände (vgl. Abbildung 4.26 und Abbildung 4.28), ursächlich auf die Form der Auflockerungszone zurückführen. Bei dem relativ schmalen *Viereck* kann sich die mit zunehmender Setzung für den Verdrängungsbruch beobachtete Scher- und Auflockerungszone nicht wie bei den Auflockerungen *Trapez* und *Oktagon* ausbilden (siehe Abbildung 4.30). Ursache ist die Querdehnungsbehinderung der Auflockerung durch den umgebenden, ungestörten Kalkarenit. Daraus resultiert ein höheres Tragverhalten des Pfahlfußbereiches, was die geringeren Setzungen sowie die Unter- und Überschätzung der Pfahlmantel- bzw. Pfahlspitzenwiderstände zur Folge hat.

Allgemein hat sich gezeigt, dass, unabhängig von der Belastung, mit den FE-Modellen der Auflockerung *Trapez* und *Oktagon* bei einer Höhe von  $h = d$  bis  $h = 3/2 \cdot d$  die geringsten Abweichungen zwischen den Mess- und Simulationsergebnissen auftreten. Bei der Anwendung des Strukturmodells zur Simulation des Last-Setzungsverhaltens axial belasteter Einzelpfähle lässt sich für die spezifischen Baugrundverhältnisse konstatieren, dass, soweit beim Lastabtrag der Spitzenwiderstand mobilisiert wird und der beschriebene Bruchmechanismus nicht implizit durch das Stoffmodell abgebildet werden kann, der Bereich geringer Steifigkeit zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Auflockerung als *Trapez* oder *Oktagon* modelliert werden sollte. Für die weiteren Betrachtungen wird das *Trapez* verwendet. Die Höhe der Auflockerung ist unter Berücksichtigung der Pfahlgeometrie und Wechselwirkung der Einzelwiderstände an die Größe der auftretenden Setzungen anzupassen ( $h \leq 3/2 \cdot d$ ).



**Abbildung 4.30:** Relative Scherspannungen der analysierten Geometrien für  $h = d$   
a) *Trapez*, b) *Oktagon*, c) *Viereck*



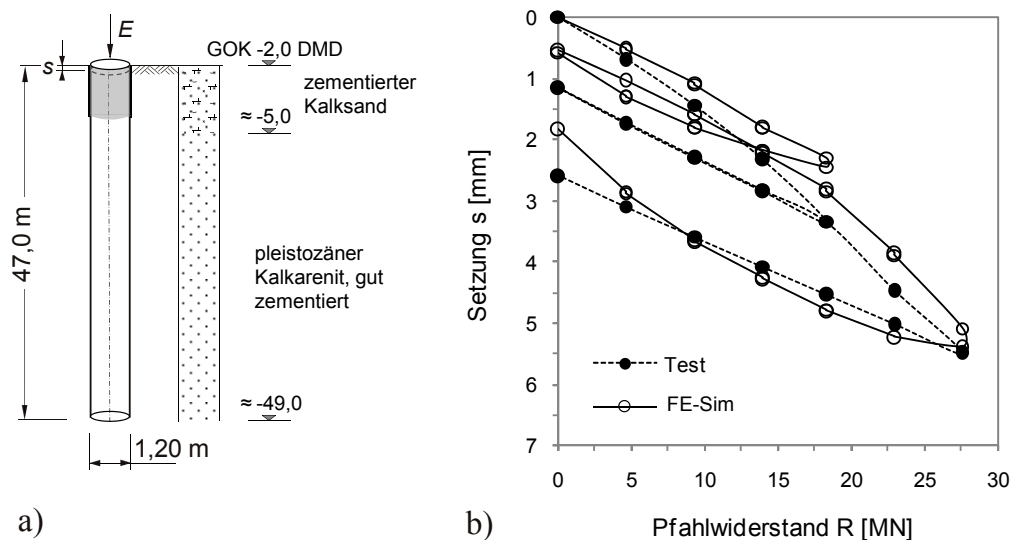
## 4.6 Anwendung des Strukturmodells auf einen Bauwerkspfahl

### 4.6.1 Geotechnische Verhältnisse, Pfahlgeometrie und Versuchsdurchführung

In den V.A.E. sind als ein Teil der Fundamentbemessung je nach Bauwerksklasse und Schwierigkeitsgrad umfangreiche Pfahl-Belastungs-Programme durchzuführen (3-10 % statische Probelastungen an Test- bzw. Bauwerkspfählen). Neben der Integritätsprüfung (low-strain-method) aller Bauwerkspfähle sah das Testprogramm des in Abschnitt 3.1 umrissenen Hochhausprojektes „Al Attar Tower“ fünf dynamische und drei statische axiale Druck-Probelastungen vor. Von den Versuchen standen dem Autor lediglich die Ergebnisse einer, an einem Bauwerkspfahl durchgeführten Probelastung zu Verfügung. Auf diesen Pfahl wird das entwickelte Strukturmodell zur simulationsbasierten Abschätzung des beobachteten Last-Setzungsverhaltens angewendet.

Die Pfahlbohrung wurde zwischen den Aufschlussbohrungen BH 1 und BH 2 (vgl. Abbildung 3.3) durch ein 3-4 m langes Standrohr bentonitgestützt mit einem Bohreimer von -2 m DMD bis in eine Tiefe von -49 m DMD abgeteuft. Im Kontraktorverfahren wurde der Pfahl nach dem Einsetzen des Bewehrungskorbes betoniert. Er hatte im Endzustand einen Durchmesser von  $d = 1,20$  m und eine Länge von  $l = 47$  m. Die geotechnischen und hydrogeologischen Verhältnisse entsprechen denen der eigenen Probelastung und sind allgemein in Abbildung 3.3 bzw. detailliert in Abbildung 4.31a dargestellt. Danach bindet der Pfahl vollständig in den pleistozänen Kalkarenit, im unteren Bereich auch in den miozänen Kalksiltit ein.

Die Versuchslast wurde entsprechend den Empfehlungen der ASTM D1143 zentrisch und axial mittels zweier hydraulischer Pressen mit einer Kapazität von je 2500 t aufgebracht. Als Widerlager für die Druck-Probelastung diente eine Totlast von insgesamt 3485 t. Lastgesteuert wurde der Bauwerkspfahl in zwei Laststufen bis zur 1,5fachen Bemessungslast von 27,58 MN belastet. Während des Versuchs wurde die aufgebrachte Belastung über den hydraulischen Pressendruck registriert. Zur Bestimmung der vertikalen



**Abbildung 4.31:** WSL Al Attar Bauwerkspfahl, Gegenüberstellung der Simulations- und Messergebnisse



Pfahlkopfverschiebung wurden drei analoge Messuhren mit einem Messbereich von 100 mm und Messabweichungen von 0,25 mm regelmäßig über den Pfahlquerschnitt angeordnet. Für die Kontrolle möglicher horizontaler Pfahlkopfbewegungen wurden zusätzlich zwei senkrecht zueinander stehende analoge Messuhren in horizontaler Richtung installiert. Zu Beginn und am Ende jeder Laststufe wurden unabhängige Kontrollmessungen mittels Feinnivellement durchgeführt. Der beschriebene Versuchsaufbau und die Anordnung der Messinstrumente entsprechen dem Regelfall bei Probelastungen in der mittellöstlichen Region.

Neben den regionaltypischen Gesamtkosten für einen Pfahl  $d = 1,20$  m von ca. 196 €/m entstehen allgemein für Probelastungen im beschriebenen Umfang Testkosten von ca. 10 €/t. Für den speziellen Fall entspricht dies einem Gesamtpreis der Probelastung von ca. 28.000 €.

#### 4.6.2 Test- und Simulationsergebnisse

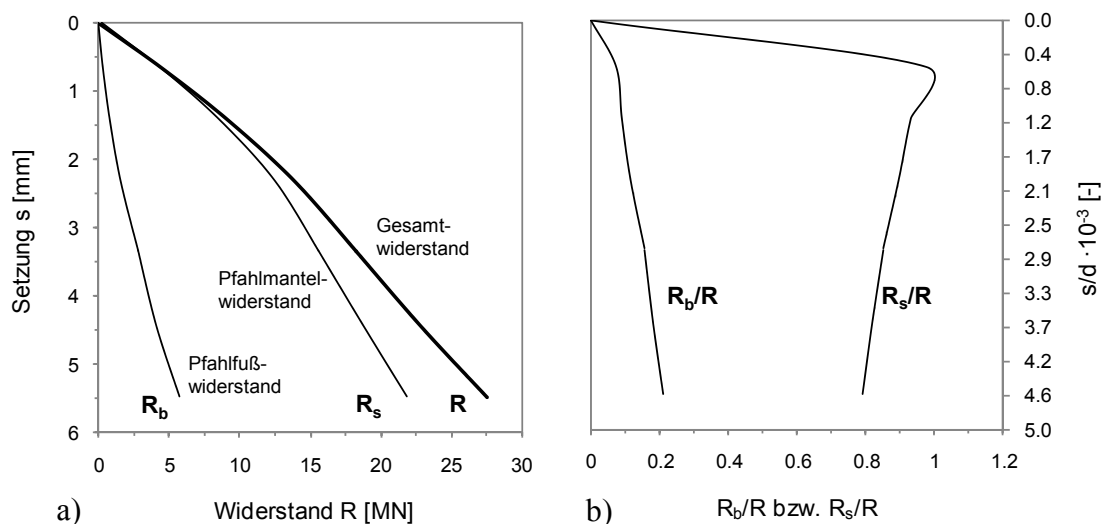
Als Ergebnis der Probelastung ist in Abbildung 4.31b u.a. der von der Belastung abhängige Verlauf der gemessenen Setzungen dargestellt. Bei einer Bemessungslast von  $E_d = 18,3$  MN wurde ein Pfahlkopfsetzung von  $s = 2,4$  mm und bei der maximalen Testlast  $E_{Test} = 27,58$  MN eine Setzungen von  $s_{max} = 5,4$  mm gemessen. Nach vollständiger Entlastung stellt sich eine bleibende Setzung von  $s = 1,8$  mm ein. Trotz der sehr großen Testlasten sind die gemessenen Pfahlkopfsetzungen vergleichsweise gering. Aussagen über die Größen der mobilisierten Mantelreibung und Spitzendrucks und damit über das Tragverhalten lassen sich aus den Testergebnissen nicht ableiten.

Begründet durch den mit größer werdender Pfahllänge zunehmend über den Pfahlschaft erfolgenden Lastabtrag, nimmt der Anteil der axialen Betonstauchung an der Größe der gemessenen Pfahlkopfsetzung zu (u.a. MURFF 1975, HAIFA 1978). Dementsprechend gering ist der Einfluss des Lastabtrages am Pfahlfuß – sofern Spitzendruck bei derart kleinen Setzungen überhaupt mobilisiert wird – auf das Last-Setzungsverhalten. Bei der Anwendung des an der eigenen Probelastung kalibrierten Strukturmodells auf den Bauwerkspfahl wurde daher bei der FE-Modellierung die Größe der trapezförmigen Auflockerungszone entsprechend den Untersuchungen von GÄBLER 2007 auf  $h = \frac{1}{4} \cdot d$  angepasst. Alle anderen Abmessungen (z.B. Dicke der IF-Elemente), Randbedingungen und Sonderfunktionen (z.B. Lagerungsbedingungen der Modellränder bzw. „*dilatancy cut off*“ Funktion) sowie die für das verwendete Stoffmodell notwendigen Eingangsgrößen der einzelnen Baugrundbereiche wurden wie bei der Modellierung der eigenen Pfahlprobelastung angesetzt (vgl. Tabelle 4.1 und 4.3).

In Abbildung 4.31b sind für den Bauwerkspfahl die Simulationsergebnisse den Messergebnissen gegenübergestellt. Insgesamt ergibt die Nachrechnung der Probelastung eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Resultierend aus den Modellvereinfachungen ergeben sich zwischen den gemessenen und berechneten Setzungen Abweichungen in der Größenordnung von 2 bis 20 % bei der Belastung und

1 bis 40 % bei der Entlastung. Die maximalen Differenzen treten jeweils bei der ersten Belastungsstufe auf. Begründet durch das Nichterfassen der Größen der setzungsabhängigen Einzelwiderstände während der Probelastung kann bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse nicht kontrolliert werden, ob das Verhältnis zwischen mobilisierter Mantelreibung  $q_s$  und Spitzendruck  $q_b$  dem tatsächlichen Tragverhalten entspricht. Für die je nach Belastungsstufe berechneten Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte von  $25 \leq q_s \leq 125 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $0,3 \leq q_b \leq 5,0 \text{ MN/m}^2$  sind in Abbildung 4.32a die geschätzten Verläufe der Einzelwiderstände sowie deren Anteil am Gesamttragverhalten (Abbildung 4.32b) dargestellt. Grundsätzlich entspricht das rechnerisch prognostizierte Tragverhalten dem bei der eigenen Pfahlprobelastung und dem u.a. von HORVATH et al. 1983, POULOS & DAVIDS 2005 und ALRIFA 2007 beobachteten. Erwartungsgemäß werden bei kleinen Setzungen  $s < 1 \text{ mm}$  die Einwirkungen nahezu komplett über die mobilisierte Mantelreibung in den Baugrund übertragen. Mit zunehmender Belastung respektive Verformung kommt es infolge der Lastumlagerung vom Pfahlmantel zum Pfahlfuß hin zu einer Veränderung des Tragverhaltens. Für die rechnerisch ermittelten Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte ergibt sich der Gesamtwiderstand  $R$  zu mindestens 80 % aus dem Mantelwiderstand  $R_s$  und zu 20 % aus dem Spitzenwiderstand  $R_b$ . D.h., das Gesamttragverhalten des Bauwerkspfahles wird für den betrachteten Last-Verformungs-Bereich von dem Pfahlmantelwiderstand dominiert.

Auf Grund der guten Übereinstimmung zwischen dem beobachteten und rechnerisch prognostizierten Last-Setzungs-Verhalten kann generell von einer Übertragbarkeit und damit einer Fallunabhängigkeit des an den Ergebnissen der eigenen Pfahlprobelastung verifizierten und kalibrierten Strukturmodells ausgegangen werden. Allgemein bleibt festzustellen, dass die rechnerischen Prognosen weiter präzisiert werden könnten, wenn Messergebnisse von entsprechend instrumentierten probelasteten Bauwerkspfählen vorliegen würden.



**Abbildung 4.32:** Berechneter Anteil der Einzelwiderstände am Gesamttragverhalten

## 4.7 Fazit

In diesem Kapitel wurde ein auf der Methode der finiten Elemente basierendes Strukturmodell zur vollständigen Simulation des Tragverhaltens von axialbelasteten Großbohrpfählen in den weichen kalkigen Sedimentgesteinen, wie sie in den V.A.E. vorkommen, entwickelt. Mit diesem Modell werden die aus der Pfahlherstellung resultierenden Veränderungen des mechanischen Verhaltens des Baugrundes sowie die sich daraus ergebenden Charakteristika in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund berücksichtigt. Die dabei erstmals auf die geotechnische Fragestellung von Bohrpfählen angewandte Methodik geht über die konventionellen Berechnungsverfahren hinaus und kann zur Ableitung problem-spezifischer Bemessungen verwendet werden.

Am Beispiel eines Großbohrpfahles wurde gezeigt, wie die Ergebnisqualität numerischer Simulationen wesentlich verbessert werden kann, wenn diejenigen konstitutiven Parameterwerte, die als notwendige Eingangsgrößen numerischer Berechnungen nicht allein aus Laborversuchen ermittelt werden können, invers auf der Basis von Messergebnissen unter Verwendung von Optimierungsstrategien bestimmt werden.

Zur Validierung des Stoffmodells wurden numerische Analysen der im Rahmen üblicher Baugrunduntersuchungen durchgeführten Labor- und Feldversuche angestellt. Durch Nachrechnung konnte gezeigt werden, dass das mechanische Verhalten des Kalkarenits für unterschiedliche Spannungsverhältnisse unter verschiedenen Randbedingungen und Belastungszuständen gut mit dem Hardening-Soil-Modell beschrieben werden kann.

Eine Vielzahl von Berechnungsergebnissen, bei denen die konstitutiven Eingangsparameter zufällig unter Verwendung der MC-Methode bestimmt wurden, bildete die Grundlage der Verifikation des aufgestellten Strukturmodells. Als Ergebnis der statistischen Analysen konnte auf der Grundlage von Sensitivitätsanalysen die Anzahl der zu identifizierenden konstitutiven Parameter reduziert werden.

Mit Hilfe der Partikel Schwarm Optimierung, einem populationsbasierten Verfahren zur Lösung von Optimierungsaufgaben, wurden anschließend die Werte der selektierten konstitutiven Parameter iterativ derart ermittelt, dass die Ergebnisse der numerischen Simulation gut mit den in Abschnitt 3.6 vorgestellten Messungen übereinstimmen. Festgestellt werden kann, dass in der Anwendung inverser Verfahren auf geotechnische Fragestellungen ein großes Potential zu sehen ist. Es muss allerdings bemerkt werden, dass derartige Methoden nicht die Erfahrungen des Ingenieurs kompensieren können, sondern lediglich ein Werkzeug darstellen, um zielsicher auf der Grundlage von wenigen repräsentativen Messdaten konstitutive Parameterwerte oder auch geometrische Größen entsprechend der jeweiligen Aufgabenstellung zu bestimmen.

Die Untersuchungen zum Einfluss variierender Randbedingungen auf die Systemantwort des entwickelten Strukturmodells haben gezeigt, dass sowohl die Entwicklung der mobilisierten Mantelreibung als auch der Bruchmechanismus am Pfahlfuß realistisch abgebildet werden können, wenn die herstellungsbedingte Auflockerung im Pfahlfußbereich in Abhängigkeit des Tragverhaltens in Trapezform modelliert wird.

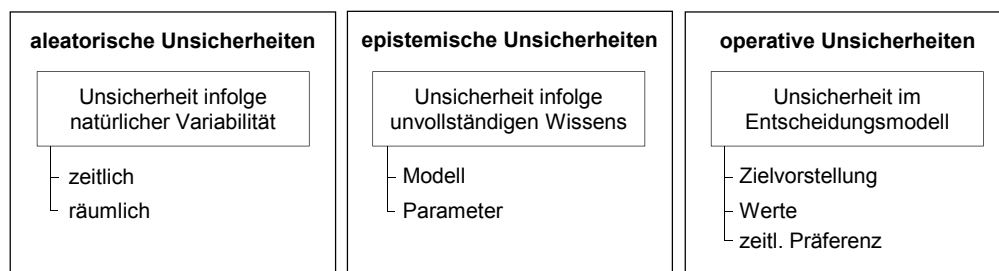
Am Beispiel einer Probelastung an einem Bauwerkpfahl wurde die Fallunabhängigkeit des entwickelten Strukturmodells, einschließlich des zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes verwendeten Stoffmodells, nachgewiesen. Dabei hat sich gezeigt, dass die rechnerischen Prognosen noch weiter präzisiert werden könnten, wenn bei den üblichen Probelastungen nicht nur die Pfahlkopfverschiebungen sondern auch der mobilisierte Spitzendruck u./o. die axialen Betondehnungen zur Ermittlung der Mantelreibung gemessen werden würden. Da dies i.Allg. nicht der Fall ist, wird bei extensiven Bauprojekten vom Autor empfohlen, *einen* repräsentativen, zu prüfenden Bauwerkspfahl zu instrumentieren. Die Messwerte könnten nicht nur zur Präzisierung des Strukturmodells und damit zur verbesserten der rechnerischen Prognose verwendet werden, was zur Reduzierung der beschriebenen Aufwendungen für die statische Probelastungen führen würde, sondern auch, im Sinne der Beobachtungsmethode, zur Kontrolle des Tragverhalten der Baukonstruktion und damit zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus während des Nutzungszeitraumes.

## 5 Zuverlässigkeitsanalyse

### 5.1 Allgemein

„Sicherheit ist nicht physikalisch messbar und kann nicht durch eine Zahl ausgedrückt werden“, so die Essenz eines Dialoges zwischen *Clever* und *Smart* in einer Glosse zum Thema Sicherheit in der Geotechnik (KOLYMBAS & FELLIN 2003, ZIEGLER 2004).

Seit Menschengedenken wird der Begriff Sicherheit in Verbindung mit sicherer Unter-  
kunft gebraucht (MURZEWSKI 1974, HOF 1991 u.a.). Das lässt u.a. den Schluss zu, dass  
aus dem Sicherheitsbedürfnis der Menschen der Schutz vor Gefährdungen bzw. die  
Beherrschung von Gefährdungen resultiert. Definitionsgemäß ist Sicherheit gegeben,  
wenn Gefährdungen durch geeignete Maßnahmen unter Kontrolle gehalten oder auf ein  
akzeptierbar kleines Maß beschränkt werden (u.a. SCHNEIDER 1994 und WITT 1998). Da-  
her erscheint es plausibel, Sicherheit nicht direkt als solche, sondern invers über die Ver-  
ringerung von Unsicherheiten zu beschreiben. Allgemein lassen sich Unsicherheiten in  
*aleatorische*, auf der natürlichen Variabilität bzw. physikalischen Zufälligkeiten basie-  
rende und in *epistemische*, auf Grund unvollständigen Wissens hervorgerufene, unter-  
scheiden. Die Unsicherheiten bei geotechnischen Fragestellungen werden von BAECHER  
& CHRISTIAN 2003, wie in Abbildung 5.1 dargestellt, in drei Gruppen kategorisiert. Für  
detaillierte Erläuterungen wird auf die Quelle S. 23 ff. verwiesen.



**Abbildung 5.1:** Unsicherheiten in der Geotechnik nach BAECHER & CHRISTIAN 2003

Allgemein wird im Bauwesen unter Sicherheit „die Fähigkeit des Tragwerkes zur Sicher-  
stellung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, die eine Gefährdung der öffent-  
lichen Sicherheit und Ordnung verhindert“, verstanden (DIN 1055-100). Um die Sicher-  
heit tragender Konstruktionen unter Berücksichtigung von Unsicherheiten zu quantifi-  
zieren, werden die Methoden der mathematischen Statistik und Wahrscheinlichkeitslehre  
auf mechanische Gesetzmäßigkeiten angewendet und somit, als eine der Grundaufgaben  
der Zuverlässigkeitstheorie, die Wahrscheinlichkeit für den Eintritt von Versagenszu-  
ständen theoretisch berechnet. Entscheidungskriterium für das Vorhandensein ausrei-

chender Sicherheit von Tragwerken im Sinne der Norm wird also über die Wahrscheinlichkeit, dass während eines Bezugszeitraumes (Nutzungsdauer) ein Versagenszustand eintritt, der so genannten *Versagenswahrscheinlichkeit* ausgedrückt.

Das Last-Setzungsverhalten von Pfahlgründungen (i.Allg. aller geotechnischer Konstruktionen) wird neben den baustoffspezifischen Eigenschaften und der Art der Herstellung wesentlich von den Eigenschaften des jeweiligen Baugrundes beeinflusst. Da es praktisch nicht möglich ist, diese Eigenschaften in jedem Punkt zu bestimmen, ist die Beurteilung des Last-Setzungsverhaltens mit vielen Unsicherheiten behaftet. Auch bei dem in Kapitel 3 beschriebenen, relativ homogenem Baugrund schwanken die Eigenschaften von Ort zu Ort, was nicht nur auf die hier unberücksichtigten Unsicherheiten bei der Probenentnahme und der Untersuchungen im Feld bzw. Labor zurückzuführen ist.

In diesem Kapitel werden die Unsicherheiten infolge der räumlichen Variabilität der Baugrundparameter (epistemische Unsicherheiten), ihre Beschreibung mit Hilfe der aus dem Fachgebiet der Stochastik stammenden Methoden und die Auswirkungen auf die Versagenswahrscheinlichkeit am Beispiel der in Kapitel 3 beschriebenen Pfahlprobebelastung behandelt. Beginnend wird dazu in Abschnitt 5.2 für das statistische Modell eines stationären, korrelierten Zufallsfeldes die räumliche Abhängigkeit des in Abschnitt 4.5.2 als sensitivsten Parameter identifizierten Reibungswinkels  $\varphi$  – hier als Einflussgröße *Basisvariable* genannt – mit Hilfe der Autokorrelation beschrieben (Abschnitt 5.2.2). Mit den daraus resultierenden Ergebnissen wird in Abschnitt 5.2.3 entsprechend der bei der Theorie der Zufallsfelder zu lösenden Integrale eine Varianzreduktionsfunktion bestimmt, wodurch sich die Streubreite der Basisvariablen  $\varphi$  als notwendige Eingangsgröße für das mechanische Modell spürbar reduziert. In Abschnitt 5.3 werden auf der Grundlage von numerischen Simulationsergebnissen (Monte-Carlo-Methode) mit dem in Kapitel 4 beschriebenen und kalibrierten Strukturmodells Versagenswahrscheinlichkeiten für die diskutierte Pfahlprobebelastung in Abhängigkeit des Reibungswinkels  $\varphi$  mit Hilfe der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (*FORM, First Order Reliability Method,*) bestimmt.

## 5.2 Geostatistische Kennwerte der Basisvariablen

### 5.2.1 Basisvariablen

Basisvariablen bezeichnen eine physikalische Größe, mit der z.B. Einwirkungen, geometrische Abmessungen oder Baustoffeigenschaften einschließlich der Eigenschaften des Baugrundes charakterisiert werden (DIN EN 1990). Sie lassen sich auf Grund statistischer Untersuchungen als Zufallsgrößen mathematisch darstellen und bestimmen direkt oder indirekt die Eigenschaften von Bauwerken bzw. Bauteilen. Die einzelnen Messwerte der Basisvariablen  $X$  werden als Realisationen  $x_i$  bezeichnet.

Für den hier analysierten Fall der Pfahlgründung zählen zu den Basisvariablen u.a. die Versuchslast  $F$ , die geometrischen Abmessungen Pfahldurchmesser  $d$  und -länge  $l$ , die

detektierten geometrischen Imperfektionen  $\Delta d$  (siehe Abbildung 3.26, S. 71) sowie die in Abschnitt 3.4 statistisch ausgewerteten boden- und felsmechanischen Kenngrößen. Wegen der geringen Streuung und der insignifikanten Messunsicherheiten in den einzelnen Belastungsstufen (Abbildung 3.28 u. Tabelle 3.4) werden die Versuchslast, die geometrischen Abmessungen wie auch die Streuungen der Materialeigenschaften des Stahlbetons in den weiteren Betrachtungen mit konstanten Werten, deterministisch in Rechnung gestellt. Die Streuungen des Pfahldurchmessers bleiben unberücksichtigt.

Im Vergleich zum konstruktiven Ingenieurbau unterscheiden sich die Nachweise des Grundbaus weniger in den Einwirkungen  $E$  als vielmehr in den Widerständen  $R$ , die sich hauptsächlich aus den Baugrundkennwerten ableiten bzw. ergeben. Dabei ist die Beschaffung und Aufbereitung von Daten sowie die Beschreibung realitätsnaher Verteilungen der jeweiligen Basisvariablen das größte Problem bei der Anwendung stochastischer Methoden in den geotechnischen Nachweisen (WITT 2002). Aus diesem Grund und da die Streuung einiger Baugrundkennwerte auf das Ergebnis von untergeordneter Bedeutung ist (hier z.B.  $\gamma$ ) sowie auf Grund der Ergebnisse der in Abschnitt 4.5.2 angestellten Sensitivitätsanalyse, wird in dieser Arbeit lediglich der Reibungswinkel  $\varphi$  der analysierten Kalkarenite als stochastische Größe behandelt und durch ein normales, stationäres, autokorreliertes Zufallsfeld  $\varphi(\xi)$  beschrieben (Abbildung 5.2a). Alle anderen bodenmechanischen Kennwerte werden näherungsweise als deterministische Größen behandelt. Die räumliche Variabilität des Reibungswinkels wird im Weiteren für das eindimensionale Zufallsfeld beschrieben. Zur Berücksichtigung mehrdimensionaler Abhängigkeiten wird u.a. auf VANMARCKE 1988 oder RACKWITZ 2000 verwiesen.

### 5.2.2 Autokorrelation

Der Baugrund ist nicht durch zufälliges Mischen seiner Bestandteile entstanden, wie z.B. eine Charge Schrauben beim Transport (v. SOOS 1990). Bedingt durch den geologischen Entstehungsprozess (z.B. Sedimentation) ändern sich die Eigenschaften nicht abrupt, sondern als Funktion des Ortes  $\xi$ . Baugrundkennwerte, die in dicht beieinander liegenden Punkten bestimmt werden, weichen i.d.R. weniger voneinander ab als die weit voneinander entfernter Erkundungstellen. Dieses spezielle, geologische Phänomen wird u.a. durch die Autokorrelation erfasst. In der Geotechnik beschreibt die Autokorrelation die Abhängigkeit von streuenden Baugrundkenngrößen für zwei Punkte im Raum.

Unter der Annahme der Stationarität ( $\bar{x}$  und  $s_x$  der Basisvariablen sind ortsunabhängig) eines normalen Zufallsfeldes  $X(\xi)$ , lässt sich die Autokorrelation durch den Autokorrelationskoeffizienten  $r_{x,j}$  nach Gleichung (5.1) punktweise schätzen. Dabei sind die Kennwerte  $x$  zur Berechnung der Kovarianz  $Cov$  und Varianz  $Var$  auf einer Geraden in äquidistanten Abständen  $\Delta z$  zu bestimmen.

$$(5.1) \quad r_{x,j} = \frac{\sum_{i=1}^{n-j} (x_i - \bar{x}) \cdot (x_{i+j} - \bar{x})}{(n-j) \cdot s_x^2} = \frac{Cov[X(\xi_i), X(\xi_{i+j})]}{\sqrt{Var[X(\xi_i)] \cdot Var[X(\xi_{i+j})]}}$$

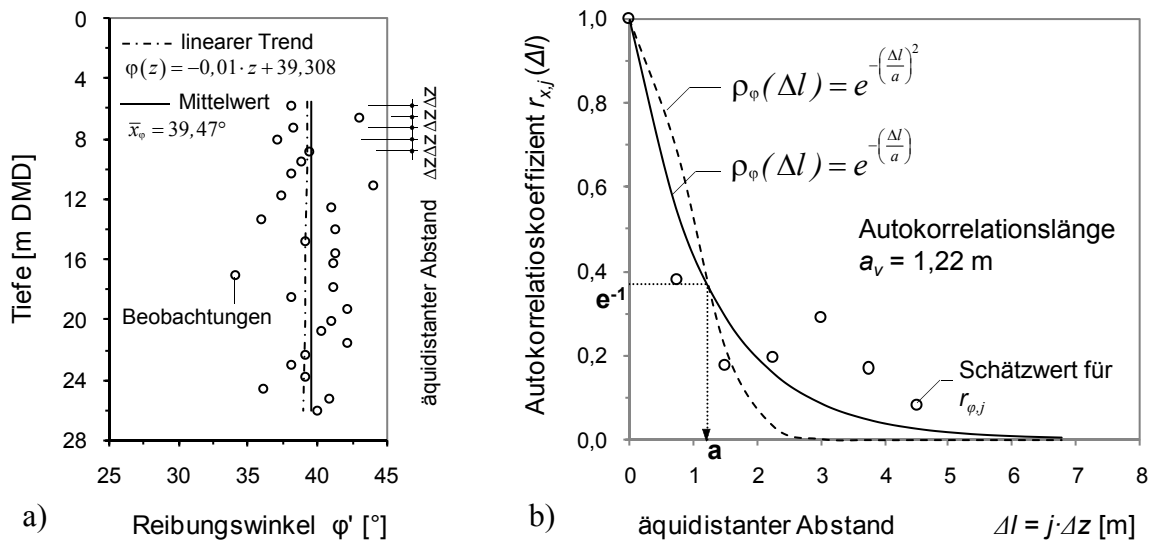
In der Gleichung (5.1) ist  $j$  ein Vielfaches des Abstandes  $\Delta z$  der Beobachtungen, für die  $r_{x,j}$  bestimmt werden soll. Für einen angenommenen Abstand  $j = 1$  wird  $r_{x,1}$  aus allen Messwerten mit dem Abstand  $1 \cdot \Delta z$  berechnet, für  $j = 2$  aus allen Messwerten im Abstand  $2 \cdot \Delta z$  usw. (diskrete Werte in Abbildung 5.2b). Eine ausführliche Beschreibung des Verfahrens bei der Anwendung auf geotechnische Fragestellungen ist u.a. in PEINTINGER 1982, v. SOOS 1990 und BAECHER & CHRISTIAN 2003 dargestellt.

