

Hochauflösende faseroptische Dehnungsmessungen zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern

vorgelegt von
M. Eng.
Maximilian Lerch

an der Fakultät VI - Planen Bauen Umwelt
der Technischen Universität Berlin
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der Ingenieurwissenschaften
- Dr.-Ing. -

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. habil. Yuri Petryna

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart

Tag der wissenschaftlichen Aussprache: 12. April 2022

Berlin 2022

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Fakultät Bauingenieurwesen im Fachbereich Geotechnik der Ostbayerischen Technischen Hochschule Regensburg.

Mein besonderer Dank gilt meinem damaligen Chef Herrn Professor Dr.-Ing. Thomas Neidhart für die fachliche Betreuung, für zahlreiche Anregungen und für seine stetige Unterstützung. Herr Professor Neidhart stand immer für konstruktive Fachdiskussionen zur Verfügung, die ganz wesentlich zur Motivation und Entwicklung der Arbeit beigetragen haben.

Herrn Professor Dr.-Ing. Frank Rackwitz möchte ich für seine Diskussionsbereitschaft, Anregungen und konstruktiven Kritiken danken. Zudem möchte Herrn Professor Rackwitz ganz besonders für die Möglichkeit der kooperativen Promotion an der Technischen Universität Berlin danken.

Herrn Professor Dr.-Ing. habil. Yuri Petryna möchte ich für die Übernahme des Vorsitzes des Promotionsausschusses danken.

Mein Dank gilt ebenfalls allen Mitarbeitern der Fachrichtung Geotechnik der Ostbayerischen Technischen Hochschule Regensburg. Besonders möchte ich Herrn Professor Dr.-Ing. Thomas Wolff und Herrn Dr.-Ing. Dominik Wolfrum für die vielen anregenden Diskussionen danken.

Mein größter Dank gilt abschließend meinen Eltern und meiner Partnerin Hanna für deren unermüdliche Unterstützung. Ihr habt mich auf jede erdenkliche Art bei meinem bisherigen Weg unterstützt. In schwierigen Phasen meiner Arbeit wusste ich, dass ich jederzeit auf eure Hilfe zählen konnte. Ihr musstet oft meine Launen ertragen und habt mir dennoch stets den Rücken freigehalten. Ihr wart und seid für mich ein Ausgleich, Ruhepol und stetige Energiequelle und dadurch über allen Maßen am Erfolg dieser Arbeit und an meinem Werdegang beteiligt!

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Verfassers	I
Inhaltsverzeichnis	III
Abbildungsverzeichnis	VII
Tabellenverzeichnis	XX
Verzeichnis häufig verwendeter Abkürzungen und Symbole	XXII
1 Einleitung	1
1.1 Einführung in die Problemstellung.....	1
1.2 Ziele der Arbeit	2
1.3 Struktur der Arbeit	3
2 Theoretische Grundlagen	5
2.1 Tragverhalten von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern	5
2.1.1 Mantelreibung	6
2.1.2 Spitzendruck	8
2.2 Grundlagen der elastischen Wellenausbreitung.....	11
2.2.1 Wellenarten	11
2.2.2 Gruppen-, Phasen- und Partikelgeschwindigkeit von Wellen	13
2.2.3 Dreidimensionale Wellenausbreitung	15
2.2.4 Eindimensionale Wellenausbreitung	17
2.2.5 Wellenausbreitung in Pfählen und pfahlartigen Traggliedern	20
2.3 Dispersionseffekte beim Ausbreitungsprozess mechanischer Wellen	29
2.4 Grundlagen plastischer Kompressions- und Schockwellen.....	31
3 Prüfmethoden zur Ermittlung des axialen Tragverhaltens von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern	34
3.1 Allgemeines	34
3.2 Statische Tragfähigkeitsprüfung	35
3.3 Dynamische Tragfähigkeitsprüfung	37

3.4	Konventionelle Sensorik zur Traggliedinstrumentierung	39
4	Faseroptische Messsensorik	41
4.1	Einführung und Systematik der faseroptischen Sensoren.....	41
4.2	Faseroptische Messprinzipien	44
4.2.1	Optical Frequency Domain Reflectometry	44
4.2.2	Faser-Bragg-Gitter	48
4.3	Vergleich zwischen faseroptischer und konventioneller Messtechnik	49
4.4	Fazit.....	51
5	Kleinmaßstäbliche Untersuchungen zur Kalibrierung und Validierung der Sensorik	52
5.1	Kalibrierung der verwendeten Sensorfasern	52
5.2	Versuche zur Installation der faseroptischen Sensorik in unbewehrten Betonstrukturen	56
5.3	Untersuchung zur Dehnungsübertragung Betonbauteil-Fasersensorik.....	58
5.4	Kalibrierung der Faser-Bragg-Sensorik unter dynamischer Beanspruchung	61
5.5	Fazit.....	63
6	In situ Großversuch	65
6.1	Allgemeines	65
6.2	Bodenmechanische Untersuchungen.....	66
6.2.1	In situ Untersuchungen	66
6.2.2	Laboruntersuchungen	70
6.3	Herstellung der Tragglieder	77
6.4	Ermittlung des E-Moduls an ausgegrabenen Traggliedstücken	79
6.4.1	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	79
6.4.2	Versuchsauswertung	81
6.5	Statische Probelastungen.....	82
6.5.1	Messtechnische Instrumentierung der Tragglieder und Versuchsdurchführung	82
6.5.2	Auswertung des Last-Setzungsverhaltens	84
6.5.3	Auswertung der Lastabtragung im Mantelbereich der Tragglieder	87
6.5.4	Ermittlung der mobilisierten Einzelwiderstände	95
6.6	Dynamische Probelastungen.....	98
6.6.1	Messtechnische Instrumentierung und Versuchsdurchführung	98
6.6.2	Auswertung der Messergebnisse im Zeitbereich	100
6.6.3	Auswertung der Messergebnisse im Frequenzbereich	108
6.6.4	Messung der Porenwasserdrücke im umgebenden Boden	115
6.7	Vergleich der statischen Messergebnisse mit den CAPWAP-Analysen.....	117

6.8	Fazit der Untersuchungen	119
7	Modellierung der Tragglied-Boden-Interaktion mit Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Systemen	122
7.1	Ziel und Ablauf der Simulation.....	122
7.2	Transiente Simulation im Zeitbereich	124
7.3	Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung.....	125
7.3.1	Modellierung des Tragglied-Boden-Interaktionsmodells	125
7.3.2	Ermittlung der dynamischen Parameter für die Mantel- und Fußsegmente	127
7.3.3	Transiente Erregung	133
7.3.4	Parametervariation und Kalibrierung der Simulationsmodelle	135
7.4	Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter statischer Belastung.....	139
7.4.1	Modellierung des Tragglied-Boden-Interaktionsmodells	139
7.4.2	Ermittlung der statischen Parameter für die Mantel- und Fußsegmente	140
7.4.3	Ergebnisse der Simulationsberechnungen	142
7.5	Fazit.....	146
8	Finite-Element-Modellierung des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens	148
8.1	Vorbemerkung und Ziele	148
8.2	Stoffmodell.....	148
8.2.1	Hardening-Soil-Modell	149
8.2.2	HS-Small-Modell	153
8.3	Kalibrierung des Stoffmodels.....	158
8.4	Kalibrierung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter dynamischer Kompressionsbelastung an modifizierten Triaxialversuchen aus YAMAMURO, ET AL. (2011)	164
8.5	Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung.....	166
8.5.1	Ermittlung der Zeitschritte und der Elementgrößen	166
8.5.2	Finite Element Modelle	167
8.5.3	Berechnungsphasen	174
8.5.4	Parametervariation und Kalibrierung der FE-Modelle	175
8.5.5	Einfluss veränderlicher Randbedingungen auf die Systemantwort	180
8.6	Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter statischer Belastung.....	184
8.6.1	Finite Element Modelle	184
8.6.2	Berechnungsphasen	185
8.6.3	Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen	186

8.7	Vergleich der Simulationsergebnisse der FE- und MFS-Modelle	195
9	Zusammenfassung und Ausblick	198
9.1	Einführung	198
9.2	Baugrund und Messtechnik	199
9.3	Statische Probelastungen.....	199
9.4	Dynamische Probelastung.....	201
9.5	MFS- bzw. MFDS-Prognosemodelle	202
9.6	FEM-Prognosemodelle	203
9.7	Folgerung	205
9.8	Ausblick	207
10	Verzeichnisse	208
10.1	Literaturverzeichnis	208
10.2	Normenverzeichnis.....	220
Anhang A1		222
Anhang A1.1		223
Anhang A1.2		225
Anhang A1.3		227
Anhang A2		229
Anhang A2.1		230
Anhang A2.2		239
Anhang A2.3		240
Anhang A2.4		243
Anhang A3		249
Anhang A3.1		251
Anhang A3.2		254
Anhang A4		256
Anhang A4.1		257
Anhang A4.2		259

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1:	Qualitativer Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linien von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand sowie von „Mantelwiderstands- und Fußwiderstandspfählen“; dimensionslose Darstellung (links), Mantelwiderstandspfahl (Mitte), Fußwiderstandspfahl (rechts) aus KEMPFFERT & MOORMANN (2018)	5
Abbildung 2-2:	Modell der Mantelreibung am Pfahlschaft aus WITZEL (2004)	6
Abbildung 2-3:	Prinzipskizzen des Falltürmodells und der Gewölbewirkung am Pfahl aus WEHNERT (2006)	7
Abbildung 2-4:	Qualitative Einflüsse auf die Pfahltragfähigkeit und Gewölbeausbildung bei unterschiedlichen Scherfestigkeiten bzw. Lagerungsdichten aus RIPPER (1984)	8
Abbildung 2-5:	Werte für N_q und N_c für Verdrängungspfähle aus KEMPFFERT & MOORMANN (2018)	9
Abbildung 2-6:	Angenommenes Versagensmuster unterhalb des Pfahlfußes nach VESIC (1975), (1977) aus WITZEL (2004)	10
Abbildung 2-7:	Verteilung des Spitzendruckes unter einem Bohrpfahl nach SPANG (1970) aus LINDER (1977) (links), Kernausbildung unter dem Pfahlfuß aus WOLFF (2009) nach LINDER (1977) (rechts)	10
Abbildung 2-8:	Raumwellenarten aus FRITSCH (2008)	11
Abbildung 2-9:	Oberflächenwellenarten aus FRITSCH (2008), verändert	12
Abbildung 2-10:	Amplitudenreduktion der horizontalen und vertikalen Komponente einer Rayleighwelle in Abhängigkeit der Tiefe $z = n\lambda/5$ eines homogenen Halbraums	13
Abbildung 2-11:	Schematische Darstellung des Unterschiedes zwischen Gruppengeschwindigkeit c_g und Phasengeschwindigkeit c_{ph} nach MÖSER & KROPP (2009)	14
Abbildung 2-12:	Deformationen bei einer Dehnwelle aus MÖSER & KROPP (2009), verändert	17
Abbildung 2-13:	Gleichgewicht der dynamischen Kräfte an einem freien, ungedämpften Stabelement	18
Abbildung 2-14:	Wellenausbreitung im Stab aus STUDER, ET AL. (2007), verändert	19

Abbildung 2-15:	Wellenaufteilung bei nicht ebener Wellenausbreitung in zylindrischen Körpern nach BERGMANN (1954) aus SCHALLERT (2009)	21
Abbildung 2-16:	Kraftübertragungsbedingung bei Impedanzwechsel aus FRITSCH (2008) (links), Reflektierte und transmittierte Wellenanteile der Kraft F bei Impedanzwechsel aus FRITSCH (2008) (rechts)	21
Abbildung 2-17:	Wellenausbreitung am 'freien' und 'festen' Stabende aus SCHALLERT (2009)	22
Abbildung 2-18:	Schematische Darstellung von Dämpfungsarten am Pfahl aus BALTHAUS & KIELBASSA (1991)	24
Abbildung 2-19:	Hysteretische Spannungs-Verzerrungskurve bei zyklischer Bodenbelastung aus EA-BAUGRUNDDYNAMIK (2018)	25
Abbildung 2-20:	Translatorischer halbunendlicher Konus mit vertikaler Bewegung, axialer Deformation und Gleichgewicht des infinitesimalen Elements aus WOLF & DEEKS (2004) (links), Konusmodell aus LIEBERENZ, ET AL. (2013) (rechts)	27
Abbildung 2-21:	Translatorischer halbunendlicher Konus mit horizontaler Bewegung, Schubverzerrungen und Gleichgewicht des infinitesimalen Elements aus WOLF & DEEKS (2004)	28
Abbildung 2-22:	Dispersion in Übertragungssystemen aus LERCH, ET AL. (2009)	29
Abbildung 2-23:	Physikalische Dispersion von Dehnwellen in einem Stab (Elmer, 2004) aus FRITSCH (2008) (verändert)	30
Abbildung 2-24:	Einaxialer Spannungszustand in einem Stab – Spannungs-Verzerrungs-Kurve (links), Wellenform zu unterschiedlichen Zeitpunkten (rechts); nach MEYERS (1994) aus ZIMBELMANN (2015) (verändert)	31
Abbildung 2-25:	Idealisierte σ_1 - ε_1 - und p - θ -Kompressionskurve im einaxialen Verzerrungszustand aus ZIMBELMANN (2015) (verändert)	32
Abbildung 2-26:	Belastungskurve (links), Nichtlineare Kompressionskurve (Mitte) und Profil der plastischen Welle zu unterschiedlichen Zeitpunkten (rechts); nach HIERMAIER (2008) aus ZIMBELMANN (2015)	33
Abbildung 2-27:	Kompressionskurven granularer Materialien in Abhängigkeit des Spannungszustands; nach RICHART, ET AL. (1970) aus ZIMBELMANN (2015)	33
Abbildung 3-1:	Methoden der Probelastung von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern	34

Abbildung 3-2:	Versuchsaufbau zur Durchführung einer vertikalen Probelastung mit Totlast, Zugpfählen, gespreizten Verpressankern (Firmenprospekt) aus PRINZ & STRAUß (2017) (verändert)	35
Abbildung 3-3:	Messkette des High-Strain-Verfahrens und Beispiel eines Messgeräts aus SCHALLERT (2009)	38
Abbildung 3-4:	Pfahl-Boden-Modell (CAPWAP-Verfahren, nach PDI, 2000) aus SCHALLERT (2009) (verändert) (links); Pfahl-Boden Modell (TNOWAVE-Verfahren) aus MIDDENDORP & VAN WEELE (1986)	38
Abbildung 3-5:	Verwendete Messinstrumente bei Pfahlgründungen aus WOLFF (2009) (verändert)	39
Abbildung 4-1:	Aufbau und Brechzahlprofil einer Single – Mode Faser nach STROBEL (2014) und THÉVENAZ (2011)	43
Abbildung 4-2:	Aufbau und Brechzahlprofil einer Single – Mode Faser nach STROBEL (2014) und THÉVENAZ (2011)	43
Abbildung 4-3:	c-OFDR am Mach-Zehnder-Interferometer aus SPECK, ET AL. (2019)	45
Abbildung 4-4:	Polarisationsellipse des elektrischen Feldes aus HORNBERG (2014)	45
Abbildung 4-5:	Schematischer Berechnungsablauf einer OFDR-Messung nach MOSBERGER (2015)	47
Abbildung 4-6:	Messprinzip der Faser-Bragg-Gitter aus PAUER (2017)	48
Abbildung 4-7:	Faseroptische Messung erlaubt Rückschlüsse auf einsetzende Rissbildung, während dies bei (lokalen) DMS-Messwerten nicht gelingt aus (Fischer, et al., 2019)	50
Abbildung 5-1:	Schematische Darstellung des Querschnittes einer BRUsens strain V9 Faser (Brugg , o.D.)	52
Abbildung 5-2:	Schematische Darstellung des Faserkalibrierstandes	53
Abbildung 5-3:	Belastungsschema der Faserkalibrierung (links), Gemessene Frequenzverschiebung je Dehnungsstufe im 4. Belastungszyklus der Faser (rechts)	54
Abbildung 5-4:	Ergebnisse der Faserkalibrierung (links), Ermittlung der Dehnungssensitivität mittels linearer Regression (rechts)	55
Abbildung 5-5:	Hohlgestänge zur Faserinstallation mittels schwerer Rammsonde	57
Abbildung 5-6:	Schlagzahlendiagramm der DPH in Betonstopfsäulen	57
Abbildung 5-7:	Aufgebrochene Säulenstücke zur optischen Prüfung des Faserverbundes (Sensorfaser in blau)	58

Abbildung 5-8:	Schematische Darstellung des instrumentierten Prüfkörpers (links), ausgeschalteter Probekörper mit Kopfplatte zur Lasteinleitung (rechts)	59
Abbildung 5-9:	FBG-Sensor – Längsschnitt des Sensors (links), FBG-Sensor (rechts) aus LERCH, ET AL. (2020)	60
Abbildung 5-10:	Längenänderungsverlauf von quasi-kontinuierlicher FOS und FBG-Sensorik in Zementprobekörper	60
Abbildung 5-11:	Schematische Skizze Validierungsversuch FBG-Sensorik unter dynamischer Beanspruchung	61
Abbildung 5-12:	Longitudinalwellenausbreitung GFK-Stab für eine Pendelauslenkung von 10° – FBG 1 im Abstand $x = 0,65$ m von der Impulseinleitung (oben), FBG 2 im Abstand $x = 1,35$ m von der Impulseinleitung (unten)	62
Abbildung 6-1:	Lageplan Testfeld mit Anordnung der Testpfähle und -säulen	66
Abbildung 6-2:	Schematischer Lageplan des Baufeldes mit in situ durchgeführten Sondierungen	67
Abbildung 6-3:	Geotechnischer Querschnitt des Baufeldes	68
Abbildung 6-4:	Ergebnisse der S-CPT 5.1 – Spitzendruck und Mantelreibung (links), dynamischer Schubmodul (mittig), Reibungsverhältnis (rechts)	68
Abbildung 6-5:	Versuchsergebnisse der undrainierten Triaxialversuche (UU) – <i>Triax_UU -4,40</i> (links oben, links unten), <i>Triax_UU -11,80</i> (rechts oben, rechts unten)	72
Abbildung 6-6:	Versuchsergebnisse des konsolidierten undrainierten Triaxialversuchs (CU) der Probe <i>Triax -11,80_CU</i>	73
Abbildung 6-7:	Versuchsergebnisse des konsolidierten drainierten Triaxialversuchs (CD) der Probe <i>Triax -3,40_CD</i>	74
Abbildung 6-8:	Versuchsergebnisse des Großrahmenscherversuchs der Probe <i>MP -9,0_RSV</i> – locker gelagert (links), dicht gelagert (rechts)	75
Abbildung 6-9:	Versuchsergebnisse des Großödometerversuchs der Probe <i>MP -9,0_RSV</i> – mitteldicht gelagert (links), sehr dicht gelagert (rechts)	76
Abbildung 6-10:	Schematische Darstellung der Versuchssäulen	78
Abbildung 6-11:	Bohrverfahren zur Instrumentierung der Messtechnik – Bohrung mittels Sprenglochbohrer (links, Mitte), Bohrloch zentrisch im Tragglied (rechts)	78
Abbildung 6-12:	Ausgegrabene Säulen- und Pfahlstücke	79

Abbildung 6-13:	Versuchsaufbau E-Modul-Ermittlung an einem geborgenen CFA-Teilstück	80
Abbildung 6-14:	Schematische Darstellung der instrumentierten Traggliedteile	80
Abbildung 6-15:	E-Modul in Abhängigkeit der mittleren Dehnung je Laststufe – BSS 1 (links), BSS 2 (rechts)	81
Abbildung 6-16:	E-Modulverlauf über die Dehnung – CFA 7 (links), CFA 8 (rechts)	82
Abbildung 6-17:	Schematische Darstellung der Sensorik in den Traggliedern (Höhenkoten in [m])	83
Abbildung 6-18:	Lasteinleitung und Messtechnik bei statischer Probelastung	83
Abbildung 6-19:	Zeitlicher Belastungsverlauf der statisch probebelasteten Tragglieder	84
Abbildung 6-20:	Mittlere zeitliche Pfahlkopfsetzung der BSS und CFA	85
Abbildung 6-21:	WSL der fußpunktentkoppelten Tragglieder – BSS 2 (links), CFA 8 (rechts)	86
Abbildung 6-22:	WSL der aufstehenden Tragglieder – BSS 3 (links), CFA 9 (rechts)	86
Abbildung 6-23:	Axialer Dehnungsverlauf der Tragglieder – fußpunktentkoppelter CFA 8 (links), aufstehender CFA 9 (Mitte), fußpunktentkoppelte BSS 2 (rechts)	87
Abbildung 6-24:	Normalkraftverläufe CFA – fußpunktentkoppelter CFA 8 (links), aufstehender CFA 9 (rechts)	88
Abbildung 6-25:	Normalkraftverläufe fußpunktentkoppelter Tragglieder – CFA 8 (links), BSS 2 (rechts)	89
Abbildung 6-26:	Vergleichende Darstellung des Querschnittsprofils über die Tiefe der fußpunktentkoppelten BSS 2 (links) und des Normalkraftverlauf der fußpunktentkoppelten BSS 2 (rechts)	90
Abbildung 6-27:	Normalkraftverläufe der Tragglieder bei Laststufe 100 kN für Belastungs- und Entlastungszyklen – fußpunktentkoppelter CFA 8 (links), aufstehender CFA 9 (Mitte), fußpunktentkoppelte BSS 2 (rechts)	91
Abbildung 6-28:	Fußpunktentkoppelter CFA 8 – Korrigierter Normalkraftverlauf (links), Mantelreibungsverlauf (rechts)	92
Abbildung 6-29:	Aufstehender CFA 9 – Korrigierter Normalkraftverlauf (links), Mantelreibungsverlauf (rechts)	93
Abbildung 6-30:	Fußpunktentkoppelte BSS 2 – Korrigierter Normalkraftverlauf (links), Mantelreibungsverlauf (rechts)	94

Abbildung 6-31:	Setzungsabhängige Widerstände des fußpunktentkoppelten CFA 8 – Einzelwiderstände und Gesamtwiderstand (links), auf den Gesamtwiderstand bezogene Einzelwiderstände (rechts)	95
Abbildung 6-32:	Mobilisierte Widerstände des aufstehenden CFA 9 – Einzelwiderstände und Gesamtwiderstand (links), auf den Gesamtwiderstand bezogene Einzelwiderstände (rechts)	96
Abbildung 6-33:	Mobilisierte Widerstände der fußpunktentkoppelten BSS 2– Einzelwiderstände und Gesamtwiderstand (links), auf den Gesamtwiderstand bezogene Einzelwiderstände (rechts)	97
Abbildung 6-34:	Vergleichende Darstellung der Mantelwiderstände der Tragglieder – Absolut (links), relativ zum Gesamtwiderstand (rechts)	98
Abbildung 6-35:	Schematische Darstellung der Tragglieder mit Lage der Messebenen (Höhenkote in [m])	98
Abbildung 6-36:	Eingeleitete Kraftimpulse je Fallhöhe für die BSS 1	99
Abbildung 6-37:	Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 6 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 40 \text{ cm}$	101
Abbildung 6-38:	Verlauf der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L des aufstehenden CFA 7 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)	102
Abbildung 6-39:	Vergleich des Verlaufs von c_L für verschiedene Belastungsimpulse mit dem Verlauf der Mantelreibung für ausgewählte Laststufen der aufstehenden CFA – zwischen den Messebenen bestimmte c_L des CFA 7 (links), Mantelreibungsverläufe des CFA 9 (rechts)	103
Abbildung 6-40:	Verlauf von der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L des fußpunktentkoppelten CFA 10 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)	104
Abbildung 6-41:	Vergleich des Verlaufs von c_L für verschiedene Belastungsimpulse und des Verlaufs der Mantelreibung für ausgewählte Laststufen der fußpunktentkoppelten CFA – zwischen den Messebenen bestimmte c_L des CFA 10 (links), Mantelreibungsverlauf des CFA 8 (rechts)	105

Abbildung 6-42:	Verlauf von der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L der fußpunktentkoppelten BSS 4 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)	106
Abbildung 6-43:	Vergleich des Verlaufs von c_L für verschiedene Belastungsimpulse und des Verlaufs der Mantelreibung für ausgewählte Laststufen der fußpunktentkoppelten BSS – zwischen den Messebenen bestimmte c_L des BSS 4 (links), Mantelreibungsverlauf der BSS 2 (rechts)	107
Abbildung 6-44:	Verlauf von der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L der aufstehenden BSS 1 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)	108
Abbildung 6-45:	Zeit- (oben) und Frequenzbereich (unten) bei der DFT aus KUTTNER (2015)	109
Abbildung 6-46:	Eingeleitete Belastungsimpulse je Fallhöhe in CFA 7 – Zeitbereich (links), Frequenzspektrum (rechts)	110
Abbildung 6-47:	Transferfunktion ME 1 zu ME 2 des aufstehenden CFA 7	111
Abbildung 6-48:	Transferfunktion ME 2 zu ME 3 des aufstehenden CFA 7	112
Abbildung 6-49:	Transferfunktion ME 5 zu ME 6 des aufstehenden CFA 7	112
Abbildung 6-50:	Transferfunktion ME 2 zu ME 3 des fußpunktentkoppelten CFA 10	113
Abbildung 6-51:	Transferfunktion ME 4 zu ME 5 des fußpunktentkoppelten CFA 10	114
Abbildung 6-52:	Transferfunktion ME 2 zu ME 3 des fußpunktentkoppelten BSS 4	114
Abbildung 6-53:	Transferfunktion ME 3 zu ME 4 des fußpunktentkoppelten BSS 4	115
Abbildung 6-54:	Zeitlicher Verlauf der gemessenen Porenwasserdrücke u während der dynamischen Probelastung an dem fußpunktentkoppelten CFA 10 – $u(t)$ (oben), Belastungsimpulse mit verschiedenen Fallhöhe h_{FG} (unten)	116
Abbildung 6-55:	Zeitlicher Verlauf der gemessenen Porenwasserdrücke u während der dynamischen Probelastung an dem fußpunktentkoppelten BSS 1 – $u(t)$ (oben), Belastungsimpulse mit verschiedenen Fallhöhen h_{FG} (unten)	117