Die Abhängigkeit des Korrelationskoeffizienten vom Abstand  $\Delta l$  der korrelierten Punkte lässt sich durch Autokorrelationsfunktionen  $\rho(\Delta l)$  approximieren. Die zwei wichtigsten, in der Literatur (z.B. VANMARCKE 1977a, RACKWITZ 2000 und BAECHER & CHRISTIAN 2003) vorgeschlagenen Funktionen (Glg. (5.2) u. (5.3)) sind für den an nahezu äquidistanten, auf dem Untersuchungsgebiet (Abbildung 3.2) entnommenen Bohrkernen bestimmten Reibungswinkel der Kalkarenite ausgewertet und in Abbildung 5.2b dargestellt. Bei einem Vergleich der beiden Funktionen ist zu erkennen, dass die Autokorrelationskoeffizienten insgesamt besser mit der Funktion nach Gleichung (5.2) als mit Gleichung (5.3) approximiert werden können. Eine perfekte Anpassung ist kaum möglich.

$$(5.2) \quad \rho_x(\Delta l) = e^{-(\Delta l/a)}$$

$$(5.3) \quad \rho_x(\Delta l) = e^{-(\Delta l/a)^2}$$

Die Bezugslänge der Autokorrelation, die sogenannte Autokorrelationslänge  $a$ , ist von der Bodenart, der Genese und den betrachteten Eigenschaften abhängig und ergibt sich definitionsgemäß für den Abstand  $\Delta l = a$  bei einem Wert von  $r_{x,j} = 0,367 = e^{-1}$ . Der Wert der Autokorrelationslänge verhält sich umgekehrt zur Stärke der räumlichen Variabilität (Fluktuation) der Kennwerte  $x(\xi)$ . Dieser Zusammenhang ist ausführlich z.B. in PEINTINGER 1982, NOTTRODT 1990 und BAECHER & CHRISTIAN 2003 beschrieben.



**Abbildung 5.2:** a) Realisationen eines Zufallsfeldes  $\varphi(z)$ , b) geschätzte Korrelationskoeffizienten  $r_{\varphi,j}(\Delta l)$  und approximative Autokorrelationsfunktion  $\rho_\varphi$



**Tabelle 5.1:** Autokorrelationslängen  $a$  für unterschiedliche Baugrundkennwerte

Literaturquelle	Autokorrelationslängen	
	vertikal $a_v$ [m]	horizontal $a_h$ [m]
ALBER 1987	0,2-1,70	0,5-3,0
BAECHER & CHRISTIAN 2003		$10 \cdot a_v$
ENGLERT et al. 2000	0,4-1,50	$\leq 6,70$
GRIFFITHS & FENTON 2007	0,5-5,0	
GUDEHUS 1987	0,2-2,0	
PEINTINGER & RACKWITZ 1980	1,0-3,0	5,0-15,0
v. SOOS 1990	0,35-1,10	1,20-2,50

Für die räumliche Verteilung des hier analysierten Reibungswinkels wird die Autokorrelationslänge aus dem in Abbildung 5.2b dargestellten Funktionsverlauf zu  $a_v = 1,22$  m bestimmt. Eine wie z.B. in RACKWITZ & PEINTINGER 1981 beschriebene Tiefenabhängigkeit der Kenngröße bleibt auf Grund des schwachen Trends (Abbildung 5.2a) unberücksichtigt.

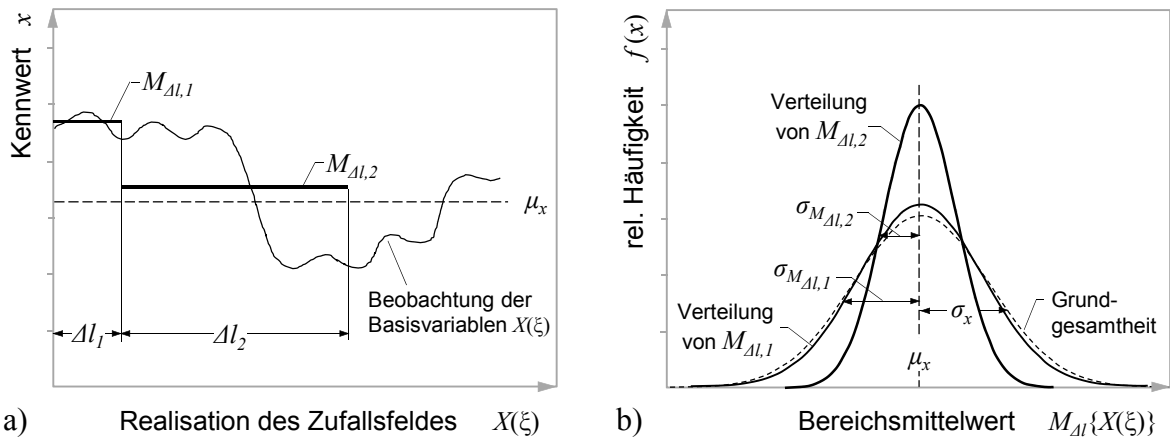
Allgemein sind systematische Untersuchungen dieser Art insbesondere auf Grund der benötigten hohen Anzahl äquidistanter Proben sehr eingeschränkt. In Tabelle 5.1 sind die in der Literatur für unterschiedliche Baugrundkennwerte gefundenen Autokorrelationslängen zusammengestellt.

### 5.2.3 Räumliche Mittelung als Funktion des stationären Zufallfeldes

Wie in Abschnitt 5.2.2 gezeigt und aus zahlreichen Untersuchungsergebnissen bekannt (z.B. VANMARCKE 1977a, PEINTINGER & RACKWITZ 1980, RACKWITZ & PEINTINGER 1981, POTTHARST 1982, v. SOOS 1990, WITT 2002, BAECHER & CHRISTIAN 2003, GRIFFITHS & FENTON 2007), trifft die in der elementaren Statistik übliche Annahme der Unkorreliertheit der einzelnen Realisationen der Basisvariablen für geotechnische Fragestellungen i.d.R. nicht zu. Besonders bei der Berücksichtigung großflächiger Baugrundbereiche (z.B. Strömungsmodellierung oder Böschungsberechnung) wird das mechanische Modell zur Analyse der Trag- bzw. Gebrauchstauglichkeit nicht wie bspw. bei einer Kette durch einen Extremwert, sondern durch die Verteilung der räumlichen Mittelwerte kontrolliert (Parallelschaltung von Widerständen). Deshalb interessiert weniger die Realisation der Basisvariablen  $X$  an einem Ort  $\xi$  als vielmehr die Größe  $M_{\Delta l}\{X(\xi)\}$  des Mittelwertes des Zufallfeldes innerhalb eines untersuchten Intervalls  $[0, \Delta l]$ .

$$(5.4) \quad M_{\Delta l}\{X(\xi)\} = \frac{1}{\Delta l} \int_0^{\Delta l} X(\xi) d\xi$$

Deutet man  $M_{\Delta l}\{X(\xi)\}$  als Beobachtung einer Stichprobe innerhalb eines Intervalls des stationären Zufallfeldes, kann  $M_{\Delta l}\{X(\xi)\}$  selbst auf Grund der möglichen zu untersuchenden Intervalle als Zufallsvariable mit Mittelwert, Varianz u.a. statistischen Para-



**Abbildung 5.3:** a) Mittelung des stationären Zufallsfeldes und b) dessen Einfluss auf die Varianz der Zufallsvariable

metern interpretiert werden. Die auf diese Weise neu entstandene Funktion wird als gleitender Mittelwert (*moving average*) bezeichnet (VANMARCKE 1977a). Der Bereichsmittelwert  $M_{\Delta l}\{X(\xi)\}$  eines Intervalls  $\Delta l$  wird je nach räumlicher Lage und Größe einen anderen Wert annehmen. Die Bereichsmittelwerte aller möglichen Intervalle bilden eine eigene Verteilung, deren Mittelwert mit dem Mittelwert der Grundgesamtheit übereinstimmt, deren Streuung aber kleiner als die der Grundgesamtheit ist. Anschaulich wird dieser Sachverhalt am Beispiel eines Holzspanes und eines Schiffes auf dem Ozean. Der schwimmende Holzspan wird dieselbe Fluktuation in der Höhe aufweisen wie die Wellen. Legt man den Holzspan aber auf das Schiff, das auf Grund der Größe lediglich eine *mittlere* Wellenbewegung erfährt, reduziert sich die vertikale Variabilität des Holzspans drastisch. Der Zusammenhang ist in Abbildung 5.3a dargestellt. Der Mittelwert einer Kenngröße über ein kleines Intervall  $\Delta l_1$  ( $M_{\Delta l,1}$ , Holzspan) entspricht etwa der Größe eines Einzelwertes  $x$  und unterscheidet sich deutlich vom unbekanntem Mittelwert der Grundgesamtheit  $\mu_x$  (Abbildung 5.3a). Mit größer werdender Intervalllänge ( $\Delta l_2$ , Schiff) und bei kleiner Autokorrelationslänge ist der Bereichsmittelwert ( $M_{\Delta l,2}$ ) immer näher an  $\mu_x$  zu erwarten. Die Verteilung der Bereichsmittelwerte wird damit steiler und die Varianz geringer (Abbildung 5.3b).

Die Reduktion der Varianz vom Zufallsfeld  $X(\xi)$  zu einem gemittelten Zufallsfeld  $M_{\Delta l}\{X(\xi)\}$  kann entsprechend der verwendeten Autokorrelationsfunktionen  $\rho(\Delta l)$  durch eine so genannte Varianzreduktionsfunktion  $\Gamma(\Delta l)$  nach Gleichung (5.5) repräsentiert werden (VANMARCKE 1977a).

$$(5.5) \quad \Gamma^2_x(\Delta l) = \frac{2}{\Delta l} \int_0^{\Delta l} \left(1 - \frac{v}{\Delta l}\right) \cdot \rho_x(v) \, dv$$

Wird Gleichung (5.5) nach Einsetzen der theoretischen Autokorrelationsfunktion gelöst, erhält man korrespondierend zu Gleichung (5.2) und (5.3)

$$(5.6) \quad \Gamma^2_x(\Delta l) = \left(\frac{a}{\Delta l}\right)^2 \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\Delta l}{a} - 1 + e^{-\Delta l/a}\right)\right]$$

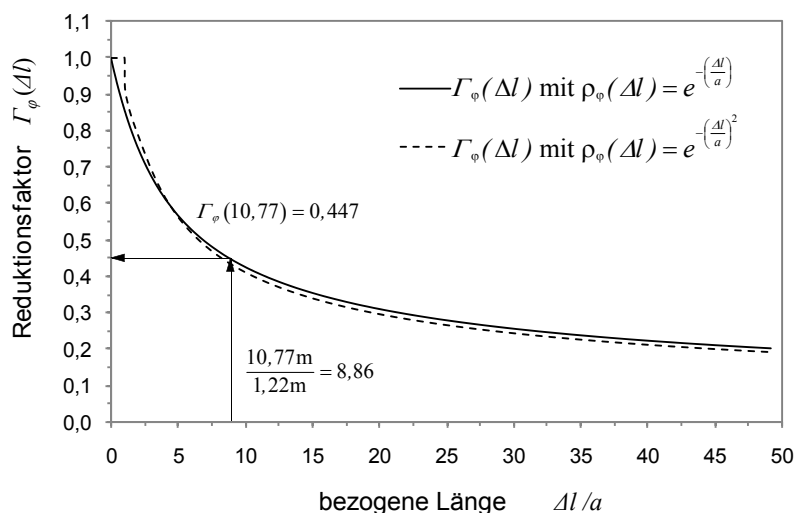
$$(5.7) \quad \Gamma_x^2(\Delta l) = \left(\frac{a}{\Delta l}\right)^2 \cdot \left[ \frac{\Delta l}{a} \cdot \sqrt{\pi} \cdot \Phi\left(\frac{\Delta l}{a}\right) + e^{-(\Delta l/a)^2} - 1 \right] \text{ mit } \Phi(\cdot) \text{ norm. Normalverteilung.}$$

Für die in Abschnitt 5.2.2 berechnete Autokorrelationslänge  $a_v = 1,22$  m sind die Reduktionsfunktionen der Varianz des Reibungswinkels in Abhängigkeit der einfachen (5.2) und quadratischen Autokorrelationsfunktion (5.3) in Abbildung 5.4 dargestellt. Bei einem Vergleich der Verläufe beider Funktionen ist kein großer Unterschied festzustellen. Aus diesem Grund und da Pfähle mit einer Länge  $\Delta l \leq a_v$  eher die Ausnahme bilden, wird für die weiteren Betrachtungen die einfacher handhabbare Funktion nach Gleichung (5.6) verwendet.

Es sei allerdings darauf hingewiesen, dass entsprechend den Empfehlungen von RACKWITZ & PEINTINGER 1991 u.a. bei der Streuung des Baugrundes nach zwei Anteilen, der Geologiestreuung und der Baustellenstreuung, zu differenzieren ist. Die Baustellenstreuung beschreibt die auf Grund von Baugrunduntersuchungen bekannte Streuung des Baufeldes. Die Geologiestreuung dagegen ist ein Maß für die Unkenntnis des betrachteten Zustandes (z.B. Verfestigung), also für die Unsicherheit im Mittelwert einer Baugrundeigenschaft (RACKWITZ & PEINTINGER 1981). Wird die Streuung als Funktion des Variationskoeffizienten betrachtet, kann dieser für die Gesamtstreuungen  $V_{ges}$  entsprechend dem Vorschlag von HANISCH et al. 2002 nach Gleichung (5.8) aus den Variationskoeffizienten der Geologie- und der Baustellenstreuung ( $V_G$  bzw.  $V_B$ ) zusammengefasst werden.

$$(5.8) \quad V_{ges} = \sqrt{V_G^2 + V_B^2}$$

Um die Streuung in ihren einzelnen Anteilen berücksichtigen zu können, sind für die in dieser Arbeit analysierten Baugrundverhältnisse weitere Informationen und Analysen, z.B. die Verteilung der Kennwerte weiterer Untersuchungsgebiete (Baustellen) notwendig. Auf Grund der begrenzten Anzahl von Daten und des vergleichsweise kleinen Untersuchungsgebietes (Abbildung 3.2, S.42) wird daher für die weitere Arbeit lediglich die Baustellenstreuung betrachtet.



**Abbildung 5.4:** Varianzreduktionsfunktion  $\Gamma_\varphi(\Delta l)$  für  $a_v = 1,22$  m

Bei einer Pfahlänge  $l$  von 10,77 m (Pfahlprobelastung siehe Abschnitt 3.5) und einer Autokorrelationslänge  $a_v = 1,22$  m nimmt die Baustellenstreuung des Reibungswinkels bei einem nach Gleichung (5.6) ermittelten Reduktionsfaktor  $\Gamma_\varphi(\Delta l) \approx 0,45$  um ca. 55% ab. Für den konkreten Fall ergibt sich somit im autokorrelierten Zufallsfeld  $\varphi(\xi)$  für das durch den gleitenden Mittelwert kontrollierte, mechanische Modell die Standardabweichung  $\sigma_{\varphi,r}$  der betrachteten Basisvariablen  $\varphi$  für den Bereichsmittelwert im Intervall  $\Delta l = 10,77$  m nach Gleichung (5.9) zu  $\sigma_{\varphi,r} = 1,14$  (POTTHARST 1982, v. SOOS 1990 u.a.).

$$(5.9) \quad \sigma_{\varphi,r} = \Gamma_\varphi(\Delta l) \cdot \sigma_\varphi$$

Die Abminderung der Streuung des Reibungswinkels (schematisch in Abbildung 5.3b dargestellt) entspricht einer Verringerung der Unsicherheit einer relevanten geotechnischen Größe und damit einer Reduzierung von Unschärfen und Unsicherheiten bei der Prognose geotechnischer Konstruktionen.

Neben der Autokorrelation kann die räumliche Variabilität von Baugrundeigenschaften alternativ mit Hilfe von Variogrammen beschrieben werden. Diese beschreiben im Unterschied zur Autokorrelation den Zusammenhang zwischen der Kenngrößendifferenz und deren Abstand. Damit lassen sich sprunghafte Änderungen der analysierten Variablen genauer erfassen. Variogramme bilden u.a. die Grundlage für die Kriging-Methode, einem Interpolationsverfahren, das in der Geostatistik zur Schätzung von Kennwerten in unbeprobten Bereichen Anwendung findet (siehe dazu u.a. SCHÖNHARDT & WITT 2001 u. 2005, SCHÖNHARDT 2005, SCHÖNHARDT et al. 2006).

Resultierend aus den vorangegangenen Betrachtungen sind in Anlage D, Tabelle D.1 die Werte der für die weiteren zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtungen relevanten Kenngrößen (Basisvariablen) in Ergänzung zu den statistischen Auswertungen der Baugrundkennwerte in Abschnitt 3.4 und der Parameteridentifikation in Abschnitt 4.5.3 zusammengestellt. Die statistischen Parameter des Reibungswinkels für den ungestörten pleistozänen Kalkarenit sind unter Berücksichtigung der autokorrelativen Zusammenhänge angegeben. Erläuterungen zu den Werten der einzelnen Kenngrößen bzw. zu Abhängigkeiten der Parameter untereinander werden, sofern nicht in Kapiteln 4 beschrieben, an entsprechender Stelle gegeben.

## 5.3 Versagenswahrscheinlichkeit

### 5.3.1 Definition und geometrische Deutung

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  als ein Maßstab für die Unsicherheit wird zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen verwendet. Sie gibt die Wahrscheinlichkeit für das Überschreiten eines Grenzzustandes wieder (GRUSIBAU 1981, SPAETHE 1987 u.a.). Unter Grenzzuständen sind Zustände zu verstehen, bei deren Überschreitung das Tragwerk die Entwurfsanforderungen nicht mehr erfüllt (DIN EN 1990). Dies kann das Erreichen der Tragfähigkeit (Bruch) bedeuten oder sich auf die Gebrauchstauglichkeit beziehen (nicht akzeptable große Verformungen).

Die Grenzzustände sind erfüllt, wenn eine Beanspruchbarkeit bzw. ein Widerstand  $R$  (*Resistance*) gleich der Beanspruchung bzw. der Einwirkung  $E$  (*Effect*) ist, d.h., wenn nach Gleichung (5.10) der Sicherheitsabstand  $Z$  zu Null wird.

$$(5.10) \quad Z = R - E$$

Ist  $Z > 0$ , werden die Entwurfsanforderungen erfüllt, dagegen stellt sich ein Versagenszustand ein, wenn  $Z \leq 0$  ist. Sind die Widerstände u./o. Einwirkungen von Basisvariablen abhängig (z.B. Baugrundparameter) und sind diese Basisvariablen ( $x_{R,i}$  bzw.  $x_{E,i}$ ) Zufallsgrößen, sind auch  $R$  und  $E$  mit  $R = g_R(X_{R,1}, \dots, X_{R,n})$  und  $S = g_E(X_{E,1}, \dots, X_{E,n})$  Funktionen der Zufallsgrößen mit entsprechenden statistischen Verteilungen (Abbildung 5.5). Unter Berücksichtigung der unsicheren Basisvariablen lässt sich Gleichung (5.10) verallgemeinert auch in der Form

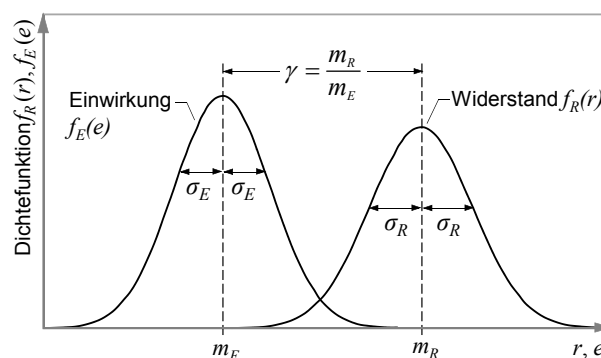
$$(5.11) \quad Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

darstellen. Dabei ist  $g(X_i)$  die Grenzzustandsgleichung, mit der der Grenzzustand funktional beschrieben ist. Wie in Abbildung 5.5 verdeutlicht, ergibt sich je nach Sicherheitsabstand ein Überschneidungsbereich der Verteilungen, für den die zufälligen Widerstände kleiner als die gleichzeitig vorhandenen Einwirkungen sind und folglich ein Versagenszustand vorherrscht. Die Schnittfläche gibt einen Hinweis auf die Versagenswahrscheinlichkeit, die unter Annahme der Unabhängigkeit der Widerstände und Einwirkungen allgemein nach Gleichung (5.12) ermittelt werden kann. Je größer die Fläche, desto größer die Wahrscheinlichkeit, dass  $R$  zufällig kleiner als  $E$  ist.

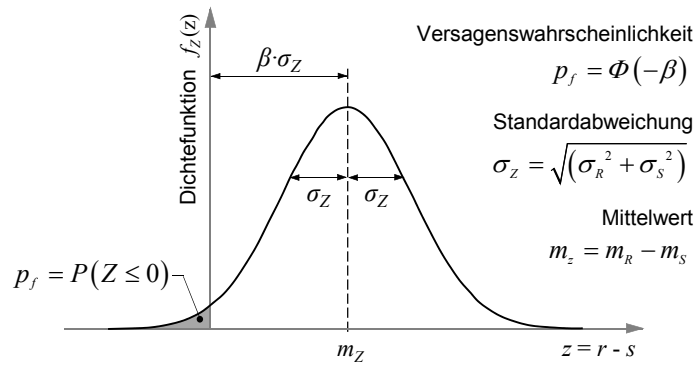
$$(5.12) \quad p_f = P[Z = g(X_i) \leq 0] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \cdot f_E(e) \, dr \, de$$

Da es auf Grund von Unsicherheiten der Basisvariablen sowie der stochastischen und mechanischen Modelle unmöglich ist, einen exakten Wert für  $p_f$  zu bestimmen, wird ein auf die Arbeiten von BENJAMIN & CORNELL 1970 zurückzuführender sogenannter Sicherheitsindex  $\beta$  als baupraktisches, aber wahrscheinlichkeitstheoretisch begründetes Maß für die Bauwerkssicherheit eingeführt.

Bei der Annahme der normalverteilten Zufallsgrößen  $E$  und  $R$ , die der Methode zugrunde liegt, ist auch die Grenzzustandsgleichung (5.11) normalverteilt und lässt sich wie in



**Abbildung 5.5:** Verteilungsdichten von  $R$  und  $E$



**Abbildung 5.6:** Geometrische Deutung des Sicherheitsindex

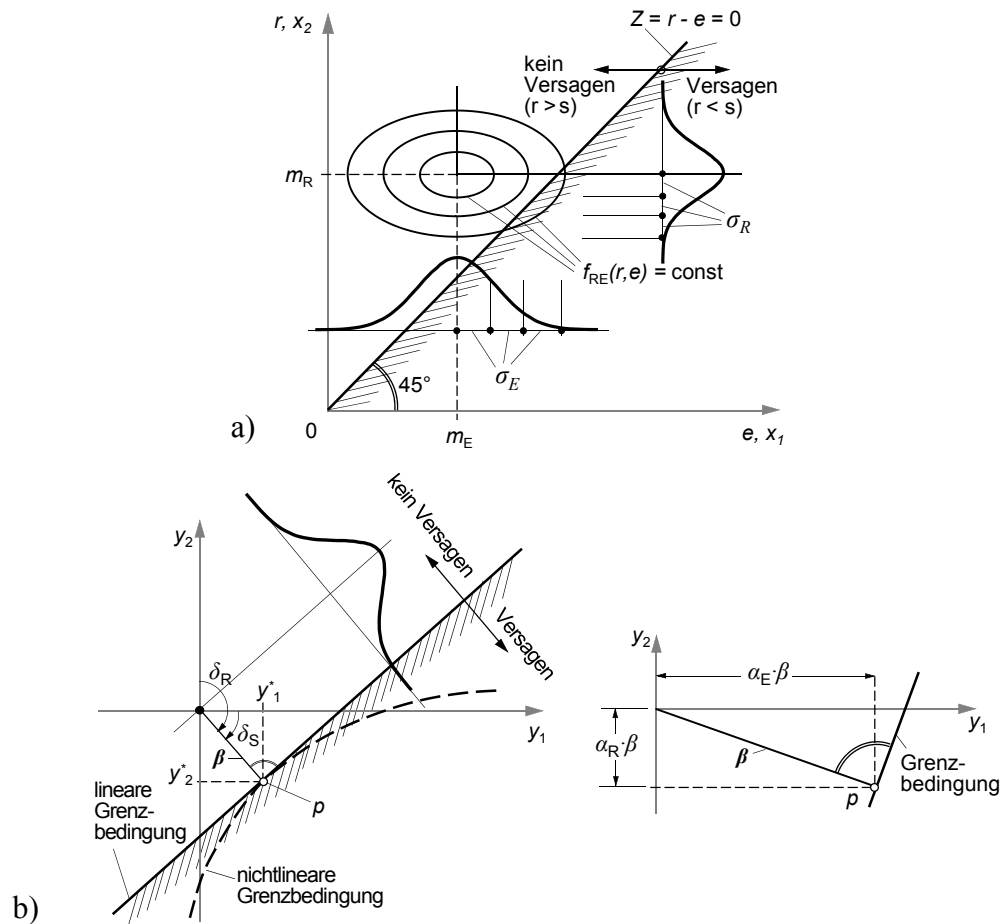
Abbildung 5.6 darstellen. Mit dem Sicherheitsindex  $\beta$  als reziproken Wert des Variationskoeffizienten ( $\beta = m_z/\sigma_z$ ) der Zufallsvariablen  $Z$  kann die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  nach Gleichung (5.13) angegeben werden.

$$(5.13) \quad p_f = \int_{-\infty}^0 f_z(z) dz = \Phi\left(\frac{m_z}{\sigma_z}\right) = \Phi(-\beta) \quad \text{mit } \Phi(\cdot) \text{ normierte Normalverteilung}$$

### 5.3.2 Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit, Verfahren

Bei den bisherigen Betrachtungen wurde von einer linearen Grenzzustandsgleichung und von einer mit der Normalverteilung zu approximierenden Verteilungsdichte der Zufallsvariablen ausgegangen. Allgemein ist dies jedoch nicht der Fall. Gleichung (5.11) kann daher nicht direkt, sondern nur mit Hilfe von Näherungsverfahren, wie z.B. der auf der Herangehensweise von RACKWITZ und FLIEBLER basierenden *First Order Reliability Method*, (FORM), gelöst werden.

Bei der FORM werden die Basisvariablen  $X_i$  in standardisierte normalverteilte Zufallsgrößen  $Y_i$  überführt. Auch die Grenzzustandsgleichung wird transformiert und bildet eine Hyperfläche (Grenzfläche), die den  $y$ -Raum in einen sicheren und einen unsicheren Bereich aufteilt. Der kürzeste Abstand zwischen dem Koordinatenursprung des  $y$ -Raumes und der Grenzfläche wird durch den Sicherheitsindex  $\beta$  beschrieben. Die Näherung der FORM besteht nun darin, die Grenzfläche der Grenzzustandsfunktion durch eine Tangentialebene im Bemessungspunkt  $p$  mit den Koordinaten  $y_1, \dots, y_n$ , d.h. dem Punkt, der dem Koordinatenursprung am nächsten liegt, zu ersetzen. Auf Grund der unbekanntenen Form der Grenzfläche kann der Bemessungspunkt nur iterativ bestimmt werden. Das Integral der  $m$ -dimensionalen Verteilungsdichte über den unsicheren Bereich ist ein Näherungswert für die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$ . Graphisch ist die FORM in Abbildung 5.7 nach KÖNIG & TUE 1998 dargestellt. Für ausführliche Erläuterungen dieser und weiterer Näherungsverfahren zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit bei unterschiedlichen Randbedingungen wird u.a. auf BENJAMIN & CORNELL 1970, SCHUËLLER 1981, SPAETHE 1987, GRUSIBAU 1981, DIN EN 1990, SCHNEIDER 1994, FISCHER 2001 verwiesen.



**Abbildung 5.7:** Geometrische Interpretation von  $p_f$  (a) und  $\beta$  (b) nach KÖNIG & TUE 1998

Zielwerte für den Sicherheitsindex  $\beta$ , mit denen das derzeitige Sicherheitsniveau im Bauwesen erfüllt ist, sind u.a. in GRUSIBAU 1981 und DIN EN 1990 angegeben. Beispielhaft sind in Tabelle 5.2 der Sicherheitsindex  $\beta$  und die äquivalenten Versagenswahrscheinlichkeiten  $p_f$  für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 (*Reliability Class*) in Abhängigkeit vom betrachteten Grenzzustand (GZ) und Bezugszeitraum (Nutzungsdauer) zusammengestellt.

**Tabelle 5.2:**  $\beta$  und  $p_f$  für RC 2 in Abhängigkeit des GZ und des Bezugszeitraumes

Grenzzustand	1 Jahr		50 Jahre	
	$\beta$	$p_f$	$\beta$	$p_f$
Tragfähigkeit	4,7	$1,3 \cdot 10^{-6}$	3,8	$7,2 \cdot 10^{-5}$
Gebrauchstauglichkeit	2,9	$1,8 \cdot 10^{-3}$	1,5	$6,6 \cdot 10^{-2}$

### 5.3.3 Vorgehensweise und Annahmen am Bsp. des Einzelpfahles

Für die Bemessung von Pfahlgründungen ist es neben der Entwicklung eines geeigneten Berechnungsmodells zur wirklichkeitsnahen Abbildung der komplexen geotechnischen Verhältnisse und der zuverlässigen Identifizierung der zugehörigen Parameter (Kapitel 4) notwendig, die Sicherheit gegenüber Grenzzuständen abzuschätzen. Am Beispiel

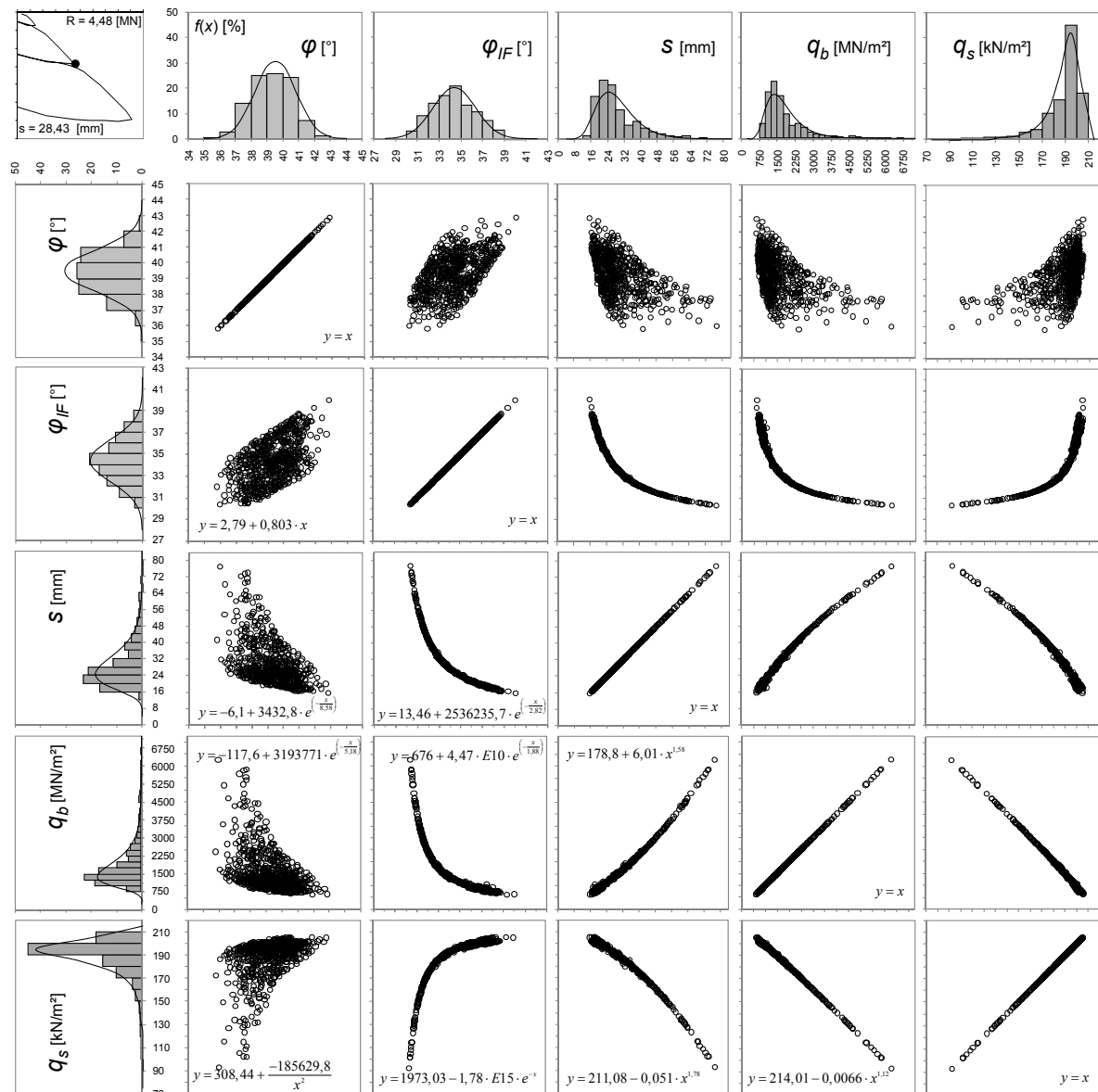
der eigenen, in den Abschnitten 3.5 und 3.6 beschriebenen Pfahlprobebelastung wird die Entwicklung der Versagenswahrscheinlichkeit auf der Grundlage der Versuchsergebnisse und unter Berücksichtigung räumlich streuender Baugrundkenngrößen getrennt für den Spitzendruck  $q_b$  und die Mantelreibung  $q_s$  ermittelt. Ziel dieser Analyse ist es, eine Vorgehensweise aufzuzeigen, mit der das Sicherheitsniveau von Pfahlgründungen exponierter bzw. extensiver Bauprojekte auf der Grundlage von Probebelastungen fallbezogen abgeschätzt werden kann.

Zunächst werden mit dem in Kapitel 4 entwickelten Strukturmodell numerische Simulationen (FE-Berechnungen) der Pfahlprobebelastung durchgeführt. Dabei werden die Einwirkungen (Versuchslast) und geometrische Abmessungen (Durchmesser und Länge) als konstante Größen berücksichtigt. Für die boden- und felsmechanischen Eingangsparameter werden die Ergebniswerte der eigenen experimentellen Untersuchungen (Tabelle 4.1) und der Parameteridentifikation (Tabelle 4.3) verwendet. Lediglich der Reibungswinkel  $\varphi$  der ungestörten pleistozänen Kalkarenite wird bei den Berechnungen variiert. Die Werte von  $\varphi$  werden dabei mit Hilfe der Monte-Carlo-Methode unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5.2 diskutierten räumlichen Streuung zufällig gewählt. In Tabelle D.1 sind die bei den FE-Berechnungen verwendeten Parameter mit ihren deterministischen bzw. statistischen Werten zusammengestellt.

Als sensitivster Parameter des im Versuch beobachteten Last-Setzungsverhaltens wurde im Ergebnis der Strukturmodellkalibrierung der Interface-Reibungswinkel  $\varphi_{IF}$  identifiziert. Dieser wird, entsprechend den eigenen Beobachtungen (Abschnitt 4.5.3) und den in der Literatur aufgeführten Empfehlungen (z.B. KULHAWY & PETERSON 1979, KULHAWY 1984, LANCELLOTTA 1995, TOMLINSON & WOODWARD 2009), bei den numerischen Simulationen als Vielfaches des Reibungswinkel  $\varphi$  des ungestörten Kalkarenits im Intervall von  $0,8 \leq \varphi_{IF}/\varphi \leq 0,9$  ebenfalls zufällig gewählt. Für den Dilatanzwinkel gilt wie bei der Parameteridentifizierung die näherungsweise Beziehung  $\psi = \varphi - 30^\circ$ .

Als Ergebnis der insgesamt 3000 Berechnungen sind in Abbildung 5.8 die Zusammenhänge zwischen den bodenmechanischen Eingangsparametern  $\varphi$  und  $\varphi_{IF}$  und den relevanten Simulationsergebnissen  $q_s$ ,  $q_b$  und  $s$  beispielhaft für die Laststufe 2 (4,50 MN) der Probebelastung in einer symmetrischen Korrelationsmatrix dargestellt. Jeweils in der ersten Zeile und Spalte sind die beobachteten Verteilungen der Parameter aller Ergebnisse und die u.a. durch *Kolmogorow-Smirnow*-Anpassungstests verifizierten theoretischen Verteilungen abgebildet. Der als Vielfaches direkt von  $\varphi$  abhängige Interface-Reibungswinkel  $\varphi_{IF}$  lässt sich erwartungsgemäß, wie  $\varphi$  selbst, mit einer Normalverteilung beschreiben. Die Beobachtungen der Mantelreibung  $q_s$ , des Spitzendruckes  $q_b$  und der Pfahlkopfsetzung  $s$  hingegen können durch eine log-Normalverteilung approximiert werden. In Spalte 2 sind die Verteilungen der Simulationsergebnisse in Abhängigkeit des Reibungswinkels  $\varphi$  dargestellt. Entsprechend dem oben definierten linearen Zusammenhang steigt  $\varphi_{IF}$  proportional mit  $\varphi$  an. Während die Streuung von  $\varphi_{IF}$  weitestgehend unabhängig von  $\varphi$  ist, nimmt der Wertebereich der Simulationsergebnisse mit zunehmendem  $\varphi$  exponentiell ab. Diese Beobachtungen lassen sich mit dem in Abschnitt 3.6.4 beschriebenen Tragverhalten erklären, wonach mit zunehmendem Reibungswinkel bei

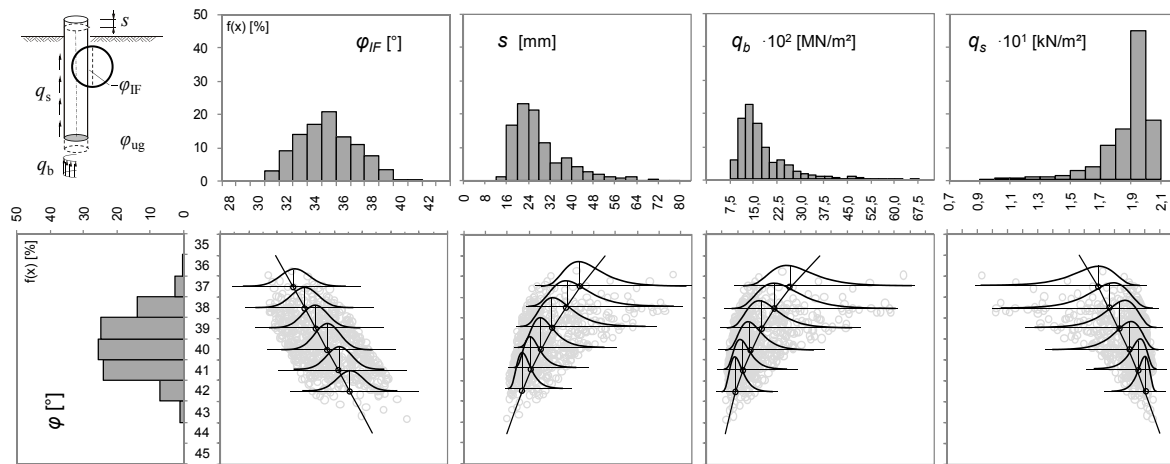




**Abbildung 5.8:** Korrelationsmatrix der Eingangsparameter und Berechnungsergebnisse der numerischen Simulationen, exemplarisch für die Laststufe 2 (4,5 MN)

kleinen Setzungen größere Mantelreibungswerte mobilisiert werden, was in einer Lastumlagerung vom Pfahlfuß zum Pfahlmantel hin resultiert. Die Korrelationen der Simulationsergebnisse zu  $\varphi_{IF}$  bzw. untereinander lassen sich u.a. mit den in Spalte 3 bis 5 angegeben funktionellen Zusammenhängen eindeutig beschreiben. Eine Zusammenstellung aller Ergebnisse ist in den Abbildungen E.1 bis E.3 der Anlage E aufgeführt.

Für die weiteren stochastischen Berechnungen zur Bestimmung der Sicherheitsindizes  $\beta$  und äquivalenten Versagenswahrscheinlichkeiten  $p_f$  werden die Werte der Widerstände  $q_s$  und  $q_b$  sowie der Setzungen  $s$  aus den deterministischen FE-Berechnungen für die einzelnen Belastungsstufen (siehe Abbildung 3.28) herausgelesen und entsprechend den Klassen des Reibungswinkels  $\varphi$  statistisch ausgewertet. In Abbildung 5.9 sind die Entwicklungen der Verteilung der einzelnen Berechnungsergebnisse exemplarisch für die Belastungsstufe 2 (4,50MN) der Probebelastung dargestellt.



**Abbildung 5.9:** Schematische Darstellung der Verteilungen der Simulationsergebnisse in Abhängigkeit von  $\varphi$  für die Laststufe 2 (4,5 MN)

Während die Streuungen unabhängig vom Ergebnisparameter mit zunehmendem Reibungswinkel deutlich abnehmen, sind die Entwicklungen der Mittelwerte parametergebunden und lassen sich mit den in Abbildung 5.8 angegebenen funktionalen Zusammenhängen approximieren. Die Verteilungstypen von  $s$ ,  $q_b$  und  $q_s$  bleiben für alle untersuchten Klassen von  $\varphi$  gleich und können durch eine log-Normalverteilung angenähert werden. Die Verteilung der Mantelreibung wird dazu durch einfache Variablentransformation in eine typische log-Normalverteilung überführt. Die Entwicklungen des Spitzendruckes und der Mantelreibung verlaufen konträr und lassen sich mit dem bereits beschriebenen Tragverhalten erklären.

Für einfache Verteilungen von  $R$  und  $E$  kann  $p_f$  nach Gleichung (5.13) geschlossen ermittelt werden und ergibt sich bei log-normalverteilten Einwirkungen und Widerständen für den auf die Medianwerte bezogenen zentralen Sicherheitsfaktor zu

$$(5.14) \quad p_f = \Phi(-\beta) = \Phi\left(\frac{-\ln\left(\frac{\tilde{m}_R}{\tilde{m}_E}\right)}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln E}^2}}\right)$$

mit  $\Phi(\cdot)$  normierte Normalverteilung  
 $\tilde{m}_R/\tilde{m}_E$  Verhältnis der Medianwerte  $\triangleq$  dem zentralen Sicherheitsfaktor  
 $\sigma_{\ln R}^2, \sigma_{\ln E}^2$  Standardabweichung der logarithmierten Werte.

Der Sicherheitsindex  $\beta$  lässt sich somit unter Berücksichtigung der Beziehungen zwischen normal- und log-normalverteilten Variablen nach Gleichung (5.15) berechnen. Die Koordinaten des Bemessungspunktes  $p$  können folglich nach Gleichung (5.16) ermittelt werden (siehe z.B. SPAETHE 1987).

$$(5.15) \quad \beta = \frac{\left[\ln E[R] - \frac{1}{2} \ln(1 + V_R^2)\right] - \left[\ln E[E] - \frac{1}{2} \ln(1 + V_E^2)\right]}{\sqrt{\ln(1 + V_R^2) + \ln(1 + V_E^2)}}$$

$$(5.16) \quad r^* = \exp(m_{\ln R} - \alpha_{\ln R} \cdot \beta) = \exp\left(\ln \frac{E[R]}{\sqrt{1+V_R^2}} - \frac{\ln(1+V_R^2)}{\sqrt{\ln(1+V_R^2) + \ln(1+V_E^2)}} \cdot \beta\right)$$

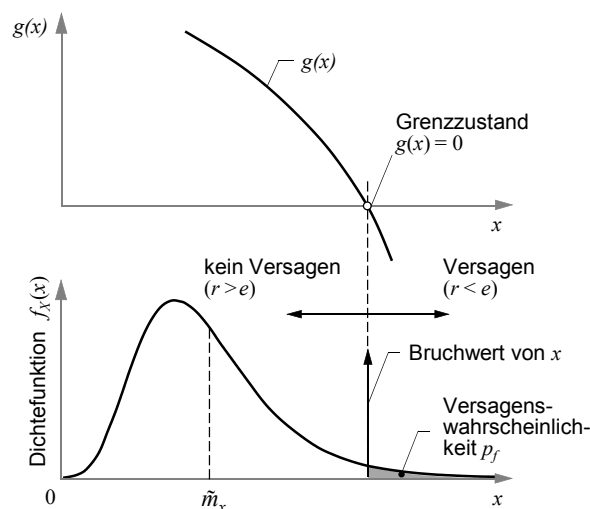
$$e^* = \exp(m_{\ln E} + \alpha_{\ln E} \cdot \beta) = \exp\left(\ln \frac{E[E]}{\sqrt{1+V_E^2}} + \frac{\ln(1+V_E^2)}{\sqrt{\ln(1+V_R^2) + \ln(1+V_E^2)}} \cdot \beta\right)$$

Entsprechend dem Widerstand-Einwirkung-Modell ( $R$ - $E$ -Modell) tritt nach Gleichung (5.10) Versagen eines Bauteils bzw. einer Konstruktion ein, wenn  $R < E$  ist. Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  der Einzelwiderstände erhält man bei Vorgabe von Grenz- bzw. Bruchwerten – also Widerständen – einfache Grenzzustandsgleichungen (5.17). Wie in Abschnitt 3.6 erläutert, ergeben sich diese aus der eigenen Probelastung für den Spitzendruck und die Mantelreibung zu  $q_{b,u} = 4,20 \text{ MN/m}^2$  bzw.  $q_{s,u} = 350 \text{ kN/m}^2$ . Da für den problemspezifischen Fall im betrachteten Untersuchungsgebiet nur sehr wenige Informationen über die Größe der Bruchwerte von  $q_{b,u}$  und  $q_{s,u}$  vorliegen (z.B. POULOS & DAVIDS 2005, POULOS & BUNCE 2008) und sich deren Werte nur gering von den eigenen Untersuchungsergebnissen unterscheiden, die Streuung daher eher gering einzuschätzen ist, werden diese im Weiteren als konstante Werte der Widerstände betrachtet.

$$(5.17) \quad g(q_b) = q_{b,u} - q_b < 0$$

$$g(q_s) = q_{s,u} - q_s < 0$$

Als Einwirkungen sind die entsprechenden Simulationsergebnisse für  $q_s$  und  $q_b$  der FE-Berechnung zu verstehen, deren Größen sich in Abhängigkeit von dem analysierten Reibungswinkel  $\varphi$  und dem Untersuchungsintervall von  $\varphi_{IF}$  ergeben. Durch diese Vorgehensweise reduziert sich die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit auf den eindimensionalen Fall, dessen konzeptioneller Ansatz in Abbildung 5.10 veranschaulicht ist.



**Abbildung 5.10:** Schematische Darstellung zur Berechnung von  $p_f$  bei vernachlässigbar streuender Beanspruchbarkeit, eindimensionaler Fall

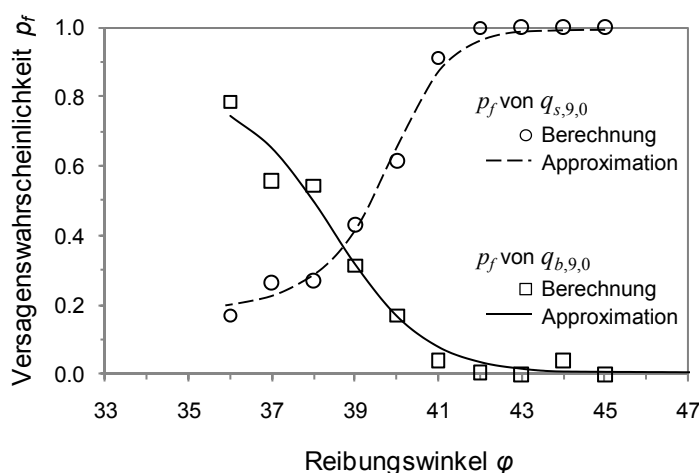
### 5.3.4 Ergebnisse der Zuverlässigkeitsbetrachtungen der eigenen Probelastung

In Abbildung 5.11 ist der vom Reibungswinkel  $\varphi$  abhängige Verlauf der simulationsbasierten Schätzung der Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  getrennt nach Spitzendruck  $q_b$  und Mantelreibung  $q_s$  für die Laststufe 3 (9,0 MN) der eigenen Probelastung dargestellt. Bei der vom initialen Bruch begleiteten Laststufe (vgl. Abschnitt 3.6) nimmt die Versagenswahrscheinlichkeit der Mantelreibung in dem Maß zu, wie die Wahrscheinlichkeit des Versagens des Spitzendrucks mit größer werdendem Reibungswinkel abnimmt. Mit der Funktion (5.18) lässt sich die Entwicklung der jeweiligen Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Reibungswinkels mathematisch approximieren, wobei sich die Konstanten a bis d in ihren Werten unterscheiden.

$$(5.18) \quad p_f(\varphi) = \frac{a+b}{1+e^{-\left(\frac{\varphi-c}{d}\right)}}$$

Aus den in Abbildung 5.11 dargestellten Zusammenhängen kann geschlussfolgert werden, dass mit ansteigendem Reibungswinkel der analysierten Kalkarenite die Zuverlässigkeit des Probepfahles für den betrachteten Last-Verformungszustand zunehmend von der Mantelreibung und deren Versagen dominiert wird. Diese Feststellung lässt sich, wie bereits in Abschnitt 5.3.3 diskutiert, mit den das Tragverhalten beeinflussenden Lastumlagerungen vom Pfahlfuß zum Pfahlmantel hin, begründen. Quantitativ sind die Entwicklungen der Versagenswahrscheinlichkeiten der Laststufen 1,50 und 4,50 MN denen in Abbildung 5.11 ähnlich, werden aber auf Grund der kleinen Werte ( $p_f < 10^{-7}$ ) hier nicht dargestellt.

Bei der Analyse der Ergebnisse von Pfahlprobelastungen ist in den meisten Fällen festzustellen, dass die nach den international gültigen Normen und Empfehlungen (z.B. ASCE 20-96, BS 8004, DIN 1054, DIN EN 1997-1, NEN 6743, ÖNORM B 4440, SIA 267, API 2A-LRFD) für die Grenztragfähigkeit bemessenen und teilweise bis zur 2,5fachen Gebrauchslast geprüften Testpfähle lediglich Setzungen in der Größenordnung von 1,0 bis 3,0 cm aufweisen (u.a. DÜRRWANG & SCHULZ 2003, POULOS & DAVIDS 2005,

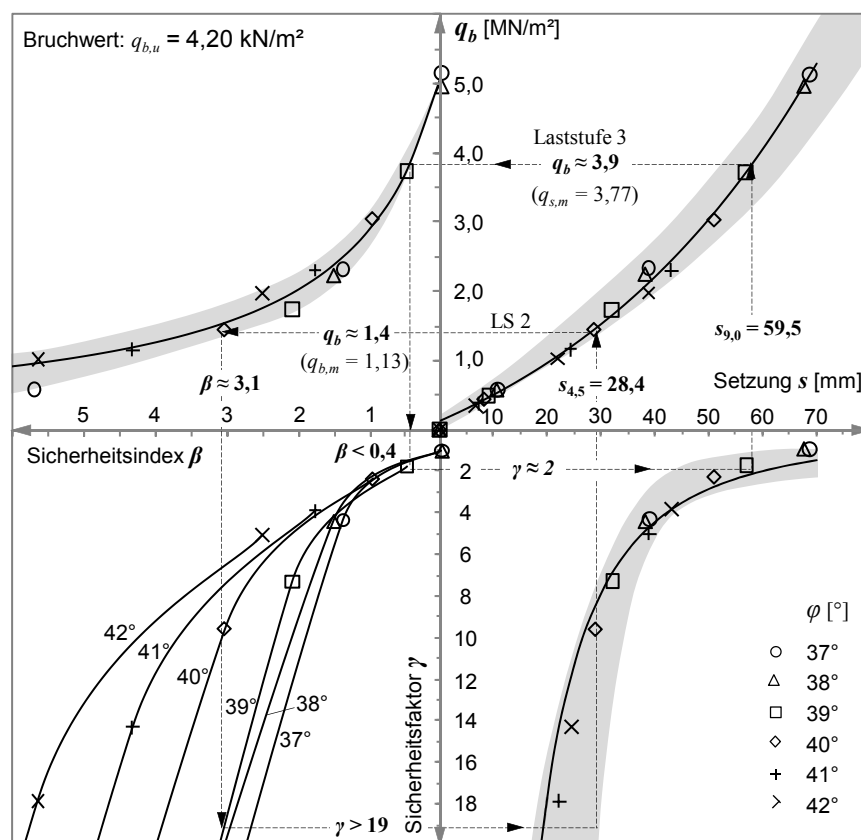


**Abbildung 5.11:** Simulationsbasierte Schätzung von  $p_f$  für  $q_s$  und  $q_b$ , beispielhaft für die Laststufe 3 (9,0 MN)

WOLFF et al. 2007b). Aus diesem Grund und weil die Grenztragfähigkeit von Pfahlgründungen i.d.R. unbekannt ist bzw. bei Probelastungen i.Allg. nicht erreicht wird (international anerkannte, festgelegte Größe bei  $s = 0,1 \cdot d$ , siehe u.a. DE COCK 1998), sind die für die Bemessung der Grenztragfähigkeit verwendeten Sicherheitsfaktoren mehr oder weniger empirische Größen. Die tatsächlich vorhandene, von der Größe der mobilisierten Einzelwiderstände, d.h. von den Setzungen abhängige Sicherheit ist unbekannt.

In Hinblick auf eine effiziente Pfahlbemessung ist es jedoch erforderlich, die Wechselbeziehungen zwischen Setzung, mobilisierten Einzelwiderständen und Sicherheit prognostizieren zu können. Als Ergebnis der numerischen Simulationen und wahrscheinlichkeitstheoretischen Analysen sind diese Zusammenhänge unter Berücksichtigung der Variabilität des Reibungswinkels (Baustellenstreuung) für das Beispiel der eigenen Pfahlprobelastung in Abbildung 5.12 und 5.13 separat für die Einzelwiderstände  $q_b$  bzw.  $q_s$  dargestellt.

Der prinzipielle Aufbau beider multivariaten Diagramme ist gleich. Dargestellt sind jeweils im ersten Quadranten die setzungsabhängige Entwicklung der Widerstände, im zweiten der vom mobilisierten Widerstand abhängige Sicherheitsindex  $\beta$  und im dritten der zugehörige Sicherheitsfaktor  $\gamma$ . Mit dem vierten Quadranten schließt sich der „Kreis“ und es ist der Zusammenhang zwischen den Setzungen und dem vorhandenen Sicherheitsfaktor abgebildet. Eingangsgröße der Diagramme sind die während dem Versuch gemessenen



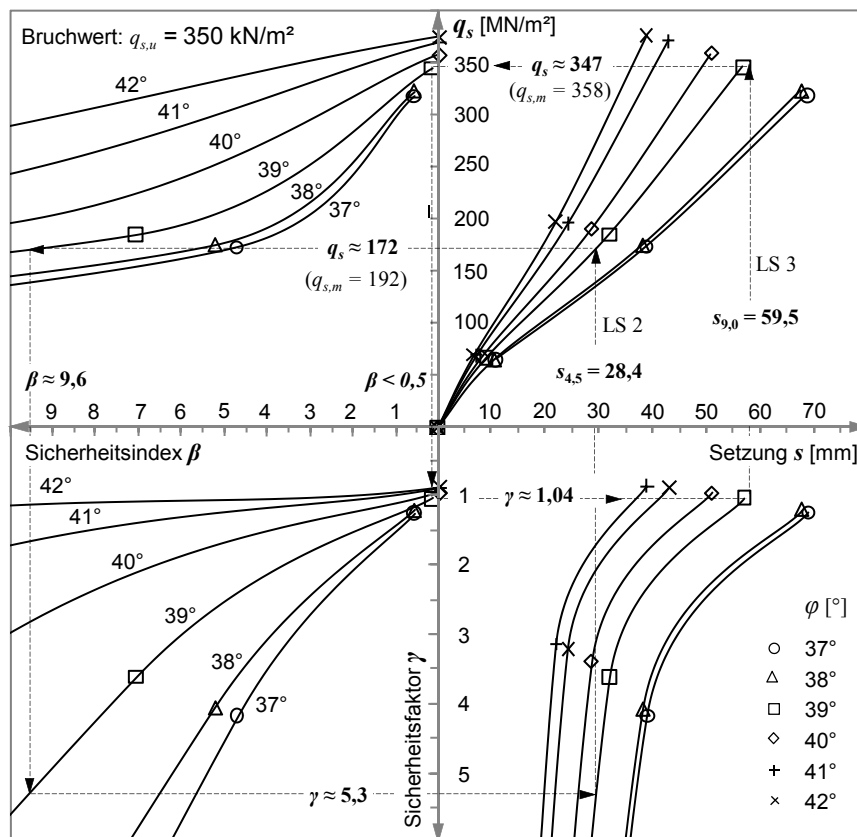
**Abbildung 5.12:** Setzungsabhängige Entwicklung des Spitzendrucks  $q_b$  mit zugehörigem  $\beta$  und  $\gamma$  für variierende Reibungswinkel

Setzungen. Über die zu lokalisierenden Schnittpunkte mit den Kurven des entsprechenden Reibungswinkels sind sowohl die mobilisierten Widerstände und zugehörigen Sicherheitsmaßzahlen als auch die vorhandenen zentralen Sicherheitsfaktoren  $\gamma$  ablesbar.

Wie in Abbildung 5.12 durch die grauen Ergebnisbänder symbolisiert, ist der Einfluss des variierenden Reibungswinkels auf die Simulationsergebnisse des Spitzendruckes  $q_b$  klein und die Ergebnisse liegen z.T. dicht beieinander. In diesen Fällen werden die Abhängigkeiten vereinfachend durch Regressionsfunktionen approximiert.

Am Beispiel der Laststufen 2 (4,5 MN) und 3 (9,0 MN), deren Ergebnisse in den Diagrammen als gepunktete Linie eingetragen sind, wird der Zusammenhang zwischen der setzungsabhängigen Entwicklung der Einzelwiderstände respektive Sicherheit diskutiert. Dabei wird auf den mittleren Reibungswinkel  $\varphi = 39^\circ$  Bezug genommen (vgl. Ergebnisse der statistischen Analyse in Kapitel 3.4). Zum Vergleich der rechnerischen Prognosen mit den experimentellen Beobachtungen sind die aus den Messergebnissen ermittelten Widerstände in Klammern angegeben.

Für die Setzung  $s = 28,4$  mm (Laststufe 2) ist aus Abbildung 5.12 ein mobilisierter Spitzendruck von  $q_b \approx 1,40$  MN/m<sup>2</sup> abzulesen. Der zugehörige Sicherheitsindex ergibt sich für den aus der Probelastung bestimmten Bruchwert  $q_{b,u} = 4,20$  MN zu  $\beta = 3,1$ . Dies entspricht dem z.B. in GRUSIBAU 1981 und DIN EN 1990 geforderten Zielwert für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr (vgl.



**Abbildung 5.13:** Setzungsabhängige Entwicklung der Mantelreibung  $q_s$  mit zugehörigem  $\beta$  und  $\gamma$  für variierende Reibungswinkel

Tabelle 5.2). Der vorhandene zentrale Sicherheitsfaktor ist mit  $\gamma \approx 19$  sehr groß. Der bei einer Setzung von  $s = 59,5$  mm (Laststufe 3) mobilisierte Spitzendruck  $q_b \approx 3,9$  MN/m<sup>2</sup> führt auf einen Sicherheitsindex  $\beta < 0,5$ , was gemäß Abbildung 5.11 einer Versagenswahrscheinlichkeit von  $p_f = 0,31$  entspricht.

Die in Abbildung 5.13 für die Mantelreibung dargestellten Zusammenhänge unterscheiden sich von denen des Spitzendrucks dahingehend, dass alle Wechselbeziehungen deutlich Abhängigkeiten vom Reibungswinkel zeigen. Für  $s = 28,4$  mm und  $\varphi = 39^\circ$  wird eine mobilisierte Mantelreibung von  $q_s = 172$  kN/m<sup>2</sup> abgelesen. Bei dem experimentell bestimmten Bruchwert  $q_{s,u} = 350$  kN/m<sup>2</sup> ergibt sich der zugehörige Sicherheitsindex zu  $\beta \approx 9,6$  und der zentrale Sicherheitsfaktor zu  $\gamma \approx 5,3$ . Die Setzungen der Laststufe 3 resultieren in einer mobilisierten Mantelreibung  $q_s = 347$  kN/m<sup>2</sup> und einem Sicherheitsindex  $\beta < 0,2$ , der einer äquivalenten Versagenswahrscheinlichkeit von  $p_f = 0,43$  entspricht (vgl. Abbildung 5.11). Der Sicherheitsfaktor  $\gamma = 1,04$  ist Indiz für den sich unmittelbar an die Laststufe anschließenden Versagenszustand.

Umgekehrt sind für die in Tabelle 5.2 angegebenen Zielwerte des Sicherheitsindex  $\beta = 4,7$  und  $\beta = 3,8$  (GZ der Tragfähigkeit für einen Bezugszeitraum von einem bzw. fünfzig Jahren) bei einer mobilisierten Mantelreibung von  $232 > q_s > 212$  kN/m<sup>2</sup> Setzungen zwischen 36 und 39 mm zulässig, was einem Sicherheitsfaktor von 2,1 bzw. 2,4 entspricht. Bei diesen Setzungen liegt der Sicherheitsindex des Spitzendrucks ( $1,7 < q_b < 2,3$ ) in der Größenordnung zwischen  $2,0 < \beta < 3,3$ , folglich im Bereich der Gebrauchstauglichkeit und kleiner. Das bedeutet, dass der Spitzendruck, begründet durch das experimentell bestimmte Tragverhalten (vgl. Abschnitt 3.6.4) und die zu berücksichtigenden Sicherheitskriterien, das für die Bemessung relevante Kriterium ist.

Bei einem Vergleich der rechnerisch prognostizierten mit den experimentell bestimmten Widerständen sind geringe Unterschiede festzustellen, die mit zunehmenden Setzungen von 10 % bei  $s = 28,4$  mm auf < 3 % bei  $s = 59,5$  mm abnehmen. Es sei nochmals explizit darauf hingewiesen, dass alle abgebildeten und erörterten Korrelationen Berechnungsergebnisse der im vorangegangenen Abschnitt 5.3.3 durchgeführten stochastischen Analysen sind. Die experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen (Kapitel 3 und 4) bilden lediglich die Grundlage für die wahrscheinlichkeitstheoretischen Betrachtungen.

Wäre die eigene Pfahlprobelastung z.B. der Testpfahl eines exponierten Bauwerkes, dessen Testergebnisse die Grundlage für die Bemessung bilden, so wären für das nach GRUSIBAU 1981 und DIN EN 1990 angestrebte Sicherheitsniveau lediglich Setzungen in der Größenordnung von 30 mm zulässig. Alternativ könnten entweder die Belastungen reduziert bzw. die Pfahlanordnung angepasst oder die Pfahlgeometrie optimiert werden. Allerdings müssten dazu die Berechnungen unter den neuen Randbedingungen wiederholt und die Sicherheit neu beurteilt werden.

Aus den durchgeführten zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtungen geht u.a. hervor, dass der Sicherheitsfaktor allein kein hinreichend genaues Kriterium zur Beurteilung der Bauteilsicherheit ist. Vielmehr ist die fallspezifische Ausprägung der Versagenswahrscheinlichkeit bei der Bemessung der Grenzzustände zu berücksichtigen.

## 5.4 Fazit

Im vorangegangenen Kapitel 5 wurden unter Berücksichtigung der für die Geotechnik und Geowissenschaften charakteristischen Unschärfen und Unsicherheiten der Bodenparameter und Randbedingungen am Beispiel der eigenen Pfahlprobelastung Zuverlässigkeitsanalysen durchgeführt, die im Ergebnis zu einer sichereren Prognose des Last-Verformungsverhaltens von Pfahlgründungen in den untersuchten pleistozänen Kalkareniten führen.

Entsprechend den Voraussetzungen der Geostatistik, wonach Änderungen von Baugrundeigenschaften bzw. Kenngrößen nur unter Berücksichtigung räumlicher Zusammenhänge (z.B. Abstand, Richtung) erklärt werden können (SCHÖNHARDT & WITT 2005), wurde zunächst die vertikale Autokorrelationslänge  $a_v = 1,22$  m für den Reibungswinkel ermittelt. Grundlage dafür waren die eigenen experimentellen Untersuchungen (Abschnitt 3.3) und statistischen Analysen (Abschnitt 3.4).

Wegen der parallel geschalteten Widerstände geotechnischer Konstruktionen sind nicht die an singulären Stelle gemessenen Reibungswinkel und deren Streuung für das Tragverhalten von Pfahlgründungen maßgebend, sondern der Mittelwert des Reibungswinkels entlang der gesamten Scherfläche des Pfahles und die auf diesen Wert bezogene Streuung. Aus diesem Grund wurde entsprechend dem Vorschlag von VANMARCKE 1977a eine von der Autokorrelationslänge abhängige Varianzreduktionsfunktion  $\Gamma_\varphi(\Delta l)$  für den Reibungswinkel aufgestellt. Damit ist es möglich, die Bereichsmittelwertvarianz des Reibungswinkels für die jeweils betrachtete Pfahllänge zu bestimmen, wodurch mit zunehmender Pfahllänge der Einfluss aus dem streuenden Parameter von  $\varphi$  verringert wird.

Abschließend wurde eine simulationsbasierte Vorgehensweise aufgezeigt, wie auf der Grundlage von Probelastungen und unter Berücksichtigung variierender Baugrunderkenngrößen sowohl die setzungsabhängige Entwicklung der Einzelwiderstände als auch das zugehörige Sicherheitsniveau und damit die Zuverlässigkeit von Einzelpfahlgründungen fallbezogen prognostiziert bzw. abgeschätzt werden können.