Abbildung 6-56:	Vergleich der mobilisierten Gesamtwiderstände der Tragglieder aus statischer und dynamischer Probelastung – fußpunktentkoppelte CFA (oben links), aufstehende CFA (oben rechts), fußpunktentkoppelte BSS (unten links), aufstehende BSS (unten rechts)	118
Abbildung 6-57:	Zusammengefasste Darstellung des Ablaufs der Auswertungsprozesse – zur Bestimmung der Normal- und Mantelreibungsverläufe (links), zur Bestimmung des Wellenausbreitungsverhaltens (rechts)	121
Abbildung 7-1:	Ablauf des Berechnungsschemas der MFDS-Simulation zur Ermittlung des Widerstand-Setzungs-Verhaltens	122
Abbildung 7-2:	Physikalische Netzwerkmodellierung aus SIMULATIONX (2020) (verändert)	123
Abbildung 7-3:	Prädiktor-Korrektor-Verfahren aus SIMULATIONX (2020)	124
Abbildung 7-4:	Schematische Darstellung des MFDS-Modells zur Simulation der dynamischen Probelastung bzw. des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung	126
Abbildung 7-5:	Schematische Darstellung des Konusmodells im Mantelbereich der Tragglieder	127
Abbildung 7-6:	Ermittlung der Mantelsegmentsparameter	129
Abbildung 7-7:	Schematische Darstellung des Konusmodells im Fußbereich der Tragglieder	130
Abbildung 7-8:	Schwinggeschwindigkeiten am Kopf der Tragglieder für unterschiedliche Belastungsimpulse	132
Abbildung 7-9:	Ermittlung der Fußsegmentsparameter	133
Abbildung 7-10:	Gemessener und korrigierter Belastungsverlauf mit Fallhöhe $h_{FG} = 36$ cm des CFA 7	134
Abbildung 7-11:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des aufstehenden CFA 7 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	136
Abbildung 7-12:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 10 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	136
Abbildung 7-13:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der aufstehenden BSS 1 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	137

Abbildung 7-14:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 4 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	138
Abbildung 7-15:	Ermittlung der statischen Parameter für Mantel- und Fußsegmente	142
Abbildung 7-16:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des aufstehenden CFA 9 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	143
Abbildung 7-17:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 8 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	143
Abbildung 7-18:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der aufstehenden BSS 3 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	144
Abbildung 7-19:	Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 2 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	145
Abbildung 8-1:	Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung (links) und Fließflächen des HS-Models (rechts) aus WOLFF (2009)	150
Abbildung 8-2:	Dehnungskurve eines drainierten Triaxialversuches einschließlich <i>dilatancy cut-off</i> aus WOLFF (2009)	151
Abbildung 8-3:	Schematischer Verlauf der Schubmodulreduktion mit zunehmender Dehnung nach ATKINSON & SALLFORS (1991) und BENZ, ET AL. (2007)	154
Abbildung 8-4:	Die originale HARDIN & DRNEVICH (1972)-Beziehung (links) und ihre Modifikation nach SANTOS & CORREIA (2001) (rechts) im Vergleich mit Versuchsdaten aus BENZ (2007)	154
Abbildung 8-5:	Reduktionskurve des Sekanten- und Tangentenmoduls im HSS-Modell	156
Abbildung 8-6:	Hysteretisches Materialverhalten aus BRINKGREVE, ET AL. (2015) (verändert)	158
Abbildung 8-7:	Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der Triaxialversuche (CD) an der Bodenprobe <i>Triax -3,40_CD</i> für die Seitendrücke $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa , 300 kPa	159
Abbildung 8-8:	Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der Großödometerversuche an der Bodenprobe <i>MP -9,0_Oedo</i> – sehr dichte Lagerung (links), mitteldichte Lagerung (rechts)	160
Abbildung 8-9:	Gegenüberstellung der gemessenen und im HSS-Modell berechneten Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeiten	161

Abbildung 8-10:	Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der analysierten Triaxialversuche <i>Triax -3,40_CD</i> für die Seitendrücke $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa , 300 kPa	163
Abbildung 8-11:	Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse des statisch belasteten, drainierten Triaxialversuchs an Korallensand aus YAMAMURO, ET AL. (2011) für $\sigma_3 = 98 \text{ kPa}$ – q - ε -Diagramm (links), Materialparameter der FE-Simulation (rechts)	165
Abbildung 8-12:	Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse des dynamisch belasteten, drainierten Triaxialversuchs an Korallensand aus YAMAMURO, ET AL. (2011) für $\sigma_3 = 98 \text{ kPa}$ und $\varepsilon = 14,47/\text{s}$ – q - ε -Diagramm (links), FE-Modell (rechts)	166
Abbildung 8-13:	Numerische Untersuchung zum Wellenreflexionsverhalten an den Modellrändern	168
Abbildung 8-14:	Vergleich der Simulationsergebnisse eines dynamisch belasteten CFA im Fußbereich mit dem Modell nach LINDER (1977) – vertikale Verformungen u_y (links), horizontale Verformungen u_x (rechts)	171
Abbildung 8-15:	Simulationsergebnisse eines dynamisch belasteten CFA im Fußbereich – Porenwasserüberdrücke p_{excess} (links), mittlere effektive Hauptspannungen p' (rechts)	172
Abbildung 8-16:	FE-Modell der dynamisch axial belasteten CFA	172
Abbildung 8-17:	FE-Modell der dynamisch axial belasteten BSS	173
Abbildung 8-18:	Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse des aufstehenden CFA 7 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	176
Abbildung 8-19:	Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 10 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	177
Abbildung 8-20:	Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse der aufstehenden BSS 1 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	179
Abbildung 8-21:	Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 4 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)	180
Abbildung 8-22:	Gegenüberstellung der unterschiedlichen Stoffmodelle im Konusbereich	181

Abbildung 8-23:	Entwicklung der Setzungen und Schwinggeschwindigkeiten am Pfahlkopf in Abhängigkeit der Höhe des Konusbereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit	181
Abbildung 8-24:	Entwicklung der Setzungen und Schwinggeschwindigkeiten am Pfahlkopf in Abhängigkeit des Ausbreitungswinkels des Konusbereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit	182
Abbildung 8-25:	Entwicklung der Setzungen und Schwinggeschwindigkeiten am Pfahlkopf in Abhängigkeit der erhöhten dynamischen Scherfestigkeiten im Konusbereich	183
Abbildung 8-26:	FE-Modell der statisch axial belasteten Tragglieder – aufstehende Tragglieder (links), fußpunktentkoppelten Tragglieder (rechts)	184
Abbildung 8-27:	Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen <i>FEM-Lab</i> (oben) und <i>FEM-Opt</i> (unten) des aufstehenden CFA 9 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	187
Abbildung 8-28:	Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase des CFA 9	188
Abbildung 8-29:	Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen <i>FEM-Lab</i> (oben) und <i>FEM-Opt</i> (unten) des fußpunktentkoppelten CFA 8 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	189
Abbildung 8-30:	Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase des CFA 8	190
Abbildung 8-31:	Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen der aufstehenden BSS 3 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	192
Abbildung 8-32:	Simulierte Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase der BSS 3	192
Abbildung 8-33:	Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen <i>FEM-Lab</i> (oben) und <i>FEM-Opt</i> (unten) der fußpunktentkoppelten BSS 2 – WSL (links), Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)	193
Abbildung 8-34:	Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase der BSS 2	194
Abbildung 8-35:	Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen des aufstehenden CFA 9 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)	195

Abbildung 8-36:	Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen des fußpunktentkoppelten CFA 8 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)	196
Abbildung 8-37:	Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen der aufstehenden BSS 3 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)	197
Abbildung 8-38:	Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen des fußpunktentkoppelten BSS 2 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)	197
Abbildung 9-1:	Methodische Vorgehensweise zur Prognoseberechnung des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen (CFA) und pfahlartigen Traggliedern (BSS)	207
Abbildung A1-1:	Wellenausbreitungsprofil der S-CPT 5.1 Messung	223
Abbildung A1-2:	Sondierungsplan des Testfeldes „Markomannenstraße“	224
Abbildung A1-3:	Kornverteilung des si*Cl der Tiefe $z = 2,75 \text{ m}$	225
Abbildung A1-4:	Kornverteilung des sa*Gr der Tiefe $z = 9 \div 11,8 \text{ m}$	226
Abbildung A1-5:	Kornverteilung des si*Cl der Tiefe $z = 11,8 \div 12,4 \text{ m}$ (verändert)	226
Abbildung A1-6:	Dehnungs- und Kraftverläufe über die Zeit zur Bestimmung des E-Moduls – BSS 1 (oben), BSS 2 (unten)	227
Abbildung A1-7:	Dehnungs- und Kraftverläufe über die Zeit zur Bestimmung des E-Moduls – CFA 7 (oben), CFA 8 (unten)	228
Abbildung A2-1:	Ergebnisse der Low-Strain-Integritätsprüfungen an den CFA	239
Abbildung A2-2:	Ergebnisse der Low-Strain-Integritätsprüfungen an den BSS	239
Abbildung A2-3:	Gemessene axiale Dehnungen über die Tiefe des fußpunktentkoppelten CFA 8	240
Abbildung A2-4:	Gemessene axiale Dehnungen über die Tiefe des aufstehenden CFA 9	241
Abbildung A2-5:	Gemessene axiale Dehnungen über die Tiefe der fußpunktentkoppelten BSS 2	242
Abbildung A2-6:	Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 6 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 65 \text{ cm}$	243

Abbildung A2-7: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 6 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 91 \text{ cm}$	243
Abbildung A2-8: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 117 \text{ cm}$	244
Abbildung A2-9: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 4 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 39 \text{ cm}$	244
Abbildung A2-10: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 4 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 65 \text{ cm}$	244
Abbildung A2-11: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 4 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 91 \text{ cm}$	244
Abbildung A2-12: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 36 \text{ cm}$	245
Abbildung A2-13: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 63 \text{ cm}$	245
Abbildung A2-14: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 88 \text{ cm}$	246
Abbildung A2-15: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 113 \text{ cm}$	246
Abbildung A2-16: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 38 \text{ cm}$	247
Abbildung A2-17: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 64 \text{ cm}$	247
Abbildung A2-18: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 90 \text{ cm}$	248
Abbildung A2-19: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 115 \text{ cm}$	248

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Korrekturwerte für den Tragfähigkeitsbeiwert N_q in Abhängigkeit von d/D_b nach BEREZANTEV, ET AL. (1961) aus WITZEL (2004)	9
Tabelle 2-2:	Verhältnis der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Rayleighwellen und Transversalwellen für verschiedene Querdehnnzahlen	12
Tabelle 2-3:	Dämpfung D_{max} nach HARDIN & DRNEVICH (1972) für verschiedene Bodenarten	26
Tabelle 4-1:	Merkmale faseroptischen Sensorprinzipien aus SCHALLERT, ET AL. (2004)	44
Tabelle 5-1:	Mittelwerte, Standardabweichungen vom Mittelwert und relativer Fehler der Frequenzverschiebungsmessung im 4. Belastungszyklus	55
Tabelle 5-2:	Dehnungssensitivitäten der verwendeten Sensorfaser BruSens strain V9	56
Tabelle 5-3:	Mittlere Längenänderung bei Belastung im Bereich $t = 2500s$ bis $4000s$	61
Tabelle 5-4:	Laufzeitdifferenzen und Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Longitudinalwelle je Pendelauslenkung im GFK-Stab	62
Tabelle 5-5:	Abweichung der mittleren gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeit c_L zu Werten aus MILLETT ET AL. (2007) bzw. REYNOLDS & WILKINSON (1978)	63
Tabelle 6-1:	Eigenschaften der untersuchten Böden und Klassifikation nach DIN 18196 und DIN EN ISO 14688-2	71
Tabelle 6-2:	Vergleich der maximal mobilisierten Gesamt- und Einzelwiderstände aus statischer Probelastung und CAPWAP-Auswertung	119
Tabelle 7-1:	Fließ- und Gleitreibungskräfte der Mantelsegmente als Ergebnis der Parametervariation (Opt) im Vergleich mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab)	139
Tabelle 8-1:	Für die FE-Simulation der CFA und BSS verwendete Parameterwerte des Konusbereichs unterhalb der Traggliedfußpunkte	174

Tabelle 8-2:	Materialdatensätze der Scherfestigkeitsparameter der CFA als Ergebnis der Parametervariation (Opt) im Vergleich mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab)	178
Tabelle 8-3:	Materialdatensätze der Scherfestigkeitsparameter der BSS als Ergebnis der Parametervariation (Opt) im Vergleich mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab)	191
Tabelle A3-1:	Massen und Federsteifigkeiten der Traggliedelemente	250
Tabelle A3-2:	Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente des CFA 7	251
Tabelle A3-3:	Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente des CFA 10	251
Tabelle A3-4:	Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente der BSS 1	252
Tabelle A3-5:	Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente der BSS 4	252
Tabelle A3-6:	Dynamische Modellparameter der Fußsegmente	253
Tabelle A3-7:	Statische Modellparameter der Mantelsegmente des CFA 9 und CFA 8	254
Tabelle A3-8:	Statische Modellparameter der Mantelsegmente des BSS 3 und BSS 2	255
Tabelle A3-9:	Statische Modellparameter der Fußsegmente	255
Tabelle A4-1:	Materialparameter der dynamischen FE-Simulationsmodelle	257
Tabelle A4-2:	Materialparameter der Interaktionsbereiche (<i>FEM-Lab</i>)	258
Tabelle A4-3:	Materialparameter der statischen FE-Simulationsmodelle	259
Tabelle A4-4:	Materialparameter der Auflockerungsbereiche unterm Fuß der Tragglieder	260

Verzeichnis häufig verwendeter Abkürzungen und Symbole

Abkürzungen

BP	Bohrprofil
BSS	Betonstopfsäule
CAPWAP	Case <i>Pile</i> Wave Analysis Program
CC	Kreuzkorrelation
CFA	<i>Continuous flight auger</i> Pfahl
CO	Cross-Over-Verfahren
CPT	Drucksondierung
DPH	Schwere Rammsondierung
FBG	Faser-Bragg-Gitter
FEM	Finite Element Methode
FFT	Fast Fourier Transformation
FOS	Faseroptische Sensorik
GHS	Generalized Hardening Soil Stoffgesetz
GOK	Geländeoberkante
GWS	Grundwasserspiegel
HS	Hardening Soil Stoffgesetz
HSS	Hardening Soil small strain Stoffgesetz
IB	Interaktionsbereich
IF	Interface
LS	Laststufen
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
ME	Messebene
MFDS	Masse-Feder-Dämpfer System
MFS	Masse-Feder-System
OCR	Überkonsolidierungsverhältnis
OFDR	Optical Frequency Domain Reflectometry
PWD	Porenwasserdrücke
S-CPT	Seismische Drucksondierung
TF	Transferfunktion
WSL	Widerstand-Setzungs-Linie

Lateinische Großbuchstaben

A	Fläche
A _s	Mantelfläche
B	Kompressionsmodul
C	viskose Dämpfung
D	Dämpfungsgrad der dissipativen Dämpfung
E	Elastizitätsmodul
E _{dyn} , E ₀	dynamischer E-Modul
E _{oed} , E _c	ödometrische Steifemodul
E _{oed,dyn} , E _{c,dny} , E _{oed,0} , E _{c,0}	dynamischer ödometrischer Steifemodul
E _{ur}	Elastizitätsmoduls der Ent- und Wiederbelastung
E ₅₀	Sekantenmodul bei 50% der maximalen Deviatorspannung
F	Kraft
F _y	Fliesgrenze
F _{sl}	Gleitreibungskraft
G	Schubmodul
G _{dyn} , G ₀	dynamischer Schubmodul
G _s	Sekantenschubmodul
G _t	Tangentenschubmodul
G _{ur}	Schubmoduls der Ent- und Wiederbelastung
I _D	Bezogene Lagerungsdichte
I _p	Plastizitätszahl
K	dynamische Federsteifigkeit
K _a	Aktiver Erddruck
K ₀ ^{nc}	Erdruhedruckbeiwert normalkonsolidiert Böden
K ₀ ^{oc}	Erdruhedruckbeiwert normalkonsolidiert Böden
K _p	Passiver Erddruck
K _s	Koeffizient des „Manteldrucks“
K _T	Faseroptischer Temperaturkoeffizient
K _ε	Faseroptischer Dehnkoeffizient
N	Normalkraft
OCR	Überkonsolidierungsverhältnis
P	Last, Kraft
R	Traggliedwiderstand
R _b	Fuß- bzw. Spitzenwiderstand
R _f	Reibungsverhältnis der Drucksonde
R _g	Gesamtwiderstand
R _s	Mantelwiderstand
T	Temperatur
V	Volumen
V ₀	Ausgangsvolumen

W	Energie
X	Amplitudendichte
Z	Impedanz

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Beschleunigung
a_{nn} , a_{mm}	Reflexionsfaktoren
a_{mn} , a_{mn}	Transmissionsfaktoren
c'	effektive Kohäsion
c_a	Adhäsion
c_D	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle
c_g	Gruppengeschwindigkeit des Wellenzuges
c_L , c_P	Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Longitudinal- bzw. Kompressionswelle
c_{ph}	Phasengeschwindigkeit
c_R	Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Rayleighwelle
c_T , c_S	Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Transversal- bzw. Scherwelle
c_u	Undrainierte Scherfestigkeit
d	Durchmesser, Schichtdicke
d_{IB}	Dicke Interaktionsbereich Tragglied-Boden
e	Porenzahl
f	Frequenz
f_s	Mantelreibung der Drucksonde
h	Höhe
h_{FG}	Fallhöhe des Fallgewichts
k	Wellenzahl
k_s	Kriechzahl
l	Länge
l_0	Ausgangslänge, Messbasis
m	Masse, Ohde Exponent
n	Brechzahl
p'	Mittlere effektive Hauptspannungen
p_{ref}	Referenzspannung
q	Deviatorspannung
q_b	Spitzendruck des Tragglieds
q_c	Spitzendruck der Drucksonde
q_f	Maximale Deviatorspannung
q_s	Mantelreibung des Tragglieds
r	Radius
s	Setzung, Kopfsetzung
t	Zeit

u	Porenwasserdruck, Verschiebung in x-Richtung
v	Verschiebung in y-Richtung
v_p	Partikelgeschwindigkeit
w	Verschiebung in z-Richtung
w_n	Wassergehalt
x	Ortskoordinate
x_s	Schwellenwert
z	Tiefe
z_0	Spitzenabstand des Konusmodells nach WOLF & DEEKS (2004)

Griechische Buchstaben

α	Ausdehnungskoeffizient
α, β	Rayleighdämpfungs-Koeffizienten
γ	Schubverzerrung, Wichte
$\gamma_{0,7}$	Schubverzerrung bei $G = 0,7G_0$
$\gamma_{\text{cut-off}}$	Schubverzerrungsuntergrenze
δ	Verbundreibungswinkel
ε	Dehnung
ε_a	axiale Dehnung
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	Dehnung in x-, y-, z-Richtung
$\dot{\varepsilon}$	Dehnrage
θ	Kompression
λ	Wellenlänge
ν	Querdehn- bzw. Poissonzahl
ν_{ur}	Querdehnzahl der Ent- u. Wiederbelastung
ρ	Dichte
ρ_d	Trockendichte
ρ_s	Korndichte
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
σ'_x	effektive Horizontalspannung
σ'_y	effektive Vertikalspannung
τ	Schubspannung
φ'	effektiver Reibungswinkel
ψ	Dilatanzwinkel
Ψ	Dämpfungskapazität
ω	Kreisfrequenz

1 Einleitung

1.1 Einführung in die Problemstellung

Pfähle und pfahlartige Tragglieber kommen vor allem als Bauwerksgründung in bindigen und gering tragfähigen Böden zur Anwendung. Sie leiten die Bauwerkslasten in tiefere tragfähige Schichten und reduzieren somit schadigungsrelevante Setzungen. Pfähle können sowohl einzeln als auch als Pfahlgruppe eingesetzt werden. Die pfahlartigen Tragglieber werden in der Regel nicht als Einzeltragglied, sondern als Säulengruppe angewendet. Wenn man von pfahlartigen Traggliedern spricht, handelt es sich um sogenannte „steife“ Säulen. Auf Grund der deutlich höheren Steifigkeit der pfahlartigen Tragglieber im Vergleich zum umgebenden Boden ist eine Einordnung zu den Kategorien Baugrundverbesserungen bzw. Tiefgründungen oftmals nicht eindeutig möglich. In der vorliegenden Arbeit werden hydraulisch gebundene Betonstopfsäulen (BSS) und unbewehrte Bohrpfähle, gefertigt im Endlosschneckenherstellungsverfahren, (CFA) betrachtet (detaillierte Beschreibung der Herstellungsverfahren siehe S. 77 / Kapitel 6.3). Die OTH Regensburg Fachbereich Geotechnik und die Keller Holding GmbH haben im Zuge eines gemeinsamen Forschungsvorhabens umfangreiche statische und dynamische Probelastungen an den beiden Traggliedtypen durchgeführt.

Das Lastabtragungsverhalten im Mantel- und Fußbereich der Tragglieber (CFA u. BSS) wird vorwiegend durch die mechanischen Eigenschaften des vorherrschenden Baugrundes und durch herstellungsbedingte Einflüsse im Interaktionsbereich Tragglied-Boden bestimmt. Um eine Prognose über das Last-Verformungsverhalten der Tragglieber treffen zu können, müssen die Lastabtragungsmechanismen am Mantel und am Fuß ausreichend genau dargestellt werden. Dies erfolgt meist mit Hilfe von Erfahrungswerten bzw. empirischen Verfahren für die entsprechenden Baugrundverhältnisse. Ausführlichere Erläuterungen zu den betreffenden Verfahren für unterschiedliche Traggliedtypen sind u.a. in EA-PFÄHLE (2012) und SONDERMANN & KIRSCH (2017) enthalten.

Um allgemein gültige Prognoseverfahren zur Ermittlung des Verformungsverhaltens der Tragglieber unter Last zu entwickeln, müssen möglichst genaue Kenntnisse über das Interaktionsverhalten Tragglied-Boden vorliegen. Diese können nur durch eine umfangreiche messtechnische Instrumentierung der Tragglieber zur Erfassung der einzelnen Lastabtragungsmechanismen generiert werden. Dabei stellt vor allem neuartige faseroptische Sensorik eine Möglichkeit zur genaueren Erfassung des Interaktionsverhalten Tragglied-Boden dar. Die Ermittlung der Lastabtragungsmechanismen kann an statischen und dynamischen Probelastungen erfolgen. Dabei werden vor allem in der Praxis die dynamischen Probelastungen favorisiert, da sie im Vergleich zu den statischen Probelastungen einen geringeren monetären und zeitlichen Aufwand mit sich bringen. Um jedoch eine genau Aussage über

das Lastabtragungsverhalten der Tragglieder aus den Ergebnissen der dynamischen Probelastung treffen zu können, müssen eingehendere Untersuchungen zum Wellenausbreitungsverhalten und zu möglichen Korrelationen mit den spezifischen Widerstandseffekten im Mantel- und Fußbereich der Tragglieder erfolgen.

Um entsprechende Kenntnisse zu erhalten und um noch offene Fragestellungen zum Lastabtragungsverhalten der beiden Traggliedtypen zu beantworten, wurden auf einem Testfeld der Stadt Regensburg umfangreiche statischen und dynamische Probelastungen an messtechnisch instrumentierten BSS und CFA durchgeführt. Die neuartigen Erkenntnisse zum Lastabtragungsverhalten ermöglichten die Entwicklung traggliedspezifischer Prognosemodelle.

1.2 Ziele der Arbeit

Ziel der Arbeit sind die wissenschaftlichen Untersuchungen des Lastabtragungsverhaltens von unbewehrten CFA-Pfählen und Betonstopfsäulen. Dabei soll zum einen der Einfluss variierender Fußeinbindungen auf die setzungsabhängige Mobilisierung von Gesamt- und Einzelwiderständen und zum anderen der Unterschied im Lastabtragungsverhalten der jeweiligen Traggliedtypen untersucht werden. Zudem sollen die Messergebnisse aus dynamischer und statischer Probelastung an baugleichen Traggliedern verwendet werden, um Korrelationen zwischen dem Wellenausbreitungsverhalten in den Traggliedern und anstehenden Widerständen im Interaktionsverhalten Tragglied-Boden zu detektieren. Neben den Untersuchungen zum Lastabtragungsverhalten der Tragglieder erfolgt die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des standortspezifischen Baugrundes durch eine Vielzahl an Labor- und In-situ-Versuchen.

Ein weiteres Ziel der Arbeit ist der Einsatz von neuartiger faseroptischer Sensorik in den Traggliedern. Dabei stellt neben der Kalibrierung und Validierung der faseroptischen Sensorik für entsprechende Messaufgaben die in situ Instrumentierung der unbewehrten Tragglieder und die in situ Messungen im Zuge dynamischer und statischer Probelastungen den Hauptteil der Versuchsdurchführung und der Versuchsauswertung dar. Einsatzmöglichkeit, Handhabung und Ergebnisqualität der faseroptischen Sensorik sollen im Rahmen der Arbeit genauer überprüft und für den Einsatz in unbewehrten Traggliedern bewertet und eventuell optimiert werden.

Neben der versuchs- und messtechnischen Zielsetzung sollen im Rahmen der Arbeit innovative und zuverlässige Simulationsmodelle zur Prognostizierung des Last-Setzungsverhaltens der unterschiedlichen Traggliedtypen erstellt werden. Dazu sollen die Messergebnisse aus dynamischer Probelastung zur Kalibrierung des Lastabtragungsverhaltens im Interaktionsbereich Tragglied-Boden verwendet werden. Die kalibrierten Simulationsmodelle wiederum dienen als Grundlage zur Ermittlung des Lastabtragungsverhaltens der Tragglieder unter gleichen Randbedingungen. Abschließend kann ein Vergleich des prognostizierten Lastabtragungsverhaltens an Mantel und Fuß der Tragglieder mit dem messtechnisch erfassten Lastabtragungsverhalten erfolgen. Unter Anwendung dieser Simulationsmethodik soll überprüft werden in wie weit die dynamischen Probelastungen zur Ermittlung der

mobilisierten statischen Gesamt- und Einzelwiderstände an den unterschiedlichen Traggliedern verwendet werden können.