Mit dem in Kapitel 4 entwickelten Strukturmodell wurden entsprechend der räumlichen Variabilität des Reibungswinkels im Untersuchungsgebiet numerische Simulationen durchgeführt und für die anschließenden wahrscheinlichkeitstheoretischen Betrachtungen die Widerstände der einzelnen Laststufen respektive Setzungen aus den deterministischen FE-Berechnungen ausgelesen. Für jede der einzelnen Laststufen und der jeweils analysierten Klasse von Reibungswinkeln wurden mittels den Methoden der Zuverlässigkeitstheorie die Sicherheitsindizes (BENJAMIN & CORNELL 1970), die äquivalenten Versagenswahrscheinlichkeit und die zentralen Sicherheitsfaktoren getrennt für die Einzelwiderstände bezüglich des *R-E*-Modells bestimmt. Die Grenz- bzw. Bruchwerte des Spitzendrucks und der Mantelreibung wurden dabei, ausgehend von den eigenen experimentell ermittelten Größen (Abschnitt 3.6) und in Ermangelung weiterer Informationen für das Untersuchungsgebiet, als konstante Werte der Widerstände betrachtet.



Wie die am Beispiel der eigenen Pfahlprobebelastung angestellten wahrscheinlichkeitstheoretischen Untersuchungen gezeigt haben, reicht es für eine sichere Bemessung von Pfahlgründungen nicht aus, die über Abhängigkeiten zur Baugrundparametern (z.B. einaxiale Druckfestigkeit) ermittelten Bruchwerte der Einzelwiderstände mit empirischen Faktoren zu gewichten. Dieses Vorgehen ist zur Abschätzung des Pfahlwiderstandes für Vorbemessungen akzeptabel. Für umfangreiche bzw. exponierte Bauwerke, bei denen die Gründung besonderen Anforderungen genügen muss, sollten an numerischen Simulationen gekoppelte zuverlässigkeitstheoretische Betrachtungen unter Berücksichtigung der für den Baugrund typischen Unsicherheiten durchgeführt und die Sicherheiten den jeweiligen Zuverlässigkeitskriterien entsprechend über die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden.

Bei der Übertragung der Vorgehensweise auf die Bemessungspraxis ist zu beachten, dass die Bruchwerte der Einzelwiderstände bzw. deren Streuung und die Unsicherheiten der relevanten Eingangsgrößen (z.B. Baugrundparameter) für die verwendeten Berechnungs- bzw. Prognosemodelle aus a priori Untersuchungen hinreichend genau bekannt sein sollten. Diesbezüglich besteht noch erheblicher Forschungsbedarf. Bei der Anwendung der Verfahrensweise bei der Bemessung eines z.B. 30 m langen Pfahles, würde sich auf Grund der autokorrelativen Zusammenhänge die Streubreite des Reibungswinkels  $\varphi$  und damit der Untersuchungsbereich für die wahrscheinlichkeitstheoretischen Betrachtungen verringern. Das Ergebnis wäre eine schärfere Prognose der Entwicklung der setzungsabhängigen Einzelwiderstände und damit der erreichbaren Sicherheit. Dabei ist zu beachten, dass das verwendete numerische Modell für die sich geänderten Randbedingungen an Versuchsergebnissen kalibriert werden muss.

Im Ergebnis der zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtungen zeigte sich, dass die meist auf Erfahrungen beruhenden Sicherheitsfaktoren nicht in jedem Fall ein zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus hinreichendes Kriterium darstellen. Vielmehr sind zur Abschätzung der Zuverlässigkeit axial belasteter Einzelpfähle die fallspezifischen Versagenswahrscheinlichkeiten der Einzelwiderstände zu berücksichtigen und davon – entsprechend dem Tragverhalten und dem nachzuweisenden Grenzzustand – die Sicherheitsfaktoren abzuleiten.

## **6 Zusammenfassung und Ausblick**

### **6.1 Zusammenfassung**

Der Entwurf und die Bemessung von Pfahlgründungen werden wesentlich von den Anforderungen der für die Bauaufgabe nachzuweisenden Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit geprägt. Sollen das Tragverhalten und das Last-Setzungsverhalten entsprechend den Anforderungen zuverlässig prognostiziert werden, sind neben Angaben zu den charakteristischen Eigenschaften der Baugrundverhältnisse Kenntnisse über die Interaktionseffekte zwischen Baugrund und Bauwerk sowie über die Charakteristik des Lastabtrages in der Kontaktzone notwendig. Bei der Anwendung der in den V.A.E. zulässigen Nachweisverfahren zur Bemessung der äußeren Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit ergeben sich aus den Anforderungen – infolge begrenzter Kenntnis über das tatsächliche Tragverhalten und des sich einstellenden Sicherheitsniveaus – umfangreiche Pfahlgründungen mit z.T. erheblichen Pfahllängen.

In dieser Arbeit wird das Last-Setzungsverhalten von axialbelasteten Großbohrpfählen in den lokalspezifischen Baugrundverhältnissen von Dubai an vor Ort durchgeführten Probelastungen wissenschaftlich analysiert und die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen genutzt, um innovative numerische Lösungsansätze für eine Optimierung der Bemessung von Ortbetonpfahlgründungen zu entwickeln. Die Untersuchungsergebnisse werden in einzelnen Modulen zusammengefasst und für die praktische Anwendung zu einer methodischen Vorgehensweise kombiniert (Abbildung 6.1).

Die Auswertung der Literatur zu diesem Thema zeigt, dass das Tragverhalten von Bohrpfählen im weichen Fels nicht nur von den Einwirkungen und den geometrischen Abmessungen abhängt, sondern insbesondere von den Wechselwirkungen zwischen Baugrund und Bauwerk geprägt wird. Die wesentlichsten Interaktionseinflüsse sind u.a. die herstellungsbedingten Effekte, wie die Rauigkeit und Auflockerung der Bohrlochwand bzw. -sohle, und die daraus resultierenden Veränderungen der Baugrundeigenschaften, speziell in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund.

Daher wurden in dieser Arbeit zunächst die regionalgeologischen und -hydrogeologischen Verhältnisse sowie die Werkstoffeigenschaften der vergleichsweise jungen Sedimentgesteine sorgfältig analysiert. Die standortbezogene Untersuchung der Stratigraphie zeigt einen relativ gleichmäßigen Schichtenaufbau. Ausnahme ist die Gebirgsregion um Oman. Die für Baumaßnahmen relevante Abfolge besteht im Wesentlichen aus drei Schichten. Einer oberen, bis zu 7 m mächtigen Schicht aus mitteldicht gelagertem, leicht zementiertem rezenten Kalksand, einer dominierenden mittleren, ca. 30 m mächtigen

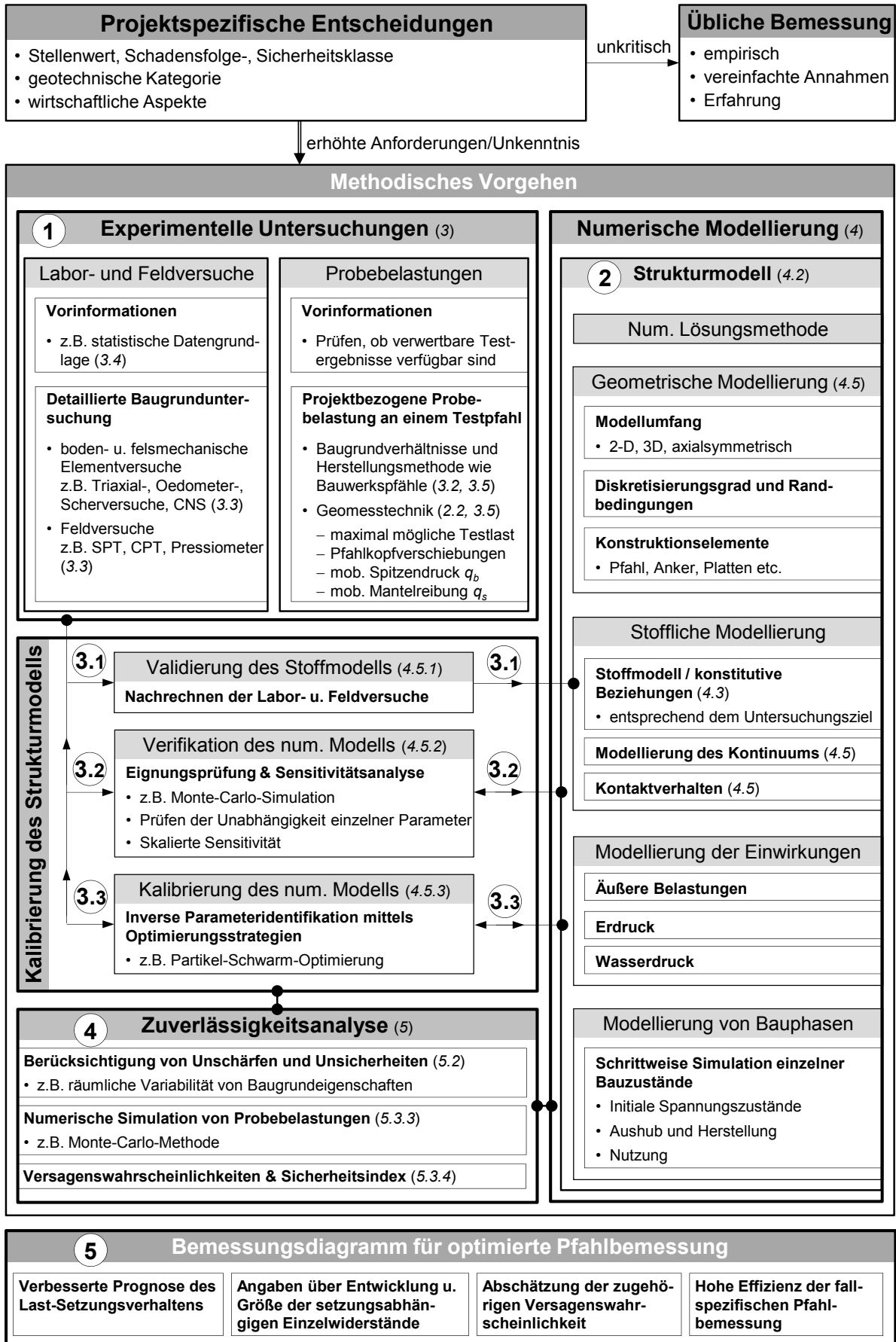


Abbildung 6.1: Methodische Vorgehensweise für eine optimierte Pfahlbemessung

Schicht pleistozäner Kalkarenite, die von miozänen Kalksteinen (Kalkarenit und -siltit), unterlagert ist, deren Mächtigkeit mit den Aufschlussbohrungen nicht erkundet werden konnte (Abbildung 3.17). Die statistische Auswertung der Laborergebnisse der eigenen und bis zu 300 weiteren aus dem pleistozänen Kalkarenit entnommenen Proben zeigt insbesondere für die Festigkeits- und Verformungsparameter eine vergleichsweise große Streuung (vgl. Abschnitt 3.4 und Anlage A). Dies ist auf die Fragilität der Kornpartikel und auf den genetisch bedingten, variierenden Zementierungsgrad zurückzuführen. Der Reibungswinkel mit einem Mittelwert von  $m_\varphi = 39,5^\circ$  und einer Standardabweichung von  $\sigma_\varphi = 2,55^\circ$  variiert im Bereich von  $37^\circ \leq \varphi \leq 42^\circ$  und der aus einaxialen Druckversuchen bestimmte Elastizitätsmodul  $E_u$  im Intervall zwischen 100 und 560 MN/m<sup>2</sup>. Entsprechend den Ergebnissen für die einaxiale Druckfestigkeit ( $0,9 \leq q_u \leq 3,8$  MN/m<sup>2</sup>) sind die Sedimente als weicher Fels (*soft resp. weak rock*) zu klassifizieren. Mit dem als Ergebnis der Untersuchungen entwickelten standortspezifischen Baugrundmodell und den durch die statistischen Auswertungen gewonnenen Kennwerten wurde erstmals eine wissenschaftlich abgesicherte Datenbasis für stochastische Analysen geotechnischer Konstruktionen für die in den V.A.E. vorkommenden pleistozänen Kalkarenite bereitgestellt.

Zur detaillierten Klärung des Tragverhaltens axialbelasteter Ortbetonbohrpfähle in dem weichen Kalkarenitgestein von Dubai wurden vom Autor vor Ort Probelastungen mit dem Ziel durchgeführt, die Charakteristik des Last-Setzungsverhaltens, die Größe und Verteilung der mobilisierten Mantelreibung und des Spitzendruckes einschließlich deren Grenzwerte und die Attribute des Lastabtrages am Pfahlschaft und -fuß sowie deren herstellungsbedingte Beeinflussung zu analysieren. Die während der Pfahlherstellung durchgeführten Messungen weisen auf eine sehr raue Bohrlochwand hin, die entsprechend der Klassifikation nach PELLIS et al. 1980 der Rauigkeitsklasse R4 zuzuordnen ist. Der Bohrlochdurchmesser nimmt mit der Tiefe um ca. 5 % des Nenndurchmessers ab. (Abschnitt 3.5.3).

Die Auswertung der in dieser Arbeit diskutierten Pfahlprobelastung ergab, dass das Tragverhalten, auch über die allg. als Versagen definierte Grenzsetzung hinaus, von dem mobilisierten Mantelwiderstand dominiert wird. Über den gesamten Setzungsbereich wurden die Pfahlkräfte zu mindestens 80 % über den Pfahlmantel und zu maximal 20 % über den Pfahlfuß in den Baugrund übertragen. Die Beobachtungen lassen sich mit den auf die hohe Bohrlochrauigkeit zurückzuführenden Dilatanzeffekten erklären, die bei entsprechender Relativverschiebung des Pfahles und Steifigkeit des Kalkarenits zu einer Erhöhung der normal auf den Pfahlschaft wirkenden Spannungen führen. Der Bruchwert der Mantelreibung wurde mit  $q_s \approx 350$  kN/m<sup>2</sup> bei einer Pfahlkopfssetzung von  $s > 0,1 \cdot d$  kurz nach Erreichen des aus dem Last-Setzungsverlauf abgeleiteten Grenzwertes für den Spitzendruck von  $q_b \approx 4,2$  MN/m<sup>2</sup> ( $\hat{=} 2,6 \cdot q_u$ ) registriert. Ein Vergleich mit den meist bei empirischen Berechnungsmethoden zum Ansatz gebrachten Grenzwerten der Pfahlwiderstände zeigt, dass diese für die Mantelreibung bis zu 10 % und für den Spitzendruck bis zu 100 % überschätzt werden.

Als ein weiterer Bestandteil des umfangreichen Testprogrammes wurden zum Erfassen der horizontalen in-situ Spannungsverhältnisse im Abstand  $a =$  Pfahldurchmesser  $d = 75$  cm neben dem herzustellenden Pfahl ein Erdruck- und ein Porenwasserdruck-

geber in den Kalkarenit installiert. Die Auswertung der mit den verwendeten Sensoren erfassten Daten hat ergeben, dass der horizontale Spannungszustand der Kalkarenite weder durch die Pfahlherstellung noch infolge der Belastung verändert wird. Lediglich die gemessene Porenwasserdruckspannung schwankt während der Pfahlherstellung als Folge der hohen Durchlässigkeit der Sedimentgesteine geringfügig. Zur Prüfung der Allgemeingültigkeit dieser Aussage sind weitere Untersuchungen erforderlich. Dabei sollte über z.B. gestaffelt angeordnete und geeignete Sensoren ermittelt werden, wo und in welcher Art und Weise sich die aus den Dilatanzeffekten der Bohrlochwand resultierenden Normalspannungen abbauen (z.B. in der vergleichsweisen weichen Kontaktzone Pfahl-Fels und/oder durch Partikelbruch).

Zum Erfassen der axialen Längenänderung des Pfahlschaftes wurden bei der eigenen Probelastung erstmals bei einem Testpfahl innovative faseroptische Sensoren und konventionelle Schwingsaitengeber gleichzeitig für einen Vergleich der Messergebnisse eingesetzt. Wegen der unterschiedlichen Messbasen „täuschen“ die mit den Schwingsaitengebern nahezu punktuell erfassten Dehnungen ( $\approx 15$  cm) eine größere Genauigkeit vor als die integralen Werte der bis zu 2,6 m langen faseroptischen Sensoren. Neben der vergleichsweise einfachen und zuverlässigen Applikation der auf dem Prinzip der Interferometrie basierenden faseroptischen Sensoren lassen sich auf Grund der höheren Präzision bei größerer Messbasis und der vergleichsweise hohen Insensitivität gegenüber lokalen Diskontinuitäten des Pfahlbetons weitere Vorteile gegenüber den Schwingsaitengebern ableiten. Soweit die Messbasis in Anspruch genommen wird, also bei vergleichsweise großen Dehnungen, sind integrale Messungen immer exakter, da lokale Störungen kompensiert werden.

Korrespondierend mit der Aufgabenstellung, das Tragverhalten axial belasteter Ortbohrpfähle zuverlässig prognostizieren zu können, wurde entsprechend dem konzeptionellen Ansatz von ARSLAN 1994 und KATZENBACH et al. 1997 ein auf der Finiten-Elemente-Methode basierendes Strukturmodell entwickelt, mit dem das Last-Setzungsverhalten ganzheitlich simuliert werden kann. Dabei wurde erstmals am Beispiel komplexer geotechnischer Konstruktionen gezeigt, wie die Ergebnisqualität numerischer Berechnungen verbessert werden kann, wenn die konstitutiven Eingabeparameter auf der Basis von Messergebnissen invers mittels Optimierungsstrategien identifiziert werden.

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens der Kalkarenite wurde auf Grund der Spezifik das elastoplastische Hardening Soil Modell (HS-Modell) verwendet, das durch numerische Simulationen von standardisierten Feld- und Laborversuchen validiert wurde. Es konnte gezeigt werden, dass das nichtlineare Materialverhalten der analysierten Sedimente für unterschiedliche Spannungsverhältnisse bei verschiedenen Randbedingungen und Belastungszuständen mit dem HS-Modell realistisch abgebildet werden kann.

Bei dem für die numerische Simulation entwickelten axialsymmetrischen FE-Modell wurde zur Berücksichtigung der insbesondere die Schervorgänge beeinflussenden herstellungsbedingten Effekte und Veränderungen der Baugrundeigenschaften das Kontaktverhalten am Pfahlschaft über Interface-Elemente und am Pfahlfuß über einen Bereich

geringerer Steifigkeit (Auflockerung der Bohrlochsohle) modelliert. Das Materialverhalten der Kontaktzone wurde, wie die ungestörten Baugrundbereiche, durch das HS-Modell beschrieben.

Die Eignung des numerischen Modells zur Abbildung der komplexen Problemstellung wurde mit Hilfe von Testmethoden überprüft, wobei die Eingabeparameter der Materialdatensätze für die IF-Elemente und den Pfahlfußbereich in ihren jeweiligen Definitionsbereichen variiert wurden. Als ein weiteres Ergebnis der Modellverifikation konnten durch Sensitivitätsanalysen die relevanten, das Trag- und Verformungsverhalten prägenden Einflussfaktoren identifiziert werden.

An den Messergebnissen der eigenen Probelastung wurde das Strukturmodell mittels inverser Verfahren kalibriert. Unter Verwendung der Partikel Schwarm Optimierung, einem populationsbasierten Verfahren zur Lösung von Optimierungsaufgaben, wurden dabei die im Vorfeld aus der statistischen Analyse selektierten Materialparameter der IF-Elemente und des Pfahlfußbereiches iterativ derart ermittelt, dass die Ergebnisse der numerischen Simulation weitestgehend mit den Messergebnissen der Probelastung übereinstimmen.

Der Einfluss der geometrischen Modellierung des Kontinuums am Pfahlfuß zur Berücksichtigung der herstellungsbedingten Auflockerung wurde an dem numerischen Modell der eigenen Probelastung untersucht. Allgemein lässt sich konstatieren, dass, soweit beim Lastabtrag der Spitzendruck mobilisiert wird und der entsprechende Bruchmechanismus nicht implizit durch das Stoffmodell abgebildet werden kann, der Auflockerungsbereich als Trapez oder Oktagon modelliert werden sollte, so dass sich ein Scherzonwinkel  $\alpha$  von ca.  $60^\circ$  ausbilden kann. Die Abmessungen als Vielfaches des Pfahldurchmessers sollten dabei im Verhältnis  $h/d$  nicht größer als  $3/2$  gewählt werden.

Zur Untersuchung der fallunabhängigen Anwendbarkeit des entwickelten Strukturmodells wurde eine in unmittelbarer Nähe der eigenen experimentellen Studien an einem Bauwerkspfahl durchgeführte Probelastung nachgerechnet. Wie die Ergebnisse zeigen, können mit dem Strukturmodell die für das Last-Setzungsverhalten maßgebenden Aspekte bei verschiedenen geometrischen Situationen und unter Beibehaltung der für das HS-Modell identifizierten Parameterwerte rechnerisch simuliert werden. Das numerische Modell, die statistisch abgesicherten Baugrundkennwerte und der durch inverse Analysen optimierte Parametersatz eignen sich somit zur Prognose des Tragverhaltens axial belasteter Einzelbohrpfähle in den verfestigten Kalkareniten der V.A.E.

Das Sicherheitsniveau von Pfahlgründungen gegenüber den nachzuweisenden Grenzzuständen wurde unter Berücksichtigung der für die Geotechnik charakteristischen Unsicherheiten der Baugrundkennwerte am Beispiel der eigenen Probelastung untersucht. Um die Unsicherheiten infolge der räumlichen Variabilität der Baugrundeigenschaften quantifizierbar beschreiben zu können, wurde für den Reibungswinkel  $\varphi$  der Kalkarenite, der als sensitivster Parameter bezüglich des Last-Setzungsverhaltens identifiziert wurde, auf der Grundlage der eigenen experimentellen Studien, eine Autokorrelationsfunktion aufgestellt und daraus die vertikale Autokorrelationslänge mit  $a_v(\varphi) = 1,22$  m abgeleitet.

Begründet durch die bei ausgedehnten geotechnischen Konstruktionen von einem gleitenden Mittelwert kontrollierten Ergebnisse der Widerstände (als Folge der parallel geschalteten Widerstände), wurde entsprechend dem Vorschlag von VANMARCKE 1977a eine von der Autokorrelation abhängige Varianzreduktionsfunktion  $\Gamma_\varphi(\Delta l)$  für den Reibungswinkel aufgestellt. Damit lassen sich die Bereichsmittelwertvarianzen des Reibungswinkels entsprechend der betrachteten Pfahllänge bestimmen, ergo die Unsicherheiten reduzieren.

Mit dem entwickelten Strukturmodell wurden unter Berücksichtigung der räumlichen Variabilität des Reibungswinkels mittels der Monte-Carlo-Methode numerische Simulationen durchgeführt und die berechneten Widerstände bestimmter Laststufen resp. Setzungen für die wahrscheinlichkeitstheoretischen Betrachtungen herausgelesen. Auf der Grundlage der Simulationsergebnisse wurden für die fallspezifische Pfahlbemessung Diagramme erstellt, mit denen für die verschiedenen Phasen der Gründungskonzeption die setzungsabhängige Entwicklung der Einzelwiderstände und die zugehörigen Sicherheiten über Sicherheitsindizes ermittelt werden können. Damit lassen sich einfache Gründungskonstruktionen entsprechend den einzuhaltenden Randbedingungen (z.B. vorgegebene zulässige Setzungen) bei gleichzeitiger Kontrolle der Sicherheiten ohne exzessive Probelastungsprogramme an Bauwerkspfählen optimieren.

Für eine verbesserte Prognose des Trag- und Verformungsverhaltens von axial belasteten Pfahlgründungen in dem weichen kalkigen Sedimentgestein von Dubai wird das beschriebene Vorgehen in einem methodischen Bemessungsansatz zusammengefasst. Die einzelnen Schritte und Grundlagen der Verfahrensweise sind in Abbildung 6.1 dargestellt. Für Bauwerke, die auf Grund ihrer Bedeutung hohen Schadensfolgeklasse zu geordnet werden und deren Gründungskonstruktion zur Vermeidung von Funktionsbeeinträchtigungen oder Versagen erhöhten Anforderungen genügen muss (z.B. GK 3), sollte der methodische Bemessungsansatz wie folgt in die Planung implementiert werden:

- Grundlage des Baugrundmodells sind experimentelle Untersuchungen. Sie dienen der Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der standortspezifischen Baugrundverhältnisse und der für die Pfahlbemessung charakteristischen Größen. Mögliche Vorinformationen zu den boden- bzw. felsmechanischen Eigenschaften sind durch entsprechend umfassende Feld- und Laborversuche zu ergänzen. Dabei müssen mit den Versuchen die Spannungszustände bzw. -änderungen analysiert werden, die durch das Bauwerk zu erwarten sind.  
Stehen keine verwertbaren Ergebnisse von Belastungsversuchen zur Verfügung, sind die für die Pfahlbemessung charakteristischen Größen durch eine auf dem Baufeld an einem Probepfahl durchzuführende statische Probelastung zu bestimmen. Dabei sind die Entwicklungen und ggf. die Grenzwerte der setzungsabhängigen Einzelwiderstände über geeignete Instrumentierungen zu erfassen.
- Voraussetzung für die simulationsbasierte Abschätzung des Trag- und Verformungsverhaltens ist ein Strukturmodell, mit dem alle relevanten Einflüsse und Wechselwirkungen wirklichkeitsnah modelliert werden können. Neben einer numerischen Lösungsmethode sind die wesentlichsten Aspekte die stoffliche Modellierung der Baugrundverhältnisse mit einem geeigneten Stoffmodell, die geometrische Modellierung

des zu analysierenden Baugrundausschnittes, einschließlich der Konstruktionselemente und relevanten Randbedingungen, sowie die Modellierung der maßgebenden Einwirkungen und der verschiedenen Bauzustände.

- Um mit dem Strukturmodell zu einer allgemeinen Prognose des Last-Setzungsverhaltens während der einzelnen Phasen der Gründungskonfiguration zu gelangen, ist es an den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen zu kalibrieren. Hierzu ist zunächst das verwendete Stoffmodell durch Nachrechnen von Labor- und Feldversuchen zu *validieren*. Kann das mechanische Verhalten des Baugrundes nicht zutreffend modelliert werden, ist entweder ein anderes geeignetes Stoffmodell auszuwählen und der Vorgang zu wiederholen, oder es sind neue konstitutive Zusammenhänge zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhalten zu formulieren, was aber meist wissenschaftlichen Arbeiten vorbehalten bleibt. In einem zweiten Schritt ist das aufgestellte numerische Modell mit Hilfe von Testmethoden zu *verifizieren*. Dabei ist zu prüfen, ob mit dem numerischen Modell das gestellte Problem lösbar ist und wenn, ob auf Grund möglicher Abhängigkeiten der konstitutiven Eingangsparameter untereinander bzw. auf der Basis von Sensitivitätsanalysen die Anzahl der zu identifizierenden Parameterkennwerte reduziert werden kann. Fortführend wird in einem letzten dritten Schritt das Strukturmodell an den Messergebnissen einer repräsentativen Pfahlprobelastung *kalibriert*. Dabei werden die für die numerische Simulation notwendigen konstitutiven Eingabeparameter mittels Optimierungsstrategien iterativ derart bestimmt, dass die Berechnungsergebnisse gut mit den Referenzwerten (Messwerten) übereinstimmen. Unter Beibehaltung der identifizierten Parameterkennwerte ist durch Übertragen des Strukturmodells auf andere Probelastungen dessen Fallunabhängigkeit zu bestätigen.
- Unter Berücksichtigung der für die Geotechnik charakteristischen aleatorischen und epistemischen Unschärfen der konstitutiven Eingangsdaten (Baugrundkennwerte) für die Prognosemodelle kann das Strukturmodell in einem vierten Schritt verwendet werden, um die mobilisierten Einzelwiderstände auf der Basis stochastischer Simulationen (MC-Methode) für bestimmte Verformungszustände zu berechnen. Für die zu analysierenden Verformungs- bzw. Belastungszustände werden nachfolgend mittels zuverlässigkeitstheoretischer Betrachtungen die Versagenswahrscheinlichkeiten und Sicherheitsindizes für die Untersuchungsgrößen (z.B. Einzelwiderstände) ermittelt. Auf der Grundlage der Simulationsergebnisse werden anschließend Bemessungsdiagramme aufgestellt, mit denen für problemspezifische Pfahlbemessungen die setzungsabhängige Entwicklung der Einzelwiderstände und das zugehörige Sicherheitsniveau bestimmbar sind.

Mit der herausgearbeiteten, anwendungsbezogenen Vorgehensweise kann der Prozess von der Planung bis zur Ausführung von Pfahlgründungen fallspezifisch optimiert werden. Dabei wird nicht wie bisher das vermutete Last-Setzungsverhalten axial belasteter Pfähle (und damit auch die Berechnungsannahmen) durch umfangreiche Testprogramme an einer Vielzahl von Bauwerkspfählen überprüft, sondern im Vorfeld der Ausführung über numerische Simulationen prognostiziert.



An *einer* auf dem Baufeld durchgeführten Pfahlprobelastung werden die dazu notwendigen Referenzdaten erfasst und auf ein in beschriebener Weise kalibriertes Strukturmodell zur Simulation des Last-Verformungsverhaltens übertragen.

Neben dem zeitlichen und monetären Nutzen, der sich aus der Anwendung der Vorgehensweise ergibt (deutliche Reduzierung von Aufwendungen für Probelastungen), ist ein weiterer wesentlicher Vorteil der Methode, dass das Sicherheitsniveau der Pfahlgründung unter Berücksichtigung der Besonderheiten der Baugrundparameter für die jeweilige Fragestellung durch numerische Simulationen bestimmbar ist. Im Vergleich zur üblichen Bemessungspraxis, bei der das Sicherheitsniveau über z.T. empirische Sicherheitsfaktoren festgelegt wird, bilden bei der beschriebenen Methode wahrscheinlichkeits-theoretische Betrachtungen in Kombination mit Versuchsdaten die Grundlage zur Berechnung des problemspezifischen Sicherheitsniveaus.

## 6.2 Ausblick

Entscheidend für das Verständnis der das Trag- und Verformungsverhalten von Ortbohrpfählen in den untersuchten Baugrundverhältnissen prägenden Wechselbeziehungen sind die aus Messungen an 1:1 Objekten gewonnenen Erkenntnisse, die sowohl die Grundlage für einfache empirische Bemessungsmethoden als auch für weitere theoretische und numerische Analysen bilden. Obwohl die vorliegende Arbeit mit der Auswertung und Analyse der aus Laborversuchen und Probelastungen gewonnenen Messergebnissen einen wesentlichen Beitrag zum Verständnis des Last-Setzungsverhaltens der in weichem Sedimentgestein gegründeten Ortbohrpfähle sowie der dabei wirkenden Mechanismen leistet, sind weitere experimentelle Untersuchungen notwendig. Auf Grund der Spezifik der pleistozänen Kalkarenite sind insbesondere aus Messungen an zyklisch und dynamisch belasteten Labor- (POULOS 1988, POULOS 2000) und Feldversuchen weitere Erkenntnisse, zu den die Charakteristik des Lastabtrages und die Entwicklung der mobilisierten Einzelwiderstände beeinflussenden Randbedingungen, zu erwarten.

Weiterer Forschungsbedarf besteht u.a. bei der stofflichen Modellierung der zementierten Sedimentgesteine. Mit dem in dieser Arbeit vorgestellten numerischen Modell können die wesentlichen Effekte des Lastabtrages in der Kontaktzone Pfahl-Baugrund abgebildet und das Verformungsverhalten von axial belasteten Ortbohrpfählen in den weichen Kalkareniten berechnet werden. Jedoch sind erst durch weitere Forschungsanstrengungen zur Kontaktformulierung, insbesondere im Hinblick auf herstellungs- bzw. verformungsbedingte Softening-Effekte infolge versagender Zementierung (LAGIOIA & NOVA 1995, CASTELLANZA & NOVA 2004, KUWAJIMA et al. 2009), sowie eine wirklichkeitsnahe Abbildung des Nachbruchverhaltens (DESAI & MA 1992, LEONG & RANDOLPH 1994) in Verbindung mit zusätzlichen messtechnischen Verifikationen an Probepfählen verbesserte und zuverlässigere Prognosen des Last-Verformungsverhaltens möglich.

Im Hinblick auf die für exponierte Bauwerke in den V.A.E. ausgeführten Gründungskonstruktionen sollten das im Rahmen dieser Arbeit durch Feldmessungen und numerische Simulationen aufgezeigte Last-Setzungsverhalten axial belasteter Ortbohrpfähle sowie das großmaßstäblich experimentell vor Ort untersuchte Trag- und Verformungsverhalten von Pfahl-Plattengründungen (WOLFF & WITT 2006 und WOLFF et al. 2007b) Gegenstand weiterer strukturierter Forschungsaktivitäten sein. Dabei sollten u.a. die Übertragbarkeit der einzelnen Komponenten des methodischen Bemessungsansatzes, die Abhängigkeiten von geometrischen und geotechnischen Randbedingungen sowie die Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von komplexen geotechnischen Konstruktionen wie der kombinierten Pfahl-Plattengründung untersucht werden. Auch die in dieser Arbeit erstmals unter extremen Umweltbedingungen in Pfahlgründungen eingesetzte faseroptische Messtechnik bedarf, insbesondere für den Einsatz von Langzeitbeobachtungen und im Hinblick auf eine standardisierte Anwendung, weiterer Detailforschung. In Kombination mit den ebenfalls in dieser Arbeit eingesetzten, auf Optimierungsstrategien basierenden Verfahren zur Parameteridentifikation, die auch bei der Analyse geometrischer Abmessungen Anwendung finden, wären den jeweiligen Anforderungen und Randbedingungen entsprechend besser angepasste Messprogramme und optimierte Gründungskonstruktionen vorstellbar. Voraussetzung ist allerdings, dass numerische Methoden, insbesondere vor dem Hintergrund probabilistischer Nachweisverfahren (FENTON et al. 2005a, TURNER 2006, GRIFFITHS & FENTON 2007), für die Berechnung von Widerständen in der Geotechnik normativ Anwendung finden.

## 7 Verzeichnisse

### 7.1 Literaturverzeichnis

Verwendete Abkürzungen:

AIME:	American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers
ASCE:	American Society of Civil Engineering
ASTM:	American Society for Testing and Materials
DGGT:	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik
DIN:	Deutscher Institut für Normung
ECCOMAS:	European Community on Computational Methods in Applied Sciences
ECSMFE:	European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
ECSMGE:	European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
EJGE:	Electronical Journal of Geotechnical Engineering
FMGM:	Field Measurements in Geomechanics
ICE:	Institution of Civil Engineering
ICNMG:	International Conference on Numerical Methods in Geomechanics
ICSMFE:	International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
ICSMGE:	International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
ICSFR	International Conference on Structural Foundation and Rock
IEEE:	Institute of Electrical and Electronic Engineering
NABau	Normenausschuss im Bauwesen
NAFEM:	National Agency for Finite Element Methods and Standards
NCHRP:	National Cooperative Highway Research Program
NUMOG:	Numerical Models in Geomechanics
SHMII:	Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure

- ABBS, A.F. & NEEDHAM, A.D. (1985), Grouted piles in weak carbonate rocks. *Proc. of the 17<sup>th</sup> Offshore Technology Conf.*, AIME, New York, Vol. **1**, 105-112
- ABBS, A.F. (1992), Design of Grouted Piles in Calcareous Soils. *Proc. of the 6<sup>th</sup> Australian-New Zealand Conf. on Geomechanics*, Christchurch, New Zealand, 128-132
- ADACHI, T, KIMOTO, S, OKA, F., KOBAYASHI, H. (2002), A constitutive model of anisotropic behavior of soft sedimentary rock. *Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Symp. on Num. Models in Geom. - NUMOG VIII.*, Rome, Italy, 75-78
- ALBA, J.L. & AUDIBERT, J.M.E. (1999), Pile design in calcareous and carbonaceous granular materials: An historical overview. *Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Eng. for Calcareous Sediments*, Bahrain, 29-43
- ALBER, D. (1987), Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben. *Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik*, TU München, Heft **8**
- AL-HOMOUD, A.S., FOUAD, T., MOKHTAR, A. (2003), Comparison between measured and predicted values of axial end bearing and skin capacity of piles bored in cohesionless soils in the Arabian Gulf Region. *Geotechnical and Geological Eng.* **21**, 47-62
- ALLMAN, M.A. & POULOS, H. (1988), Stress-Strain Behaviour of an Artificially Cemented Calcareous Soil. *Proc. Int. Conf. on Calc. Sediments*, Vol. **1**, 51-60
- AL-MHAIDIB, ABDULLA I. (2006), Experimental investigation of behaviour of pile groups in sand under different loading rates. *Geotechnical and Geological Eng.* **24**, 889-902
- ALRIFAI, L. (2007), Rock socketed piles at Mall of the Emirates, Dubai. *Geotechnical Eng.* **160**, GE 2, 105-120
- ALSHARHAN, A.S. & NAIRN, A.E.M. (1997), *Sedimentary Basins and Petroleum Geology of the Middle East*. Elsevier
- ANGEMEER, J., CARLSON, E., KLINK, J.H. (1973), Techniques and results of offshore pile loading testing in calcareous soils. *Proc. 5<sup>th</sup> Annual Offshore Techn. Conf. Houston, Tex.*, 677-692
- ARSLAN, U. (1980), Zu Fragen des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand, Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. *Mittl. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt*, Heft **23**
- ARSLAN, U. (1994), Baugrund-Tragwerk-Interaktion. *Mittl. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt*, Heft **33**, 29-49

- ARSLAN, U., KATZENBACH, R., QUICK, H., GUTWALD J. (1994), Dreidimensionale Interaktionsberechnung zur Gründung der vier neuen Hochhaustürme in Frankfurt am Main. *Baugrundtagung*, 1994, 425-437
- BAECHER, G.B. & CHRISTIAN, J.T. (2003), *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, Wiley
- BANDINI, P. & SALGADO, R. (1998), Methods of pile design based on CPT and SPT results. *Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Site Characterization*, Atlanta, Georgia, 967-976
- BARTON, N. (1973), Review of a new Shear-Strength Criterion for Rock Joints. *Eng. Geology* **7**, 287-332
- BARTON, N., & CHOUBEY, V. (1977), The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics* **10**, No. 1-2, 1-54
- BATHE, K.-J. (2002), *Finite-Elemente-Methode*, 2. Auflage, Springer
- BAUER, E. (1996), Calibration of a Comprehensive Hypoplastic Model for Granular Materials. *Soils and Foundations*, Vol. **35**, No. 2, 99-112
- BEER, G & WATSON, J.O. (1992), *Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers*, John Wiley & Sons Ltd, NY
- BENJAMIN, J.R. & CORNELL, C.A. (1970), *Probability, Statistics, and Decisions for Civil Engineers*. McGraw-Hill
- BEREZANTZEV, V. G. (1961), Load bearing capacity and deformation of piled foundation. *Proc. 5<sup>th</sup> Inter. Conf., ISSMFE, Paris*, Vol. **2**, 11-12
- BENZ, T. (2006), Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. *Mittl. des Institutes für Geotechnik Stuttgart*, Mittl. **55**
- BIENIAWSKI, Z. T. (1976), Rock mass classification in rock engineering. In *Exploration for rock eng.* **1**, 97-106
- BOLTON, M.D. (1986), The strength and dilatancy of sand. *Geotechnique* **36**, 65-78
- BORESI, A.P (1965), *Elasticity in engineering mechanics*. Prentice Hall Inc., Englewood, NY, 157
- BOUAFIA, A. (2003) Load-Settlement behaviour of socketed piles in sandstone. *Geotechnical and Geological Eng.* **21**, 389-398
- BOYD, S., VANDERBERGHE, L. (2006), *Convex Optimisation*, Cambridge Uni. Press
- BRADY B.H.G. & BROWN E.T. (1985) *Rock Mechanics for Underground Mining*. George Allen & Unwin, London
- BRINCH HANSEN, J. (1963), Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. ASCE, *J. Soil Mech. and Found. Div.*, Vol. **89**, (SM4), 241-242

- BRINKGREVE, R. B. J. (1994), *Geomaterial Models and numerical analysis of softening*. PhD thesis, Delft University, Depart. of Civil Engineering and Geosciences
- BRINKGREVE, R. B. J. (2003), Plaxis 2D, Version 8.2, Material Model Manual, [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl)
- BROERE, W, & VAN TOL, A. F. (2006), Modelling the bearing Capacity of displacement piles in Sand. *Geotechnical Eng.* **159**, GE 3, 195-206
- BUI, L.T., ESSAM, D., ABBASS, H.A., GREEN, D. (2005), Performance analysis of evolutionary multi-objective optimisation methods in noisy environments. ALAR Technical Report Series, *University of New South Wales*, Australia
- BURLAND, J.B., BUTLER, F.G., DUNICAN, P. (1966), The behaviour and design of large diameter bored piles in stiff clay. *Proc. of the Symp. on Large Bored Piles*, Institute of Civil Engineering and Reinforced Concrete Association, 51-71
- BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. (1998) Installation parameter and capacity of screwed piles. *Proc. of the 3<sup>rd</sup> Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations an bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium
- BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971), The elastic Analysis of compressible Piles and Pile Groups. *Geotechnique* **21**, 43-60
- CANNON, J.A., MASTERTON, G.G.T., WALLACE, W.A., WOOD, D.M. (1999) Pile foundations in weak rock. *CIRIA Report* **181**, London
- CASTELLANZA, R.F & NOVA, R. (2004), Oedometric Tests on Artificially Weathered Carbonatic Soft Rock. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **130** (7), 728-739
- CARTER, M., & BENTLEY, S.P. (1991), *Correlations of soil properties*. Pentech Press
- CASANOVA, N. (1998), Verformungsmessungen mit optischen Glasfasersensoren. *Messen in der Geotechnik 1998, Mittl. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*, Heft **55**, 387-399
- CHENG, Y.M. (2004),  $N_q$  factor for pile foundation by Berezantzev. *Geotechnique* **54** (2), 149-150
- CHIN, F.K. (1970), Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. *Proc. 2<sup>nd</sup> Southeast Asian Conf. on Soil Eng.*, 81-90
- CONNOR, J. J. (1976), *Analysis of Structural Member Systems*. Massachusetts Institute of Technology, The Ronals Press Comp., NY
- COOKE, R. W. (1974), The Settlement of Friction Pile Foundations. *Proc. Conf. on Tall Buildings*, Kuala Lumpur, Malaysia

- CLAYTON, C.R.I. (1995), Standard Penetration Test (SPT): Methods and Use. *CIRIA Report 143*, London
- DAS, B. M. (2004), *Principles of Foundation Eng.* 5<sup>th</sup> Edition, Thomson Books/Cole
- DAVISSON, M. T. (1972), High capacity piles. *Proc. Lecture Series: Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section
- DGGT, AK 2.1 (1998), Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprobebelastungen. *Arbeitskreis 2.1 der DGGT*
- DE BEER, E. E. (1967), Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdragvermogen van zand onder funderingen op staal. *Tijdschrift der Openbar Werken van Belgie*, Nos. 6-67 and 1-4,5-,6-68
- De Cock, F. (1998), Design of axially loaded piles-European codes, practice and experience. *Proc. of the 3<sup>rd</sup> Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations an bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium
- DÉCOURT, L. (1982), Prediction of the Bearing Capacity of Piles based exclusively on N values of the SPT. *Proc. 2<sup>nd</sup> Eur. Symp. on Penetration Testing 1*, Amsterdam, 29-34
- DEL GROSSO, A., TORRE, A., BRUNETTI, G., INAUDI, D., PIETROGRADE, A. (2006), Monitoring with Fiber Optical Sensors of a Cable-Stayed Bridge in Port of Venice. *3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management*, Porto, Portugal
- DENTON, A. KORT, & KOSTASCHUK, P. (2007), Sonar Caliper of Slurry Constructed Piles and the Impact of Pile Shape on Measured Capacity. *OttawaGeo2007-The Diamond Jubilee, 60<sup>th</sup> Can. Geotechn. Conf.*, Ottawa
- DESAI, C.S. & MA, Y. (1992), Modelling of joints and interfaces using the disturbed-state concept. *Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomech.*, Vol. **16**, 623-653
- DONALD, I.B., CHIU, H.K., SLOAN, S.W. (1980), Theoretical analyses of rock socketed piles. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 301-315
- DONGES, A. & NOLL, R. (1993), *Lasermess-technik Grundlagen und Anwendungen, Technische Physik*, Band **4**, Hüthig Buch Verlag GmbH, Heidelberg
- DUNCAN, J.M. (1994), The role of advanced constitutive Relations in practical application. *13<sup>th</sup> ICSMFE*, New Delhi, India, Vol. **5**, 31-48
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. (1970), Nonlinear Analysis of stress and strain in soil. *J. of Soil Mech. Found. Division* **96**, SM 5, 1629-1653

- DÜHRKOP, J. & GRABE, J. (2008), Verbesserter Vertikallastabtrag durch konische Pfähle-Feldversuch und Vorschlag für ein Bemessungsverfahren. *Bautechnik* **85** (11), 748-751
- DÜRRWANG, R. & SCHULZ, G. (2003), Thema: Tragverhalten von Pfählen aus Probebelastungen. in *Pfahl-Symposium 2003, Mittl. des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig* Heft **71**, 417-428
- EA-PFÄHLE (2007) *Empfehlung des Arbeitskreises "Pfähle"*. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn
- EBBS, R.J. (1980) Geotechnical practice and ground conditions in coastal region of the United Arab Emirates. *Ground Eng.* **13** (5), 19-25
- EBERHARDT, R.C. & KENNEDY, J. (1995) A new optimizer using particle swarm theory. *Proc. of the 6<sup>th</sup> Int. Symp. on Micro Machine and Human Science*, Nagoya, Japan 1995, IEEE Serv. Centre, Piscataway, NJ, 39-43
- ENGLERT, A., HASHAGEN, U., JAEKEL, U., NITZSCHE, O., SCHWARZE, H., VERECKEN, H. (2000), Transport von gelösten Stoffen im Grundwasser – Untersuchungen am Testfeld Krauthausen *Grundwasser* **3**,
- ELBORG, E.-A. (1993), *Verbesserung der Vorhersagbarkeit des Last-Setzungsverhaltens von Bohrpfählen auf empirischer Grundlage*. Diss. D 17, TU Darmstadt, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau
- EL-MOSSALLAMY, Y (1996), Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Pattengründung. *Mittl. des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **36**
- EL-MOSSALLAMY, Y (2006), Numerical analyses of pile foundation in complex geological conditions. *Proc. of the Int. Conf. on Numerical Methods in Geotech. Eng.*, NUMGE 06, 619-625
- ENGLAND, M (2005), Load Testing-Double First. *European Foundations*, Autumn Issue
- ERFURTH, H. & BIEß, G. (1975), *Optimierungsmethoden*, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie
- ERNST, U. (2001), *Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser*. Diss., TU Braunschweig, Fachbereich für Bauingenieur- u. Vermessungswesen
- FECKER, E. (1997), *Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels*, Enke
- FECKER, E. & Reik, G. (1996) *Baugeologie*, 2. Auflage, Enke
- FEDA, J. (1986), Zulässige Belastung von Großbohrpfählen. *Bautechnik* **63** (2), 67-70



- FELLIN, W. (2000), Hypoplastizität für Einsteiger. *Bautechnik* **77** (1), 10-14
- FELLENIUS, B.H. (1975), Test Loading of Piles and New Proof Testing Procedure. *Proc. ASCE*, Vol. **101**, GT 9, 855-869
- FELLENIUS, B.H. (1980) The analysis of results from routine pile load tests. *Ground Engineer*, London, Vol. **13**, No. 6, 19-13
- FENTON, G.A., & VANMARCKE, E.H. (1990), Simulation of Random Fields via Local Average Subdivision. *J. of Engineering Mechanics*, Vol. **116**, No. 8, 1733-1749
- FENTON, G.A., GRIFFITHS, D.V., CAVERS, W. (2005a), Resistance factor for settlement design. *Can. Geotech. J.* **42**, 1422-1436
- FENTON, G.A., GRIFFITHS, D.V., WILLIAM, M.B. (2005b), Reliability of traditional retaining wall design. *Geotechnique* **55**, 55-62
- FISCHER, L. (2001) Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten. *Bautechnik Spezial (Sonderheft)*
- FLEISCHER, R & BROOS, A. (2004), Parameteroptimierung bei Werkzeugmaschinen-Anwendungsmöglichkeiten und Potentiale. *Weimarer Optimierungs- u. Stochastik-tage 1.0*, Weimar
- FLORES SANTIAGO, O. & BAUSINGER, R. (1998), Automatische Schweißpunkt-Optimierung an Karosserien. *XXV. FEM-Kongress*, Baden-Baden
- FRANKE, E. (1989) Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in der deutschen Pfahl-norm. *Bautechnik* **66** (11), 365-371
- GANNON, J.A., MASTERTON, G.G.T., WALLACE, W.A., WOOD, D.M. (1999) Pile Foundation in Weak Rock, *CIRIA Report*, **181**
- GATTERMANN, J. (2004), Messaufgaben in der Geotechnik. in Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen – Weimar, Schriftenreihe des DVW, Band **46**, 17-40
- GÄBLER, F. (2007), *Einfluss variierender Randbedingungen auf die mobilisierten Einzelwiderstände bei der numerischen Simulation von Pfahlprobebelastungen*. Diplomarbeit, Bauhaus Universität Weimar, Fak. Bauingenieurwesen, Professur Grundbau
- GEOKON (2000), Pressure Cells, *Geokon, Incorporated*, USA, siehe [www.geokon.com](http://www.geokon.com)
- GEOKON (1996), Instruction Manual, Models A-9, Retrievable Extensometer. Doc Rev B, 2/96
- GEOKON (2002), Instruction Manual, Model 1250 (Model A5) Borehole Extensometer
- GEOKON (2004a), Instruction Manual, Models 4800, 4810 and 4820 VW Earth Pressure Cells. Doc Rev E, 11/04

- GEEKON (2004b), Instruction Manual, Models VCE-4200/4202/4210, Vibrating Wire strain Gages. Doc Rev H, 11/04
- GEEKON (2004c), Instruction Manual, Models 4450, VW Displacement Transducer. Doc Rev G, 11/04
- GIODA, G. (1985), Some remarks on back analysis and characterization problems in geomechanics. *5<sup>th</sup> Int. Conf. on Num. Methods in Geomechanics*, Nagoya
- GLISIC, B. (2000), *Fibre Optic Sensors and Behaviour in Concrete at early Age*. Thesis No. 2186, Présentée au Département de Génie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne
- GLISIC, B. & INAUDI, D. (2002), Long gage fiber optical sensors for global structural monitoring. *1<sup>st</sup> Int. Workshop on Health Monitoring of innovative Civil Eng. Struc.*, Canada
- GLISIC, B., INAUDI, D., NAN, C. (2002), Piles monitoring during the axial compression, pullout and flexure test using fibre optic sensors. *81<sup>st</sup> Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, [www.smartec.ch](http://www.smartec.ch)
- GLISIC, B., INAUDI, D., VURPILLOT, E., NAN, C. (2003a), A method for piles monitoring using long-gage fiber optic sensors. *6<sup>th</sup> Int. Symp. on FMGM*, Oslo, Norway, 513-536
- GLISIC, B., INAUDI, D., VURPILLOT, E., CHEN, C.-L. (2003b), Piles monitoring using topologies of long-gage fiber optic sensors. *1<sup>st</sup> Int. Conf. on SHMII*, Tokyo
- GLÖTZL (2002), Ventilgeber, *Glötzl Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH*, [www.gloetzl.de](http://www.gloetzl.de)
- GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L., BREKKE, T.L. (1968), A Model for the Mechanics of Jointed Rock. *J. of the Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol. **94**, SM 3, 637-659
- GRIFFITHS, D.V. (1985), Numerical modeling of interfaces using conventional finite elements. *Proc. 5<sup>th</sup> ICNMG*, Nagoya, 837-844
- GRIFFITHS, D.V. (1999), Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique* **49**, 387-403
- GRIFFITHS, D.V. & FENTON, G.A. (2005), Probabilistic settlement analysis of rectangular footings. *Proc. of the 16<sup>th</sup> ICSMGE*, Osaka, Japan
- GRIFFITHS, D.V. & FENTON, G.A. (2007), *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Springer

- GRIFFITHS, D.V., FENTON, G.A., DENAVIT, M.D. (2007), Traditional and advanced probabilistic slope stability analysis. *Proc. of the Geo-Denver Symposium, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 170*, 1-10
- GU, F.X. (2006), Laboratory Investigation of Shaft Resistances for pile Socketed in Sandstone. *Proc. Int. Conf. on Soil and Rock behaviour and modeling, GeoShanghai, Shanghai, China, ASCE, Geotech. special pub. 150*, 135-142
- GU, F.X., SEIDEL, J.P., HABERFIELD, C.M. (2003), Direct Shear Test of Sandstone-Concrete Joints. *Int. J. of Geomechanics 3*, 21, 21-33
- GUDEHUS, G. (1987), Sicherheitsnachweise für Grundbauwerke. *Geotechnik 10* (1), 4-34
- HABEL, W. R. (2003), Faseroptische Sensoren für Deformationsmessungen-Kriterien für eine zuverlässige Nutzung. in *VDI Berichte 1757, GESA-Symposium „ Sicherheit und Wirtschaftlichkeit durch Messtechnik, Monitoring und Beanspruchungsanalyse*, Braunschweig
- HABEL, W. R. (2004) Faseroptische Messverfahren für die Überwachung von Bauwerken überblickt der potenzielle Anwender die Vielfalt der Angebote? in *Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen – Weimar 2004, Schriftenreihe des DVW, Band 4*, 57-76
- HABERFIELD, C.M. & JOHNSTON, I.W. (1990), A numerical model for pressuremeter testing in soft rock. *Geotechnique 40*, No. 4, 569-580
- HABERFIELD, C.M. (1997), Pressuremeter testing in weak rock and cemented sand. *ICE Proc. Geotech. Eng. Vol. 125*, Issue: 3, 68-178
- HABERFIELD, C.M. & COLLINGWOOD, B. (2006), Rock-socketed pile design and construction: a better way? *ICE Proc. Geotech. Eng. Vol. 159*, GE 3, 207-217
- HAIFA, I.A. (1978), Das Last-Setzungsverhalten des Einzelpfahles. *Bauingenieur 53*, 293-298
- HAIN, S.J. & LEE, I.K. (1978), The analysis of flexible raft-pile systems. *Geotechnique 28*, 65-83
- HAMPE, E., RAUE, E., KALLER, W. (1993), *Stahlbeton-Grundlagen*. Verlag für Bauwesen Berlin, München
- HANISCH, J., KATZENBACH, R., KÖNIG, G. (2002), *Kombinierte Pfahl-Plattengründungen*. Ernst & Sohn
- HARTUNG, M. (1994), *Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand*. Dissertation, Mittl. des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig Heft **48**, Dissertation

- HASSAN, K.M., O'NEILL, M.W., SHEIKH, S.A. (1993), Bored Piles in Clay-Shale using expansive Concrete. *Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Geotech. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium, 289-293
- HASSAN, K.M., O'NEILL, M.W., SHEIKH, S.A., EALY, C.D. (1997), Design Methode for Drilled Shafts in Soft Argillaceous Rock. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **123** (3), 272-280
- HASSAN, K.M. & O'NEILL, M.W. (1997), Side Load-Transfer Mechanisms in Drilled Shafts in Soft Argillaceous Rock. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **123** (2), 145-152
- HENNES, M. (2007), Konkurrierende Genauigkeitsmaße-Potential und Schwächen aus der Sicht des Anwenders. *Allgemeine Vermessungs-Nachrichten* **4**, 136-146
- HILL, M.C. (1998), Methods and Guidelines for effective Model Calibration. *U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 98-4005*
- HOBBS, N.B. (1975), Review Paper-Rocks. *Proc. of the Conf. on Settlement of Structures*, British Geotechnical Society, Pentech Press, 579-610
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1997) Practical Estimates of Rock Mass Strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. **34**, No. 8, 1165-1186
- HOEK E. & FRANKLIN J.A. (1968) A simple triaxial cell for field and laboratory testing of rock. *Trans. Instn. Min. Metal*, **77**, A22-26
- HOF, W. (1991), Zum Begriff Sicherheit. *Beton- und Stahlbeton* **86**, H. 12, 286-289
- HO KONG, K., KODIKARA, J., HAQUE, A. (2006), Numerical modelling of the side resistance development of piles in mudstone with direct use of sidewall roughness. *Int. J. of Rock Mech. & Mining Sciences* **43**, 978-995
- HOLZHÄUSER, J (1998), Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen in Fels. *Mittl. des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **42**
- HORVATH, R.G., KENNY T.C., TROW, W.A. (1980), Results of tests to determine shaft resistance of rock-socketed drilled piers. *Inter. Conf. on Struc. Found. on Rock* **1**, Sydney, 349-361
- HORVATH, R.G., KENNY T.C., KOZICKI, P. (1983), Methods improving the performance of drilled piers in weak rock. *Can. Geotechn. J.* **20** (4), 758-772
- HUGHES, J.M.O., WROTH, C.P., WINDLE, D. (1977), Pressuremeter tests in sands. *Geotechnique* **27**, No. 4, 455-477
- HUGHES, T.J.R. (2000), *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. Dover Publications

- HYDEN A.M., HULETT, J.M., MURFF, J.D., ABBS, A.F. (1988), Design practice for grouted piles in Bass Strait calcareous soils. *Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, Eng. for Calcareous Sediments*, Perth, Vol. 1, 297-304
- INAUDI, D. (1997), *Fiber Optic Sensor Network for the Monitoring of Civil engineering Structures*. Thesis, Présentée au Département de Génie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne
- INAUDI, D., ELAMARI, A., VURPILLOT, S. (1994a), Low Coherence Interferometry for Monitoring of Civil Engineering Structures. *2<sup>nd</sup> European Conf. on Smart Structures and Materials*, Glasgow, UK, Vol. 2361, 216-219
- INAUDI, D., ELAMARI, A., PFLUG, L., GISIN, N., BREGUET, J., VURPILLOT, S. (1994b), Low Coherence deformation sensors for monitoring of civil-engineering structures. *Sensors and Actuators A: Physical*, Vol. 44 (2), 507-516
- INAUDI, D., VURPILLOT, S., CASANOVA, N., OSA-WYSER, A. (1996), Development and field test of deformation sensor for concrete embedding. *SPIE, Smart Structures and materials*, San Diego, USA, Vol. 2721, 139-148
- INAUDI, D. & CASANOVA, N. (2002), Bringing Fiber Optical Sensors into Concrete Applications. *15<sup>th</sup> Optical Fibre Sensor Conf.*, Portland, USA, IEEE, 27-30
- INAUDI, D. & GLISIC, B. (2007), Distributed Fibre Optic Sensing for Long-Range Pipeline Monitoring. *3<sup>rd</sup> Int. Conf. on SHMII*, Vancouver, Canada, conference CD
- ISRM (1978), Suggested Methods for Monitoring Rock Movements using Borehole Extensometers. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 15, 305-317
- JANBU, N. (1963), Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. in ECSMFE, Wiesbaden, 19-25
- JOENG, S.-J. (2003), *Ein Beitrag zur Erzeugung nichtlinearer Entwurfsseegänge im numerischen Wellenkanal*. Diss. D 83, TU Berlin, Fakultät V, Verkehrs- u. Maschinensysteme
- JOHNSTON, I.W. (1991), Geomechanics and the Emerge of Soft rock Technology. *Australian Geomechnics*, 3-27
- JOHNSTON, I.W. & CHOI, S.K. (1991), Failure mechanisms of foundation in soft rock. *Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Foundn. Eng.*, San Francisco, Vol. 3, 1397-1400
- JOHNSTON, I.W., WILLIAMS, A.F., CHIU, H.K. (1980), Properties of soft rock relevant to socketed pile design. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 55-64

- KATZENBACH, R., ARSLAN, U., HOLZHÄUSER, J. (1995) Geotechnische Meßüberwachung des 300 m hohen Commerzbank-Hochhauses in Frankfurt am Main. In *Pfahl-Symposium 1995, Mittl. des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig* Heft 48, 233-244
- KATZENBACH, R., ARSLAN, U., MOORMANN, C., REUL, O. (1997), Studien zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion. *Mittl. des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **38**, 113-135
- KATZENBACH, R., & MOORMANN, CH. (1998), Messtechnische Überwachung von Baugrube und Gründung des Hochhauses Main Tower in Frankfurt” in *Messen in der Geotechnik. Mittl. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, Heft **55**, 87-121
- KATZENBACH, R., BOLEY, C., MOORMANN, C., RÜCKERT, A. (1999) Rechtsrelevante Aspekte in der Geotechnik. *Mittl. des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **43**, 71-96
- KATZENBACH, R., & MOORMANN, CH. (2003), Instrumentation and Monitoring of combined piled rafts (CPRF): State-of-the-Art report, *FMFM-Symposium*, Oslo
- KATZENBACH, R., GUTBERLET, C., BACHMANN, G. (2007), Anforderungen an die Anwendung numerischer Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. *Bauingenieur* **82**, 199-205
- KATZENBACH, R., BACHMANN, G., GUTBERLET, C. (2008), FEM for ULS and SLS checks of complex foundations. *2<sup>nd</sup> BGA Int. Conf. on Foundations (ICOF)* 2008, Dundee, Scotland, UK, 493-504
- KEMPFERT, H.-G. & SMOLTCZYK, U. (2001), Abschnitt 3.2 „Pfahlgründungen“. In *Grundbautaschenbuch*, 6. Auflage, Teil 3, Ernst & Sohn
- KEMPFERT, H.-G. & BECKER, P. (2007), Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle. *Bautechnik* **84** Heft 7, 441-449
- KENNEDY, J. & EBERHART, R. (1995), Particle Swarm Optimization. *Proc. of the IEEE Conf. on Neural Networks*. Perth, Australia, 1942-1948
- KIRSCH, F. & KLINGMÜLLER, O. (2003), Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahl-Integritätsprüfung in Deutschland. *Bautechnik* **80** (9)
- KLAR, A., BENNETT, K., SOGA, R., MAIR, P., TESTER, P., FERNIE, R., ST JOHN, H.D., TORP-PETERSON, G. (2006), Distribution strain measurement for pile foundations. *J. Geotechn. Eng.* **159**, GE3, 135-144

- KNOTHE, K. & WESSELS, H. (1999), *Finite Elemente, Eine Einführung für Ingenieure*. 3. Auflage, Springer
- KOCH, A. & ULRICH, R. (1991), Fiber-optic Displacement with 0,02  $\mu\text{m}$  Resolution by White-light Interferometry. *Sensor and Actuators A: Physical*, Vol. **25** (2), 201-207
- KOLYMBAS, D. (1988), Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe. Hrsg. G. Gudehus, O. Natau, *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft **109**
- KOLYMBAS, D. (1989), *Pfahlgründungen*. Springer
- KOLYMBAS, D. (1998), *Geotechnik-Bodenmechanik und Grundbau*. Springer
- KOLYMBAS, D. (2000), *Constitutive Modelling of Granular Materials*. Springer
- KOLYMBAS, D. & FELLIN, W. (2003), Zwischenruf: Ein Dialog über die Sicherheit in der Geotechnik. *Bautechnik* **80**, Heft 2, 129
- KONDNER, R.L. & ZELASKO, J.S. (1963), A hyperbolic stress strain formulation for sand. *Proc. 2<sup>nd</sup> Pan. Am. Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.* **1**, Brasil, 289-394
- KÖNIG, G. & TUE, N. (1998), *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Teubner
- KRAUTKRÄMER, J. & KRAUTKRÄMER, H. (1986), *Werkstoffprüfung mit Ultraschall*. 5. Auflage, Springer
- KUDELLA, P., GUDEHUS, G., REUL, O. (2002), Untersuchung zur KPP mittels Hypoplastizität. In *Mittl. des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **58**, 177-193
- KULHAWY, F.H. (1978), Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement. *J. of the Geotechn. Eng. Division*, Vol. **104**, No. 2, 211-227
- KULHAWY, F.H. (1984), Limiting tip and site resistance, fact or fallacy. *Symp. on Analysis and Design of Pile Foundation*, ASCE, San Francisco, 80-98
- KULHAWY, F.H. & PETERSON, F.H. (1979), Behaviour of sand-concrete interfaces. *6<sup>th</sup> ICSMGE*, Peru, Vol. **2**, 225-236
- KULHAWY, F.H. & GOODMAN, R.E. (1980), Design of foundation on discontinuous rock. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 209-220
- KULHAWY, F.H. & PHOON, K-K. (1993), Drilled Shaft Side Resistance in Clay Soil to Rock. *Proc. of the Conf. on Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock*, ASCE, NY, Geotechn. Special Publication No. **38**, 172-183

- KUWAJIMA, K., HYODO, M., HYDE, A.F.L. (2009), Pile Bearing Capacity Factors and Soil Crushability. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **135** (7), 901-913
- LADANYI, B. & DOMINGUE, D. (1980), An analysis of bond strength for socketed piers. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 363-373
- LAGIOIA, R. & NOVA, R. (1995), An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Geotechnique* **45**, 4, 633-648
- LAM, T.K.S. & JOHNSTON I.W. (1982), A Constant Normal Stiffness Direct Shear Machine. *Proc. 7<sup>th</sup> South East Asian Geot. Conf.*, Hong Kong, 805-820
- LANCELLOTTA, R (1995) *Geotechnical Engineering*, 1<sup>st</sup> edn. A.A.Balkema Rotterdam
- V. LANGEN, H. (1991), *Numerical Analysis of Soil-Structure Interaction*. Ph.D thesis, Delft University, Depart. of Civil Engineering and Geosciences
- LEE, WOO-JIN, LEE, WON-JE, LEE, SANG-BAE, Salgado, R. (2004), Measurement of pile transfer using the Fiber Bragg Grating sensor system. *Can. Geotech. J.* **41**, 1222-1232
- LEONG, E.C. & RANDOLPH M.F. (1992), A Model for Rock Interfacial Behaviour. *Rock Mech. Rock Eng.*, **25** (3), 187-206
- LEONG, E.C. & RANDOLPH M.F. (1994), Finite Element Modelling of Rock-Socketed Piles. *IJNAMG*, Vol. **18**, 25-47
- LIENHART, W. (2005), Experimental Investigation of the Performance of the SOFO Measurement System. *Proc. 5<sup>th</sup> Inter. Workshop on Structural Health Monitoring*, Stanford, USA, 1131-1138
- LINDER, W.-R. (1977) *Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand*. Diss. D83, TU Berlin, Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen
- LINKIEWITZ, K. & SCHWARZ, W. (2006), Abschnitt 1.10 „Geodätisch-photogrammetrische Überwachung von Hängen, Böschungen und Stützmauern“. In *Grundbautaschenbuch*, 7. Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn, 559-652
- LUNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M. (1997), *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. E & FN Spon, London
- MAHARAJ, D.K. (2004), Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis to Study the Effect of Raft and Pile Stiffness on the Load-Settlement Behaviour of Piled Raft Foundations. *EJGE*, Vol. **9**, Bundle A,
- MAIR, R.J. & WOOD, D.M. (1987), Pressuremeter Testing – methods and interpretation. *CIRIA Ground Eng. Report: In-situ Testing*, Butterworths, London



- MANLY, B.F.J. (2004), *Multivariate statistical methods - a primer*. 3<sup>rd</sup> edition, Chapman & Hall / CRC
- MARCHNER, TH., VERMEER, P.A., v. WOLFFERSDORFF, P.-A. (2000), Hypoplastic and elastoplastic modelling – a comparison with test data. In *Constitutive Modeling of Granular Materials*, Springer, 353-374
- MATOUŠ, K., LEPŠ, M., ZEMAN, J., ŠEJNOHA, M. (2000), Applying genetic algorithms to selected topics commonly encountered in engineering practice, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* **190**, Elsevier, 1629-1650
- MAURENBRECHER, P.M. & VAN DER HARST (1989) The Geotechnics of the Coastal Lowland of the United Arab Emirates. *Proc. KNGMG Symp. on Costal Lowlands, Geology and Geotechnology*, Dordrecht, 321-335
- MAYNE, P.W. (2000) Enhanced Geotechnical Site Characterization by Seismic Piezocone Penetration Tests. *4<sup>th</sup> Int. Geotech. Conf.*, Cairo University, 95-120
- MAYNE, P.W. (2001), Soil Property Characterization by In-situ Tests. *15<sup>th</sup> Int. Conf. on soil mechanics and geotechnical eng.*, Istanbul, Session 1.2
- MAYNE, P.W. & SCHNEIDER, J.A. (2001), Evaluating Axial Drilled Shaft Response by Seismic Cone. *Foundation & Ground Improvement, (Geo-Odyssey 2001)*, GSP **113**, ASCE, 655-669
- MAYR, M. & THALHOFER, U. (1993), *Numerische Lösungsverfahren in der Praxis*, C. Hanser
- MCCLELLAND, B. (1988) Calcareous Sediments: An Engineering Enigma. *Proc. of the 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Eng. for Calcareous Sediments*, Perth, 777-784
- MCVAY, M.C., TOWNSEND, F.C., WILLIAMS, F.C. (1992) Design of Socketed Drilled Shafts in Limestone. *J. Geotech. Eng.*, Vol. **118**, No. 10, 1626-1637
- MEHLHORN, G. (1995) *Der Ingenieurbau-Rechnerorientierte Baumechanik*, Ernst & Sohn
- MEIER, J. (2008), *Parameterbestimmung mittels inverser Verfahren für geotechnische Problemstellungen*. Diss., Bauhaus-Universität Weimar, Fak. Bauingenieurwesen, Schriftenreihe Geotechnik, Heft **19**
- MEIER, J., RUDOLPH, S., SCHANZ, T. (2006) Effektiver Algorithmus zur Lösung von inversen Aufgabenstellungen-Anwendungen in der Geomechanik, *Bautechnik* **83**, Heft 7, 470-481
- MEIER, J., DATCHEVA, M., SCHANZ, T. (2006), Identification of Constitutive and Geotechnical Parameters of Numerical Models with Application in Tunneling.