Im Zuge dieser Arbeit kommen Versuche, Masse-Feder-Dämpfer-Systeme und Finite Elemente zur Anwendung, um unter fallspezifischen Randbedingungen effiziente Prognosemodelle zur Bestimmung des Lastabtragungsverhaltens von unbewehrten CFA-Pfählen und Betonstopfsäulen zu erarbeiten.

1.3 Struktur der Arbeit

Grundlage der gewählten Struktur der Arbeit ist der Ansatz, dass eine rechnerische Simulation des Lastabtragungsverhalten der Traggliedtypen nur dann möglich ist, wenn die Simulationsmodelle an experimentell ermittelten Ergebnissen kalibriert bzw. verifiziert werden können.

In Kapitel 2 werden die theoretischen Grundlagen des Lastabtragungs- und des Wellenausbreitungsverhaltens von bzw. in Pfählen und pfahlartigen Traggliedern erläutert. Neben den allgemeinen Erläuterungen zum Lastabtragungsverhalten wird spezifisch auf die Grundlagen des Mantelwiderstands und die Lastabtragungsmechanismen im Fußbereich der Tragglieder eingegangen. Zudem wird das Interaktionsverhalten der Einzelwiderstände und die damit verbundenen Ausbildung von Gewölbetragswirkungen im Boden und am Mantel aufgezeigt. Neben den Herleitungen und Erläuterungen des elastischen drei- und eindimensionalen Wellenausbreitungsverhaltens in Festkörpern erfolgt eine allgemeine Betrachtung der Wellenarten und der unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Zudem wird speziell auf das Ausbreitungsverhalten von Wellen in Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern und auf verschiedene Ansätze zur Beschreibung der elastischen Steifigkeiten und der Dämpfungen des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden eingegangen. Abschließend erfolgen eine Betrachtung der Dispersion und eine einführende Erläuterung zu plastischen Kompressions- und Schockwellen.

Das dritte Kapitel gibt einen theoretischen Überblick über die statischen und dynamischen Tragfähigkeitsprüfungen. Neben den verschiedenen Methoden der Probelastungen wird auf die konventionell verwendete Sensorik zur Instrumentierung von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern eingegangen.

In Kapitel 4 sind die theoretischen Grundlagen der faseroptischen Sensorik aufgeführt. Darin wird explizit auf die verwendeten Messprinzipien eingegangen und deren Unterschiede für bestimmte Anwendungszwecke erläutert. Zudem wird ein Vergleich zur konventionellen Messtechnik gezogen. Neben den Grundlagen soll dieses Kapitel die Vor- und Nachteile der faseroptischen Sensorik aufzeigen und auf die theoretischen Anwendungsgrenzen bzw. die theoretische Anwendbarkeit in geotechnischen Strukturen eingehen.

Die in Kapitel 5 aufgeführten kleinmaßstäblichen Versuche zur Validierung der faseroptischen Sensorik sollen die Tauglichkeit der Sensorik für die spezifischen Messanwendungen und mögliche Installationsvarianten in unbewehrten Traggliedern

aufzeigen. Neben kleinmaßstäblichen Untersuchungen wird das laboratorische Kalibrierungsverfahren der Sensorfaser und die Ermittlung der zu kalibrierenden Koeffizienten beschrieben.

In Kapitel 6 werden in situ Großversuche behandelt. Dabei sind neben den ausgewerteten Messergebnissen aus statischer und dynamischer Probelastung, die in situ und laboratorisch durchgeführten Untersuchungen der mechanischen Eigenschaften des Baugrundes, die Herstellung und messtechnische Instrumentierung der Tragglieder und die Ermittlung der E-Moduln an geborgenen Traggliedstücken beschrieben. Die Auswertungen der Ergebnisse aus statischen Probelastungen erfolgen jeweils getrennt für die mobilisierten Gesamt- und Einzelwiderstände. Die Auswertungen der Ergebnisse aus dynamischen Probelastungen werden im Zeit- und Frequenzbereich durchgeführt. Mit den ausgewerteten Messergebnissen können Korrelationen zwischen Wellenausbreitungsverhalten und Mantelwiderständen der Traggliedern dargestellt und erfasst werden.

Das Kapitel 7 beschreibt die Masse-Feder bzw. Masse-Feder-Dämpfer-System-Modelle zur Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer und statischer Belastung. Dabei werden die im Zuge der dynamischen Probelastung ermittelten Messergebnisse zur Kalibrierung des Interaktionsverhaltens im Mantelbereich der Tragglieder verwendet. Die kalibrierten Modelle werden als Grundlage zur Simulation des statischen Lastabtragungsverhaltens verwendet. Für die maßgeblichen Parameter werden die im Grundlagenkapitel erläuterten Ansätze zur Beschreibung der elastischen Steifigkeiten und der Dämpfungen des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden angewendet. Zudem wird plastisches Verhalten berücksichtigt damit die Modelle applizierbar für die Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer und statischer Belastung sind.

In Kapitel 8 sind die Finiten-Element-Modellierungen zur Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer und statischer Belastung dargestellt und beschrieben. Die rotationssymmetrischen Modelle werden an den Ergebnissen der dynamischen und statischen Probelastungen kalibriert und für die Simulation des Lastabtragungsverhaltens der unterschiedlichen Traggliedtypen verwendet. Neben den Beschreibungen zu den Simulationsergebnissen werden im Kapitel allgemein die verwendeten Stoffmodelle zur Simulation des Bodens erläutert und an Versuchsergebnissen zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens der Böden kalibriert. Abschließend wird ein Vergleich mit den Simulationsergebnissen der Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-System-Modelle gezogen, um die Anwendbarkeit und Ergebnisqualität der beiden Simulationsmethodiken zur Prognostizierung des Lastabtragungsverhaltens der unterschiedlichen Traggliedtypen zu bewerten.

2 Theoretische Grundlagen

2.1 Tragverhalten von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern

Die Abtragung statischer Lasten eines auf Druck beanspruchten Einzelpfahls erfolgt in axialer Richtung durch Mantelwiderstand $R_s(s)$ und Fußwiderstand $R_b(s)$. Beide Widerstände sind setzungsabhängig und bilden nach Gleichung (2.1) den axialen Gesamtwiderstand $R_g(s)$ von Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern.

$$(2.1) \quad R_g(s) = R_b(s) + R_s(s)$$

In Abbildung 2-1 sind qualitativ verschiedene Verläufe von Widerstands-Setzungs-Linien (WSL) dargestellt. Die dimensionslose Darstellung (links) zeigt, dass der Spitzendruck $q_b(s)$ parabelförmig mit der Setzung s ansteigt. Die Mantelreibung $q_s(s)$ benötigt i.d.R. nur geringe Setzungen zur vollständigen Mobilisierung und kann durch einen bilinear elastisch-plastischen Verlauf beschrieben werden (Kempfert & Moormann, 2018).

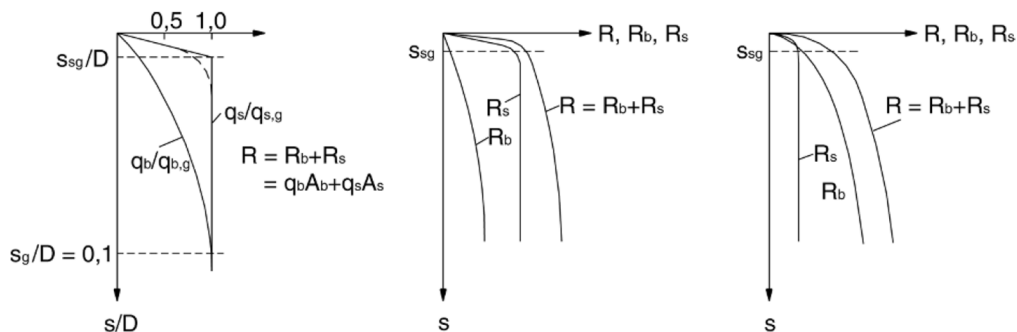


Abbildung 2-1: Qualitativer Verlauf der Widerstands-Setzungs-Linien von Pfahlfußwiderstand und Mantelwiderstand sowie von „Mantelwiderstands- und Fußwiderstandspfählen“; dimensionslose Darstellung (links), Mantelwiderstandspfahl (Mitte), Fußwiderstandspfahl (rechts) aus KEMPFFERT & MOORMANN (2018)

Die maximale Tragfähigkeit von Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern ist erreicht, wenn eine ohne Sicherheitsbeiwerte behaftete Kraft einen definierten Bruchzustand auslöst (Mörchen, 2003). Dieser Bruchzustand kann über das Kriterium der Grenzsetzung, alternativ über Kriechmaß oder andere Kriterien bestimmt werden. Eine genauere Erläuterung der definierten Bruchzustände ist in Kapitel 3.2 aufgeführt.

2.1.1 Mantelreibung

Die Lastabtragung am Mantel der Tragglieder erfolgt über die Mantelreibung. Die Mantelreibung stellt die Schubspannung in der Kontaktzone Pfahlmantel-Boden dar (siehe Abbildung 2-2).

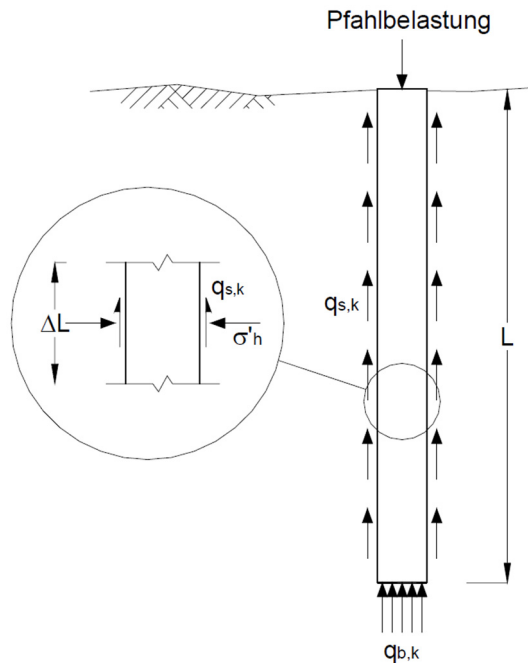


Abbildung 2-2: Modell der Mantelreibung am Pfahlschaft aus WITZEL (2004)

Die maximal aufnehmbare Mantelreibung $q_{s,max}$ setzt sich gemäß Gleichung (2.2) aus einem von der effektiven Normalspannung σ'_x in der Kontaktzone abhängigen Reibungsanteil $\sigma'_x \cdot \tan \delta$ und einem von σ'_x unabhängigen adhäsiven Anteil c_a zusammen.

$$(2.2) \quad q_{s,max} = c_a + \sigma'_x \cdot \tan \delta = c_a + K_s \cdot \sigma'_z \cdot \tan \varphi'$$

Nach MEYERHOFF (1976) und VESIC (1977) kann der Verbundreibungswinkel δ mit dem Reibungswinkel des umgebenden Bodens φ' gleichgesetzt werden, da angenommen wird, dass sich ein Versagen in der gestörten Bodenzone einstellt.

Der Faktor K_s stellt den Koeffizienten des „Manteldrucks“ dar und ist über das Verhältnis σ'_x/σ'_z definiert. Vereinfacht wird in nichtbindigen bzw. normalkonsolidiert bindigen Böden der Beiwert K_s dem Erdruchdruckbeiwert $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi'$ gleichgesetzt, bei überkonsolidierten Böden dem Erdruchdruckbeiwert $K_0^{oc} = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$. Der Koeffizient des „Manteldrucks“ K_s hängt von verschiedenen Faktoren ab, wie der Form und Länge des Tragglieds, der Einbringungsart und den vorherrschenden Bodenverhältnissen. Nach VESIC (1977) kann K_s bei Bohrpfählen kleiner als der Erdruchdruckbeiwert sein. Bei Verdrängungspfählen können in Sand Maximalwerte für K_s erreicht werden, die dem Wert des passiven Erddruckbeiwertes $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2})$ entsprechen. Im normalkonsolidierten Ton kann der Wert für K_s minimal größer als K_0

sein. Nach KOLYMBAS (1989) bewegen sich die Werte für K_s in rolligen Böden zwischen dem aktiven Erdrückbeiwert K_a und dem passiven Erddruckbeiwert K_p . Für Verdrängungspfähle können nach STAS & KULHAWY (1994) für geringe Verdrängungswirkung $K_s = 0,75 \div 1,25 \cdot K_0$ und für hohe Verdrängungswirkung $K_s = 1 \div 2 \cdot K_0$ angenommen werden.

Die horizontalen bzw. radialen Spannungen auf den Pfahlmantel bestimmen vornehmlich die Tragfähigkeit im Mantelbereich. In zahlreichen Veröffentlichungen konnte ein Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Radialspannungen im Mantelbereich aufgezeigt werden (z.B. in POULOS (1981), MC MANUS & KULHAWY (1994), TURNER & KULHAWY (1990), RIPPER (1984)). Auf Grund von Traggliedverformungen, bedingt durch die Nachgiebigkeit im Fußbereich, kommt es zu Spannungsumlagerungen im Boden und im Kontaktbereich Tragglied-Boden. Es bilden sich Druckgewölbe im umgebenden Boden aus. In Abbildung 2-3 rechts ist das Zusammenwirken von Boden und Pfahl dargestellt. Dieses Druckpfahltragmodell basiert auf dem Falltürmodell nach TERZAGHI (1936).

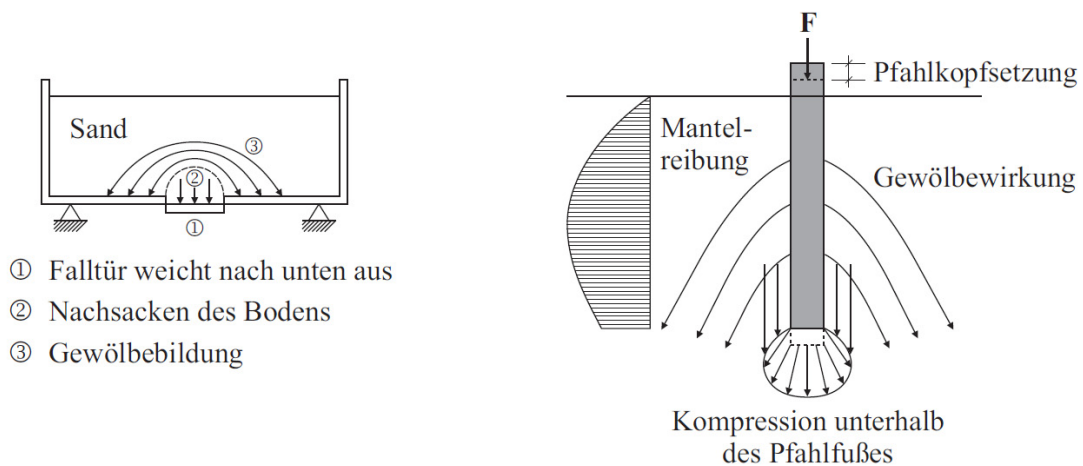


Abbildung 2-3: Prinzipskizzen des Falltürmodells und der Gewölbewirkung am Pfahl aus WEHNERT (2006)

Es kann von einem unmittelbaren Zusammenhang zwischen der Größe des Gewölbes und der Mantelreibung ausgegangen werden. Je größer die Scherfestigkeit in der Kontaktzone Pfahl-Boden ist, umso größer bildet sich die Gewölbewirkung im umliegenden Boden aus. Dies resultiert in einer Steigerung der Mantelreibung. Die gleichen Effekte treten durch radiale Vorspannungen des umliegenden Bodens auf, was bei Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern mit bodenverdrängender Wirkung vorkommt. Zudem stellt sich bei nachgiebigen Bereichen unterhalb des Fußpunktes eine Vergrößerung der Gewölbewirkung im unteren Teil des Traggliedes ein, was wiederum eine Steigerung der Mantelreibungen zur Folge hat (siehe Abbildung 2-4). Dieses Verhalten zeigt eine Interaktion der Lastabtragungsmechanismen im Mantel- und Fußbereich (Ripper, 1984).

Eine Ermittlung der Mantelwiderstände kann durch empirische, erdstatische und numerische Verfahren erfolgen. Verschiedene Zusammenfassungen diverser empirischer und erdstatischer Verfahren sind beispielsweise in WITZEL (2004), EA-PFÄHLE (2012) und KEMPFFERT & MOORMANN (2018) enthalten.

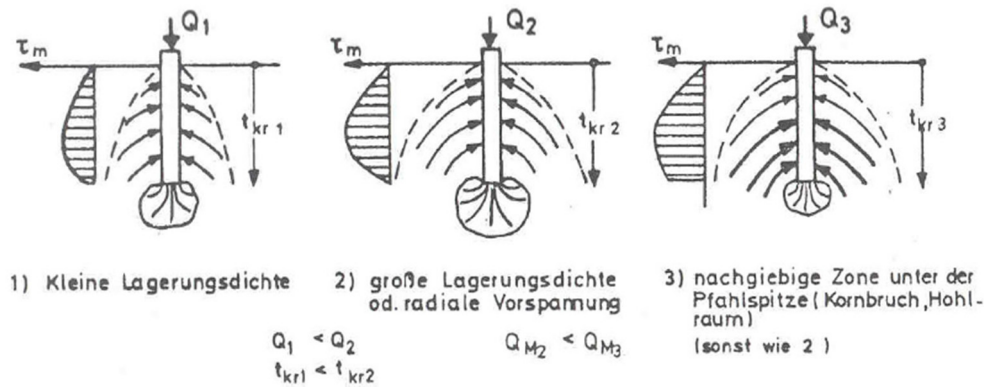


Abbildung 2-4: Qualitative Einflüsse auf die Pfahltragfähigkeit und Gewölbeausbildung bei unterschiedlichen Scherfestigkeiten bzw. Lagerungsdichten aus RIPPER (1984)

2.1.2 Spitzendruck

Die Lastabtragung am Traggliedfuß erfolgt über den Spitzendruck. Im Vergleich zur Mantelreibung stellt sich mit zunehmender Setzung ein stetig gradueller Anstieg des Spitzendruckes ein. Unter Verwendung der modifizierten Grundbruchtheorie nach Gleichung (2.3) kann eine Abschätzung des Spitzenwiderstandes erfolgen.

$$(2.3) \quad q_{b,max} = N_q \cdot \sigma'_z + N_c \cdot c'$$

Bei σ'_z handelt es sich um die effektive vertikale Spannung des Bodens im Fußbereich, bei c' um die Kohäsion des drainierten Bodens und bei den Faktoren N_q und N_c um Tragfähigkeitsbeiwerte. Die Tragfähigkeitsbeiwerte aus der Grundbruchformel können nicht direkt für die Bestimmung des Spitzendruckes verwendet werden. Zum einen würde sich nach Grundbruchformel ein lineares Anwachsen des Spitzendruckes mit der Einbindetiefe einstellen, zum anderen stellt sich bei Pfahleinbringung von Verdrängungspfählen im Fußbereich eine Veränderung des Reibungswinkels ein (Kolymbas, 1989). Nach POULOS & DAVIS (1980) kann für Verdrängungspfähle eine Korrektur des effektiven Reibungswinkels φ' nach Pfahleinbringung im Fußbereich mit nachfolgender Gleichung (2.4) erfolgen.

$$(2.4) \quad \varphi' = \frac{\varphi'_1 + 40^\circ}{2}$$

In Gleichung (2.4) steht φ'_1 für den effektiven Reibungswinkel im Spitzenbereich vor der Pfahlinstallation. Die Werte für N_q können für Verdrängungspfähle aus Abbildung 2-5 in Abhängigkeit vom korrigierten effektiven Reibungswinkel und dem Verhältnis Pfahleinbindelänge zu Pfahldurchmesser d/D_b entnommen werden.

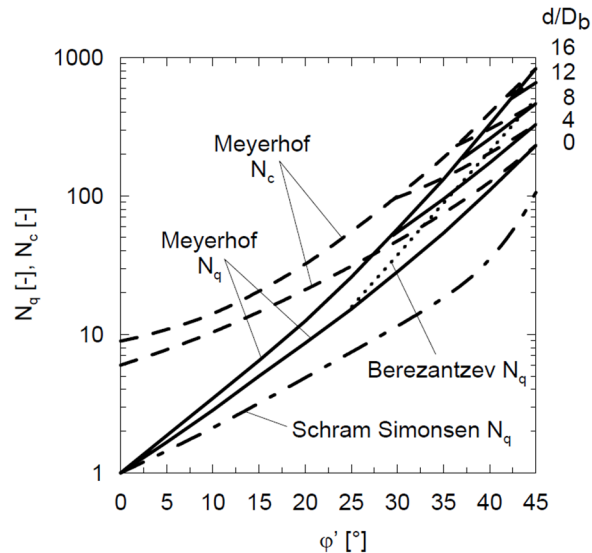


Abbildung 2-5: Werte für N_q und N_c für Verdrängungspfähle aus KEMPFFERT & MOORMANN (2018)

Die Werte für N_q müssen mit den Korrekturwerten nach Tabelle 2.1 in Abhängigkeit von d/D_b abgemindert werden.

Tabelle 2-1: Korrekturwerte für den Tragfähigkeitsbeiwert N_q in Abhängigkeit von d/D_b nach BEREZANTEV, ET AL. (1961) aus WITZEL (2004)

d/D_b	φ'				
	26°	30°	34°	37°	40°
5	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Der Faktor N_c kann über die Beziehung in Gleichung (2.5) unter Verwendung von N_q bestimmt werden (Witzel, 2004).

$$(2.5) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

Nach VESIC (1977) kommt es zur Ausbildung verschiedener Verformungs- bzw. Beanspruchungszonen im Fußbereich. In Abbildung 2-6 ist zu erkennen, dass sich unterhalb des Fußes hochverdichteter Bodenkeil (I) einstellt. Bei dicht gelagerten Böden schiebt der Bodenkeil (I) den Bereich der radialen Scherzone (II) in die plastische Zone (III). Die Verschiebung des Pfahls wird durch Bodenkompansionen in den Zonen I und II und durch seitliche Ausdehnung des Bodens entlang des Kreisringes BD ermöglicht. Der Bemessungsansatz des Spitzendruckes wird ausführlich in VESIC (1977) und WITZEL (2004) erläutert.

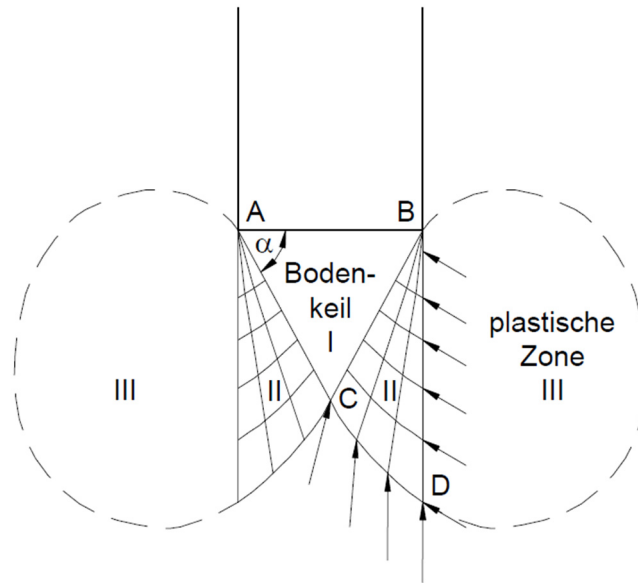


Abbildung 2-6: Angenommenes Versagensmuster unterhalb des Pfahlfußes nach VESIC (1975), (1977) aus WITZEL (2004)

Eine genauere Beschreibung der Spitzendruckverteilung ist in LINDER (1977) aufgeführt. Es kommt zu einer ungleichmäßigen Verteilung des Spitzendrucks über die Aufstandsfläche. In Abbildung 2-7 links ist zu erkennen, dass in den Randbereichen des Pfahlfußes größere Spannungen als im zentralen Fußbereich auftreten. Nach LINDER (1977) tritt dieser Effekt, wie in Abbildung 2-7 rechts dargestellt, dadurch auf, dass sich ein Kernbereich unter dem Fuß ausbildet, dessen äußere Gewölbezone den Bereich unterhalb des Fußes umhüllt und die Spannungsaufnahme vorwiegend im Gewölbebereich stattfindet.