*ECCOMAS Thematic Conf. on Computational Methods in Tunneling  
(EURO:TUN 2007)*

- MEIER, J., SCHÄDLER, W., BORGATTI, L., CORSINI, A., SCHANZ, T. (2008), Inverse Parameter Identification Technique using PSO Algorithm applied to geotechnical Modeling, *J. of Artificial Evolution and Appl.*, Vol. **2008**, Article ID 574 613, 14 pages, <http://www.hindawi.com>
- MEIBNER, H. (1991), Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 1, Allgemeine Empfehlungen, *Geotechnik* **14**, Nr. 1, 1-10
- MEYERHOF, G.G. (1976 a) Bearing capacity and settlement of pile foundation, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, GT **3**, 197-228
- MEYERHOF, G.G. (1976 b), Tragfähigkeit und Setzungen von Pfählen. *Vortrag in der LGA, Nürnberg, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern*, Heft **32**
- MILLER, B. (1997), *Noise, Sampling, and Efficient Genetic Algorithms*, PhD thesis, Department of Computer Science, University of Illinois at Urbana-Champaign
- MOORMANN, CH. (2002) Trag- u. Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. *Mittl. des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **59**
- MURFF, J. D. (1975), Response of Axially Loaded Piles. ASCE, *J. of the Geo. Eng. Div.*, Vol. **101**, GT 3, 241-242
- MURFF, J.D. (1987), Pile Capacity in Calcareous Sand: State of the Art. *J. Geotech. Eng.*, Vol. **113**, No. 5, 490-507
- MURZEWSKI, J. (1974), *Sicherheit der Baukonstruktionen*. VEB Verlag für Bauwesen
- Ng, C.W.W., Yau, T.L.Y., Li, J.H.M., TANG, W.H. (2001), New Failure Load Criterion for Large Diameter Bored Piles in Weathered Geomaterials. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **127** (6), 488-498
- NOTTRODT, H.P. (1990), *Betrag zur Einführung semiprobabilistischer Methoden in der Geotechnik*. Veröffentlichung der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar, Schriftenreihe: HAB-Diss., Heft **21**
- OH, JOENG-HO, LEE, WON-JAE, LEE, SANG-BAE, LEE, WOO-JIN (2000), Analysis of pile load transfer using optical fiber sensor. *6<sup>th</sup> Inter. Conf. of Application of Stress - Wave Theory to Piles*, Sao Paulo, Brasilien, 99-106
- OHDE, J. (1939) Zur Theorie zur Druckverteilung im Baugrund. *Bauingenieur* **20**, 451-459

- O'NEILL, M.W. & HASSAN, K.M. (1993), Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts in the Eagle Ford Formation. *Proc. of the Conf. on Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock*, ASCE, NY, Geotech. Special Publication No. **38**, 229-244
- OSTERBERG, J.O. (1998), The Osterberg Load Test Method for Drilled Shafts and Driven Piles – The first Ten years. *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Piling and Deep Foundations*, Vienna, Austria, Deep Foundation Institute
- OSTERBERG, J.O. & GILL, S.A. (1973), Load transfer mechanisms for piers socketed in hard soil or rock. *Proc. 9<sup>th</sup> Can. Rock Mechanics Symp.*, Montréal, 235-262
- PATTON, F.D. (1966) Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1<sup>st</sup> Int. Cong. on Rock Mechanics*, Lisbon, Vol. **1**, 509-513
- PECK, R.B. (1969), Advantages and Limitations of the Observational Methode in applied Soil Mechanics. *Geotechnique* **19**, 171-187
- PECK, R.B., HANSON, W.E., THORNBURN T.H. (1974), *Foundation Eng.* 2<sup>nd</sup> edition, John Wiley
- PEINTINGER, B. (1982), Auswirkung der räumlichen Streuung von Bodenkennwerten. *Baugrundtagung*, 1982, Braunschweig, 105-118
- PEINTINGER, B. & RACKWITZ, R. (1980), Numerical Uncertainty Analysis of Slopes. SFB 96, *Laboratorium für den konstruktiven Ing.-Bau*, TU München, Heft **52**
- PELLS, P.J.N., & TURNER, R.M. (1979) Elastic solution for the design and analysis of rock-socketed piles. *Can. Geotech. J.* **16** (3), 481-487
- PELLS, P.J.N. & TURNER, R.M. (1980) Endbearing on rock with particular reference of sandstone. *Proc. Int. Conf. on Structural Found. on Rock*, Sydney, 181-190
- PELLS, P.J.N., ROWE, R.K., TURNER, R.M. (1980) An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone. *Int. Conf. on Structural Found. on Rock*, **1**, Sydney, 291-302
- PELLS, P.J.N. (1999), State of Practice for the Design of Socketed Piles in Rock. *Proc. 8<sup>th</sup> Australia New Zealand Conf. on Geomechanics*, Vol. **1**, 307-327
- PERAU, E. & POTTHOFF, S. (2003) Parameterbestimmung in der Geotechnik mit Hilfe Inverser Problemstellungen. *Bauingenieur* **78**, 98-106
- PFEIFER, T. (1993), *Optoelektronische Verfahren zur Messung geometrischer Größen in der Fertigung, Grundlagen, Verfahren, Anwendungsbeispiele*, Kontakt & Studium, Band 405, Expert

- PLAßMANN, B (2002), Zur Optimierung der Messtechnik und Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfung. *Mittl. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*, Heft 67
- PLATE, E.J. (1993), *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*. Ernst & Sohn
- POLHEIM, H. (1999), *Evolutionäre Algorithmen-Verfahren, Operationen und Hinweise für die Praxis*, Springer
- POTTHARST, R. (1982), Erläuterung des statistischen Sicherheitskonzeptes am Beispiel des Grundbruchs. *Baugrundtagung*, Braunschweig, 9-47
- POTTS, D.M. (2003), Numerical analysis: a virtual dream or practical reality. *Geotechnique* **53**, 535-573
- POTTS, D.M. & ZDRADKOVIĆ, L. (2001), *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Thomas Telford
- POULOS, H.G. (1968) Analysis of Settlement of Pile Groups. *Geotechnique* **18**, 449-471
- POULOS, H.G. (1984) Cyclic Degradation of pile performance in calcareous soils. *Proc. of a Symposium sponsored by ASCE*, 99-118
- POULOS, H.G. (1988) The Mechanics of Calcareous Sediments. *Jaeger Memorial Lecture*, Special Editor, 8-41
- POULOS, H.G., (1989) Pile behaviour-theory and application. *Geotechnique* **39**, No. 3, 365-415
- POULOS, H.G. (2000), Some aspects of pile skin friction in calcareous sediments. *Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Eng. for Calcareous Sediments, Eng. for Calcareous Sediments*, Bahrain 1999, Vol. 2, 457-471
- POULOS, H. (2005), Pile Behavior – Consequences of Geological and Construction Imperfection. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **131** (5), 583-563
- POULOS, H.G. & BUNCE, G. (2008) Foundation Design for the Burj Dubai – the world's tallest building. *Proc. of the 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Eng.*, Arlington, submitted paper,
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968) The Settlement Behaviour of Single Loaded Piles and Piers. *Geotechnique* **18**, 351-371
- POULOS, H.G. & DAVIS, A.J. (1980) *Pile Foundation Analysis and Design*. The University of Sydney, 1<sup>st</sup> edition, Wiley
- POULOS, H.G. & DAVIDS, A.J. (2005), Foundation design for the Emirates Twin Towers, Dubai. *Can. Geotechn. J.*, **42**, 716-730

- PRINZ, H. (1997), *Abriss der Ingenieurgeologie* 3. Auflage, Enke
- PRINZ, H. & STRAUB, R. (2006), *Abriss der Ingenieurgeologie* 4. Auflage, Elsevier
- QUICK, H., KEIPER, K. MEIBNER, S., ARSLAN, U. (2002), Hochhausgründungen: Von der Baugrunduntersuchung zum Gründungsentwurf am Beispiel des West Bay Towers in Doha, Katar. *Baugrundtagung*, Mainz, 303-308
- RACKWITZ, F. (2003), Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf der Grundlage von Probelastungen. *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der TU Berlin*, Heft **32**
- RACKWITZ, R. (2000), Reviewing probabilistical soils modelling. *Computer and Geotechnics* **26**, 199-223
- RACKWITZ, R. & PEINTINGER, B. (1981), Ein wirklichkeitsnahes stochastisches Bodenmodell mit unsicheren Parametern und Anwendung auf die Stabilitätsuntersuchung von Böschungen. *Bauingenieur* **56**, 215-221
- RANDOLPH, M.F. (1988), Evaluation of grouted insert pile performance. *Proc. Int. Conf. Eng. for Calcareous Sediments*, Perth, Vol. **2**, 617-626
- RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1978), Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. *J. of the Geotechnical Eng.*, Vol. **104**, No. GT 12, 1465-1488
- RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1979), An Analysis of the vertical deformation of pile groups. *Geotechnique*, **29**, No. 4, 423-439
- REUL, O. (2000), In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. *Mittl. des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **53**
- REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2002), Study of the influence of finite element mesh refinement on the calculated bearing behavior of a pile raft. *Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Symp. on Num. Models in Geom. - NUMOG VIII.*, Rome, Italy, 259-264
- REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2003a), Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **130** (1), 1-13
- REUL, O. & RANDOLPH, M. (2003b), Piled rafts in over consolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses. *Geotechnique* **53** (3), 301-315.
- ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1983), Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand, *Can. Geotech. J.* **20**, No. 4, 324-333
- ROLLBERG, D. (1978), Die Kraft-Setzungslinie von Pfählen. *Bauingenieur* **53**, 309-313
- ROSENBERG, P. & JOURNEAUX, N.L. (1976), Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. *Can. Geotech. J.* **13**, 324-333

- ROWE, P.W, (1962), The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. Roy. Soc. A.* **269**, 500-527
- ROWE, P.W, (1964), CORRESPONDENCE: Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand. *Geotechnique* **14**, No. 4, 361-364
- ROWE, P.W, BARDEN, I., LEE, I.K. (1964), Energy components during the triaxial cell and direct shear tests. *Geotechnique* **14**, 247-261
- ROWE, P.W. & PELLIS, P.J.N. (1980), A theoretical study of pile-rock socket behaviour. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 253-264
- ROWE, P.W. & ARMITAGE, H.H. (1984), The design of piles socketed into weak rock. *Report GEOT-11-84*, University of Western Ontario, London
- ROWE, R.K. & ARMITAGE, H.H. (1987a), Theoretical solution for axial deformation of drilled shafts in rock. *Can. Geotech. J.*, Vol. **24**, 114-125
- ROWE, R.K. & ARMITAGE, H.H. (1987b), A design method for drilled piers in soft rock. *Can. Geotech. J.*, Vol. **24**, 126-142
- SCHALLERT, M., KREBBER, K., HOFMANN, D., HABEL, W.R., STAHLMANN, J. (2004), Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik. In *Messen in der Geotechnik 2004*, Braunschweig: *Mittl. des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig* Heft **77**, 309-328
- SCHANZ, T. (1998a), Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibmaterialien. *Mittl. des Institutes für Geotechnik Stuttgart*, Mittl. **45**
- SCHANZ, T. (1998b), A constitutive model for cemented sands, *Proc. of the 4<sup>th</sup> Int. Workshop on Localization and Bifurcation Theory of Soils and Rocks*, Gifu, Japan, 165-172
- SCHANZ, T. (2006), Aktuelle Entwicklung bei Standsicherheits- und Verformungsrechnungen in der Geotechnik. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4, *Geotechnik* **29**, Nr. 1, 13-27
- SCHANZ, T. & VERMEER, P.A. (1996), Angle of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique* **46**, No. 1, 145-151
- SCHANZ, T., VERMEER, P.A., BONNIER, P.G. (1999), The hardening soil model: Formulation and verification. *Plaxis-Symp.: Beyond 2001 in Computational Geotechnics*, Amsterdam
- SCHANZ, T., ZIMMERER, M., DATCHEVA, M., MEIER, J. (2006), Identification of Constitutive Parameters for Numerical Models via Inverse Approach. *Felsbau* **24**, No. 2, 11-21

- SCHMERTMANN, J.H. (1978), Guidelines for Cone Penetration Tests, Performance and Design. *Rep. No. FHWA-TS-78-209*, U.S. Dept. of Transportation, Washington
- SCHMIDT, H. G. (1990), Großbohrpfähle im Übergangsbereich Boden-Fels. *Bautechnik* **67**, Heft 11, 361-366
- SCHMIDT, H.-H., SEIDEL, J.P., HABERFIELD, CH.M. (1999), Tragfähigkeit von Bohrpfählen in festen Böden und Fels. *Bautechnik* **76**, Heft 9, 795-800
- SCHNEIDER, J. (1994), *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure*. B.G. Teubner
- SCHÖNHARDT, M. (2005), *Geostatistische Bearbeitung unsicherer Baugrunddaten zur Berücksichtigung in Sicherheitsnachweisen des Erd- und Grundbaus*. Diss., Bauhaus-Universität Weimar, Fak. Bauingenieurwesen, Schriftenreihe Geotechnik, Heft **15**
- SCHÖNHARDT, M. & WITT, K.J. (2001), Baugrundmodellierung unter Nutzung stochastischer Methoden. *Geotechnikseminar Weimar, Schriftenreihe Geotechnik*, Heft **19**, 45-56
- SCHÖNHARDT, M. & WITT, K.J. (2005), Geostatistische Methoden und deren Anwendungsgrenzen bei der Abbildung anisotroper ingenieurgeologischer Eigenschaften. *15. Ingenieurgeologische Tagung, Erlangen*
- SCHÖNHARDT, M., WITT, K.J., WUDTKE, R.-B. (2006), Strategien zur optimalen Baugrunderkundung auf der Grundlage unsicherer Baugrundmodelle. *TU Bergakademie Freiberg 57. Berg- und Hüttenmännischer Tag, Freiberg*, 277-186
- SCHUËLLER, G.I. (1981), *Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Ernst & Sohn
- SCHWARZ, W. (1995), *Vermessungsverfahren im Maschinen- und Anlagenbau*. Wittwer
- SCHWARZ, W. (2004), Genauigkeitsmaße richtig interpretieren. *Schriftenreihe des DVW*, Band **46**, Wießner, Augsburg, 77-96
- SCHWEIGER, H.F. (2003), Standsicherheitsnachweis für Böschungen und Baugruben mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit. Workshop AK 1.6, *Schriftenreihe Geotechnik der Bauhaus-Universität Weimar*, Heft **11**
- SEIDEL, J.P. & COLLINGWOOD, B. (2001), A new socket roughness factor for prediction of socket shaft resistance. *Can. Geotech. J.*, **38**, 138-153
- SEIDEL, J.P. & HABERFIELD, C.M. (1995a), The Application of Energy Principles to the Determination of the Sliding Resistance of Rock Joints. *Rock Mech. Rock Eng.*, Vol. **28** (4), 211-226

- SEIDEL, J.P. & HABERFIELD, C.M. (1995b), The axial capacity of pile sockets in rock and hard soils. *Int. J. of Rock and Mining Science*, **28** (2), 33-38
- SEIDEL, J.P. & HABERFIELD, C.M. (2002a), A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear. *Int. J. of Rock and Mining Science*, **39**, 539-553
- SEIDEL, J.P. & HABERFIELD, C.M. (2002b), Laboratory Testing of Concrete-rock Joints in Constant Normal Stiffness Direct Shear. *Geotechn. Testing J.*, Vol. **25**, No. 4, 391-404
- SKEMPTON, A.W. (1986), SPT procedures and the effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. *Geotechnique* **36** (3), 425-447
- SMOLT CZYK, U. (1999), Beobachten – aber methodisch richtig. *Vorträge Christian Verde-Symposium*, Graz, 1-11
- SPAETHE, G. (1987), *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. VEB Verlag für Bauwesen Berlin
- SPANG, J. (1972 a), Beitrag zur Berechnung der lotrechten Tragfähigkeit von Großbohrpfählen. *Vorträge der Baugrundtagung 1972*, Stuttgart, 635-656
- SPANG, J. (1972 b), Die Bestimmung der Tragfähigkeit von Großbohrpfählen. *Straßen und Tiefbau* **26**, Nr. 5, 339-356
- V. SOOS, P. (1982), Zur Ermittlung der Bodenkennwerte mit Berücksichtigung von Streuungen und Korrelationen. *Baugrundtagung 1982*, Braunschweig, 83-103
- V. SOOS, P. (1990) Die Rolle des Baugrundes bei Anwendung der neuen Sicherheitstheorie im Grundbau. *Geotechnik* **13**, 82-91
- V. SOOS, P. (2001), Abschnitt 1.4 „Eigenschaften von Boden und Fels- ihre Ermittlung im Labor“, *Grundbautaschenbuch*, 6. Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn
- STAMM, J. (1980), Das Tragverhalten vertikal belasteter Großbohrpfähle. *Bauingenieur* **55**, 333-344
- STAMM, J. (1988), Die Tragfähigkeit von Pfählen. *Bautechnik* **65**, 372-375
- STOCKER, M. (1980) Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle. *Vortrag der Baugrundtagung 1980*, Mainz, Essen DGEG, 565-590
- STOCKER, M. & SCHELLER, P. (1983) Messungen bei statischen Pfahlprobelastungen – Stand der Technik. *Sonderdruck aus dem Vortragsband zum Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau*, München, 219-224



- TABUCANON, J.T., AIREY, D.W., POULOS, H.G. (1995), Pile Skin friction in Sand from Constant Normal Stiffness Tests. *Geotech. Testing J.*, ASTM, Vol. **18**, 350-364
- TOMLINSON, M.J. (2001), *Foundation Design and Construction*. 7<sup>th</sup> edition, Spon Press
- TOMLINSON, M. J. (2004), *Pile Design and Construction Practice*. 4<sup>th</sup> edition, TJ Int. Ltd., Padstow, Cornwall
- TOMLINSON, M. J. & WOODWARD, J. (2009), *Pile Design and Construction Practice*. 5<sup>th</sup> edition, Taylor and Francis
- TOUMA, F.T. & REESE, L.C. (1974), Behaviour of bored piles in Sand. *J. Geo. Eng. Div. ASCE (100)*, GT **7**, 749-761
- TOWNSEND, F.C., DUNKELBERGER, C.E., BLOOMQUIST, D. (1993), Drilled Shaft Friction Evaluation via Pullout Tests. *Proc. of the Conf. on Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock*, ASCE, NY, Geotechn. Special Publication No. **38**, 64-75
- TURNER, J. (2006), Rock-Socketed Shafts for Highway Structure Foundations. *NCHRP Synthesis 360*, Transportation Research Board, Washington
- THUT, A. (2008), Abschnitt 1.11 „Geotechnische Messverfahren“. In *Grundbautaschenbuch*, 7. Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn, 653-717
- UAE (2000), *United Arab Emirates Construction Price Book*. 2<sup>nd</sup> edition, EC Harris
- VAN DEN BERGH, F. (2001), *An analysis of particle swarm optimizers*. Thesis, University of Pretoria
- VANMARCKE, E.H. (1977a), Probabilistic Modeling of Soil Profiles. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* 103, GT **11**, 1227-1246
- VANMARCKE, E.H. (1977b), Reliability of Earth Slopes. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* 103, GT **11**, 1247-1265
- VANMARCKE, E.H. (1988), *Random Fields: Analysis and Synthesis*. MIT Press
- VERMEER, P.A. (1978), A double hardening model for sand. *Geotechnique* **28**, No. 4, 413-433
- VERMEER, P.A. & BRINGREVE, R.B.J. (1995), *Plaxis, Finite element code for soil and rock analyses*, Version 6, Balkema
- VESIČ, A.S. (1977), *Design of pile foundations*. NCHRP Synthesis 42 Transportation Research Board, Washington, D.C.
- VOGLER, M. & KATZENBACH, R. (2004), Ergebnisse einer Pfahlprobelastung in den Frankfurter Kalken mit 78 MN Grenzlast. In *Messen in der Geotechnik 2004*,

Braunschweig: *Mittl. des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig* Heft 77, 53-66

- WAHRMUND, H. (1993) *Numerische Berechnungsmethode zur Abschätzung der Lastverteilung und des Last-Setzungs-Verhaltens vertikal belasteter Pfahlgruppen und Pfahl-Platten-Gründungen*. Diss., HAB Weimar, Fachbereich Bauingenieurwesen
- WALTER, G. & HERMS, G. (1998), Einführung in die Behandlung von Meßfehlern. Universität Rostock, Fachbereich Physik
- WALZ, B. (2001), Messen in der Geotechnik. *Vorlesungsskript*, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Grundbau und Bodenmechanik
- WANG, Y.H. & LEUNG, S.C. (2008), Characterization of Cemented Sand by Experimental and Numerical Investigation. *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.* **134** (7), 992-1004
- WEBB, D.L. & DAVIES, P (1980), Ultimate tensile load of bored piles socketed into sandstone rock. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 265-270
- WEHNERT, M. & VERMEER, P.A. (2004), Numerical Analyses of load tests on bored piles. *Proc. of the 9<sup>th</sup> Symp. on Num. Models in Geom. (NUMGEO IX)*, Ottawa, Canada, 505-511
- WEHNERT, M. (2006), Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. *Mittl. des Institutes für Geotechnik Stuttgart*, Mittl. **53**
- WILL, J., ROOS, D., RIEDEL, J., BUCHER, C. (2003), Robustness Analysis in Stochastic Structural Mechanics. *NAFEMS-Seminar, Use of Stochastics in FEM Analysis*. Wiesbaden
- WILLIAMS, A.F., DONALD, I.B., CHIU, H.K. (1980a), Stress distribution in rock socketed piles. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 317-325
- WILLIAMS, A.F., JOHNSTON, I.W., DONALD, I.B. (1980b), The design of socket piles in weak rock. *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Australia, 327-347
- WILLIAMS, A.F. & PELLIS, P.J.N. (1981), Side resistance rock socket in sandstone, mudstone and shale. *Can. Geotech. J.* **18**, 502-513
- WITT, K.J. & BLINDE, A. (1980), Tragfähigkeit von Zugpfählen und Zugankern. *BMFT-Forschungsbericht*, Informationszentrum Raum + Bau, Stuttgart

- WITT, K.J. (1998), Grundsätzliches zum Teilsicherheitskonzept in der Geotechnik. *Schriftenreihe Geotechnik der Bauhaus-Universität Weimar*, Heft **1**, 1-12
- WITT, K.J. (2002), Stochastische Prozesse in der Geotechnik -Eine Einführung in die Thematik. *Schriftenreihe Geotechnik im Bauwesen*, RWTH Aachen, H. **1**, 1-13
- WOLFF, T., WITT, K.J., HASSAN, A. (2005), Anwendung konventioneller und faser-optischer Sensorik am Beispiel eines Pfahltests in Dubai. 3. *Symp.* „*Experimentelle Untersuchung von Baukonstruktionen*“, Dresden, 59-84
- WOLFF, T. & WITT, K.J. (2006), Design and structural optimisation of pile foundations in Dubai (U.A.E.). *Forschungsprojekt im Auftrag der MCFG L.C.C.*, unveröffentlicht
- WOLFF, T., WITT, K.J., HASSAN, A. (2007a), Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Tiefgründungen in Dubai (V.A.E.). *14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mittl. des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt*, Heft **76**, 59-84
- WOLFF, T., WITT, K.J., HASSAN, A. (2007b), Experimental investigation at the load bearing capacity for deep foundations in Dubai (U.A.E.). *Proc. of the 14<sup>th</sup> Darmstadt Geotechnical Conf.*, Darmstadt Geotechnics No. **15**, 39-54
- WOLFF, T. & WITT, K.J. (2008), Experimental and numerical investigation on the load bearing capacity on the example of a load test pile in Dubai (U.A.E.). *Int. Conf. Pile and Deep Foundations Summit*, Dubai, U.A.E.
- WOLFF, T., MEIER, J., WITT, K.J., SCHANZ, T. (2008), Improved Pile Design with inverse Parameter Identification, *Computer and Geomechanics*. under review
- V. WOLFFERSDORFF, P.-A. & SCHWEIGER, H. F. (2008), Abschnitt 1.9 „Numerische Verfahren in der Geotechnik“. In *Grundbautaschenbuch*, 7. Auflage, Teil 1, Hrsg.: Witt, K. J., Ernst & Sohn, 501-557
- WOOD, M., MACKENZIE, N.L., CHAN, A.H.C. (1992), Selection of Parameters for numerical Prediction. Predictive Soil Mechanics, *Proc. of the wroth Memorial Symp. St. Catherine's College*, Oxford, 496-512
- WRITH, S.J. & REES, L.C. (1979), Design of large diameter bored piles. *Ground Eng.*, 11-50
- WRIGGERS, P. (2001), *Nichtlineare Finite-Elemente Methode*. Springer
- WU, W. (1992), Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe. Hrsg. G. Gudehus, O. Natau, *Veröffentl. des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft **129**

- WYLLIE, D.C. (1999), *Foundation on rock*. 2<sup>nd</sup> Edition, E & FN Spon
- XIYU, L., HONG, L., HUICHUAN, D. (2007), Particle swarm optimization based on dynamic niche technology with application to conceptual design. *Advances in Eng. Software* **38**, Elsevier, 668-676
- YAMAMURO, J.A. & KALIAKIN, V.N. (2005), *Soil Constitutive Models*, Evaluation, Selection, and Calibration. ASCE Geotechnical Special Publication No. **128**
- ZANG, Z.F., WARD, A.L., GEE, G.W. (2003), Estimating Soil Hydraulic Parameter of a field Drainage Experiment Using Inverse Techniques. *Vadose Zone J.* **2**, 201-211
- ZIENKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L. ZUH, J. (2005), *The finite element method, Vol. 1 Its basis and fundamentals*. 6<sup>th</sup> edition, Elsevier Butterworth-Heinemann
- ZIENKIEWICZ, O.C. & TAYLOR, R.L. (2005), *The finite element method, Vol. 2 For solid and structural mechanics*. 6<sup>th</sup> edition, Elsevier Butterworth-Heinemann
- ZIEGLER, M. (2004), *Geotechnische Nachweise nach DIN 1045, Einführung mit Beispielen*. Ernst & Sohn
- ZIMMERER, M. (2001), *Wasserstraßenkreuz Magdeburg-Sparschleuse Rothensee Ableitung von Steifemodul aus Extensometermessungen*. Diplomarbeit, Bauhaus Universität Weimar, Fak. Bauingenieurwesen, Professur Bodenmechanik

## 7.2 Vorschriftenverzeichnis

- API 2A-LRFD (2003), *Recommended Practice for Planning, Design and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design*. American Petroleum Institute
- ASCE 20-96 (1997), *Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations*. ASCE Standard
- ASTM D1143 (1994), Standard Test Method for *Piles under Static Axial Compressive Load*
- ASTM D1586 (1999), Standard Test Method for *Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*
- ASTM D2664 (1995a), Standard Test Method for *Triaxial Compressive Strength of Undrained Rock Core Specimens Without Pore Pressure Measurements*.
- ASTM D2938 (1995), Standard Test Method for *Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*.

- ASTM D3148 (1993), Standard Test Method for *Elastic Modules of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression*
- ASTM D5607 (1995), Standard Test Method for *Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens under Constant Normal Force*
- ASTM D6032 (1996), Standard Test Method for *Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core*.
- ASTM D6760 (2002), Standard Test Method for *Integrity Testing of Concrete Deep Foundation by Ultrasonic Crosshole Testing*.
- BS 1377 (1990), *Soil for civil engineering purpose*. British Standards Institution
- BS 5930 (1999), *Code of Practice for site investigation*. British Standards Institution
- BS 8004 (1986), British Standard Code of practice for Foundation. British Standards Institution
- DIN 1054 (2005-01), *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. NABau im DIN e. V.
- DIN 1055-100 (2001-03), *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*. NABau im DIN e. V.
- DIN 1319 (1995-01), *Grundlagen der Messtechnik*. (NABau) im DIN e. V.
- DIN EN 1990 (2002-10), *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. NABau im DIN e. V.
- DIN EN 1997-1 (2005-10), *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik- Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1: 2004*. NABau im DIN e. V.
- DIN 4014 (1990-03), *Bohrpfähle - Herstellung, Bemessung und Tragverhalten*. NABau im DIN e. V.
- DIN 4020 (2003-09) *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke*. NABau im DIN e. V.
- DIN 4022 (1987-09) *Benennung und Beschreibung von Boden und Fels*. NABau im DIN e. V.
- DIN 4094 (2002-06) *Felduntersuchungen*. NABau im DIN e. V.
- DIN EN ISO/IEC 17 025 (2005-08) *Allgemeine Anforderungen an die Kompetenz von Prüf- und Kalibrierlaboratorien*. NABau im DIN e. V.
- DIN ISO 8930 (1991-03) *Allgemeine Grundsätze für die Zuverlässigkeit von Tragwerken*. NABau im DIN e. V.

- DIN V ENV 13 005 (1999-06) *Leitfaden zur Angabe der Unsicherheit beim Messen*. NABau im DIN e. V.
- DIN 40 041 (1990-12) *Zuverlässigkeit*. NABau im DIN e. V.
- DIN 55 350 (1987-07) *Begriffe der Qualitätssicherung und Statistik*. NABau im DIN e. V.
- EUROCODE 7 (2002-07), DIN EN 1997-1 *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil1: Allgemeine Regeln*. NABau im DIN e. V.
- GRUSIBAU (1981), *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*. NABau im DIN e. V.
- NEN 6743 (1991), *Geotechniek: Berekeningsmethode voor funderingen op palen Drukpalen*. Nederlands Normalisatie-Instituut
- ÖNORM B 4440 (2001), *Erd- und Grundbau – Großbohrpfähle – Tragfähigkeit*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien
- SIA 267 (2003), *Geotechnik*. Schweizer Norm SN 505 267, Norm der Schweizerischen Normen-Vereinigung

## Anlage A

### Statistische Auswertung der Kennwerte der weichen kalkigen Sedimentgesteine, pleistozäner Kalkarenit und Kalksiltit in Dubai

Je nach granulometrischen bzw. mechanischen Kennwert, liegen den nachfolgend zusammengefassten statistischen Auswertungen Laborergebnisse von bis zu 300 Proben für beide untersuchte Gesteinsarten zugrunde. Basis der statistischen Analyse bilden Versuchsergebnisse von Proben, die entsprechend der Bohrkernansprache eindeutig dem Kalkarenit und dem Kalksiltit zugeordnet sind.

#### **Tabelle A.1 und Tabelle A.2**

In den Tabelle A.1 (*Kalkarenit*) und Tabelle A.2 (*Kalksiltit*) sind die Ergebnisse der statistischen Analyse der granulometrischen und gesteinsmechanischen Kennwerte in Abhängigkeit der Tiefe aufgelistet. Die Untersuchungstiefen sind dazu in 10 m Abschnitte unterteilt. Für jeden Kennwert und Dekameter sind die Anzahl  $n$ , Standardabweichung  $\sigma_x$  und Mittelwert  $m_x$  angegeben.

#### **Tabelle A.3**

In Tabelle A.3 sind alle statistischen Kennwerte der granulometrischen und gesteinsmechanischen Eigenschaften der Kalkarenite und Kalksiltite aufgelistet.

**Tabelle A.1:** statistische Auswertung der Kennwerte des *Kalkarenits* in Dubai abhängig von der Tiefe

Tiefe [m DMD]		0 ÷ -40	0 ÷ -10	-10 ÷ -20	-20 ÷ -30	-30 ÷ -40
<b>Feuchtdichte</b> $\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$n_\rho$	161	63	60	33	5
	$m_\rho$	1,982	<b>1,956</b>	<b>1,999</b>	<b>2,01</b>	<b>1,914</b>
	$\sigma_\rho$	0,134	0,127	0,129	0,131	0,154
<b>Trockendicht</b> $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	$n_{\rho_d}$	132	54	52	23	3
	$m_{\rho_d}$	1,789	<b>1,774</b>	<b>1,821</b>	<b>1,819</b>	<b>1,483</b>
	$\sigma_{\rho_d}$	0,142	0,129	0,121	0,139	0,083
<b>Korndichte</b> $\rho_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	$n_{\rho_s}$	21	9	9	3	0
	$m_{\rho_s}$	2,675	<b>2,603</b>	<b>2,636</b>	<b>2,573</b>	-
	$\sigma_{\rho_s}$	0,038	0,174	0,154	0,308	-
<b>Wassergehalt</b> $w$ [-]	$n_w$	294	84	126	74	10
	$m_w$	0,135	<b>0,136</b>	<b>0,136</b>	<b>0,138</b>	<b>0,121</b>
	$\sigma_w$	0,058	0,059	0,054	0,059	0,042
<b>Porosität</b> $n$ [-]	$n_n$	85	35	34	16	0
	$m_n$	0,316	<b>0,32</b>	<b>0,314</b>	<b>0,313</b>	-
	$\sigma_n$	0,049	0,038	0,054	0,055	-
<b>Kalkgehalt</b> $V_{Ca}$ [%]	$n_{V_{Ca}}$	102	46	43	13	0
	$m_{V_{Ca}}$	67,702	<b>73,132</b>	<b>64,645</b>	<b>58,073</b>	-
	$\sigma_{V_{Ca}}$	13,457	13,186	11,109	11,571	-
<b>Reibungswinkel</b> $\varphi$ [°]	$n_\varphi$	30	10	9	11	0
	$m_\varphi$	39,5	<b>38,87</b>	<b>39,144</b>	<b>39,682</b>	-
	$\sigma_\varphi$	2,55	2,579	2,569	1,764	-
<b>Kohäsion</b> $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$n_c$	16	5	6	5	0
	$m_c$	551	<b>505,113</b>	<b>507,969</b>	<b>656,151</b>	-
	$\sigma_c$	210,47	276,686	165,725	133,28	-
<b>einaxiale Druckfestigkeit</b> $q_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$n_{q_u}$	227	68	87	60	12
	$m_{q_u}$	2,334	<b>2,926</b>	<b>2,015</b>	<b>2,25</b>	<b>1,397</b>
	$\sigma_{q_u}$	1,508	1,401	1,166	1,416	0,863
<b>Elastizitätsmodul</b> $E_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$n_{E_u}$	45	23	15	7	0
	$m_{E_u}$	331,83	<b>355,25</b>	<b>303,72</b>	<b>315,11</b>	-
	$\sigma_{E_u}$	230,19	260,78	165,69	216,81	-



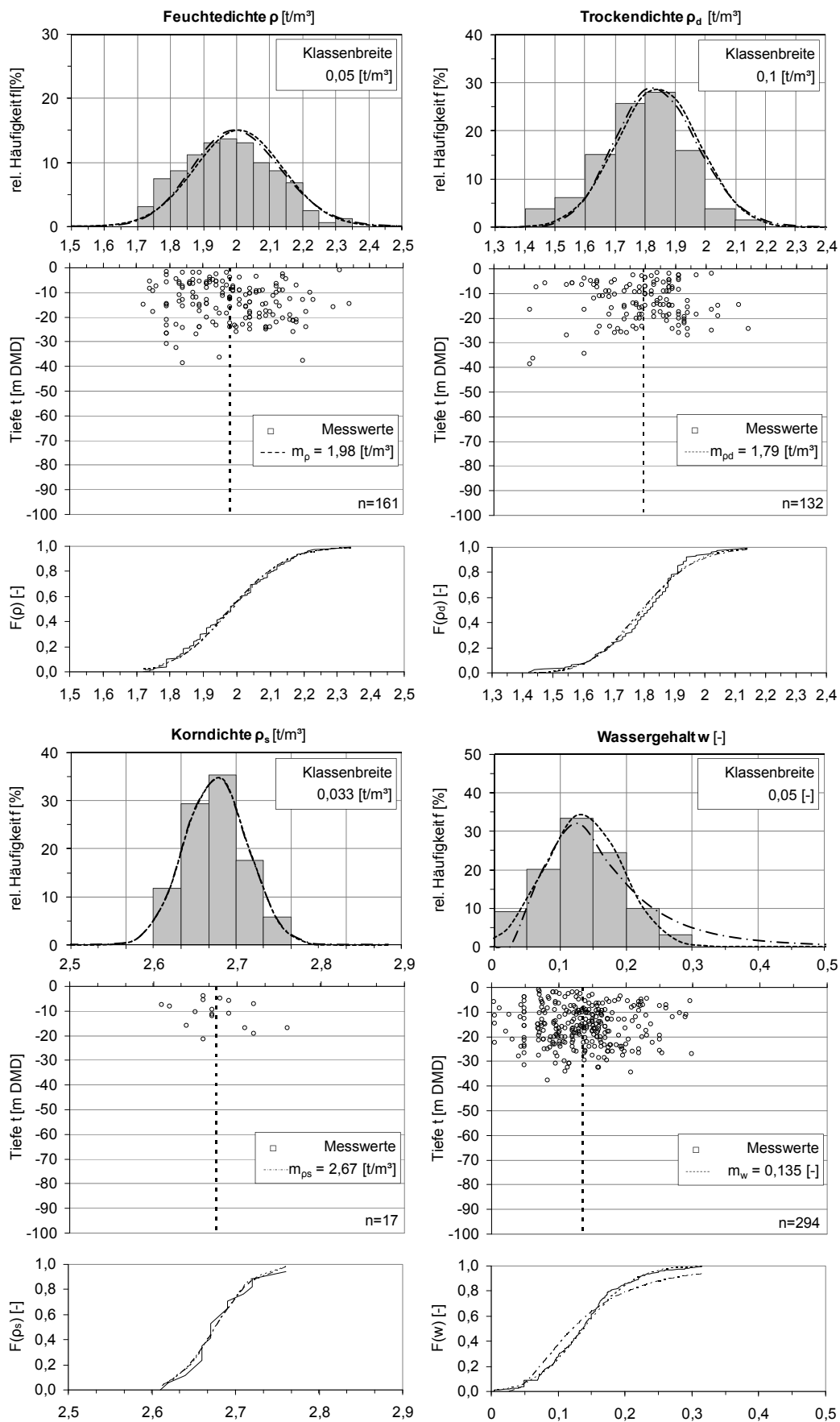
**Tabelle A.2:** statistische Auswertung der Kennwerte des *Kalksiltits* in Dubai abhängig von der Tiefe

Tiefe [m DMD]		-30 ÷ -80	-30 ÷ -40	-40 ÷ -50	-50 ÷ -60	-60 ÷ -70	-70 ÷ -80
<b>Feuchtdichte</b> $\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$n_p$	140	30	29	26	22	33
	$m_p$	2,033	<b>2,032</b>	<b>2,051</b>	<b>2,076</b>	<b>2,011</b>	<b>1,998</b>
	$\sigma_p$	0,163	0,188	0,153	0,180	0,123	0,141
<b>Trockendicht</b> $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	$n_{pd}$	145	30	31	32	23	29
	$m_{pd}$	1,966	<b>1,974</b>	<b>1,994</b>	<b>1,974</b>	<b>1,959</b>	<b>1,926</b>
	$\sigma_{pd}$	0,186	0,172	0,194	0,181	0,206	0,169
<b>Korndichte</b> $\rho_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	$n_{ps}$	14	3	3	2	4	2
	$m_{ps}$	2,705	<b>2,687</b>	<b>2,743</b>	<b>2,505</b>	<b>2,63</b>	<b>2,69</b>
	$\sigma_{ps}$	0,047	0,009	0,012	0,205	0,172	0,01
<b>Wassergehalt</b> $W$ [-]	$n_w$	223	54	50	41	34	44
	$m_w$	0,147	<b>0,164</b>	<b>0,150</b>	<b>0,166</b>	<b>0,172</b>	<b>0,142</b>
	$\sigma_w$	0,065	0,061	0,068	0,071	0,071	0,065
<b>Porosität</b> $n$ [-]	$n_n$	129	28	28	26	20	27
	$m_n$	0,249	<b>0,251</b>	<b>0,238</b>	<b>0,244</b>	<b>0,24</b>	<b>0,271</b>
	$\sigma_n$	0,064	0,068	0,070	0,053	0,059	0,061
<b>Kalkgehalt</b> $V_{Ca}$ [%]	$n_{V_{Ca}}$	152	31	34	32	22	33
	$m_{V_{Ca}}$	51,43	<b>51,24</b>	<b>55,44</b>	<b>55,52</b>	<b>49,62</b>	<b>44,75</b>
	$\sigma_{V_{Ca}}$	17,16	18,29	16,86	16,44	12,42	17,22
<b>Reibungswinkel</b> $\varphi$ [°]	$n_\varphi$	5	5	0	0	0	0
	$m_\varphi$	41,36	<b>41,36</b>	-	-	-	-
	$\sigma_\varphi$	1,40	1,40	-	-	-	-
<b>Kohäsion</b> $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$n_c$	5	5	0	0	0	0
	$m_c$	707,66	<b>707,66</b>	-	-	-	-
	$\sigma_c$	127,75	127,75	-	-	-	-
<b>einaxiale Druckfestigkeit</b> $q_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$n_{q_u}$	204	48	48	41	30	37
	$m_{q_u}$	2,32	<b>1,99</b>	<b>2,18</b>	<b>2,14</b>	<b>2,03</b>	<b>3,34</b>
	$\sigma_{q_u}$	1,66	1,42	1,31	1,76	1,43	1,97
<b>Elastizitätsmodul</b> $E_u$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$n_{E_u}$	39	6	10	9	7	7
	$m_{E_u}$	193,21	<b>87,93</b>	<b>193,51</b>	<b>130,51</b>	<b>195,93</b>	<b>213,09</b>
	$\sigma_{E_u}$	142,32	48,23	120,13	83,56	64,84	133,14

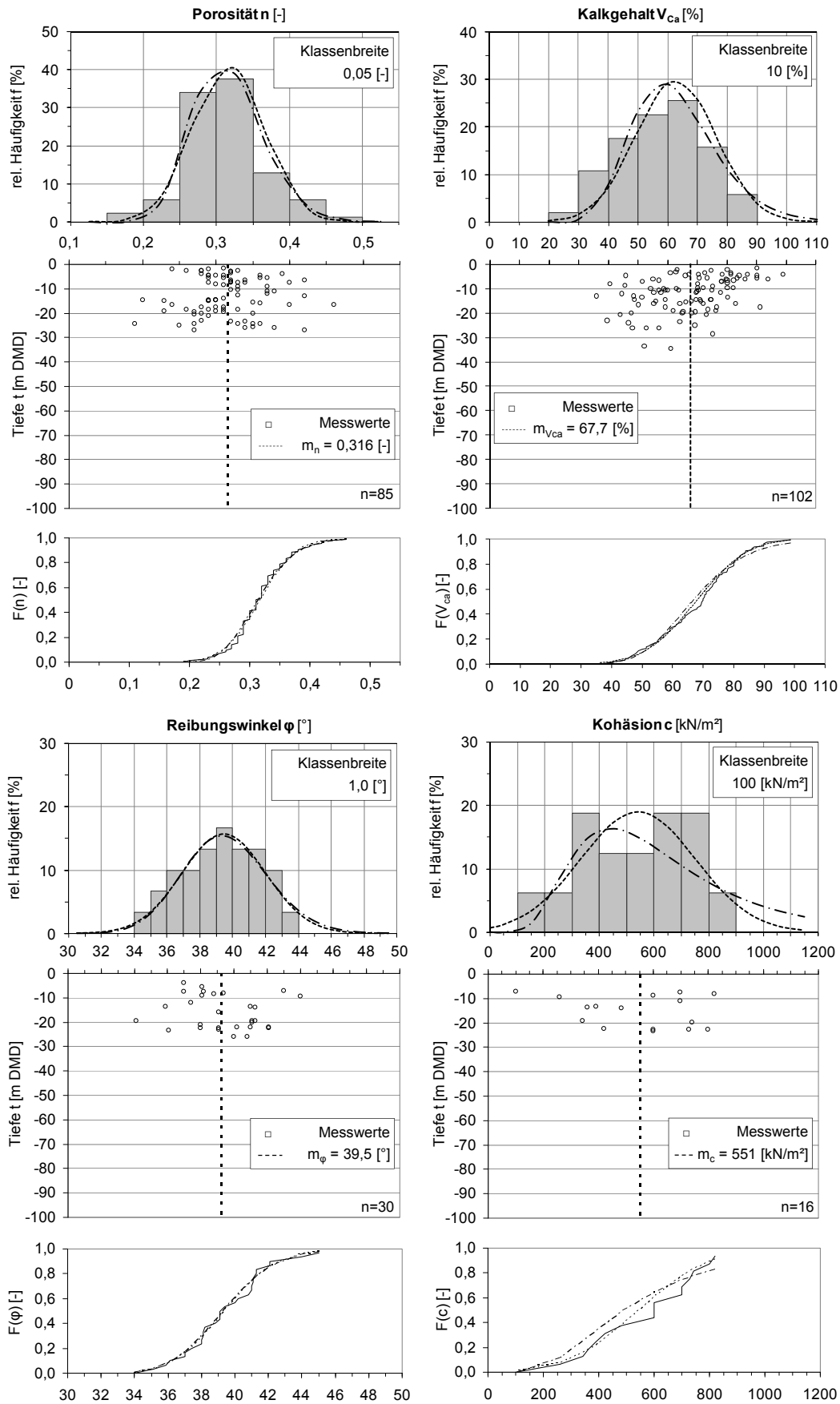
**Tabelle A.3:** statistische Auswertung der Kennwerte des Kalkarenits u.- siltits in Dubai

Parameter	n	min <sub>x</sub>	max <sub>x</sub>	Bandbreite	$\bar{x}$	$\bar{x}$	$\sigma_x$	V <sub>x</sub>	C <sub>Sx</sub>	E <sub>x</sub>	X <sub>0,05</sub>	X <sub>0,95</sub>
<b>Kalkarenit</b>												
$\rho$	161	1,72	2,34	0,62	1,98	1,982	0,134	0,067	0,22	-0,53	1,79	2,22
$\rho_d$	132	1,42	2,14	0,72	1,80	1,789	0,142	0,077	-0,49	3,504	1,55	1,99
$\rho_s$	21	2,61	2,76	0,15	2,67	2,675	0,038	0,014	0,415	0,833	2,62	2,73
w	294	0,003	0,29	0,29	0,135	0,135	0,058	0,425	0,291	0,085	0,05	0,23
n	85	0,19	0,46	0,27	0,31	0,316	0,049	0,154	0,242	0,735	0,24	0,40
V <sub>ca</sub>	102	35,97	98,71	62,74	69,60	67,70	13,46	0,199	-0,179	-0,45	45,52	89,85
$\phi$	30	34	45	11	39,10	39,50	2,55	0,064	-0,172	-0,14	35,46	42,60
c	16	100	821	721	599,0	551,0	210,5	0,389	-0,515	0,569	220,2	804,6
q <sub>u</sub>	227	0,33	6,59	6,26	1,96	2,334	1,508	0,591	1,068	0,492	0,800	5,30
E <sub>u</sub>	45	70,9	1000	928	299,0	331,8	230,2	0,694	0,899	0,293	93,83	729,4
<b>Kalksiltit</b>												
$\rho$	140	1,68	2,48	0,80	2,02	2,033	0,163	0,080	0,463	0,014	1,80	2,31
$\rho_d$	145	1,51	2,53	1,02	1,94	1,966	0,186	0,095	0,191	-0,099	1,65	2,27
$\rho_s$	14	2,60	2,77	0,17	2,70	2,705	0,047	0,017	-0,653	1,284	2,64	2,76
w	223	0,045	0,364	0,32	0,15	0,147	0,065	0,442	0,710	0,132	0,068	0,28
n	129	0,10	0,39	0,29	0,26	0,249	0,064	0,257	-0,072	-0,483	0,144	0,36
V <sub>ca</sub>	152	7,32	92,9	85,6	52,77	51,44	17,16	0,334	-0,151	-0,066	23,35	79,77
$\phi$	5	39,1	43	3,90	-	-	-	-	-	-	-	-
c	5	483,0	790	307,0	-	-	-	-	-	-	-	-
q <sub>u</sub>	204	0,10	9,70	9,60	1,91	2,320	1,662	0,717	1,241	1,949	0,30	5,40
E <sub>u</sub>	39	3,83	489	485,17	139,0	193,21	142,3	0,654	0,928	1,271	17,74	334,9

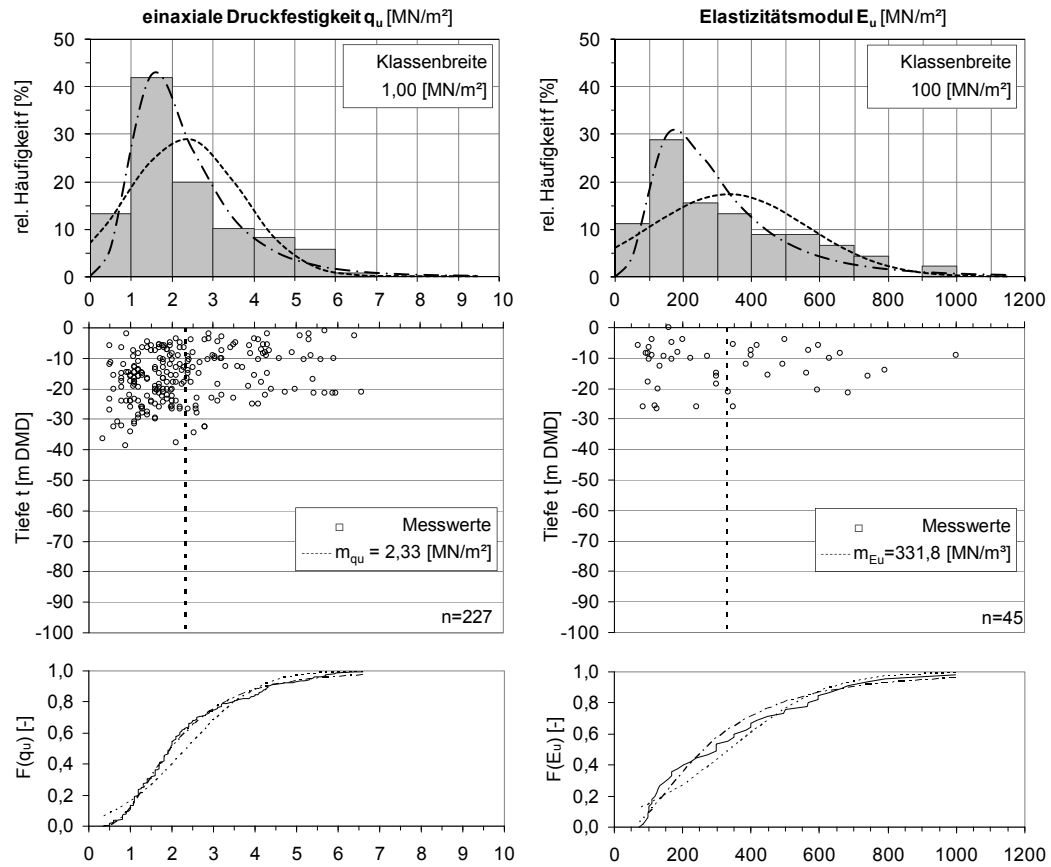
- |                  |  |                   |                       |
|------------------|--|-------------------|-----------------------|
| n                | Stichprobenumfang                      | $\sigma_x$        | Standardabweichung    |
| min <sub>x</sub> | Minimalwert der Stichprobe             | V <sub>x</sub>    | Variationskoeffizient |
| max <sub>x</sub> | Maximalwert der Stichprobe             | C <sub>Sx</sub>   | Schiefe               |
| Bandbreite       | (max <sub>x</sub> - min <sub>x</sub> ) | E <sub>x</sub>    | Exzess                |
| $\bar{x}$        | Median                                 | X <sub>0,05</sub> | 5 % Quantil           |
| $\bar{x}$        | Mittelwert                             | X <sub>0,95</sub> | 95 % Quantil          |



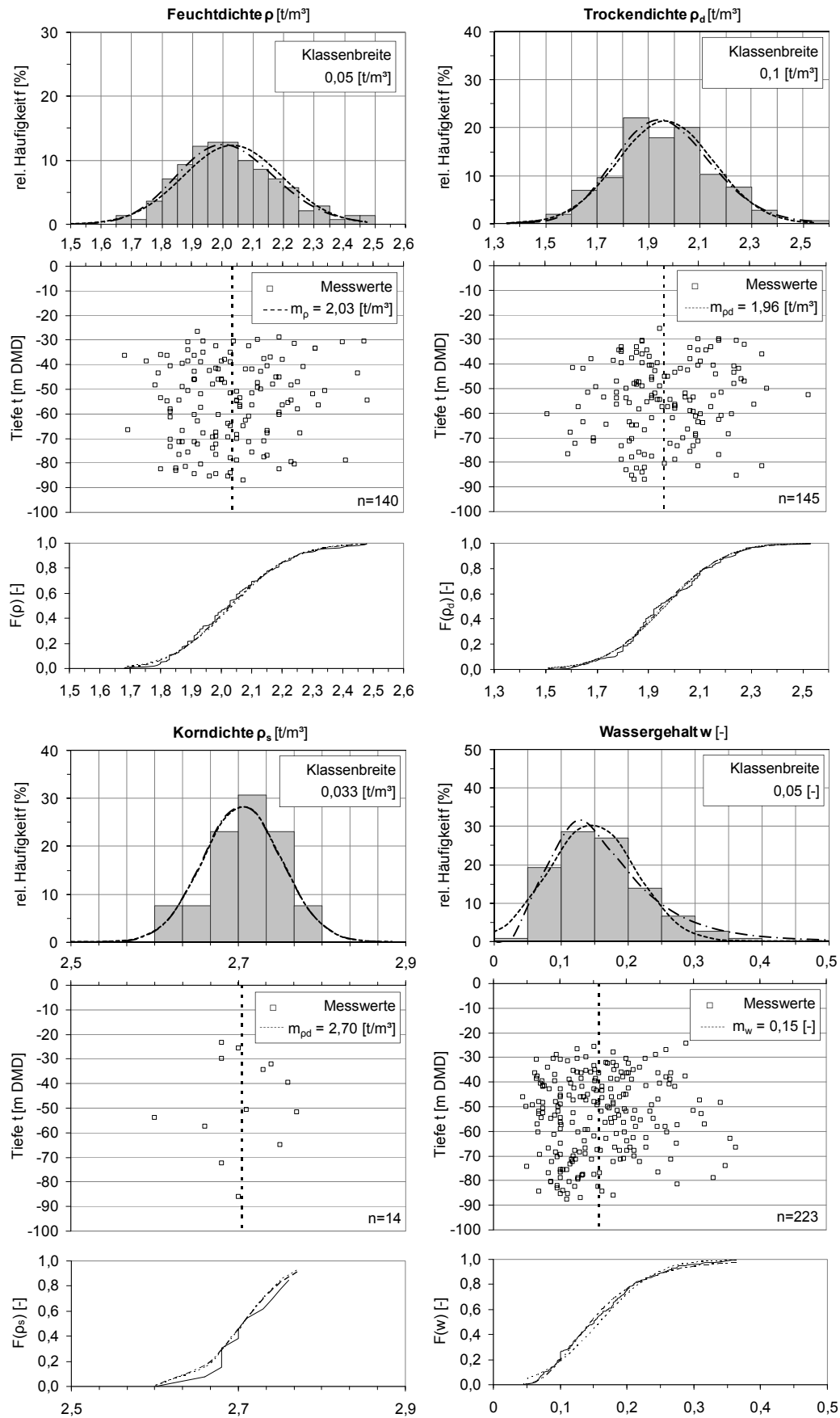
**Abbildung A.1:** Statistische Auswertung der Kenngrößen Feucht-, Trocken- u. Rohdichte  $\rho$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_s$  und natürlicher Wassergehalt  $w$  des Kalkarenits



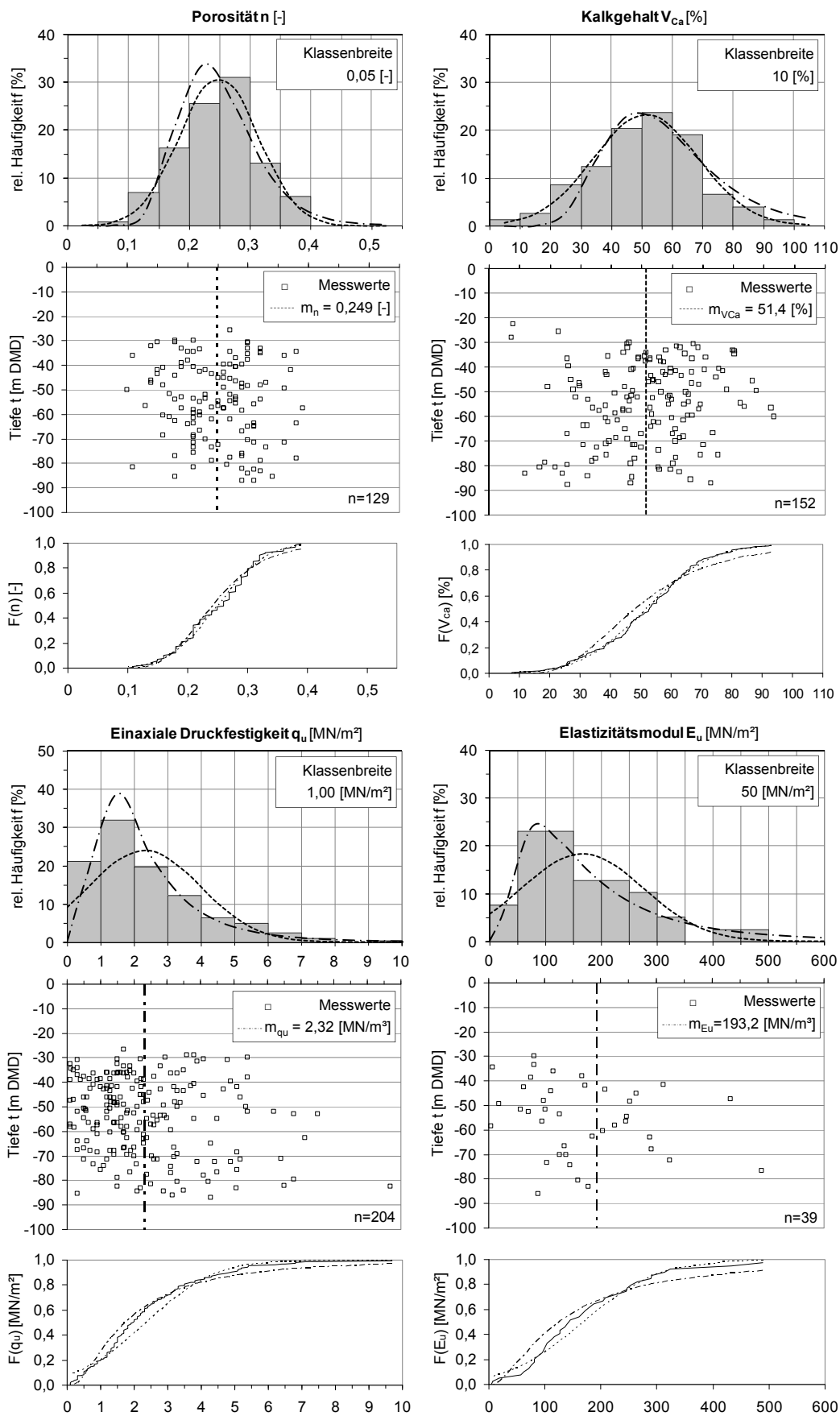
**Abbildung A.2:** Statistische Auswertung der Kenngrößen Porosität  $n$ , Kalkgehalt  $V_{Ca}$ , Winkel der inneren Reibung  $\varphi$ , Kohäsion  $c$  des Kalkarenits



**Abbildung A.3:** Statistische Auswertung der Kenngrößen einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$ , Elastizitätsmodul  $E_u$  des Kalkarenits



**Abbildung A.4:** Statistische Auswertung der Kenngrößen Feucht-, Trocken- u. Rohdichte  $\rho$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_s$  und natürlicher Wassergehalt  $w$  des *Kalksiltits*



**Abbildung A.5:** Statistische Auswertung der Kenngrößen Porosität  $n$ , Kalkgehalt  $V_{Ca}$ , einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$ , Elastizitätsmodul  $E_u$  des *Kalksiltits*





## Anlage B

### Mess- und Ergebnisdaten der eigenen Pfahlprobebelastung

Die Auflistung aller Messergebnisse würde den Umfang dieser Arbeit „sprengen“ und sind daher in digitaler Form an der Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Professur Grundbau hinterlegt. Ein Abriss der Messwerte ist in Tabelle B.1 zusammengestellt.

#### **Tabelle B.1**

In Tabelle B.1 sind die wesentlichsten Messergebnisse der Pfahlprobebelastung und die sich daraus ermittelnden Bemessungsgrößen aufgelistet. Die Mittelwerte, der je Laststufe gemessenen Belastung, Setzung und Spitzendruck sind in den Spalten 1, 2 und 5 zusammengestellt. Die in Spalte 3 aufgeführten Werte der Mantelreibung sind Mittelwerte über die Pfahllänge und wurden, unter Berücksichtigung der Entwicklung des Pfahldurchmessers, aus den gemessenen axialen Betondehnungen ermittelt (vgl. Abschnitt 3.6.2). Zusätzlich sind die entsprechend Gleichung (2.2) und (2.3), Abschnitt 2.2.1 berechneten Einzelwiderstände  $R_s(s)$  und  $R_b(s)$  in den Spalten 4 bzw. 6 gelistet.