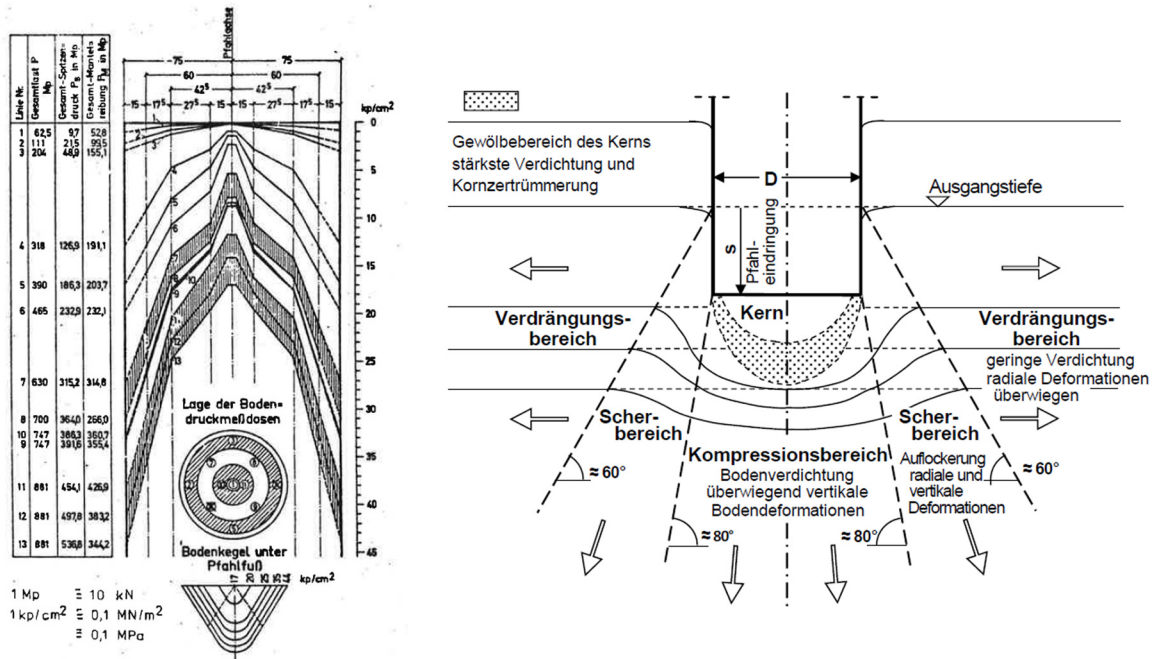


Abbildung 2-7: Verteilung des Spitzendrucks unter einem Bohrpfahl nach SPANG (1970) aus LINDER (1977) (links), Kernausbildung unter dem Pfahlfuß aus WOLFF (2009) nach LINDER (1977) (rechts)

Neben den Kompressionskegel unter dem Pfahlfuß, kommt es im Model nach LINDER (1977) nicht nur zu Bereichen mit vorwiegend vertikaler Bodenverformung, sondern auch zu Scher- bzw. Verdrängungsbereichen. Im Scherbereich tritt eine Kombination aus horizontalen und vertikalen Bodenverformungen auf. Im Verdrängungsbereich kommt es vorwiegend zu horizontalen Deformationen.

Verschiedene empirische bzw. erdstatische Verfahren zur Bestimmung der Spitzenwiderstände können in WITZEL (2004), EA-PFÄHLE (2012) und KEMPFERT & MOORMANN (2018) nachgeschlagen werden.

2.2 Grundlagen der elastischen Wellenausbreitung

2.2.1 Wellenarten

Auf Grund von äußeren Einflüssen hervorgerufene Störungen pflanzen sich in Festkörpern mittels Wellen fort. Bei den Störungen handelt es sich um Verformungen bzw. Spannungen im Material. Eine Unterteilung der Wellen, die für den Vorgang der Wellenausbreitung in Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern und dem umgebenden Boden relevant sind, erfolgt durch eine differenzierte Betrachtung von Raum-, Stab- und Oberflächenwellen.

Bei den Raum- bzw. Stabwellen wird zwischen Longitudinalwellen und Transversalwellen unterschieden. Die Longitudinalwellen im Raum werden im Allgemeinen als Kompressionswellen (Index „P“) bezeichnet, die Longitudinalwellen im Stab als Dehnwellen (Index „D“). Die Transversalwellen werden sowohl im Raum als auch im Stab als Scherwellen (Index „S“) bezeichnet. Bei den Longitudinalwellen ist die Schwingungs- und Ausbreitungsrichtung identisch, die Transversalwellen sind dadurch gekennzeichnet, dass Schwingungs- und Ausbreitungsrichtung aufeinander senkrecht stehen (siehe Abbildung 2-8).

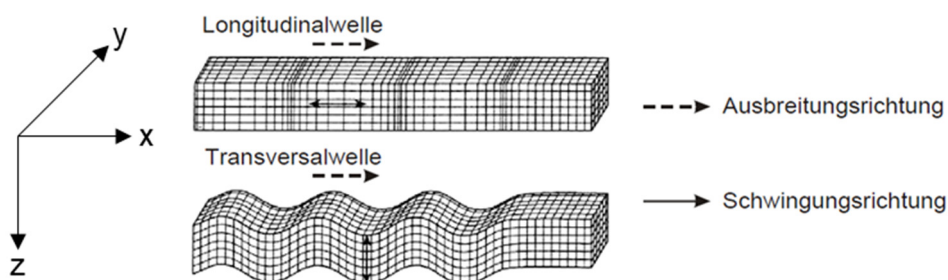


Abbildung 2-8: Raumwellenarten aus FRITSCH (2008)

Neben diesen Wellentypen existieren Oberflächenwellen, dargestellt in Abbildung 2-9. Diese Wellenart entsteht bei spannungsfreien Oberflächen im Halbraum gemäß der Bedingung

$$(2.6) \quad \sigma_{zz} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0.$$

Treffen Longitudinal- und vertikal polarisierte Transversalwellen auf die freie Oberfläche so entstehen durch Überlagerungen der beiden Wellenarten Rayleighwellen, die sich entlang der Oberfläche ausbreiten. Die Schwingrichtung ist retrograd (der Ausbreitungsrichtung entgegengesetzt) elliptisch.

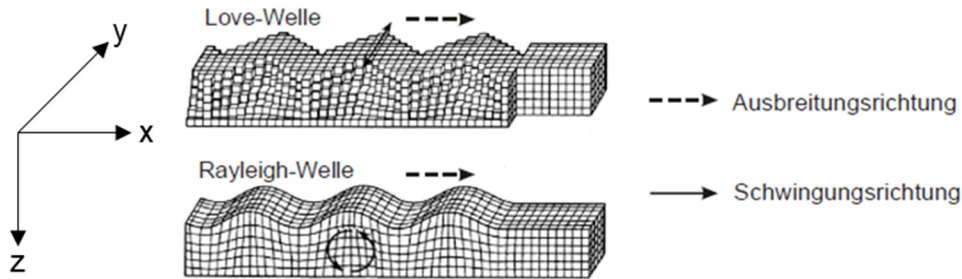


Abbildung 2-9: Oberflächenwellenarten aus FRITSCH (2008), verändert

Nach AKI & RICHARDS (1980) erhält man gemäß Gleichung (2.7) folgende Beziehung für die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleighwelle.

$$(2.7) \quad \frac{c_R^2}{c_T^2} \left[\frac{c_R^6}{c_T^6} - 8 \frac{c_R^4}{c_T^4} + c_R^2 \left(\frac{24}{c_T^2} - \frac{16}{c_L^2} \right) - 16 \left(1 - \frac{c_T^2}{c_L^2} \right) \right] = 0$$

Dabei handelt es sich bei c_R um die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleighwelle und bei c_T und c_L um die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Transversal- bzw. Longitudinalwelle. Für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten c_T und c_L gilt unter Verwendung der Querdehnzahl ν der Zusammenhang:

$$(2.8) \quad \frac{c_T^2}{c_L^2} = \frac{1-2\nu}{2-2\nu}.$$

Mit Hilfe der Substitution $\zeta = \frac{c_R^2}{c_T^2}$ und Einsetzen der Gleichung (2.8) in (2.7) erhält man:

$$(2.9) \quad \zeta \left[\zeta^3 - 8\zeta^2 + \left(24 - 16 \frac{1-2\nu}{2-2\nu} \right) \zeta + 16 \left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu} - 1 \right) \right] = 0.$$

Für Querdehnzahlen im Intervall von $0 \leq \nu \leq 0,5$ enthält die Gleichung (2.9) reelle Lösungen für $\frac{c_R}{c_T}$ im Intervall von $0,874 \leq \frac{c_R}{c_T} \leq 0,955$. In Tabelle 2-2 sind für ausgewählte Querdehnzahlen die Verhältnisse der Ausbreitungsgeschwindigkeiten $\frac{c_R}{c_T}$ aufgeführt.

Tabelle 2-2: Verhältnis der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Rayleighwellen und Transversalwellen für verschiedene Querdehnzahlen

ν	0	0,1	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
c_R / c_T	0,874	0,887	0,91	0,919	0,928	0,943	0,955

Betrachtet man ein ideal elastisches Medium ($\nu = 0,25$) kann nach MESKOURIS, ET AL. (2011) die Rayleighwelle unter Verwendung der Wellenzahl k nach Gleichung (2.10) mit der Kreisfrequenz $\omega = 2\pi f$

$$(2.10) \quad k = \frac{\omega}{c_R}$$

in ihre horizontale und vertikale Komponente u und w unterteilt werden:

$$(2.11) \quad \begin{aligned} u &= -Ak \sin(kx - \omega t) (e^{-0,85kz} - 0,58e^{-0,39kz}), \\ w &= -Ak \cos(kx - \omega t) (0,85e^{-0,85kz} - 1,47e^{-0,39kz}). \end{aligned}$$

Dabei steht A für die Ausgangsamplitude, x für die Ortskoordinate, t für die Zeit und z für die Tiefe unter GOK. Die Exponentialfunktionen beschreiben die Tiefenabhängigkeit der Amplituden. In Abbildung 2-10 kann man erkennen, dass Schwingungen sowohl für die Horizontal- als auch für die Vertikalkomponenten mit zunehmender Tiefe in Abhängigkeit der Wellenlänge λ eine starke Amplitudenreduktion erfahren.

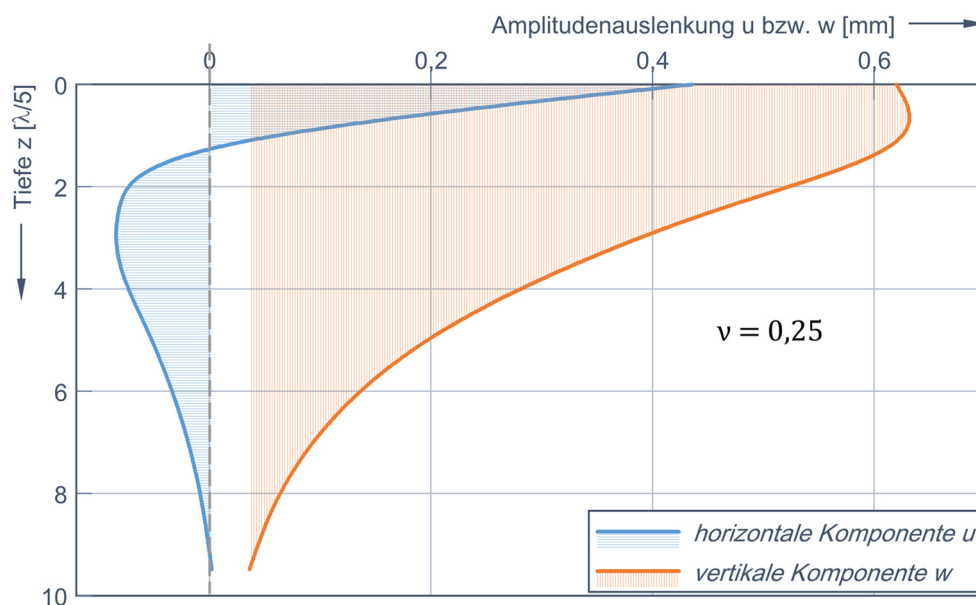


Abbildung 2-10: Amplitudenreduktion der horizontalen und vertikalen Komponente einer Rayleighwelle in Abhängigkeit der Tiefe $z = \frac{n\lambda}{5}$ eines homogenen Halbraums

Bei den Love-Wellen (Abb. 2-9 oben) handelt es sich um horizontal polarisierte Scherwellen, die beispielsweise durch Mehrfachreflexionen an Schichtgrenzen entstehen (Studer, et al., 2007).

Weitere theoretische Grundlagen zu Oberflächenwellen sind in AKI & RICHARDS (1980), MESKOURIS, ET AL. (2011), DOYLE (1997), LERCH, ET AL. (2009), LAI & WILMANSKI (2005) und WUTTKE (2005) aufgeführt.

2.2.2 Gruppen-, Phasen- und Partikelgeschwindigkeit von Wellen

Messtechnisch erfasste Wellenzüge bestehen in realen Anwendungen aus einer Superposition von vielen verschiedenen Schwingungen, da die Messungen ortsfest erfolgen. Eine Welle mit einer bestimmten Kreisfrequenz ω und einer Ausgangsamplitude

u_0 nach Gleichung (2.12) breitet sich mit deren Phasengeschwindigkeit c_{ph} nach Gleichung (2.13) aus.

$$(2.12) \quad u(x,t) = u_0 \cos(\omega t - kx)$$

$$(2.13) \quad c_{ph} = \frac{\omega}{k}$$

Betrachtet man den einfachsten Fall einer Wellengruppe für eine Überlagerung von zwei Wellen u_1 und u_2 mit Kreisfrequenzen ω_1 und ω_2 und Wellenzahlen k_1 und k_2 so erhalten wir durch Superposition

$$(2.14) \quad u_1 + u_2 = 2u_0 \cos\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}t - \frac{k_1 + k_2}{2}x\right) \cos\left(\frac{\omega_1 - \omega_2}{2}t - \frac{k_1 - k_2}{2}x\right).$$

Das Summensignal in Gleichung (2.14) repräsentiert die Wellenfunktion der Wellengruppe. Die Wellengruppe besteht aus einer Trägerwelle mit mittlerer Kreisfrequenz $0,5 \cdot (\omega_1 + \omega_2)$ und mittlerer Wellenzahl $0,5 \cdot (k_1 + k_2)$ und einer Einhüllenden mit Kreisfrequenz $0,5 \cdot (\omega_1 - \omega_2)$ und Wellenzahl $0,5 \cdot (k_1 - k_2)$, die die Amplitude der Trägerwellen moduliert (Möser & Kropp, 2009). Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Einhüllenden wird als Gruppengeschwindigkeit c_g bezeichnet und nach Gleichung (2.15) bestimmt. In Abbildung 2-11 ist schematisch der Unterschied zwischen Phasen- und Gruppengeschwindigkeiten von Wellen bzw. Wellenzügen dargestellt.

$$(2.15) \quad c_g = \frac{d\omega}{dk}$$

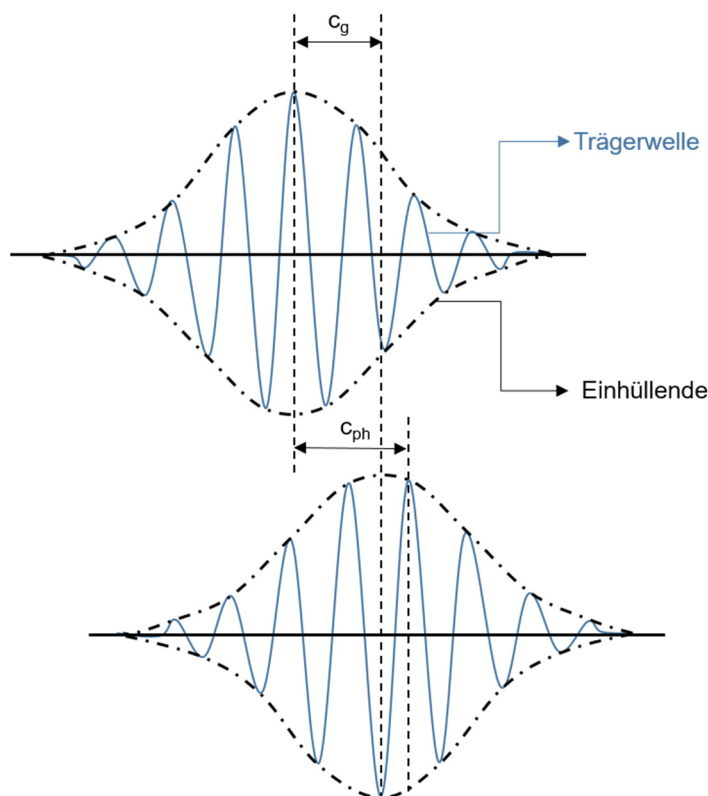


Abbildung 2-11: Schematische Darstellung des Unterschiedes zwischen Gruppengeschwindigkeit c_g und Phasengeschwindigkeit c_{ph} nach MÖSER & KROPP (2009)

Nach PFEIFER (2016) können drei Fälle auftreten:

- Die Gruppengeschwindigkeit ist kleiner als die Phasengeschwindigkeit $c_g < c_{ph}$ (normale Dispersion; Def. siehe S. 29 / Kap. 2.3)
- Die Gruppengeschwindigkeit ist gleich der Phasengeschwindigkeit $c_g = c_{ph}$ (keine Dispersion)
- Die Gruppengeschwindigkeit ist größer als die Phasengeschwindigkeit $c_g > c_{ph}$ (anormale Dispersion)

Bei der Partikelgeschwindigkeit v_p handelt es sich um die Geschwindigkeit eines Partikels, welches von der sich mit Wellengeschwindigkeit c ausbreitenden Schwingung erfasst wird. Wenn sich eine Schwingung in einem Medium ausbreitet, erreicht jeder Punkt im Medium kurzzeitig die Partikelgeschwindigkeit v_p . Die Gleichung (2.16) beschreibt die Partikelgeschwindigkeit eines axial in x-Richtung stoßbelasteten Stabs. Bei c_D handelt es sich um die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle nach Gleichung (2.28).

$$(2.16) \quad v_p = \frac{\sigma_x}{E} c_D$$

Man kann in Gleichung (2.16) erkennen, dass die Partikelgeschwindigkeit im Gegensatz zur Wellenausbreitungsgeschwindigkeit nicht nur von den Materialeigenschaften des Mediums, sondern auch von der Belastungsintensität bzw. σ_x abhängt (Studer, et al., 2007).

2.2.3 Dreidimensionale Wellenausbreitung

Wie in Kapitel 2.2.1 aufgeführt, breiten sich von außen hervorgerufene Störungen im Raum als longitudinale oder transversale Welle aus. Dadurch kommt es zu einer Energieübertragung im Kontinuum. Raumwellen entstehen, wenn die geometrischen Abmessungen des Ausbreitungsmediums signifikant größer als die Wellenlängen des Wellenzuges sind.

Die Bewegungsgleichungen (2.17) gelten für kleine Verschiebungen und setzen die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens voraus.

$$(2.17) \quad \begin{aligned} \rho \frac{d^2 u}{dt^2} &= (\lambda + \mu) \frac{d\bar{\epsilon}}{dx} + \mu \nabla^2 u \\ \rho \frac{d^2 v}{dt^2} &= (\lambda + \mu) \frac{d\bar{\epsilon}}{dy} + \mu \nabla^2 v \\ \rho \frac{d^2 w}{dt^2} &= (\lambda + \mu) \frac{d\bar{\epsilon}}{dz} + \mu \nabla^2 w \end{aligned}$$

mit	u, v, w Verschiebungen in x-, y-, z-Richtung
	ρ Dichte des Mediums
	λ, μ Lamé-Konstanten

$$\bar{\varepsilon} \quad \text{volumetrische Dehnung } \bar{\varepsilon} = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$$

$$\nabla^2 \quad \text{Laplace-Operator } \nabla^2 = \frac{d}{dx^2} + \frac{d}{dy^2} + \frac{d}{dz^2}$$

Die Herleitung der Gleichungen (2.17) erfolgt durch Aufsummieren der Kräfte für die drei Raumrichtungen. Im Anschluss wird für die drei Raumrichtungen ein Kräftegleichgewicht unter Einbeziehung des Aktionsprinzips nach Newton (2. Newtonsches Gesetz) aufgestellt. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Kräftegleichgewichte werden unter Annahme des linear-elastischen Materialverhaltens nach dem Hookeschen Gesetz beschrieben (Schallert, 2009).

Nach STUDER, ET AL. (2007) erhält man durch Ableitung der Gleichungen (2.17) nach x, y bzw. z zwei Lösungen für die dreidimensionale Bewegungsgleichung. Durch Ableitung und anschließender Aufsummierung der Gleichung (2.17) nach x, y und z erhält man Gleichung (2.18), die die Ausbreitung der Longitudinalwelle beschreibt.

$$(2.18) \quad \frac{d^2 \bar{\varepsilon}}{dt^2} = \frac{(\lambda + 2\mu)}{\rho} \nabla^2 \bar{\varepsilon} = c_L^2 \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad \text{mit} \quad c_L = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

Durch Ableitung des Anteils der y-Richtung aus Gleichung (2.17) nach z und Ableitung des Anteils der z-Richtung aus Gleichung (2.17) nach y sowie anschließender Subtraktion zur Elimination der volumetrischen Dehnung erhält man die zweite Lösung nach Gleichung (2.19), welche die Ausbreitung der Transversalwelle beschreibt.

$$(2.19) \quad \frac{d^2}{dt^2} \left(\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz} \right) = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \left(\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz} \right) = c_T^2 \nabla^2 \left(\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz} \right) \quad \text{mit} \quad c_T = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Unter Verwendung der Lamé-Konstanten nach Gleichung (2.20) ergeben sich die Ausbreitungsgeschwindigkeiten für die Longitudinal- bzw. Transversalwellen nach Gleichung (2.21).

$$(2.20) \quad \lambda = \frac{\nu E_{\text{dyn}}}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu = G = \frac{E_{\text{dyn}}}{2(1+\nu)}$$

$$(2.21) \quad c_L = c_p = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad c_T = c_s = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G_{\text{dyn}}}{\rho}}$$

Die Moduln E_{dyn} bzw. G_{dyn} beschreiben den dynamischen Elastizitäts- bzw. Schubmodul.

Die genaue Herleitung der dreidimensionalen Wellengleichung und ausführlichere Erläuterungen der Grundlagen zur Wellenausbreitung im dreidimensionalen Raum sind in LERCH, ET AL. (2009), STUDER, ET AL. (2007), DOYLE (1997), KREBS (2019), GRAFF (1991) und ACHENBACH (1999) enthalten.

2.2.4 Eindimensionale Wellenausbreitung

Neben der dreidimensionalen Wellenausbreitung existieren unter Verwendung bestimmter geometrischer Randbedingungen, Sonderfälle der Wellenausbreitung. In Kapitel 2.2.1 wird der Sonderfall der freien Oberfläche mit den Randbedingungen nach Gleichung (2.6) aufgezeigt. Ein weiterer Sonderfall stellt die eindimensionale Wellenausbreitung in freien, ungedämpften Stäben dar. Hier treten, im Gegensatz zur dreidimensionalen Wellenausbreitung, laterale Bewegungen ε_y bzw. ε_z quer zur longitudinalen Wellenausbreitung nach Gleichung (2.22) auf.

$$(2.22) \quad \varepsilon_y = \varepsilon_z = \nu \cdot \varepsilon_x$$

Durch die mögliche Querkontraktion entstehen, wie in Abbildung 2-12 dargestellt, neben den Verschiebungen u in x -Richtung, laterale Verschiebungen v bzw. w in y - bzw. z -Richtung. Auf Grund der Annahme der freien lateralen Dehnungen kommt es zu einer Verringerung der Steifigkeit des Materials gegenüber Zug- und Druckkräften, was wiederum eine Verringerung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bewirkt (siehe Kap. 2.3). Der E-Modul für $\sigma_y = \sigma_z = 0$ ist durch $E = \sigma_x / \varepsilon_x$ definiert. Kommt es durch Behinderung der seitlichen Dehnungen $\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0$ zum Übergang vom einachsigen in den dreiachsigen Spannungszustand, so ergibt sich nach Gleichung (2.23) der ödometrische Steifemodul.

$$(2.23) \quad E_{\text{oed,dyn}} = E_{\text{c,dyn}} = \frac{E_{\text{dyn}}(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Da $E_{\text{oed}} > E$ ergibt sich für die Ausbreitung von longitudinalen Wellen in Stäben, im weiteren Verlauf der Arbeit als Dehnwellen bezeichnet, eine geringere Ausbreitungsgeschwindigkeit als für Longitudinalwellen im dreidimensionalen Raum.

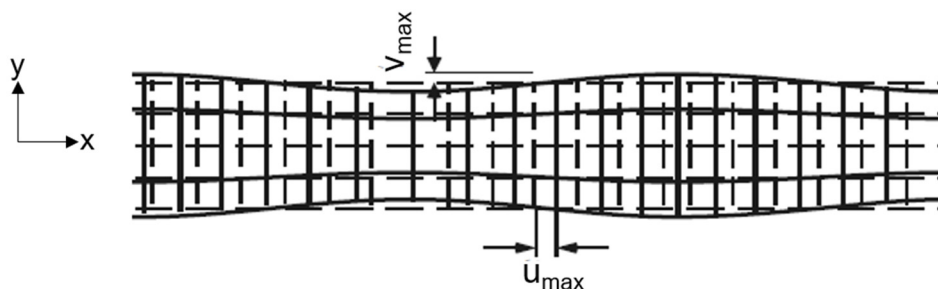


Abbildung 2-12: Deformationen bei einer Dehnwelle aus MÖSER & KROPP (2009), verändert

Die Herleitung der eindimensionalen Wellengleichung setzt eine Vernachlässigung der beschriebenen Vorgänge in lateraler Richtung voraus. Dies setzt wiederum voraus, dass die maßgebende Wellenlänge des eingeleiteten Wellenzuges gemäß Gleichung (2.24) nach MÖSER & KROPP (2009) um ein Vielfaches größer als der Durchmesser d des Stabes sein muss, um die lateralen Verschiebungen zu minimieren.

$$(2.24) \quad \frac{v_{\text{max}}}{u_{\text{max}}} = \frac{\pi \cdot \nu \cdot d}{\lambda}$$

Weitere Voraussetzungen für die Herleitung der eindimensionalen Wellengleichung sind in SCHALLERT (2009) aufgeführt. Es muss gelten:

- Das Material ist homogen, isotrop und verhält sich linear-elastisch.
- Es gilt das Prinzip der ebenen Querschnitte (Bernoulli-Hypothese: Spannungen und Verformungen im Material sind über den Querschnitt linear).
- Die stabförmige Geometrie besitzt über die gesamte Länge konstante Querschnittseigenschaften (E-Modul, Fläche A, Dichte ρ).
- Trägheitskräfte wirken nur in Längsrichtung.
- Das Verhältnis von Stabdurchmesser zur Wellenlänge muss klein sein.
- Das Verhältnis von Stablänge zum -durchmesser muss groß sein ($l/d \geq 10$).

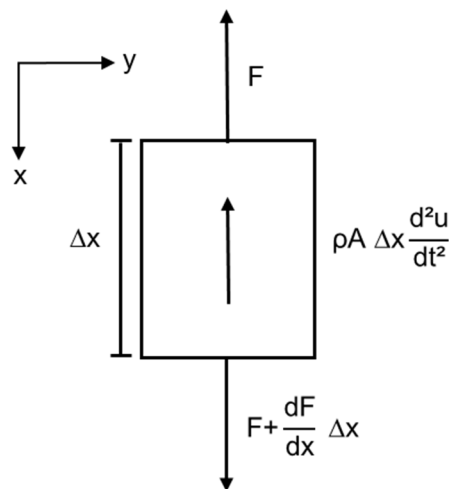


Abbildung 2-13: Gleichgewicht der dynamischen Kräfte an einem freien, ungedämpften Stabelement

Unter Verwendung der aufgeführten Annahmen bestimmt sich das Gleichgewicht der dynamischen Kräfte am Stabelement, wie in Abbildung 2-13 dargestellt, wie folgt:

$$(2.25) \quad F + \frac{dF}{dx} \Delta x = F + \rho A \Delta x \frac{d^2 u}{dt^2}.$$

Nach Elimination von Δx und Substitution der Kraft F gemäß $F = E_{\text{dyn}} \cdot A \frac{du}{dx}$ ergibt sich die partielle Differentialgleichung 2. Ordnung nach Gleichung (2.26).

$$(2.26) \quad \frac{d \left(E_{\text{dyn}} A \frac{du}{dx} \right)}{dx} = \rho A \frac{d^2 u}{dt^2}$$

Nach Umformung ergibt sich die eindimensionale Wellengleichung nach Gleichung (2.27)

$$(2.27) \quad c_D^2 \frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{d^2 u}{dt^2}$$

mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle c_D nach Gleichung (2.28).

$$(2.28) \quad c_D = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho}} = c_L \sqrt{\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}}$$

Analog kann das dynamische Gleichgewicht für einen Schubträger aufgestellt werden, daraus folgt nach Gleichung (2.29) die Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit c_S (Analog zur Ausbreitungsgeschwindigkeit der Transversalwelle nach Gleichung (2.21)).

$$(2.29) \quad c_S = \sqrt{\frac{G_{\text{dyn}}}{\rho}}$$

Die genaue Herleitung der Scherwellengeschwindigkeit ist in STUDER, ET AL. (2007) aufgeführt.

Eine mögliche Lösung der eindimensionalen Wellengleichung ist die d'Alembert-Lösung nach Gleichung (2.30).

$$(2.30) \quad u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct)$$

Die Lösung nach d'Alembert besagt, dass die Funktion $g(x+ct)$ eine Welle beschreibt, die sich mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit c in negativer x -Richtung bewegt. Im Gegensatz dazu beschreibt die Funktion $f(x-ct)$ eine Welle, die sich mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit c in positiver x -Richtung bewegt. Die Superposition der entgegengesetzt laufenden Wellen zu bestimmten Zeitpunkten t ergibt die Verschiebung u am Betrachtungspunkt. Die Gültigkeit des Superpositionsgesetzes ist vorhanden, da die Wellengleichung linear ist (Timoshenko & Goodier (1970)). Gemäß Abbildung 2-14 ist zum Zeitpunkt $t = 0$ die Verschiebung $u = f(x) + g(x)$. Zum Zeitpunkt $t_1 > t$ ist die Verschiebung $u = f(x-ct) + g(x+ct)$. Die Funktion $f(x-ct)$ hat den gleichen Verlauf wie die Funktion $f(x)$, ist jedoch um die Strecke $s = ct_1$ verschoben. Dasselbe gilt für die Funktion $g(x+ct)$ nur in entgegengesetzter Richtung $s = -ct_1$ (Studer, et al., 2007).

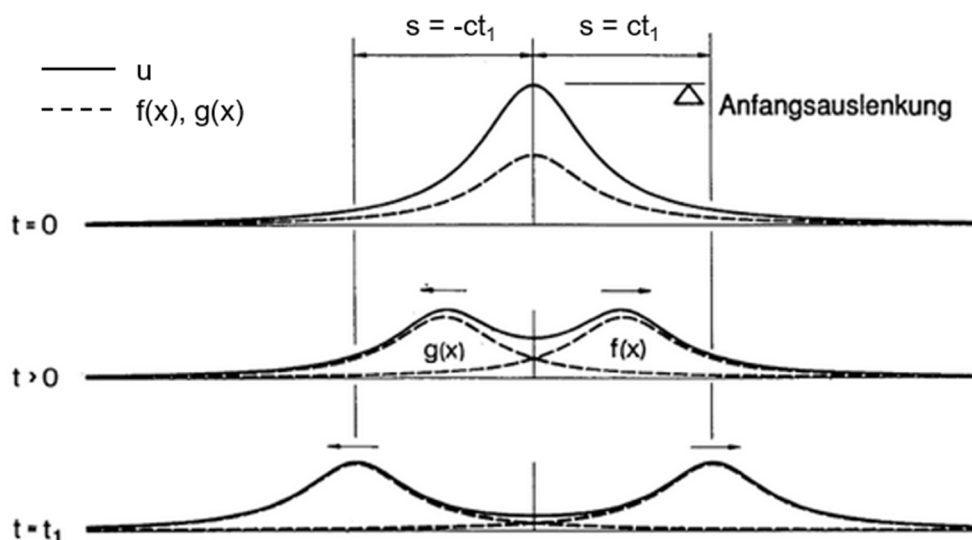


Abbildung 2-14: Wellenausbreitung im Stab aus STUDER, ET AL. (2007), verändert

Die Ableitung der Funktion $u(x,t)$ nach der Zeit t ergibt die Schwinggeschwindigkeit $v(x,t)$

und die Ableitung der Funktion $u(x,t)$ nach dem Ort x multipliziert mit den Dehnungssteifigkeiten EA ergibt die Längskräfte des Stabes $F(x,t)$:

$$(2.31) \quad v(x,t) = \frac{du(x,t)}{dt} = \frac{df}{dt} + \frac{dg}{dt} = -c \frac{df}{dx} + c \frac{dg}{dx} = v_i + v_r$$

$$(2.32) \quad F(x,t) = \frac{du(x,t)}{dx} = \frac{df}{dx} + \frac{dg}{dx} = -EA \frac{df}{dx} - EA \frac{dg}{dx} = F_i + F_r$$

Die nach BALTHAUS (1986) verwendeten Indizes „i“ bzw. „r“ stehen für die einfallende (abwärtsgerichtet, inzident) bzw. aufwärtsgerichtete (reflektiert) Welle.

Weitere theoretische Grundlagen und ausführlichere Herleitungen der eindimensionalen Wellenausbreitung sind in DOYLE (1997), FRITSCH (2008), STUDER, ET AL. (2007), GRAFF (1991) und NATKE (1989) enthalten.

2.2.5 Wellenausbreitung in Pfählen und pfahlartigen Traggliedern

Die im Kapitel 2.2.4 beschriebenen Voraussetzungen zur Herleitung der eindimensionalen Wellengleichung gelten für die Anwendung bei Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern nur begrenzt. Es handelt es sich bei Pfählen und pfahlartigen Traggliedern nicht um freie, ungedämpfte Stäbe. Die Interaktion mit dem umgebenden Boden führt zu Dehnungsbehinderungen und Dämpfungseffekten. Zudem kann auch das Material der Tragglieder nicht als ungedämpft angesehen werden. Die Voraussetzung homogener, isotroper Materialeigenschaften sind besonders beim pfahlartigen Tragglied nicht gegeben. Die Annahme eines konstanten E-Moduls, einer konstanten Querschnittsfläche und einer konstanten Dichte über die gesamte Länge stellt sowohl beim Pfahl als auch besonders beim pfahlartigen Tragglied in Realität eine Vereinfachung dar. Diese Material- und Querschnittsinhomogenitäten führt an den Grenzflächen, an denen sich die Eigenschaften ändern, zu Reflexionen und Transmission des eingeleiteten Wellenzuges. Zudem kommt es je nach Auflagerbedingung zu Reflexionen des Wellenzuges an den Enden des Traggliedes. Ein weiterer Faktor, der die Anwendung der eindimensionalen Wellengleichung bei Pfählen und pfahlartigen Traggliedern nur begrenzt anwendbar macht ist, dass theoretisch von ebenen Wellenfronten ausgegangen wird, die sich parallel zur Längsachse ausbreiten. In der Realität kommt es durch

- Impulseinleitung,
- Pfahl- bzw. Traggliedgeometrie,
- Material- und Querschnittsschwankungen,
- Mantelreibungseffekten,
- Lagerungsbedingungen im Fußbereich,
- Fehlstellen und Haarissen im Beton,
- Schichtwechseln im Boden,
- Vorspanneffekten im Pfahl bzw. pfahlartigen Tragglied hervorgerufen durch Rekonsolidierungseffekten nach der Herstellung,
- Transversale Querdehnungen beim Ausbreitungsprozess der Welle

zu dreidimensionalen Effekten im Wellenausbreitungsvorgang (siehe Abbildung 2-15).

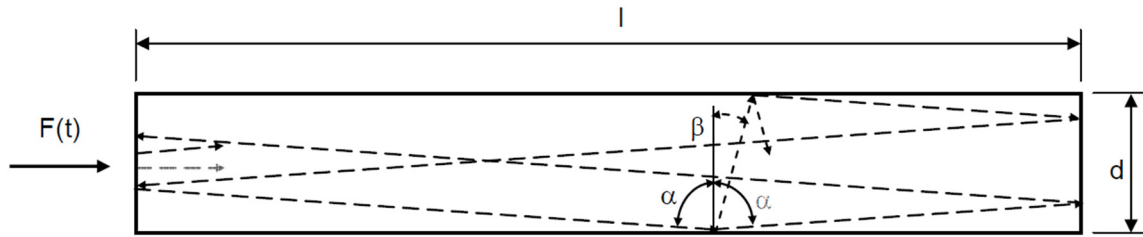


Abbildung 2-15: Wellenaufteilung bei nicht ebener Wellenausbreitung in zylindrischen Körpern nach BERGMANN (1954) aus SCHALLERT (2009)

2.2.5.1 Reflexion und Transmission im Bereich von Impedanzwechsel

Die Impedanz Z des Traggliedquerschnittes bezeichnet einen Proportionalitätsfaktor, der von den Materialeigenschaften und der Geometrie abhängt. Die Impedanz Z wird nach Gleichung (2.33) unter Verwendung der vereinfachten Annahme der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit $c = c_D$ bestimmt.

$$(2.33) \quad Z = \frac{E_{\text{dyn}} A}{c} = A \sqrt{E_{\text{dyn}} \rho} \quad \text{mit} \quad c = c_D = \sqrt{\frac{E_{\text{dyn}}}{\rho}}$$

In den Bereichen des Pfahls bzw. des pfahlartigen Traggliedes, in denen ein Impedanzwechsel auftritt, kommt es zu Übergangsbedingungen der Kraft und Verschiebung. Diese Übergangsbedingungen definieren die Beziehungen für die Reflexion und Transmission der eingeleiteten Longitudinalwelle.

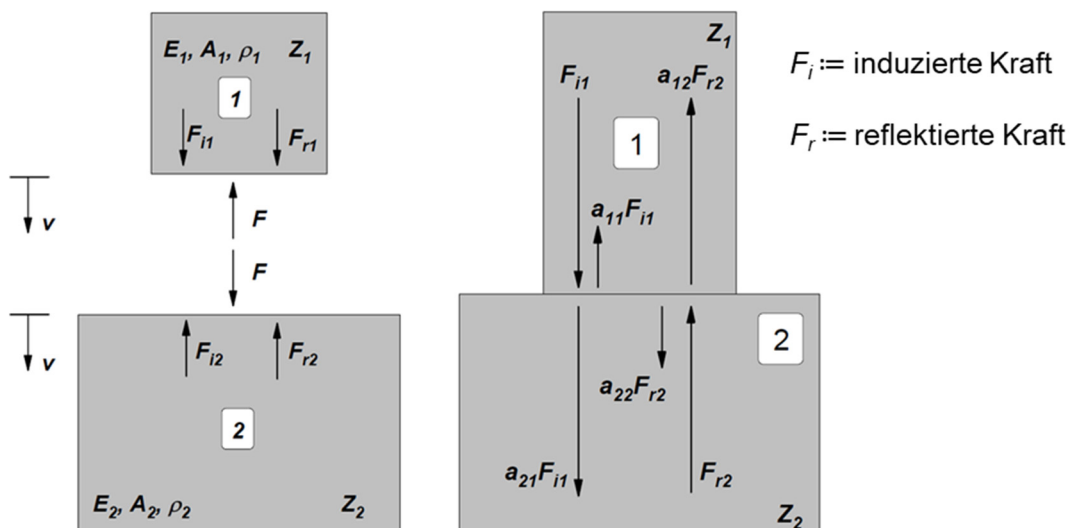


Abbildung 2-16: Kraftübertragungsbedingung bei Impedanzwechsel aus FRITSCH (2008) (links), Reflektierte und transmittierte Wellenanteile der Kraft F bei Impedanzwechsel aus FRITSCH (2008) (rechts)

In Abbildung 2-16 sind die Kraftübertragungsbedingungen bei Impedanzwechsel dargestellt, damit ergeben sich die Kraft- bzw. Schwingungsgleichgewichte unter Verwendung der Gleichungen (2.31) bis (2.33) gemäß:

$$\begin{aligned}
 F(x,t) &= F_{i1} + F_{r1} = F_{i2} + F_{r2} \\
 (2.34) \quad v(x,t) &= \frac{1}{Z_1} (F_{i1} - F_{r1}) = \frac{1}{Z_2} (F_{i2} - F_{r2}).
 \end{aligned}$$

Nach (Balhaus, 1986) kann das lineare Gleichungssystem folgendermaßen umformuliert werden:

$$(2.35) \quad \begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_{i1} \\ F_{r2} \end{bmatrix}$$

Bei den Koeffizienten a_{11} bzw. a_{22} handelt es sich um die Reflexionsfaktoren und bei a_{12} bzw. a_{21} um die Transmissionsfaktoren (siehe Abbildung 2-16 rechts). Der erste Index der Koeffizient bezieht sich auf die Zielrichtung der zweite Index auf die Ursprungsrichtung. Analog dazu, kann die Übertragungsgleichung der Schwinggeschwindigkeiten nach Gleichung (2.36) mit den Koeffizienten b bestimmt werden.

$$(2.36) \quad \begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_{i1} \\ v_{r2} \end{bmatrix}$$

Die Reflexions- und Transmissionskoeffizienten können nach Gleichung (2.34) wie folgt formuliert werden:

$$\begin{aligned}
 (2.37) \quad a_{11} &= \frac{1 - Z_1/Z_2}{1 + Z_1/Z_2} = b_{22} & a_{12} &= \frac{2 \cdot Z_1/Z_2}{1 + Z_1/Z_2} = b_{21} \\
 a_{21} &= \frac{2}{1 + Z_1/Z_2} = b_{12} & a_{22} &= \frac{Z_1/Z_2 - 1}{1 + Z_1/Z_2} = b_{11}.
 \end{aligned}$$

Neben den Impedanzwechseln in den Traggliedern selbst, kommt es je nach Auflagerbedingung im Fußbereich zu Reflexionen. Diese ist schematisch in Abbildung 2-17 dargestellt.

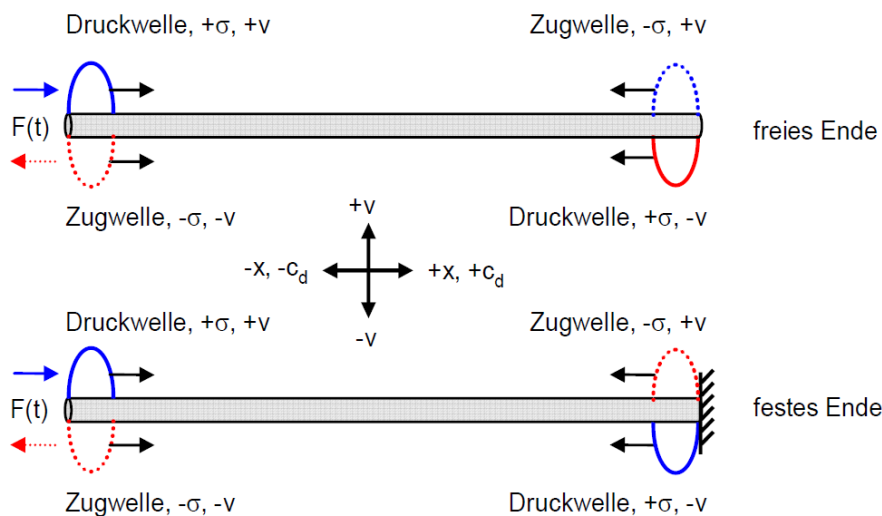


Abbildung 2-17: Wellenausbreitung am 'freien' und 'festen' Stabende aus SCHALLERT (2009)

Für ein freies Pfahlende gilt $F_{r2} = 0$, $Z_2 = 0$ und $Z_1/Z_2 = \infty$. Daraus folgt unter Verwendung der Gleichungen (2.35) bis (2.37):

$$(2.38) \quad \begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot F_{i1}$$

$$\begin{bmatrix} V_{r1} \\ V_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \end{bmatrix} \cdot V_{i1}$$

Gleichung (2.38) zeigt, dass bei einem freien Fußpunkt eine eingeleitete Druckwelle als Zugwelle reflektiert wird. Dies gewährleistet, dass die Spannung am freien Fußpunkt gleich null ist. Um das dynamische Gleichgewicht zu erfüllen, muss sich die Schwinggeschwindigkeit verdoppeln.

Für einen starr eingespannten Fußpunkt gilt $F_{r2} = 0$, $Z_2 = \infty$ und $Z_1/Z_2 = 0$. Damit berechnet sich das Gleichungssystem folgendermaßen:

$$(2.39) \quad \begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \end{bmatrix} \cdot F_{i1}$$

$$\begin{bmatrix} V_{r1} \\ V_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot V_{i1}$$

Gleichung (2.39) zeigt, dass bei einem starr eingespannten Fußpunkt eine eingeleitete Druckwelle als Druckwelle reflektiert wird. Die Schwinggeschwindigkeit wird mit umgekehrten Vorzeichen reflektiert. Dies gewährleistet, dass die Verschiebung am starr eingespannten Fußpunkt gleich null ist.

2.2.5.2 Einfluss verschiedener Dämpfungseffekte

Bei der durch impulsartige Belastung eingeleiteten Spannungswelle erfolgt im Ausbreitungsvorgang eine Energieumwandlung. Dieses mechanische Phänomen wird als Dämpfung bezeichnet. In Abbildung 2-18 sind die verschiedenen Dämpfungsarten, die beim Wellenausbreitungsprozess eines im Boden eingebundenen Traggliebes auftreten, dargestellt. Die vom Boden hervorgerufenen Dämpfungsarten treten sowohl im Mantel- als auch im Fußbereich auf.

Im Tragglied selbst, wirkt die **Materialdämpfung**. Diese Dämpfung wird durch Umwandlung von mechanischer Energie in Wärmeenergie im Material hervorgerufen. Dies geschieht durch Mikrorissbildung zwischen Zementmörtel und Zuschlagstoff und der daraus folgenden Gleitreibung im Gefüge (Ebert, 2001).

Die **dissipative Dämpfung** (siehe Abb. 2-18) wird durch Interaktion Tragglied-Boden hervorgerufen und entsteht, wie die Materialdämpfung des Traggliebes selbst, durch Umwandlung mechanischer Energie in Wärmeenergie. Durch die Einleitung der Kompressionswelle ins Tragglied kommt es zu Schervorgängen im Bereich der Mantelfläche, was wiederum in Reibung des Bodens selbst und des Bodens mit der Manteloberfläche resultiert und die beschriebene Energieumwandlung zur Folge hat. Die dissipative Dämpfung wird vornehmlich durch den anstehenden Boden definiert und wird maßgebend von der Schubverzerrung γ beeinflusst.

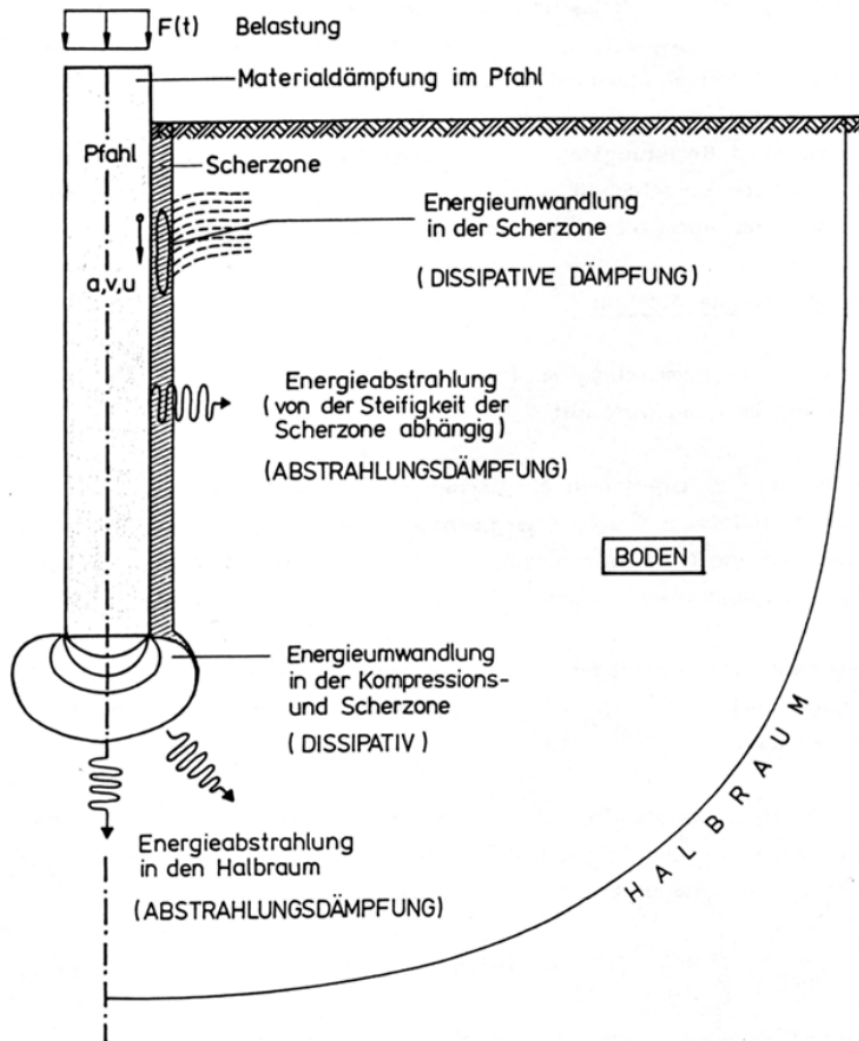


Abbildung 2-18: Schematische Darstellung von Dämpfungsarten am Pfahl aus BALTHAUS & KIELBASSA (1991)

Nach EA-BAUGRUNDDYNAMIK (2018) errechnet sich der Dämpfungsgrad D bzw. die Dämpfungskapazität Ψ nach Gleichung (2.40). Dabei beschreibt ΔW die dissipierte Energie je Zyklus und W die durch Belastung eingeleitete Energie, dargestellt in Abbildung 2-19. Die eingeleitete Energie W entspricht der Fläche des Dreiecks unter der Steigungsgerade des Sekanten-Schubmoduls G bis zur maximalen Schubverzerrung γ je Zyklus. Die von der Ellipse eingeschlossene Fläche entspricht der je Belastungszyklus dissipierten Energie (Nendza, 2006).

$$(2.40) \quad D = \frac{1}{4\pi} \Psi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

Die dissipative Dämpfung wird überwiegend mit zyklischen Lastversuchen ermittelt und wächst mit zunehmender Schubverzerrung γ an.

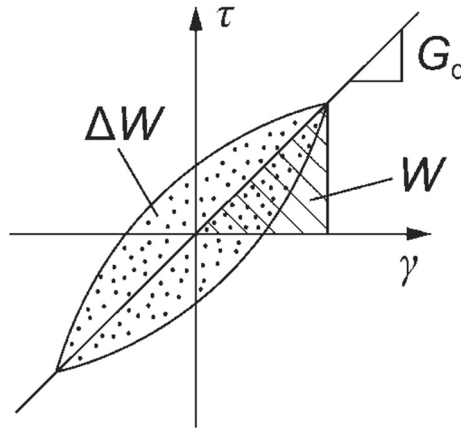


Abbildung 2-19: Hysteretische Spannungs-Verzerrungskurve bei zyklischer Bodenbelastung aus EA-BAUGRUNDYNAMIK (2018)

Liegen keine Versuchsergebnisse vor, kann die Materialdämpfung D nach VRETTOS (2008) für Sande und Tone mittels Gleichung (2.41) approximiert werden.

$$(2.41) \quad D = 2 + \frac{24,5 \cdot (I_p/5)}{1 + \frac{1}{(7,4 \cdot (I_p/10)) \gamma^{0,8}}} \quad \text{für} \quad \gamma \leq 1\%$$

Die Schubverzerrung γ und die Plastizitätszahl I_p sind in [%] einzusetzen. Bei rolligen Böden kann Gleichung (2.41) unter Verwendung von $I_p = 0$ angewendet werden.