**Tabelle B.1:** Mess- und Ergebnisdaten der eigenen Pfahlprobelastung

<b>Belastung</b>	<b>Setzung</b>	<b>Mantelreibung</b>		<b>Spitzendruck</b>	
[MN]	[mm]	$q_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$R_s(s)$ [MN]	$q_b$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$R_b(s)$ [MN]
<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
0.33	1.00	0.015	0.31	0.06	0.02
0.72	2.12	0.032	0.66	0.15	0.06
1.11	4.61	0.049	1.01	0.25	0.10
<b>1.43</b>	<b>7.46</b>	<b>0.063</b>	<b>1.30</b>	<b>0.32</b>	<b>0.13</b>
0.75	7.14	0.032	0.65	0.25	0.10
<b>0.00</b>	<b>5.17</b>	-0.002	<b>-0.04</b>	<b>0.07</b>	0.03
1.07	7.26	0.046	0.96	0.27	0.11
2.19	12.33	0.096	2.00	0.45	0.19
3.34	20.14	0.145	3.03	0.73	0.30
<b>4.48</b>	<b>28.43</b>	<b>0.192</b>	<b>4.02</b>	<b>1.13</b>	<b>0.47</b>
2.30	27.44	0.102	2.12	0.45	0.19
<b>0.00</b>	<b>23.23</b>	<b>0.004</b>	<b>0.06</b>	<b>0.00</b>	<b>-0.07</b>
1.06	25.42	0.039	0.80	0.49	0.26
2.21	26.90	0.096	1.99	0.54	0.22
3.38	28.11	0.149	3.11	0.66	0.27
4.53	29.89	0.197	4.11	1.02	0.42
5.23	32.61	0.223	4.65	1.39	0.58
5.91	36.41	0.246	5.15	1.83	0.76
6.59	40.42	0.272	5.70	2.15	0.89
7.28	44.93	0.296	6.22	2.55	1.06
7.97	49.83	0.319	6.70	3.05	1.26
8.61	54.58	0.341	7.15	3.53	1.46
<b>9.09</b>	<b>59.51</b>	<b>0.358</b>	<b>7.53</b>	<b>3.77</b>	<b>1.56</b>
8.03	60.31	0.310	6.51	3.65	1.51
6.91	60.02	0.272	5.70	2.93	1.21
5.74	59.63	0.231	4.83	2.21	0.91
4.59	59.04	0.190	3.94	1.57	0.65
2.27	57.12	0.090	1.85	1.01	0.42
<b>0.00</b>	<b>52.35</b>	<b>-0.007</b>	<b>-0.18</b>	<b>0.42</b>	<b>0.17</b>
2.21	56.21	0.081	1.66	1.31	0.54
4.49	58.54	0.176	3.67	1.97	0.82
6.78	60.21	0.255	5.35	3.45	1.43
9.07	64.12	0.349	7.33	4.20	1.74
9.53	65.94	0.367	7.72	4.36	1.80
9.98	68.32	0.384	8.08	4.58	1.90
10.41	72.09	0.400	8.42	4.81	1.99
10.86	76.17	0.418	8.79	5.00	2.07
11.36	81.79	0.437	9.20	5.20	2.15
11.82	88.47	0.455	9.57	5.43	2.25
12.27	98.36	0.472	9.93	5.65	2.34
12.73	110.76	0.489	10.29	5.88	2.43
13.15	125.02	0.503	10.59	6.19	2.56
<b>13.49</b>	<b>139.9</b>	<b>0.516</b>	<b>10.86</b>	<b>6.35</b>	<b>2.63</b>
12.8	141.58	0.486	10.23	6.18	2.56
12.01	141.30	0.455	9.59	5.85	2.42
11.06	141.16	0.417	8.77	5.53	2.29
10.19	140.94	0.380	8.00	5.31	2.20
9.29	140.67	0.341	7.18	5.09	2.11
4.81	138.74	0.179	3.72	2.63	1.09
<b>0.00</b>	<b>131.73</b>	<b>-0.024</b>	<b>-0.56</b>	<b>1.40</b>	<b>0.58</b>

## Anlage C

### **Einfluss der Größe und Form des Auflockerungsbereiches auf die Systemantwort**

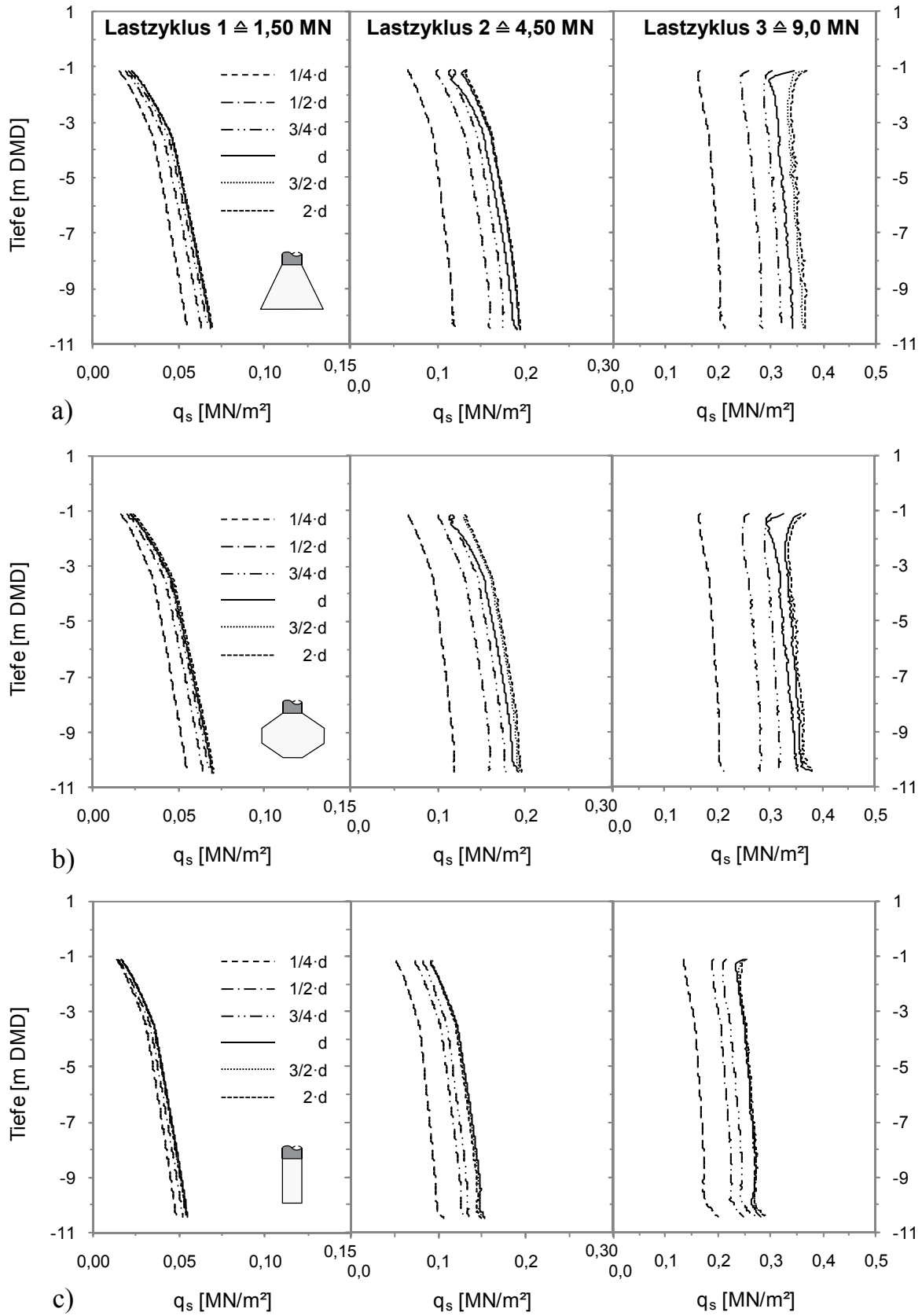
Für das entwickelte Strukturmodell wurde der Einfluss der am Pfahlfuß modellierten herstellungsbedingten Auflockerung auf die Entwicklung der Einzelwiderstände und das Last-Setzungsverhalten analysiert. Für die in der Größe variierenden Formen der Auflockerung *Trapez*, *Oktagon* und *Viereck* sind in Ergänzung zu Abschnitt 4.5.4 die Ergebnisse nachfolgend zusammengestellt.

#### **Abbildung C.1**

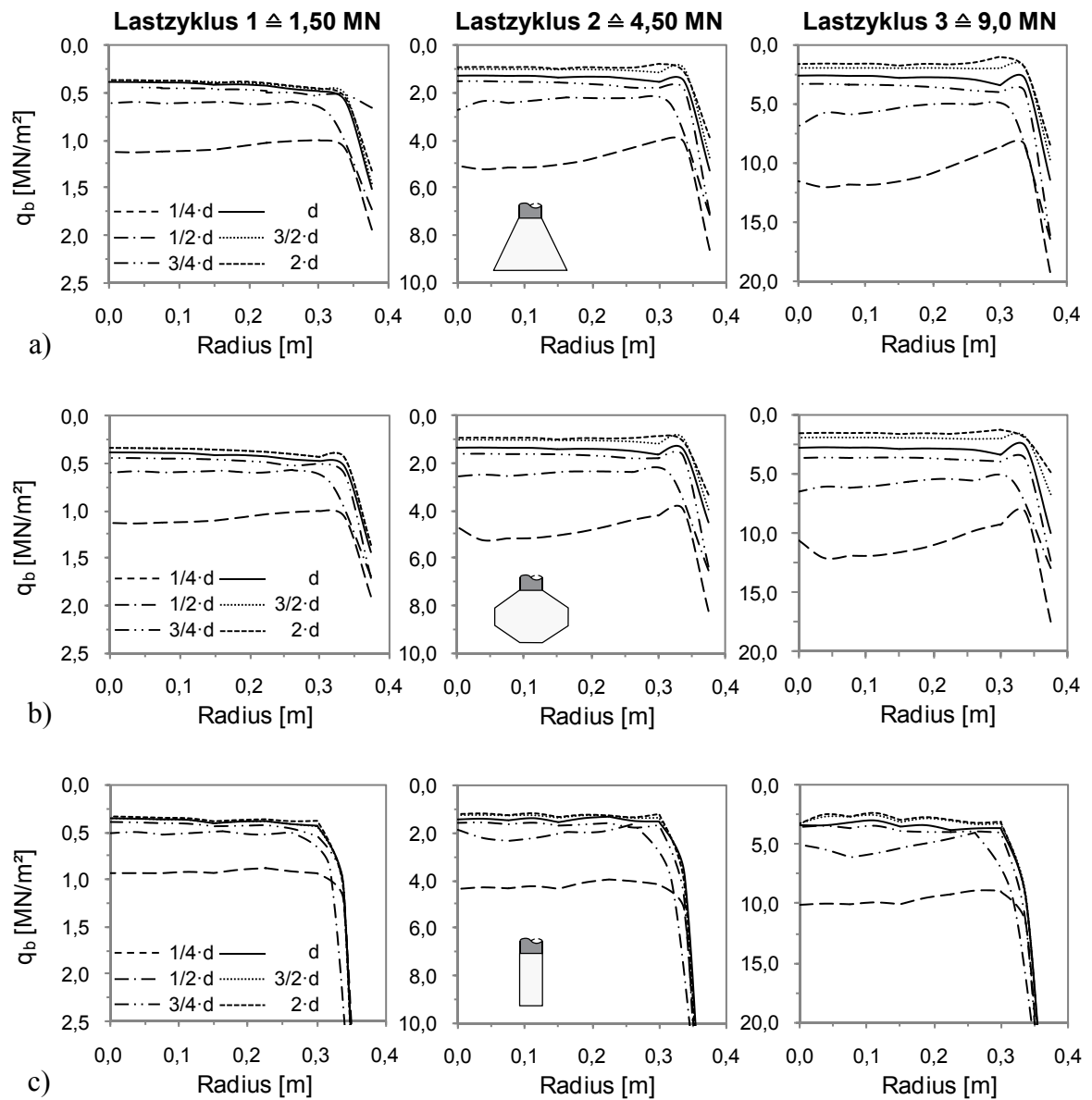
In Abbildung C.1 sind die Verläufe der berechneten Mantelreibungen über die Pfahllänge in Abhängigkeit der Belastung respektive Pfahlkopfsetzung und Größe der analysierten Geometrien dargestellt.

#### **Abbildung C.2**

In Abbildung C.2 sind die Entwicklungen der für die Lastzyklen 1,5, 4,5 und 9,0 MN in Abhängigkeit der Größe und Form der modellierten Auflockerung berechneten Spitzen drücke aufgeführt.



**Abbildung C.1:** Entwicklung der mobilisierten Mantelreibung in Abhängigkeit der Belastung sowie Größe und Form der Auflockerung, a) Trapez, b) Oktagon, c) Viereck



**Abbildung C.2:** Entwicklung des mobilisierten Spitzendrucks in Abhängigkeit der Belastung sowie Größe und Form der Auflockerung, a) *Trapez*, b) *Oktagon*, c) *Viereck*



## Anlage D

### Geostatistische Kennwerte für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

Für die am Beispiel der diskutierten Pfahlprobebelastung in Kapitel 5 durchgeführten Zuverlässigkeitsanalyse (FORM) wurden im Vorfeld die wesentlichsten Kennwerte (deterministisch und statistisch) bestimmt sowie die räumlich Streuung des Reibungswinkels  $\varphi$  als sensitivster Parameter analysiert. Basis für die geostatistischen Kennwerte bilden Versuchsergebnisse der in Kapitel 3, die Ergebnisse der statistischen Analyse in Abschnitt 3.4 und die Ergebnisse der Parameteridentifikation in Abschnitt 4.5.3.

#### **Tabelle D.1**

In **Tabelle D.1** sind die deterministischen und statistischen Kennwerte aller, bei den zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen berücksichtigten Basisvariablen aufgelistet. Besonderheiten und Erläuterungen sind in Abschnitt 5.3 aufgeführt.

**Tabelle D.1:** Deterministische und statistische Parameter der FE-Berechnungen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit

Basisvariable		Einheit	determ. Kennwert	statistische Kennwerte										
				$\bar{x}$	$\sigma_x$	$\sigma_x^2$	$V_x$	$a_v$						
Versuchslast	Laststufe 1,5	$F_1$	[MN]	1,43	Abbildung 3.28 u. Tabelle B.1									
	Laststufe 4,5	$F_2$	[MN]	4,48										
	Laststufe 9,0	$F_3$	[MN]	9,09										
Material-eigensch. Pfahl	E-Modul Beton	$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	$3,1 \cdot 10^4$	Abbildung 3.21 u. Tabelle 4.1									
	Druckfestigkeit	$f_{c,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	100										
	Querdehnzahl	$\nu_c$	[-]	0,2										
	E-Modul Stahl	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	$2,1 \cdot 10^5$										
	Zugfestigkeit	$f_{u,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	460										
Pfahlgeometrie	Durchmesser	$d$	[m]	0,75	Abbildung 3.21									
	Länge	$l$	[m]	10,77										
Kalkarenit ungestört	Sekantenmodul	$E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$1,052 \cdot 10^6$	Tabelle 4.1									
	Tangentenmodul	$E_{Oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$0,620 \cdot 10^6$										
	E-Modul u/r	$E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$3,000 \cdot 10^6$										
	Exponent	$m$	[-]	0,89										
	Kohäsion	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$1,984 \cdot 10^3$	$\varphi = 30$ Tabelle 4.1									
	Reibungswinkel	$\varphi$	[°]							39,55	2,55	6,50	0,064	1,22
	Dilatanzwinkel	$\psi$	[°]											
	Querdehnzahl	$\nu$	[-]	0,37										
Kalkarenit Interface Elemente (IF)	Sekantenmodul	$E_{50,IF}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	5,20	Abbildung 4.19 u. Tabelle 4.3									
	Tangentenmodul	$E_{Oed,IF}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	5,20										
	E-Modul u/r	$E_{ur,IF}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	100										
	Exponent	$m_{IF}$	[-]	0,5										
	Kohäsion	$c_{IF}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,0	$0,8 \cdot \varphi \leq \varphi_{IF} \leq 0,9 \cdot \varphi$ $\varphi_{IF} - 30$ Tabelle 4.3									
	Reibungswinkel	$\varphi_{IF}$	[°]											
	Dilatanzwinkel	$\psi_{IF}$	[°]											
	Querdehnzahl	$\nu_{IF}$	[-]	0,3										
Kalkarenit Fußbereich (FB)	Sekantenmodul	$E_{50,IF}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	17,86	Abbildung 4.19 u. Tabelle 4.3									
	Tangentenmodul	$E_{Oed,IF}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	17,86										
	E-Modul u/r	$E_{ur,IF}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	60,61										
	Exponent	$m_{FB}$	[-]	0,5										
	Kohäsion	$c_{FB}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,0										
	Reibungswinkel	$\varphi_{FB}$	[°]	42,3										
	Dilatanzwinkel	$\psi_{FB}$	[°]	12,3										
	Querdehnzahl	$\nu_{FB}$	[-]	0,3										
Widerstände	Bruchwert der	$q_{u,s}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	350	Abbildung 3.34 u. Abbildung 3.37									
	Bruchwert des	$q_{u,b}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	4,50										



## Anlage E

### **Geostatistische Auswertung und korrelative Zusammenhänge der Baugrundparameter und Berechnungsergebnisse**

Für die in Kapitel 5 am Beispiel der eigenen Pfahlprobebelastung angestellten zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtungen wurden auf der Grundlage der statistischen Auswertung der Baugrundkennwerte und unter Berücksichtigung der räumlichen Variabilität des Reibungswinkels der weichen Kalkarenite mit dem entwickelten Strukturmodell stochastische Simulationen durchgeführt. Um im weiteren Aussagen zum Sicherheitsniveau der Pfahlgründung treffen zu können, wurden für bestimmte Laststufen die Setzungen und Größen der Einzelwiderstände aus den deterministisch FE-Berechnungen herausgelesen und korrelative Zusammenhänge analysiert.

Abbildung E.1 bis E.3

In den Abbildung E.1 bis E.3 sind als Ergebnis der mit dem Strukturmodell durchgeführten stochastischen Simulationen die korrelativen Zusammenhänge zwischen dem Reibungswinkel der Kalkarenite und den berechneten Einzelwiderständen für die zu den Laststufen 1,5 MN, 4,5 MN und 9,0 MN zugehörigen Setzungen dargestellt und quantifiziert.

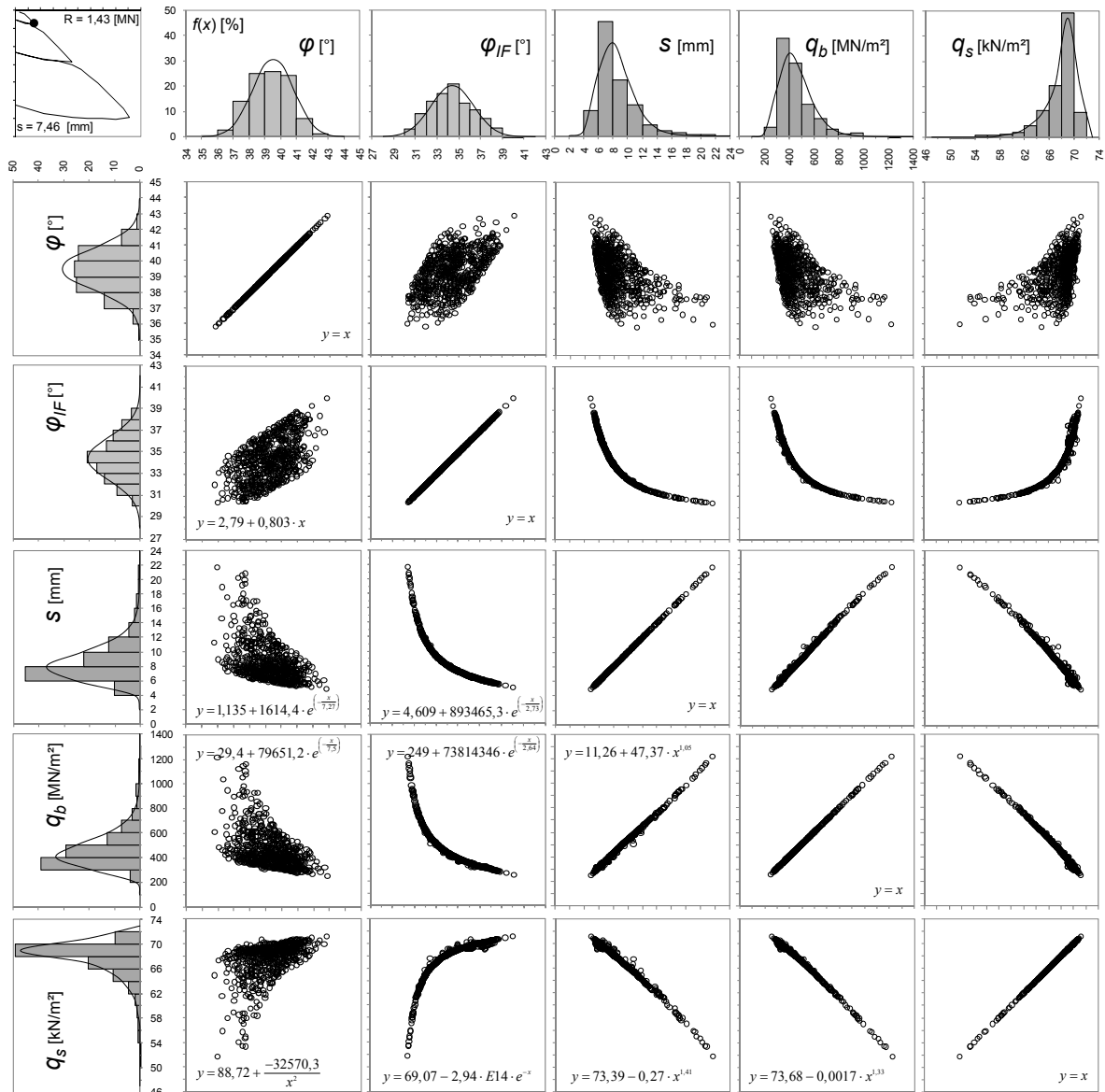


Abbildung E.1: Korrelationsmatrix der Belastungsstufe 1 (1,50 MN)

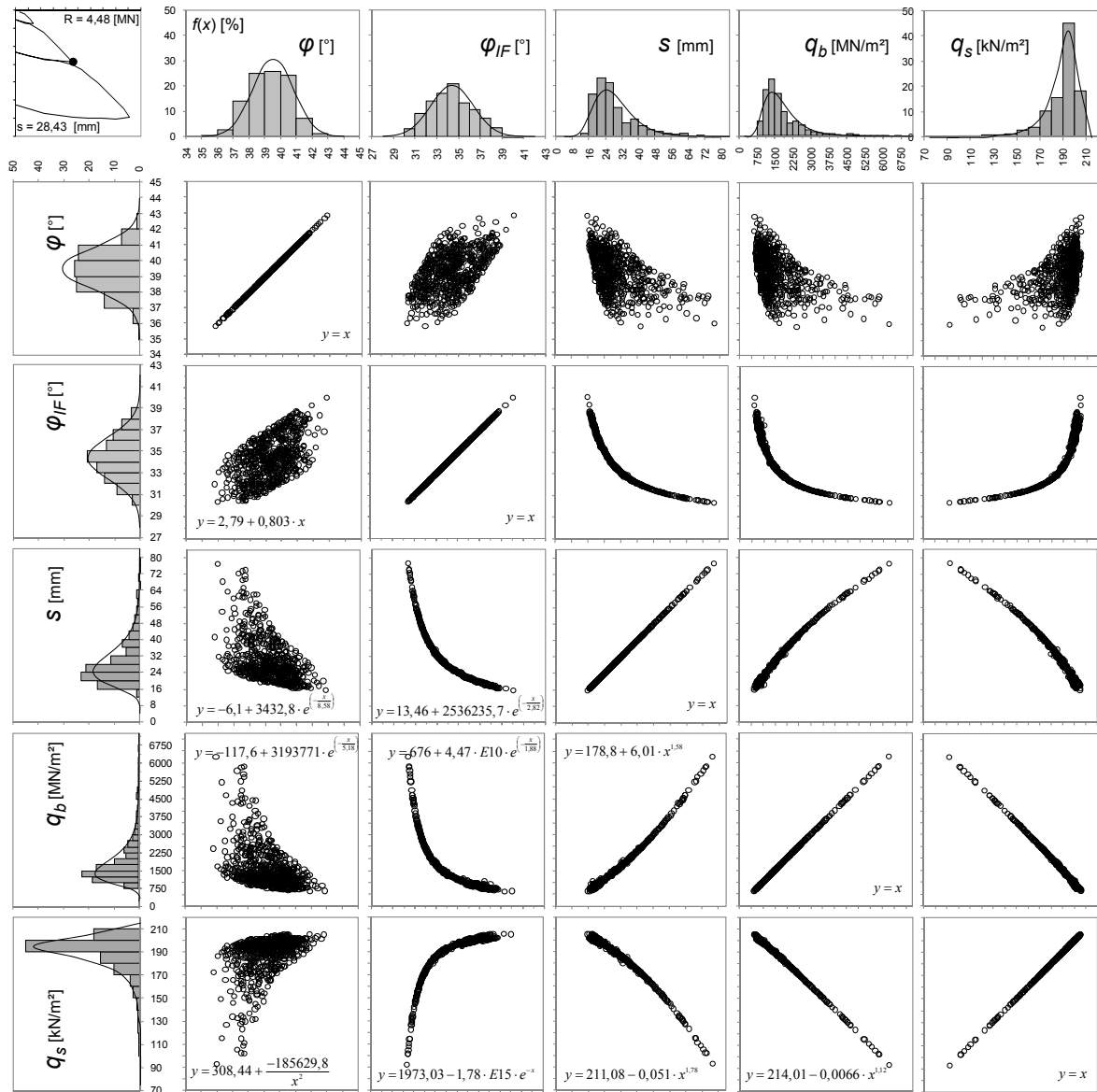


Abbildung E.2: Korrelationsmatrix der Belastungsstufe 2 (4,50 MN)

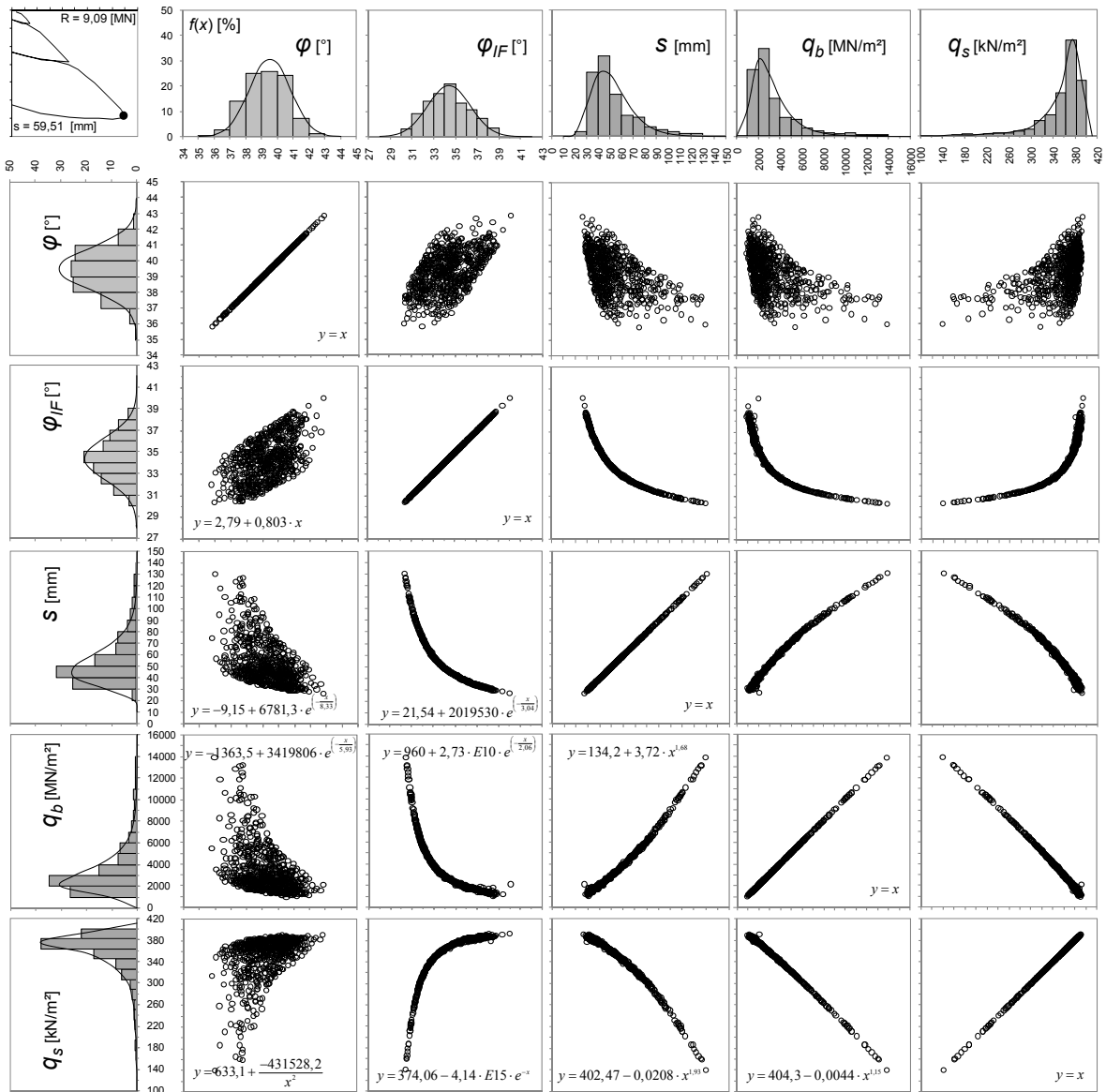


Abbildung E.3: Korrelationsmatrix der Belastungsstufe 3 (9,00 MN)

- 01: **Geotechnikseminar Weimar 1998 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Geotechnische Nachweise nach dem neuen Sicherheitskonzept
- 02: **Geotechnikseminar Weimar 1999 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
EDV-Anwendungen im Erd- und Grundbau
- 03: **Geotechnikseminar Weimar 2000 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Schadensfälle
- 04: **2. Workshop Weimar 2000 (Hrsg. T. Schanz)**  
Teilgesättigte Böden
- 05: **Geotechnikseminar Weimar 2001 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Bauen im Bestand – Geotechnische Aspekte
- 06: **3. Workshop Weimar 2001 (Hrsg. T. Schanz)**  
Teilgesättigte Böden
- 07: **Geotechnikseminar Weimar 2002 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Geotechnik im Verkehrswegebau
- 08: **4. Workshop Weimar 2002 (Hrsg. T. Schanz)**  
Teilgesättigte Böden
- 09: **Geotechnikseminar Weimar 2003 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Sicherheit und Zuverlässigkeit in der Geotechnik –  
Bemessung und Nachweise nach den neuen Regelwerken
- 10: **1. Symposium Umweltgeotechnik Weimar 2003  
der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg. K. J. Witt)**
- 11: **Workshop AK 1.6 der DGGT Weimar 2003 (Hrsg. T. Schanz)**  
Nachweise für Böschungen und Baugruben mit Numerischen Methoden
- 12: **Kai Scholz-Sollbach 2004 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Thermische Effekte der tiefgründigen Bodenstabilisierung mit Branntkalk-  
Boden-Säulen
- 13: **Frank Wuttke 2005 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Beitrag zur Standortidentifizierung mit Oberflächenwellen
- 14: **Agus Setianto Samingan 2005 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
An Experimental Study on Hydro-Mechanical Characteristics  
of Compacted Betonits-Sand Mixtures
- 15: **Matthias Schönhardt 2005 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Geostatische Bearbeitung unsicherer Baugrunddaten zur Berücksichtigung in  
Sicherheitsnachweisen des Erd- und Grundbaus
- 16: **Rainer Zeh 2007 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Die Zugfestigkeit bindiger Böden als Kriterium der Rissgefährdungen mineralischer  
Oberflächenabdichtungen
- 17: **3. Symposium Umweltgeotechnik Weimar 2007  
der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg. K. J. Witt)**

- 18: Anke Spickermann 2008 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Analyse tiefgreifender Hangdeformationen – Einfluss des Initialspannungszustands und der konstitutiven Formulierung
- 19: Jörg Meier 2009 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Parameterbestimmung mittels inverser Verfahren für geotechnische Problemstellungen
- 20: Yulian Firmana Arifin 2008 (Hrsg. T. Schanz/K. J. Witt)**  
Thermo-Hydro-Mechanical Behavior of Compacted Bentonite-Sand Mixtures: An Experimental Study
- 21: Karl Josef Witt 2009 (Hrsg.)**  
Workshop "Internal Erosion". 26<sup>th</sup>–28<sup>th</sup> November 2008