Ein weiterer Ansatz zur Bestimmung der Materialdämpfung für bindige und nichtbindige Böden stellt die Formulierung nach ISHIBASHI & ZHANG (1993) dar. Die Materialdämpfung D kann nach Gleichung (2.42) bestimmt werden.

$$(2.42) \quad D = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145 \cdot I_p^{1,3}}}{2} \left(0,586 \left(\frac{G}{G_0} \right) - 1,547 \left(\frac{G}{G_0} \right) + 1 \right)$$

Das Verhältnis des Schubmoduls zum Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen G/G_0 , welches mit zunehmender Schubverzerrung γ abnimmt, kann nach ISHIBASHI & ZHANG (1993) folgendermaßen ermittelt werden:

$$(2.43) \quad \frac{G}{G_0} = K(\gamma, I_p) (\bar{\sigma}'_0)^{m(\gamma - I_p) - m_0}$$

mit

$$(2.44) \quad K(\gamma, I_p) = 0,5 \left(1 + \tanh \left(\ln \left(\frac{0,000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{-0,492} \right) \right)$$

$$(2.45) \quad \bar{\sigma}'_0 = p' = \frac{1}{3} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) = \frac{1}{3} \sigma'_v (1 + 2K_0)$$

$$(2.46) \quad m(\gamma - I_p) - m_0 = 0,272 \left(1 - \tanh \left(\ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right) \right) e^{-0,0145 \cdot I_p^{1,3}}$$

$$(2.47) \quad n(I_p) = \begin{cases} 0,0 & I_p = 0 \\ 0,37 \cdot 10^{-6} \cdot I_p^{1,404} & 0 < I_p \leq 15 \\ 7,0 \cdot 10^{-7} \cdot I_p^{1,976} & 15 < I_p \leq 70 \\ 2,7 \cdot 10^{-5} \cdot I_p^{1,115} & I_p > 70 \end{cases} \quad \text{für}$$

Ein hyperbolischer Ansatz zur Approximation der Materialdämpfung ist in HARDIN & DRNEVICH (1972) beschrieben. Die Materialdämpfung wird nach Gleichung (2.48) bestimmt.

$$(2.48) \quad D = D_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right)$$

Die empirisch ermittelten Formeln für die maximale Dämpfung $D_{\max}$ können je nach Bodenart aus Tabelle 2-3 entnommen werden. Der Faktor N steht für die Anzahl der Belastungszyklen, f beschreibt die Frequenz der Belastung und $\bar{\sigma}_0'$ nach Gleichung (2.45) ist die mittlere, allseitige effektive Spannung. Der Unterschied zwischen der mittleren, allseitigen Druckspannung und der isotropen Druckspannung kann in Bezug auf die Spannungsabhängigkeit der dynamischen Bodenparameter vernachlässigt werden (Hardin, et al., 1972). Somit kann eine ausreichend genaue Ermittlung nach Gleichung (2.45) erfolgen.

Tabelle 2-3: Dämpfung $D_{\max}$ nach HARDIN & DRNEVICH (1972) für verschiedene Bodenarten

Bodenart	$D_{\max}$ [%]
Sand trocken	$D_{\max} = 33 - 1,5 \log N$
Sand gesättigt	$D_{\max} = 28 - 1,5 \log N$
Bindige Böden gesättigt	$D_{\max} = 31 - (3 + 0,33f)(\bar{\sigma}_0')^{0,5} + 1,5f^{0,5} - 1,5 \log N$

Die Schubmodulreduktion G/G_0 kann mit der modifizierten HARDIN & DRNEVICH (1972)-Beziehung nach SANTOS & CORREIA (2001) bestimmt werden:

$$(2.49) \quad \frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0,385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|}$$

Der Faktor $\gamma_{0,7}$ beschreibt die Schubverzerrungen, bei der der Schubmodul $G = 0,7G_0$ entspricht. Erläuterungen zur Bestimmung von $\gamma_{0,7}$ sind in BENZ (2007) enthalten.

Die **Abstrahlungsdämpfung** (siehe Abb. 2-18) ist im eigentlichen Sinne keine Dämpfung, sondern eine Weiterleitung der ins Tragglied eingeleiteten Energie in den umgebenden Boden. Die in den Boden eingeleitete Energie breitet sich in Form von Körper- bzw. Oberflächenwellen im Halbraum aus und nimmt mit steigender Entfernung zur Emissionsquelle ab. Diese Reduktion der Energie kann durch eine viskose Dämpfung simuliert werden (Schallert, 2009).

Diverse Ansätze zur Bestimmung der Abstrahlungsdämpfung mittels viskoser Dämpfung basieren auf vertikal belasteten, masselosen Kreisfundamenten. Die verwendeten

Differentialgleichungen beruhen auf denen des gedämpften Einmassenschwingers. Diese Ansätze können zur Ermittlung der Abstrahlungsdämpfung am Pfahlfuß verwendet werden. Die auf das System einwirkende dynamische Last entspricht dem Produkt aus dynamischer Steifigkeit S des Systems und der hervorgerufenen Verschiebung u_0 des masselosen Kreisfundaments gemäß Gleichung (2.50), beschrieben im Frequenzbereich.

$$(2.50) \quad F(\omega) = S(\omega)u_0(\omega) = (K+i\omega C)u_0(\omega)$$

Die Koeffizienten K und C stehen für die dynamische Federsteifigkeit und für die viskose Dämpfung (Abstrahlungsdämpfung).

Nach RICHART, ET AL. (1970) berechnet sich die dynamische Federsteifigkeit und viskose Dämpfung gemäß Gleichung (2.51) und (2.52).

$$(2.51) \quad K = \frac{G_{\text{dyn}}}{(1-\nu)r_0}$$

$$(2.52) \quad C = \frac{3,4r_0^2}{1-\nu} \sqrt{\rho G_{\text{dyn}}}$$

Die Parameter r_0 , G_{dyn} , ν und ρ entsprechen dem Fußradius des Traggliedes, dem Schubmodul, der Querdehnzahl und der Dichte des anstehenden Bodens.

Ein weiterer Ansatz zur Berechnung der dynamischen Steifigkeit am Pfahlfuß stellt das Konusmodell nach WOLF & DEEKS (2004) dar. Dabei wird von einem Kreisfundament auf einem homogenen Halbraum ausgegangen. Das Fundament ist masselos und starr. Dabei wird das dynamische System als halbumendlicher konischer Balken modelliert, dessen Fläche mit der Tiefe zunimmt (siehe Abbildung 2-20 links).

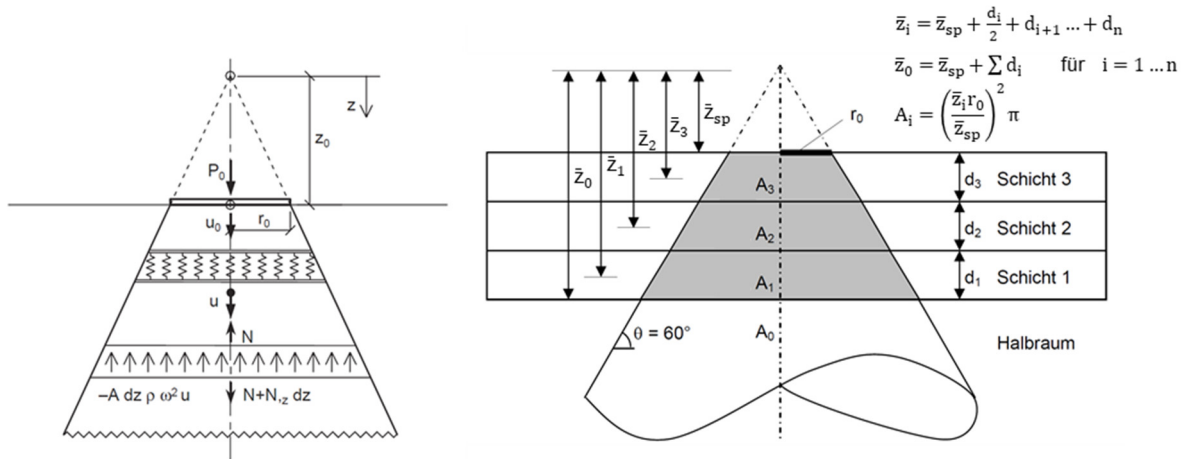


Abbildung 2-20: Translatorischer halbumendlicher Konus mit vertikaler Bewegung, axialer Deformation und Gleichgewicht des infinitesimalen Elements aus WOLF & DEEKS (2004) (links), Konusmodell aus LIEBERENZ, ET AL. (2013) (rechts)

Die Parameter K und C der dynamischen Steifigkeit nach Gleichung (2.50) werden folgendermaßen bestimmt:

$$(2.53) \quad K = \frac{\rho c_p^2 r_0^2 \pi}{z_0} = \frac{E_{c,\text{dyn}} r_0^2 \pi}{z_0}$$

$$(2.54) \quad C = \rho c_p r_0^2 \pi$$

Der im Konusmodell dargestellte Spitzenabstand z_0 wird durch den Öffnungswinkel des Konus bestimmt. In WEGENER (2013) wird aufgezeigt, dass vereinfacht von einem Öffnungswinkel von $\theta = 60^\circ$ ausgegangen werden kann. Eine Mittelung der relevanten Bodenparameter $\bar{c}_p$ und $\bar{\rho}$ aus (2.53) und (2.54) kann für mehrere Bodenschichten nach Gleichung (2.55) in Anlehnung an ADAM & KOPF (2003) und LIEBERENZ, ET AL. (2013) erfolgen (vgl. Abbildung 2-20 rechts).

$$(2.55) \quad \bar{c}_p = \left(\frac{c_{p,0} \bar{z}_0}{A_0} + \frac{c_{p,1} \bar{z}_1}{A_1} + \dots + \frac{c_{p,n} \bar{z}_n}{A_n} \right) / \left(\frac{\bar{z}_0}{A_0} + \frac{\bar{z}_1}{A_1} + \dots + \frac{\bar{z}_n}{A_n} \right)$$

$$\bar{\rho} = \left(\frac{\rho_0 \bar{z}_0}{A_0} + \frac{\rho_1 \bar{z}_1}{A_1} + \dots + \frac{\rho_n \bar{z}_n}{A_n} \right) / \left(\frac{\bar{z}_0}{A_0} + \frac{\bar{z}_1}{A_1} + \dots + \frac{\bar{z}_n}{A_n} \right)$$

Eine Verwendung der Konusmodelle kann nach WOLF & DEEKS (2004) sowohl mit vertikalem als auch mit horizontalem Freiheitsgrad erfolgen. Dies eignet sich für die Anwendung des Modells im Mantelbereich der Tragglieder. Die dynamische Steifigkeit wird für horizontale Freiheitsgrade ebenfalls nach Gleichung (2.50) bestimmt. Die Parameter der dynamischen Federsteifigkeit K und der viskosen Dämpfung C errechnen sich gemäß Gleichung (2.53) und (2.54) unter Verwendung der Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit c_s anstelle von c_p . Der Spitzenabstand z_0 kann für den Fall mit horizontalem Freiheitsgrad nicht vereinfacht über einen Öffnungswinkel von $\theta = 60^\circ$ bestimmt werden, sondern muss gemäß WOLF & DEEKS (2004) nach Gleichung (2.56) berechnet werden.

$$(2.56) \quad z_0 = \frac{\pi(2-\nu)}{8} r_0$$

In Abbildung 2-21 kann man erkennen, dass der Öffnungswinkel beim Konusmodell mit horizontalem Freiheitsgrad größer ist, was auf Grund des geringen Spitzenabstandes herrührt.

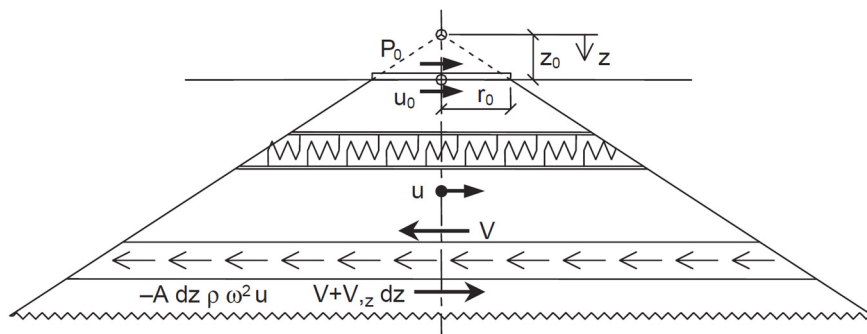


Abbildung 2-21: Translatorischer halbinfinity Konus mit horizontaler Bewegung, Schubverzerrungen und Gleichgewicht des infinitesimalen Elements aus WOLF & DEEKS (2004)

Weitere Ansätze zur Ermittlung der Abstrahldämpfung für den Fuß- und Mantelbereich der Tragglieder sind in BALTHAUS (1986), FRITSCH (2008), NOVAK, ET AL. (1978) und HOLEYMAN (1988) enthalten.

2.3 Dispersionseffekte beim Ausbreitungsprozess mechanischer Wellen

Unter Dispersion von mechanischen Wellen versteht man die unterschiedlichen Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten einzelner Spektralanteile eines zusammengesetzten Wellenzuges. Wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben, breiten sich Wellenzüge mit der Gruppengeschwindigkeit c_g aus. In dieser Wellengruppe kommt es durch dispersive Effekte zur unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeit einzelner Frequenzanteile der Gruppe. Dies führt beim Wellenausbreitungsprozess zu einer Verformung bzw. Verbreiterung der Wellenform (siehe Abbildung 2-22).

Wie bereits in Kapitel 2.2.4 und 2.2.5 aufgezeigt, kommt es beim Wellenausbreitungsprozess zu Querdehnungen bzw. zu Unebenheiten der Wellenfront. Diese Wellenanteile pflanzen sich mit unterschiedlicher Wellenausbreitungsgeschwindigkeit fort und bewirken, dass der Wellenzug aus unterschiedlich schnellen Frequenzanteilen besteht. Eine elastische Wellenausbreitung in einem Tragglied lässt sich somit nicht mehr mittels 1D-Wellengleichung nach Gleichung (2.25) beschreiben. In der Literatur gibt es verschiedene Ansätze zur Beschreibung der eindimensionalen Wellengleichung in Stäben mit dispersiven Anteilen.

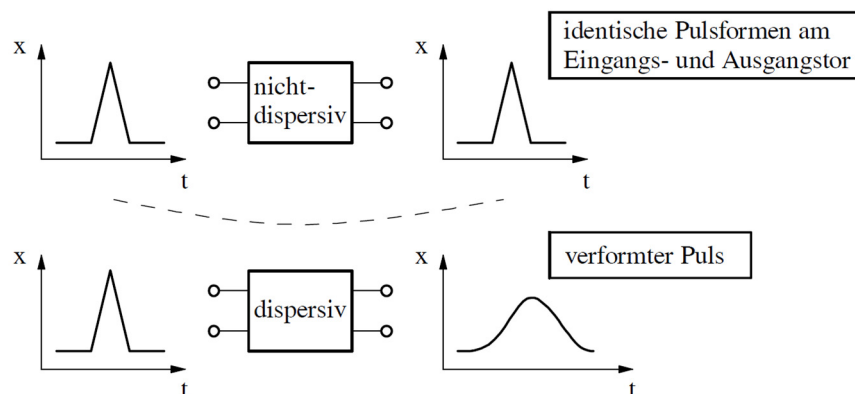


Abbildung 2-22: Dispersion in Übertragungssystemen aus LERCH, ET AL. (2009)

In ELMER (1995) wird auf den Ansatz nach LOVE (1944) verwiesen, welcher die transversalen Einflüsse durch dreidimensionale Modellierung des Stabes im einaxialen Spannungszustand mitberücksichtigt.

$$(2.57) \quad c_D^2 \frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{d^2 u}{dt^2} - v^2 \kappa^2 \frac{d^4 u}{dt^2 dx^2}$$

Die Berücksichtigung der transversalen Anteile nach Gleichung (2.57) hängen von der Querdehnzahl v und einem Faktor κ ab, der für einen Kreisquerschnitt nach Gleichung (2.58) bestimmt wird.

$$(2.58) \quad \kappa^2 = \frac{I_p}{A} = \frac{\frac{\pi}{2} r^4}{r^2 \pi} = \frac{r^2}{2}$$

Der Faktor κ hängt vom polaren Flächenträgheitsmoment I_p und von der Querschnittsfläche A des Stabes ab. Die Lösung der Gleichung (2.57) stellt nach Gleichung (2.59) ein Verhältnis aus Phasen- und Dehnwellengeschwindigkeit dar (Schallert, 2009).

$$(2.59) \quad \frac{c_{ph}}{c_D} = 1 - \nu^2 \pi^2 \left(\frac{r}{\lambda} \right)^2$$

Aus Gleichung (2.59) wird ersichtlich, dass die Phasengeschwindigkeit einzelner Wellenanteile mit bestimmter Wellenlänge λ mit kleiner werdender Wellenlänge immer stärker von der Dehnwellengeschwindigkeit abweicht bzw. sich verlangsamt.

Somit gilt für die Wellenausbreitung in elastischen Stäben im Allgemeinen, dass Wellenanteile mit hoher Frequenz und kleiner Wellenlänge die Gruppengeschwindigkeit verlangsamen. Dieses Verhalten ist in Abbildung 2-23 dargestellt, wobei H die Querabmessung des Stabes darstellt. Man kann erkennen, dass die Phasengeschwindigkeit frequenzabhängig ist und mit ansteigender Frequenz, was wiederum einer abnehmenden Wellenlänge entspricht, von c_D über c_S bis zur Ausbreitungsgeschwindigkeit für Rayleighwellen c_R abnimmt.

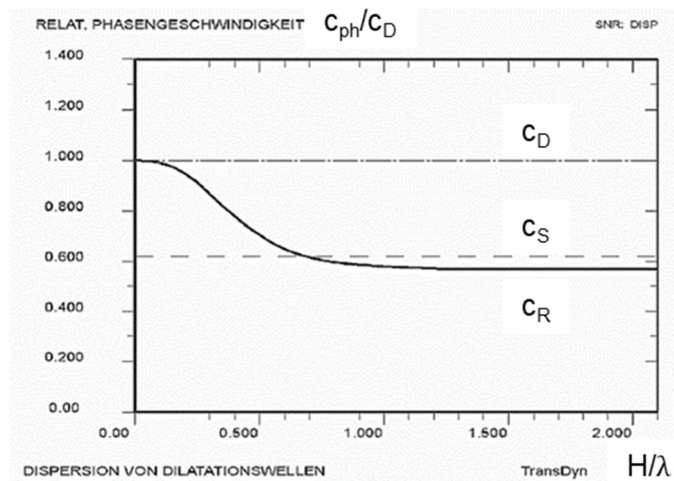


Abbildung 2-23: Physikalische Dispersion von Dehnwellen in einem Stab (Elmer, 2004) aus FRITSCH (2008) (verändert)

Neben den beschriebenen Effekten bei der Wellenausbreitung in elastischen Medien treten beim Wellenausbreitungsprozess in elastisch-plastischen Medien auf Grund des spannungsabhängigen E-Moduls Dispersionseffekte auf. Betrachtet man den einaxialen Spannungszustand, so stellt sich unterhalb der Fließgrenze σ_{yield} (in Abbildung 2-24: $\sigma_{yield} = \sigma_y$) im elastischen Bereich ein steiferes Materialverhalten ein. Wellen, die in diesem Bereich ausgelöst werden, weisen eine höhere Ausbreitungsgeschwindigkeiten als Wellen, die im plastischen Bereich oberhalb der Fließgrenze ausgelöst werden, auf. Mit zunehmender Druckspannung kommt es zur Plastifizierung und der damit verbundenen Reduzierung des Steifigkeitsverhaltes im Material (siehe Abbildung 2-24 links). Somit ergibt sich nach Gleichung (2.60):

$$(2.60) \quad c_{el,D} = \sqrt{\frac{d\sigma_{xx}}{d\varepsilon_{xx}} \sigma_{xx} < \sigma_{yield}} > c_{pl,D} = \sqrt{\frac{d\sigma_{xx}}{d\varepsilon_{xx}} \sigma_{xx} > \sigma_{yield}}$$

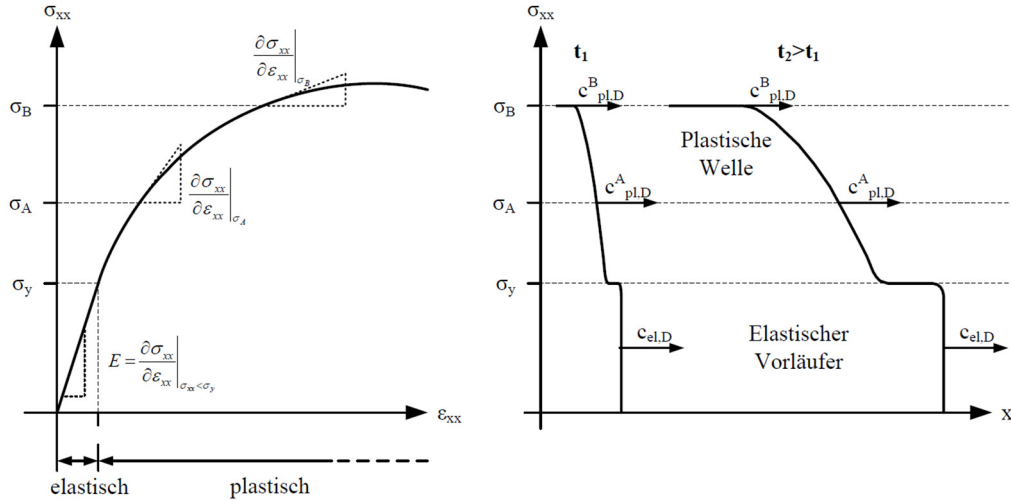


Abbildung 2-24: Einaxialer Spannungszustand in einem Stab – Spannungs-Verzerrungs-Kurve (links), Wellenform zu unterschiedlichen Zeitpunkten (rechts); nach MEYERS (1994) aus ZIMBELMANN (2015) (verändert)

Wie in Abbildung 2-24 rechts dargestellt, entteilen Wellenanteile der Gruppenwelle mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit $c_{el,D}$ den Wellenanteilen mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit $c_{pl,D}$ und verursachen somit eine Verbreiterung der Wellenform, was wie bereits beschrieben, den Dispersionseffekt darstellt (Zimbelmann, 2015).

2.4 Grundlagen plastischer Kompressions- und Schockwellen

In Kapitel 2.2.3 ist die dreidimensionale Wellenausbreitung unter der Bedingung von linear elastischem Materialverhalten aufgeführt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle c_p entspricht der Gleichung (2.21).

Bei der Ausbreitung von plastischen Kompressionswellen wird nach ZIMBELMANN (2015) von einem elastisch-ideal-plastischen Materialverhalten gemäß $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p$ und $\varepsilon_{kk}^p = 0$ und der von Mises-Fließgrenze für einaxiale Verformungszustände gemäß $\sigma_{yield} = \sigma_1 - \sigma_3$ ausgegangen. Dadurch ergibt sich für die maximale Hauptspannung:

$$(2.61) \quad \sigma_1 = \frac{E}{3(1-2\nu)} \varepsilon_1 + \frac{2}{3} \sigma_{yield} = B\varepsilon_1 + \frac{2}{3} \sigma_{yield}$$

Der Faktor B steht für den Kompressionsmodul. In Abbildung 2-25 ist eine Kompressionskurve im einaxialen Verzerrungszustand dargestellt. Man kann erkennen, dass die Anfangssteifigkeit bis zur *Hugoniot*-Elastic-Limit σ_{HEL} dem Steifemodul $E_{c,dyn}$

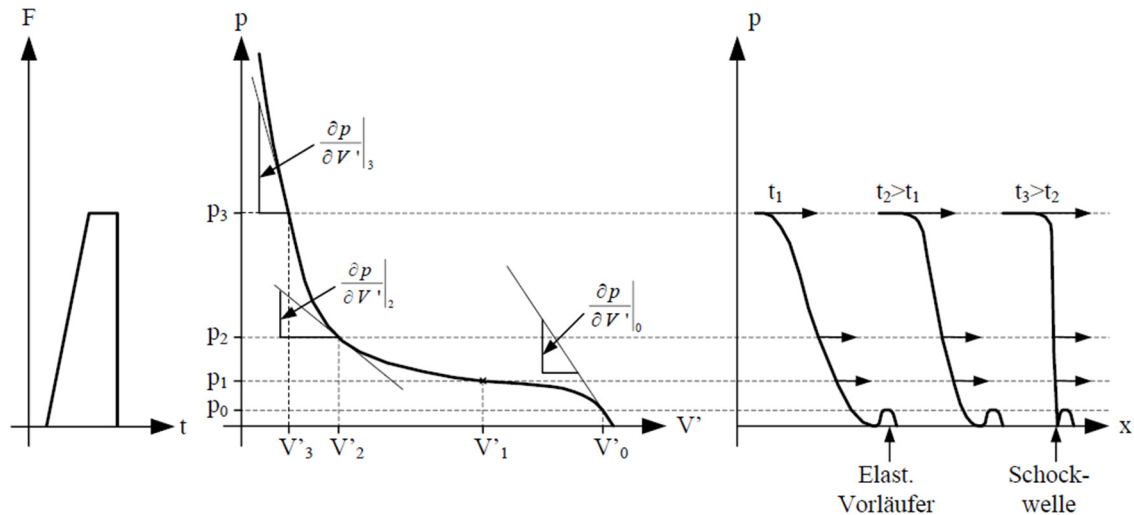


Abbildung 2-26: Belastungskurve (links), Nichtlineare Kompressionskurve (Mitte) und Profil der plastischen Welle zu unterschiedlichen Zeitpunkten (rechts); nach HIERMAIER (2008) aus ZIMBELMANN (2015)

Dieses Phänomen ist in Abbildung 2-26 rechts dargestellt. Dadurch kommt es zu einem Aufsteilen der Wellenfront und zur Entstehung von Schockwellen. Dies kann nur geschehen, wenn eine schnelle Lastaufbringung erfolgt und wenn die Kompressionskurven auf Grund der Verdichtung des Mediums konvex verlaufen und nicht wie beim triaxialen Spannungszustand konkav (siehe Abbildung 2-24 und Abbildung 2-27) (Zimbelmann, 2015).

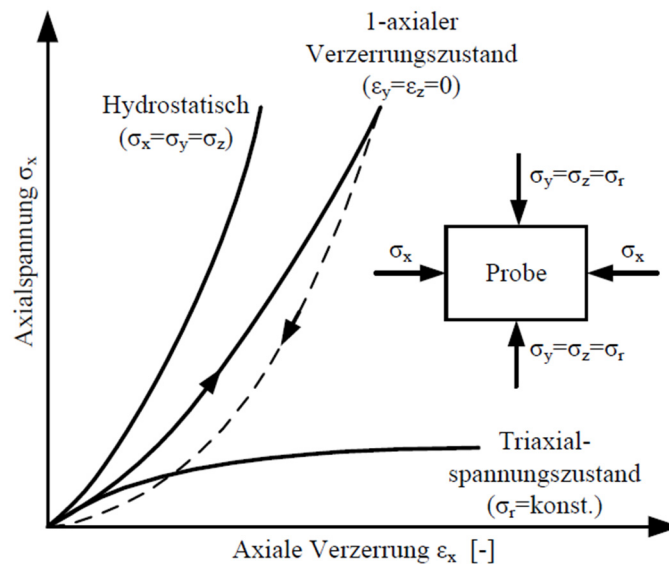


Abbildung 2-27: Kompressionskurven granularer Materialien in Abhängigkeit des Spannungszustands; nach RICHART, ET AL. (1970) aus ZIMBELMANN (2015)

3 Prüfmethoden zur Ermittlung des axialen Tragverhaltens von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern

3.1 Allgemeines

Zur Ermittlung des Last-Setzungsverhalten von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern stehen mehrere Prüfverfahren zur Verfügung (siehe Abbildung 3-1).

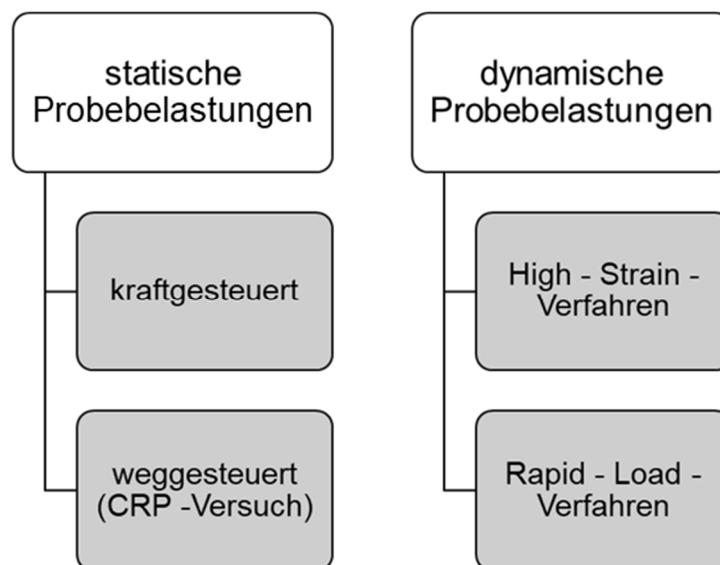


Abbildung 3-1: Methoden der Probelastung von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern

Bei der statischen Probelastung wird mittels eines Hydraulikzylinders eine Kraft bzw. konstante Verschiebungsgeschwindigkeit in axialer Richtung aufgebracht. Die Verschiebung der Tragglieder wird über Wegaufnehmer am Säulenkopf messtechnisch erfasst. Zusätzlich können differenziert Mantelreibungen und Spitzendrücke in den Traggliedern erfasst werden.

Bei der dynamischen Probelastung (High-Strain-Verfahren) wird die Prüfkraft mittels Fallgewicht aufgebracht. Die Größe der eingeleiteten Kraft entspricht der Impulskraft, welche durch die Masse und Geschwindigkeit des Fallgewichtes bestimmt ist. Durch den Aufschlag der Fallmasse wird eine abwärts laufende Stoßwellenfront in die Säule eingeleitet. Die dabei entstehenden Beschleunigungen und Dehnungen werden am Säulenkopf aufgenommen. Diese Messgrößen dienen bei den direkten Auswerteverfahren zur Ermittlung der statischen Grenztragfähigkeit. Bei den indirekten Verfahren können über die genannten Messgrößen, unter Verwendung numerischer

Simulationsmodelle, Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit und deren Verteilung sowie auf das Last-Setzungsverhalten gezogen werden. Diese Art der Auswertung erfolgt durch Systemidentifikation und stellt somit ein inverses Problem dar (STAHLMANN, ET AL., 2004).

Eine Sonderform der dynamischen Tragfähigkeitsprüfungen stellt das Rapid-Load-Verfahren dar. Diese Prüfmethode ist dadurch gekennzeichnet, dass die Lasteinleitungsdauer im Vergleich zum High-Strain-Verfahren größer ist. Dadurch steht das Tragglied während der gesamten Prüfdauer unter Druckbeanspruchung. Nach EA-PFÄHLE (2012) ist die Mindestdauer der Impulseinleitung von einem Rapid-Load-Test als die zehnfache Laufzeit der Welle von Säulenkopf bis Säulenfuß definiert. Genauere Erläuterungen zu dem Verfahren sind in HÖLSCHER & VAN TOL (2008) und HÖLSCHER, ET AL. (2011) aufgeführt.

In Deutschland ist die Notwendigkeit von Probelastungen in der DIN EN 1997-1:2014-03 und der DIN 1054:2010-12 geregelt. Darin wird jedoch nicht explizit auf die Ausführung der Probelastungen eingegangen. In der DIN 1054:2010-12 finden sich für die Ausführung der verschiedenen Probelastungen Verweise auf die EA-PFÄHLE (2012), in welcher die Durchführung, Instrumentierung, Messaufzeichnung, Dokumentation etc. ausführlich aufgeführt sind.

3.2 Statische Tragfähigkeitsprüfung

Die Aufbringung der Last erfolgt mittels eines Hydraulikzylinders und wird in axialer Richtung über die Säulenkopfoberfläche in das pfahlartige Tragglied übertragen. Die Rückverankerung des Belastungszyinders kann über eine Totlast oder Traversen oder Belastungsstühle, welche mit im Boden einbindenden Reaktionselementen verbunden sind, erfolgen. Die Anzahl der probelasteten Tragglieder richtet sich nach der Art der Tragglieder und den Baugrundverhältnissen, es empfiehlt sich jeweils eine Tragfähigkeitsprüfung je Traggliedtyp durchzuführen. Bei variablen Traggliedabmessungen und Bodenverhältnissen sollte zudem je Randbedingung eine Probelastung an einem repräsentativen Tragglied durchgeführt werden.

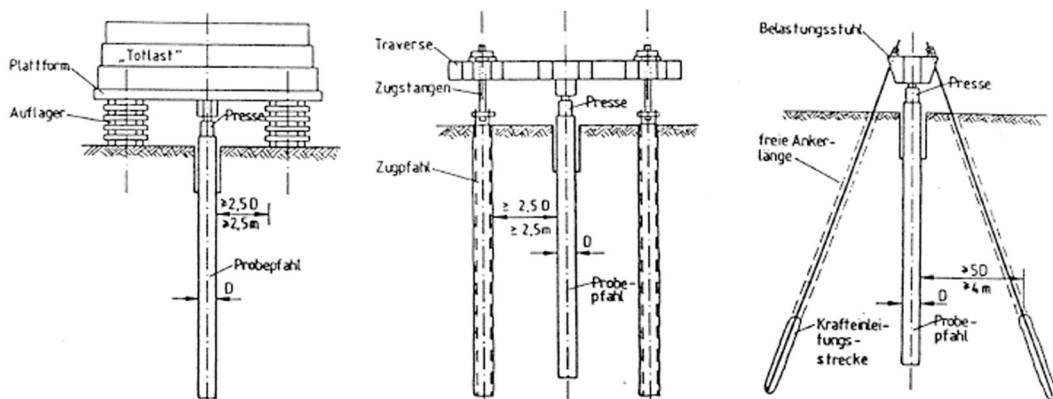


Abbildung 3-2: Versuchsaufbau zur Durchführung einer vertikalen Probelastung mit Totlast, Zugpfählen, gespreizten Verpressankern (Firmenprospekt) aus PRINZ & STRAUB (2017) (verändert)

Das Belastungsschema ist gemäß EA-PFÄHLE (2012) in mindestens zwei Zyklen unterteilt. Im ersten Zyklus wird kraftgesteuert in mehreren Laststufen von einer definierten Vorlast bis zu einer Maximallast belastet, die der charakteristischen Druck- oder Zugbeanspruchung $F_{c,k}$, $F_{t,k}$ entspricht. Die Vorlast ist über eine bestimmte Zeit einzustellen, um etwaige Anpressverformungen aus Belastungseinrichtung und Belastungskopf abklingen zu lassen. Im Anschluss ist ein Entlastungszyklus einzuleiten, der aus mindestens zwei Entlastungsstufen inklusive der Vorlast besteht. Im zweiten Belastungszyklus wird in mindestens acht Laststufen bis zur Prüflast P_P belastet. Die Belastung ist im Anschluss in mindestens vier Stufen auf die Vorlast zu verringern.

Die Prüflast kann durch verschiedene Verfahren bestimmt werden. Dient die Probelastung dazu, den angesetzten charakteristischen Widerstand nachzuweisen, ermittelt sich nach DIN 1054:2010-12 die Prüflast P_P folgendermaßen:

$$(3.1) \quad P_P = F_{c,d} \gamma_t \xi_1$$

Bei den Faktoren γ_t bzw. ξ_1 handelt es sich um einen Teilsicherheitsbeiwert bzw. Streuungsfaktor. Die Werte der Faktoren können je nach Bemessungssituation bzw. Anzahl der probebelasteten Tragglieder aus der DIN EN 1997-1:2014-03 entnommen werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte beruhen auf dem Teilsicherheitskonzept nach EC 7-1. Die Streuungsfaktoren sind Mittel der Fehler- und Ausgleichsrechnung, um die Streuung der einzelnen Messwerte um ihren Mittelwert zu beschreiben.

Um den Grenzzustand der Tragfähigkeit der belasteten Tragglieder zu ermitteln, muss eine Prüflast gewählt werden, die so hoch ist, dass nach EA-PFÄHLE (2012) das Kriterium der Grenzsetzung oder das Kriterium des Kriechverhaltens erfüllt ist. Das Grenzsetzungskriterium ist folgendermaßen definiert:

$$(3.2) \quad R_{c,m} = R(s_g)$$

mit $R_{c,m}$ mittlerer Pfahldruckwiderstand
 $R(s_g)$ Pfahlwiderstand bei der Grenzsetzung s_g
 s_g Grenzsetzung $s_g = 0,1 \cdot d$
 d Pfahl- bzw. Säulendurchmesser.

Ist das Kriterium des Kriechverhaltens ausschlaggebend muss die Prüflast so gewählt werden, dass folgender Pfahlwiderstand erreicht wird:

$$(3.3) \quad R_{c,m} = R(k_s)$$

mit $R_{c,m}$ mittlerer Pfahldruckwiderstand
 $R(k_s)$ Pfahlwiderstand beim Erreichen des
 Kriechmaßes k_s (i.d.R. Grenzmaß $k_s = 2$).

Die Bestimmung des Kriechmaßes erfolgt nach dem Gesetz von *Buisman*. Dieses besagt, dass die Setzung, auf Grund von Kriechvorgängen, logarithmisch mit der Zeit zunimmt. Das Kriechmaß k_s kann somit analog zur *Buisman*-Konstante C_B bestimmt werden. Das Kriechmaß beschreibt die Kopfverschiebung des Tragglieds unter konstanter Last innerhalb eines vorgegebenen Zeitintervalls. Es wird vorausgesetzt, dass die Kriechverformungen im Traggliedmaterial selbst vernachlässigbar gering sind. Nach

GOLDSCHIEDER & KRIEG (1998) berechnet sich k_s für die Setzung des Traggliedes s_1 und s_2 zu den jeweiligen Zeitpunkten t_1 und t_2 folgendermaßen:

$$(3.5) \quad k_s = \frac{s_2 - s_1}{\log(t_2/t_1)}.$$

Die einzelnen Laststufen sind je nach Anforderungsklassen der EA-PFÄHLE (2012) über eine bestimmte Zeit konstant aufrecht zu halten. Bei den Anforderungsklassen wird in grundsätzliche, erhöhte und hohe Anforderungen unterschieden. Erhöhte und hohe Anforderungen liegen vor, wenn die Tiefgründungen in ungünstige Bodenverhältnisse einbinden oder erhöhte Anforderungen an das Tragglied gestellt werden. Bei grundsätzlichen Anforderungen sind die Laststufen mindestens über die Zeitintervalle nach EA-PFÄHLE (2012) konstant zu halten bzw. mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit $\dot{p}$ zu steigern. Bei den erhöhten und hohen Anforderungen sind die jeweiligen Laststufen so lange konstant zu halten bis der Setzungszuwachs auf 0,1 mm innerhalb 20 min abgeklungen ist. Dies entspricht einer Setzungsrate $\dot{s}$ von 0,005 mm/min. Nach der Laststufe der charakteristischen Druckbeanspruchung kann die Setzungsrate auf 0,02 mm/min erhöht werden, was wiederum einer Setzung von 0,1 mm in einem Zeitraum von 5 min gleichkommt.

Weiterführende Erläuterungen zu der Thematik sind u.a. in EA-PFÄHLE (2012), POULOS & DAVIS (1980) und VESIC (1977) vorhanden.

3.3 Dynamische Tragfähigkeitsprüfung

Bei den dynamischen Probelastungen im High-Strain-Verfahren werden unter Verwendung von Fallmassen Prüfschläge in das Tragglied eingeleitet. Dadurch wird kinetische Energie eingeleitet, die sich in Form von Wellen im Tragglied fortpflanzt. Das Auftreten von Mantel- und Spitzenwiderständen führt zu Reflexionen bzw. Veränderungen des Wellenausbreitungsprozesses (siehe Kapitel 2.2). Die eingeleiteten und reflektierten Wellen werden, wie in Abbildung 3-3 dargestellt, über Beschleunigungs- und Dehnungsmessaufnehmer am Belastungskopf des Traggliedes aufgezeichnet.

Eine Durchführung der dynamischen Probelastungen kann entweder rambbegleitend (bei Rammpfählen), als „End of Driving“ Test (bei Rammpfählen) oder als Wiederbelastungstest (für alle anderen Tragglieder) durchgeführt werden. Beim Wiederbelastungstest spielt die Wahl des Prüfzeitpunktes eine entscheidende Rolle. Dieser sollte so gewählt werden, dass die Störungen des umgebenden Bodens auf Grund der Einbringung des Traggliedes nahezu abgeklungen sind. Somit können Effekte aus zeitabhängiger Tragfähigkeitsentwicklung (Set-Up-Effekte) minimiert werden (Schallert, 2009). Die Auswertung der Messergebnisse und die Berechnung der Widerstände können durch direkte Methoden bzw. erweiterte Methoden mit Modellbildung erfolgen. Zu den direkten Verfahren zählen das CASE-Verfahren und das TNO-Verfahren. Bei den direkten Verfahren werden die zur Berechnung der Widerstände benötigten Größen direkt aus den Messsignalen bestimmt. Viskose Einflüsse des Bodens werden durch empirische Dämpfungsfaktoren berücksichtigt. Herleitung, genauere Ausführungen und

Berechnungsansätze zu den direkten Verfahren können u.a. aus EA-PFÄHLE (2012) FRITSCH (2008) und SCHALLERT (2009) entnommen werden.

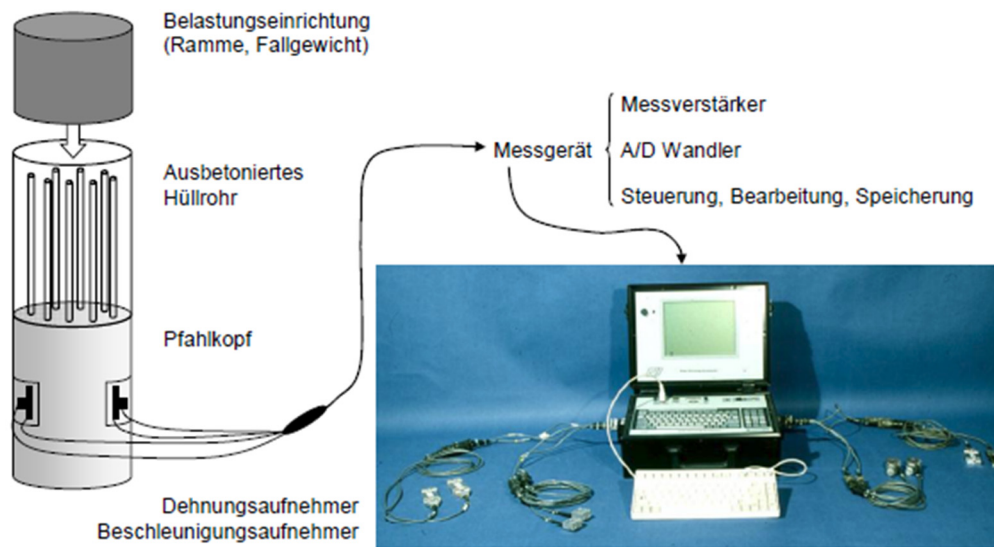


Abbildung 3-3: Messkette des High-Strain-Verfahrens und Beispiel eines Messgeräts aus SCHALLERT (2009)

Zu den gängigsten erweiterten Methoden mit Modellbildung zählen das CAPWAP-Verfahren und das TNOWAVE-Verfahren (siehe Abbildung 3-4). Die Ergebnisse werden nicht direkt aus den Messungen bestimmt, sondern Interaktionen aus Tragglied und Boden werden mittels Steifigkeits-, Dämpfungs-, Gleitreibungs- und Masselementen modelliert.

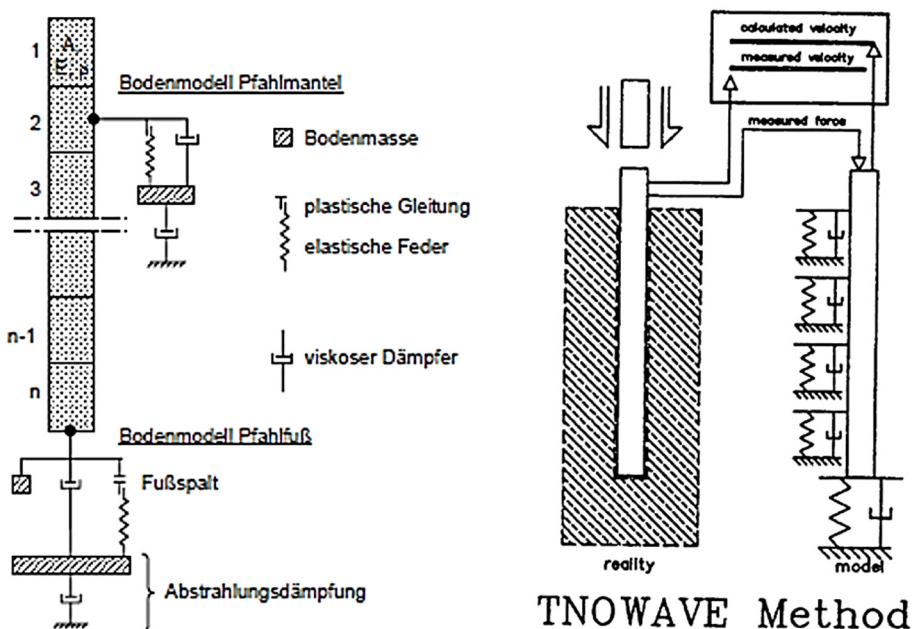


Abbildung 3-4: Pfahl-Boden-Modell (CAPWAP-Verfahren, nach PDI, 2000) aus SCHALLERT (2009) (verändert) (links); Pfahl-Boden Modell (TNOWAVE-Verfahren) aus MIDDENDORP & VAN WEELE (1986)

Durch Parametervariation wird die Systemantwort des Modells den Signalen der

Messung angeglichen. Nach erfolgreicher Iteration wird das Modell für eine Simulation der statischen Belastung verwendet. Dies zeigt, dass die Ergebnisse lediglich durch Parametervariation erreicht werden, was bedeutet, dass im mathematischen Sinne keine eindeutige Lösung existiert. Die Parametervariation kann gute Übereinstimmung mit den Messungen liefern, obwohl mechanische Bodeneigenschaften zu Grunde gelegt werden, die nicht mit den gegebenen Eigenschaften übereinstimmen. Eine ausführlichere Erläuterung der Verfahren und tiefergehenden Ausführungen zu dynamischen Probelastungen und deren Auswertverfahren sind in BALTHAUS (1986), FRITSCH (2008), GOBLE, ET AL. (1975), LINKINS & RAUSCHE (2004), RAUSCHE, ET AL. (1985), RAUSCHE, ET AL. (2010), RAUSCHE, ET AL. (2008), RAUSCHE (1983) und RAUSCHE (2000) aufgeführt.

3.4 Konventionelle Sensorik zur Traggliedinstrumentierung

Bei der **statischen Probelastung** können verschiedene Messsysteme verwendet werden. Von Interesse sind zum einen Kraftmessung am Kopf und im Fußbereich der Tragglieder und vertikale Verformungsmessungen am Kopf und im Mantelbereich der Tragglieder. In Abbildung 3-5 aus WOLFF (2009) sind die gängigsten Messsysteme zur Instrumentierung von Pfählen dargestellt.

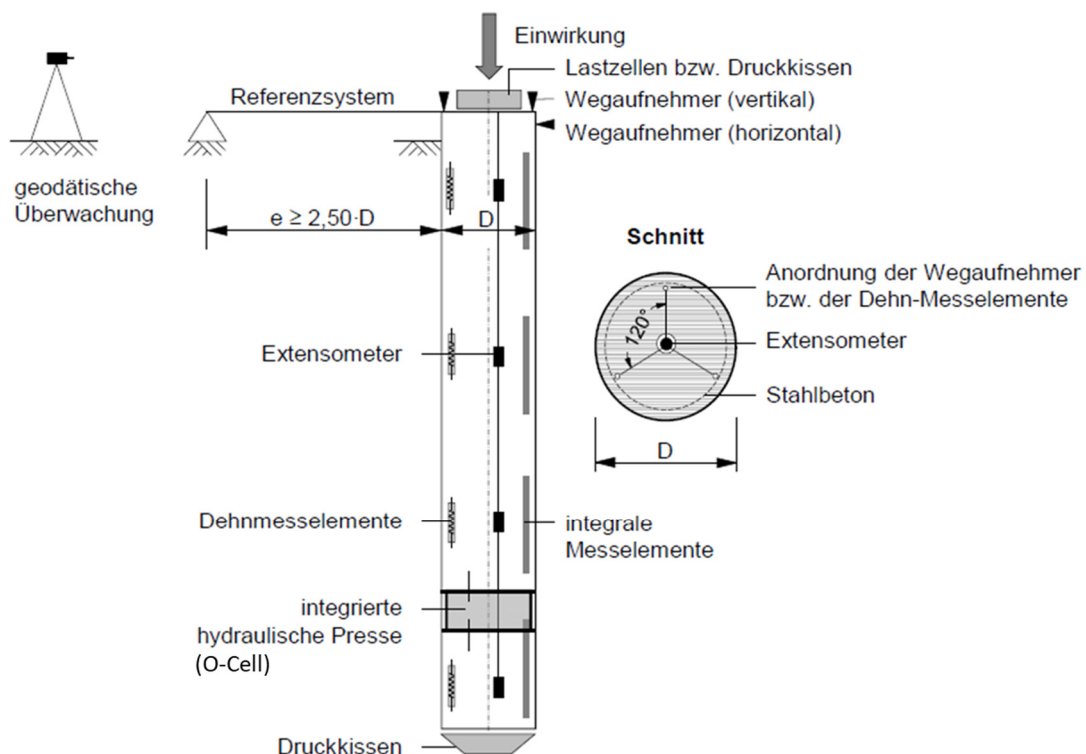


Abbildung 3-5: Verwendete Messinstrumente bei Pfahlgründungen aus WOLFF (2009) (verändert)

Die Kraftmessung der eingeleiteten Lasten erfolgt über Lastzellen bzw. Druckkissen (Kraftmessdosen). Nach EA-PFÄHLE (2012) darf die Messung der Kraft über den Hydraulikdruck der Kraftpressen lediglich zu Kontrollzwecken erfolgen. Für die

Kraftmesssysteme sind Geräte der Genauigkeitsklasse 1 gefordert. Nach DIN EN ISO 7500-1 entspricht dies einem maximal zulässigen Fehler der Anzeigeabweichung von $\pm 1\%$, einer Wiederholgenauigkeit von 99 %, einer maximalen Nullpunktabweichung von $\pm 0,1\%$ und einem maximalen Fehler der relativen Auflösung von 0,5 %.

Zur Messung der vertikalen Kopfverschiebung werden mechanische oder elektrische Wegaufnehmer verwendet. Dabei ist eine maximale Messunsicherheit von $\pm 0,2\text{ mm}$ gefordert. Die Mindestauflösung der Wegaufnehmer soll $0,01\text{ mm}$ betragen. Eine Anordnung der Wegaufnehmer sollte 120° verteilt am Kopf erfolgen. Um mögliche Querverschiebungen auf Grund von exzentrischer Lasteinleitung zu messen, sollten horizontal am Pfahlkopf Wegaufnehmer angebracht werden. Zusätzlich werden als Referenzsystem Präzisionsnivelements in Abstand von $1,5\text{ m}$ vom Tragglied angeordnet. Nach TOMLINSON (2004) stellt eine Messunsicherheit des Referenzsystems von $< 1,0\text{ mm}$ eine ausreichende Genauigkeit dar.

Zur Bestimmung der Verschiebungen bzw. Verformungen im Mantelbereich der Tragglieder und der damit möglichen Bestimmungen der mobilisierten Mantelwiderstände können verschiedene Messsysteme angewandt werden. Im Prinzip kann zwischen einer diskreten, einer abschnittsweisen und einer kontinuierlichen Messung unterschieden werden. Bei den diskreten Messgebern werden vorwiegend Schwingsaitengeber als Dehnmesselemente eingesetzt. Die Sensoren haben i.d.R. eine Auflösung bis $< 1\mu\text{m/m}$ und einen Messbereich zwischen $300\mu\text{m/m}$ und $3000\mu\text{m/m}$. Näheres zu den Schwingsaitengebern ist u.a. in FECKER (2018) aufgeführt. Zur abschnittsweisen Messung der Verformungen können Mehrfach-Extensometer oder Integralmesselemente (IME) verwendet werden. Detailliertere Beschreibungen und Anwendungen der Extensometer und IME sind in EA-PFÄHLE (2012) und REUL (2000) aufgeführt. Zu den kontinuierlich messenden Systemen zählen die Gleitmikrometer. Dabei wird eine Sonde durch ein Rohr bewegt, welche die Verformung vordefinierter Messstellen im Rohr misst. Bei in der Praxis gängigen Systemen sind Messpunktabstände im Rohr von $1,0\text{ m}$ vorhanden. Nach Ansicht des Autors kann bei diesem Messsystem in Bezug auf neuartigere Messmittel nicht von kontinuierlicher Messung gesprochen werden, es handelt sich eher um abschnittsweise Erfassung von Verformungen.

Um Spitzendrücke zu messen, werden häufig Kraftmessdosen im Fußbereich verwendet. Dabei werden Druckkissen verwendet, die mit Öl gefüllt sind. Durch Änderung des Öldrucks kann auf die Druckkräfte im Fußbereich geschlossen werden. Die Auflösungen liegen je nach Messbereich zwischen ca. $0,01\%$ und $0,025\%$. Die Messbereiche können zwischen $0,5\text{ MN/m}^2$ bis 20 MN/m^2 variieren (Wolff, 2009).

Bei den **dynamischen Probelastungen** kommen, wie in Abbildung 3-3 dargestellt, Beschleunigungs- und Dehnungsaufnehmer zum Einsatz. Bei den Beschleunigungsaufnehmern handelt es sich meist um piezoelektrische Sensoren. Bei den Dehnungsaufnehmern werden meist Aufnehmer mit applizierten Dehnungsmessstreifen (DMS) verwendet.

4 Faseroptische Messsensorik

4.1 Einführung und Systematik der faseroptischen Sensoren

In diesem Kapitel wird ein Einblick in die verwendeten faseroptischen Messmittel gegeben. Für die Dehnungsmessungen in den Traggliedern wird bei statischen Probelastungen auf ein quasi-kontinuierlich messendes Monitoring System zurückgegriffen. Dieses basiert auf dem Messprinzip der Frequenzbereichsreflektometrie (engl. Optical Frequency Domain Reflectometry; Abk. OFDR). Bei den dynamischen Messungen werden mehrere punktuell messende Bragg-Gitterfasern (BG-Faser od. FBG), über die gesamte Länge verteilt, verwendet.

Mitte der 1990-er Jahre fand die faseroptische Sensorik nicht mehr ausschließlich für Forschungszwecke Verwendung und gelangte in die Praxis. Dabei umfasst diese Art der Messtechnik im Wesentlichen die Erfassung von Temperatur und mechanischen Größen, wie

- Kraft
- Weg
- Geschwindigkeit
- Beschleunigung
- Dehnung
- Durchflussmengen
- Vibrationen
- Biegung (Strobel, 2014).

Die ersten praktischen Anwendungen waren Hirndrucksensoren in der Medizintechnik, Positions- und Abstandssensoren in der Automatisierungstechnik, Navigations- und Stabilisierungssysteme für Raketen und Satelliten und kontinuierliche Temperaturmesssysteme zur Überwachung von Pipelines und Stromtrassen (Ecke, 2002).

Zusammengefasst aus SAMIEC (2011), STROBEL (2014), HABEL (2003) und THÉVENAZ (2011) haben faseroptische Sensoren folgende positive Eigenschaften:

- Unempfindlichkeit gegenüber elektromagnetischen Feldern
- Hohe Beständigkeit gegenüber Chemikalien
- Funktionsfähigkeit unter radioaktiver Strahlung
- Schlankheit und geringes Gewicht
- Verteilte, quasi-verteilte und punktuelle Messungen möglich
- Hohe Ortsauflösung und Empfindlichkeit

- Datenübertragung über große Entfernungen relativ verlustarm
- Bei geeigneter Instrumentierung und Messaufbau gut geeignet für Langzeitmonitoring
- Messsysteme, die mittels Rayleigh-Streuung arbeiten, können Standardglasfasern als Sensoren verwenden.
- Verteiltes Messen über eine Strecke von mehreren Kilometern möglich

Auf Grund der signifikanten Vorteile gegenüber herkömmlichen und etablierten elektrischen Sensoren wird diese Art der Messtechnik, neben den bereits genannten Einsatzgebieten, immer häufiger in verschiedenen Fachgebieten der Technik und Naturwissenschaft eingesetzt.

Neben den Vorteilen haben sich im Zuge der Messtätigkeiten verschiedene Nachteile herausgestellt:

- Hohe Sensibilität der Fasern beim Einbau in geotechnische Strukturen: Die Fasern sind sehr empfindlich gegenüber Druck und Abscheren. Selbst armierte Messfasern brechen beim Überschreiten der Biegeradien ab, was ein Einbringen speziell in Tiefgründungen und Böden stark erschwert und eine enorme Vorsicht beim Einbau erfordert.
- Sehr empfindlich gegenüber Verschmutzungen: Die gesamte Faseroptische Messkette, bestehend aus Laser und daran gekuppelte Messtechnik, reagiert empfindlich auf Verunreinigungen im Lichtwellenleiterbereich. Dies hat zur Folge, dass der Einsatz auf Baustellen bzw. unter widrigen Bedingungen nur bedingt bzw. nur unter großer Sorgfalt möglich ist. Eine Weiterentwicklung mancher Messeinheiten hinsichtlich Schmutz- und Vibrationsschutz ist erforderlich.

Bei den verwendeten faseroptischen Sensoren kommen nur Single-Mode Fasern zum Einsatz (siehe Abb. 4-1). Diese sind dadurch gekennzeichnet, dass sich lediglich eine Wellenmode durch die Faser ausbreitet. Der Vorteil dieser Art Faser liegt darin, dass Änderungen der Wellenausbreitung über Phasendifferenzen bestimmt werden können, da lediglich eine Mode mit fester Phasenbeziehung vorliegt. Bei Multi-Mode Fasern ist diese Eigenschaft nicht gegeben, da sich viele verschiedene Moden in der Faser mit unterschiedlichen Laufzeiten ausbreiten (Strobel, 2014). Detaillierte Erläuterungen zu den unterschiedlichen Fasertypen und Ausbreitungsmoden in Lichtwellenleitern sind in STROBEL (2014) und THÉVENAZ (2011) zu finden.

Um Licht im Leiter zu führen, ist es wichtig, dass dieses im Faserkern verbleibt. In einem zylindrischen Leiter können sich drei Ausbreitungsmöglichkeiten des Lichtes einstellen. Dabei handelt es sich um Brechung, Ausbreitung entlang der Grenzschicht und Totalreflexion (siehe Abbildung 4-2). Im Lichtwellenleiter ist eine Totalreflexion anzustreben, da nur in diesem Fall das Licht im Kern verbleibt und nicht wie bei Brechung auf die äußeren Schichten über geht oder sich entlang der Grenzschicht bewegt.

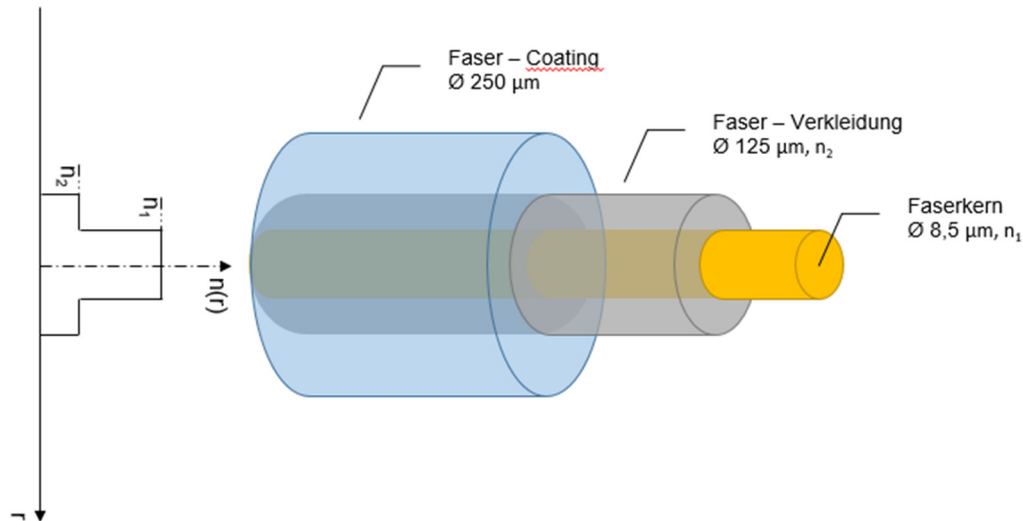


Abbildung 4-1: Aufbau und Brechzahlprofil einer Single – Mode Faser nach STROBEL (2014) und THÉVENAZ (2011)

Das Szenario der Totalreflektion kann nur erreicht werden, wenn nach Gleichung (4.1) der kritische Einfallswinkel γ_c des Lichtes im Kern nicht unterschritten wird und zusätzlich die Brechzahl gemäß Abbildung 4-1 im Kern (n_1) höher als in der Verkleidung (n_2) ist.

$$(4.1) \quad \sin(\gamma_c) = \frac{\sqrt{n_1^2 - n_2^2}}{n_1}$$

Es existieren verschiedene Auswertungsverfahren, welche durch Änderungen bestimmter Zustandsgrößen der Lichtwellen eine Beziehung zu physikalischen Messgrößen ermöglichen. Eine Klassifizierung der Messverfahren kann, wie aus SCHALLERT, ET AL. (2004) entnommen, durch die verwendeten Parameter des Lichtes bzw. deren Modulation im Lichtwellenleiter erfolgen (siehe Tabelle 4-1).

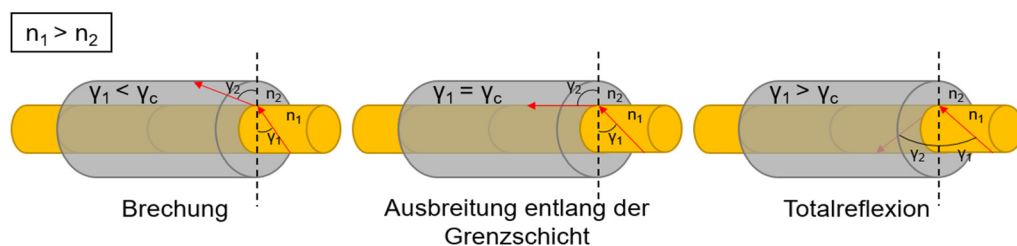


Abbildung 4-2: Aufbau und Brechzahlprofil einer Single – Mode Faser nach STROBEL (2014) und THÉVENAZ (2011)

In den folgenden Kapiteln wird genauer auf die Spektralmessung und interferometrische Messung eingegangen, da die verwendeten Messtechniken auf diesen Methoden basieren. Auf die restlichen in Tabelle 4-1 aufgeführten Messprinzipien wird nicht näher eingegangen. Detaillierte Erläuterungen dazu finden sich u.a. in THÉVENAZ (2011), STROBEL (2014), THAYAGARAJAN & GHATAK (2007), SCHALLERT (2009), HAUSWIRTH (2015) und WOLFF (2009).

Tabelle 4-1: Merkmale faseroptischen Sensorprinzipien aus SCHALLERT, ET AL. (2004)

Nutzbare Parameter der optischen Strahlung	Sensorische Wirkungsweise	Messmethodik
Intensität	Änderung der Transmissionseigenschaften durch Absorption und Streuung	Verlängerung / Verkürzung der durchlaufenen optischen Wegstrecke
Wellenlänge	Änderung der Lichtwellenlänge durch verschiedene physikalische Einwirkungen	Spektralmessung
Phase	Änderung der Phasenbeziehung zweier kohärenter Lichtwellen	Interferometrische (Intensitäts-) Messung
Polarisation	Änderung der Polarisation durch z.B. Doppelbrechung u. a. physikalische Effekte	Interferometrische (Intensitäts-) Messung
Laufzeit	Verlängerung / Verkürzung der durchlaufenen optischen Wegstrecke	Messung der Laufzeitdifferenz zwischen Anfang und Ende der Wegstrecke

4.2 Faseroptische Messprinzipien

4.2.1 Optical Frequency Domain Reflectometry

Die Frequenzbereichsreflektometrie (OFDR) kann verallgemeinert als Weiterentwicklung der Zeitbereichsreflektometrie (OTDR) angesehen werden. Der Unterschied der beiden Auswerteverfahren ist, dass das OTDR-Verfahren den Ort des Messereignisses mittels Laufzeit des rückgestreuten Lichtes bestimmt, wohingegen das OFDR-Verfahren diesen Ort über die Frequenzen des rückgestreuten Lichtes in Kombination mit einem überlagerten Referenzsignal bestimmt. Der Grad der Veränderungen im Lichtwellenleiter wird beim OTDR-Verfahren über die Intensitätsänderung des detektierten Lichtes ermittelt, beim OFDR-Verfahren geschieht dies mittels Detektion einer Frequenzänderung des Messsignals zu einer vorher bestimmten Nullmessung.

Der Vorteil dieses Frequenzverfahrens liegt in der hohen Ortsauflösung. Dies bedeutet, dass die Relativverschiebungen zweier Messpunkte auf der Faser im Abstand von bis zu 1,25 mm aufgenommen werden können.

Der schematische Aufbau eines Frequenzbereichsreflektrometers ist in Abbildung 4-3 dargestellt. Im Wesentlichen besteht der Aufbau aus einer Lichtquelle bzw. einer Tunable Laser Source (TLS), einem Mach-Zeder-Interferometer und einem Detektor. Die TLS hat eine zentrierte Wellenlänge λ_0 von 1550 nm. Das Mach-Zeder-Interferometer besteht aus einem Referenzpfad mit fester Wellenlänge und der angekoppelten Sensorfaser, auch Messpfad genannt (Samiec, 2011).

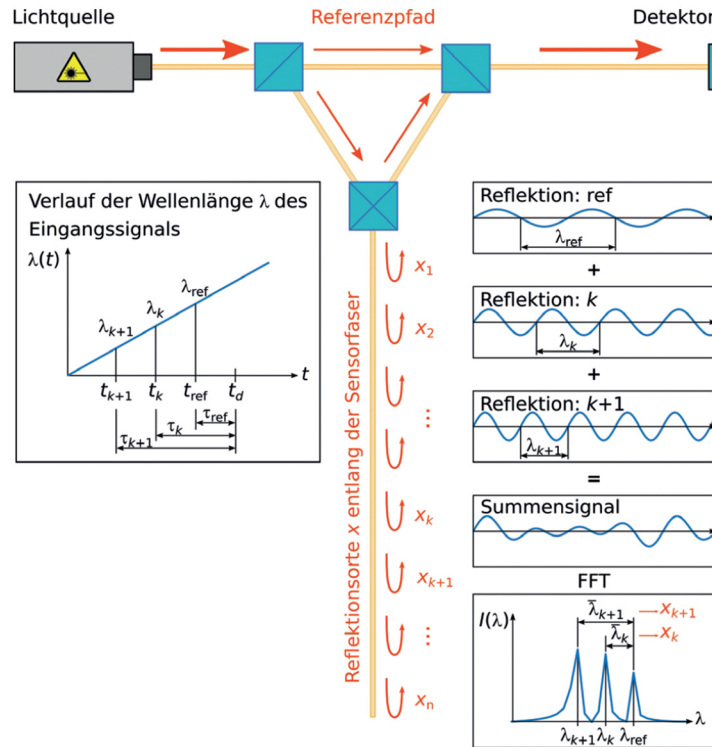


Abbildung 4-3: c-OFDR am Mach-Zehnder-Interferometer aus SPECK, ET AL. (2019)

Nach HORNBERG (2014) ist Licht eine transversale elektromagnetische Welle. Dies breitet sich, wie in Abbildung 4-4 aufgezeigt, als Polarisationsellipse aus. Dabei ist zu sehen, dass die Ellipse in zwei Sinusoide projiziert werden kann.

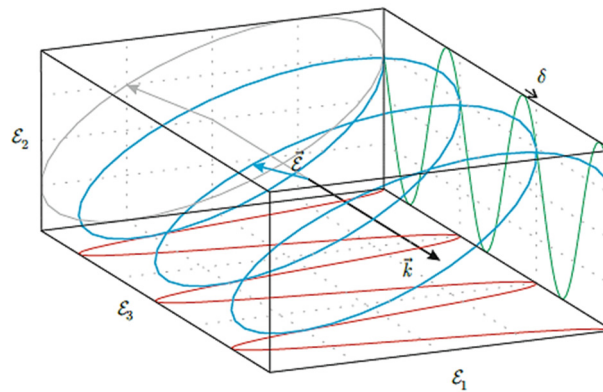


Abbildung 4-4: Polarisationsellipse des elektrischen Feldes aus HORNBERG (2014)

Am Detektor des Messsystems werden beide Vektoren der Polarisationsebene des Lichtes erfasst und zu einer Amplitude zusammengefügt. Dabei wird nach Gleichung (4.2) und (4.3) für jeden Polarisationszustand der Anteil des Mess- bzw. des Referenzpfades zusammengeführt (Soller, et al., 2005).

$$(4.2) \quad E_s(t) = 2r_{\tau}g_s(\tau)[(\hat{T}_s \vec{E}_{mess})(\hat{T}_s \vec{E}_{ref})]\cos(\omega_0\tau + \gamma\tau t + \sigma(t-\tau)\tau + \varphi_{\tau})$$

$$(4.3) \quad E_p(t) = 2r_{\tau}g_p(\tau)[(\hat{T}_p \vec{E}_{mess})(\hat{T}_p \vec{E}_{ref})]\cos(\omega_0\tau + \gamma\tau t + \sigma(t-\tau)\tau + \varphi_{\tau})$$

mit	E_s, E_p	Interferenzsignale der zwei Anteile des Polarisationszustandes
	r_τ	Amplitude des komplexen Reflexionsvermögens eines Ereignisses entlang der Faser
	φ_τ	Phase des komplexen Reflexionsvermögens eines Ereignisses entlang der Faser
	$g_s(\tau), g_p(\tau)$	frequenzabhängige Signalerfassung der zwei Detektoren
	$\hat{T}_s, \hat{T}_p$	Projektionsoperatoren der orthogonalen Polarisationszustände
	$\vec{E}_{\text{mess}}, \vec{E}_{\text{ref}}$	Vektoren der elektrischen Feldstärken von Mess- sowie Referenzarm
	ω_0	Zentrumskreisfrequenz der TLS
	γ	Bandbreite der TLS
	σ	Streuungsfehler der TLS
	τ	Zeitunterschied Signale des Referenzarms und Messarms am Detektor

In den Gleichungen (4.2) und (4.3) steht die Variable t nicht für die Zeit sondern für eine sogenannte „Lab-time“. Dies bedeutet, dass die TLS Frequenzen als Funktion der Zeit, nach Gleichung (4.4) emittiert. Die Gleichungen (4.2) und (4.3) beziehen sich somit auf den Spektralbereich (Soller, et al., 2005).

$$(4.4) \quad \omega(t) = \omega_0 + \gamma_{\text{TLS}} t + \sigma_{\text{TLS}}(t)$$

Dabei stellt ω_0 die Zentrumskreisfrequenz, γ_{TLS} die Bandbreite und σ_{TLS} den Streuungsfehler der TLS dar. Am Referenzpfad ist eine gleichmäßige Polarisation des Lichtes vorhanden. Durch äußere Einflüsse, wie beispielsweise Dehnung der Faser, entstehen an der Messfaser Veränderungen der Polarisation des rückgestreuten Lichtes. Durch Interferenz der Signale des Referenz- und Messpfades entstehen periodische Signale, dessen Frequenz- bzw. Wellenlängenanteile vom Ort der Reflexion abhängen (Samiec, 2011). Mittels inverser Fourier-Transformation und unter Anwendung der Beziehung $x = \tau \cdot c$ können die Signale vom Spektralbereich in den Ortsbereich überführt werden.

Das eigentliche Messsignal setzt sich aus der quadratischen Vektorsumme der beiden Polarisationszustände nach folgender Gleichung nach SOLLER, ET AL. (2005) zusammen:

$$(4.5) \quad r(x) = \sqrt{|\tilde{E}_s(x)|^2 + |\tilde{E}_p(x)|^2}$$

Bei den Parametern $\tilde{E}_s, \tilde{E}_p$ handelt es sich um die fourier-transformierten Interferenzsignale der zwei Anteile des Polarisationszustandes.

Das in Abbildung 4-3 aufgezeigte Prinzip der Wellenüberlagerung von Referenzpfad und Sensorfaser ermöglicht lediglich die Bestimmung des Ortes, an dem beispielsweise eine Dehnung auftritt. Um nun die Intensität physikalischer Größen, wie Temperatur oder Dehnung mittels OFDR-Systeme messen zu können, muss ein sogenannter optischer

Fingerprint erstellt werden. Dies stellt eine Ausgangsmessung des Grundzustandes dar, auf dem sich die Veränderungen in der Sensorfaser beziehen (Nullmessung). Der Berechnungsablauf einer Messung mittels OFDR-Systeme kann gemäß Abbildung 4-5 verdeutlicht werden. An jedem Ort x , der eine Verformung oder Temperaturänderung erfährt, ändert sich wie bereits beschrieben die Polarisation des Lichtes. Dadurch entstehen Frequenzänderungen im Bezug zur Ausgangsmessung. Diese Änderungen können mittels Kreuzkorrelationsverfahren ermittelt werden.

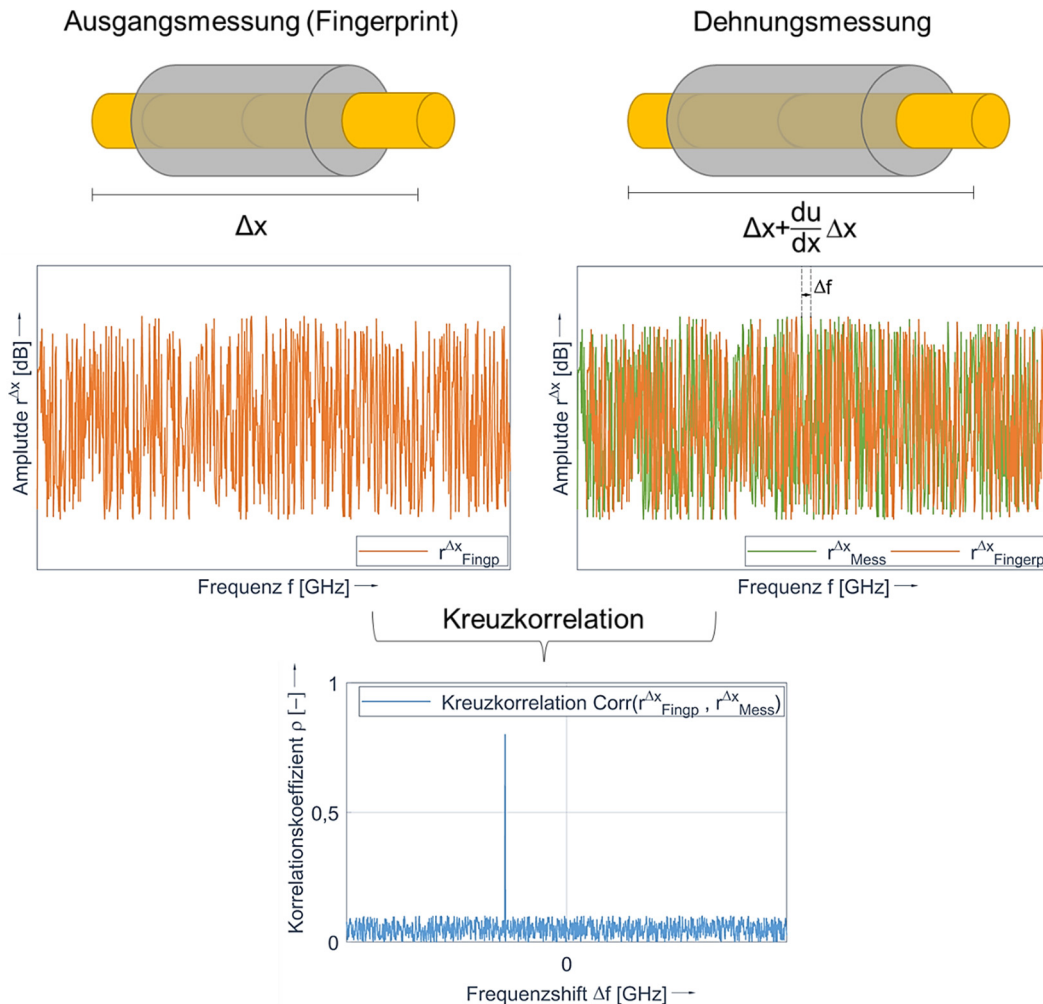


Abbildung 4-5: Schematischer Berechnungsablauf einer OFDR-Messung nach MOSBERGER (2015)

Unter Verwendung der Frequenzverschiebung Δf kann mit folgender Beziehung (4.6) nach KREGER, ET AL. (2009) die Verformung ε bzw. die Temperaturänderung ΔT bestimmt werden:

$$(4.6) \quad \frac{\Delta f}{f_0} = K_{\varepsilon} \varepsilon + K_T \Delta T$$

Die Parameter K_{ε} und K_T beschreiben die Dehnungs- bzw. Temperaturkoeffizienten der Faser. Diese müssen je nach Fasertypus durch Kalibrierung bestimmt werden.

Die Gleichung (4.6) zeigt, dass die gemessenen Frequenzverschiebungen einen Anteil aus Dehnung und optischer Änderung der Faser auf Grund von Temperaturänderung aufweisen. Ist nur die Dehnung von Interesse muss bei Messungen unter schwankenden

Temperaturverhältnissen parallel eine Temperaturmessung im Messobjekt durchgeführt werden, um den Anteil aus Temperaturänderung im Nachgang zu eliminieren.

4.2.2 Faser-Bragg-Gitter

Unter Faser-Bragg-Gitter (FBG) versteht man eingeschriebene Interferenzfilter in einer Glasfaser (Hering, et al., 2018). Wellenlängen des eingestreuten Lichts, die innerhalb der Wellenlängenbandbreite des Interferenzfilters liegen, werden reflektiert. Der restliche Lichtwellenanteil wird transmittiert (vgl. Abbildung 4-6).

Die sogenannten Bragg-Gitter werden mit einem Laser in die Glasfasern eingebrannt. Dadurch kommt es zu einer Veränderung des Brechungsindex in diesen Bereichen.

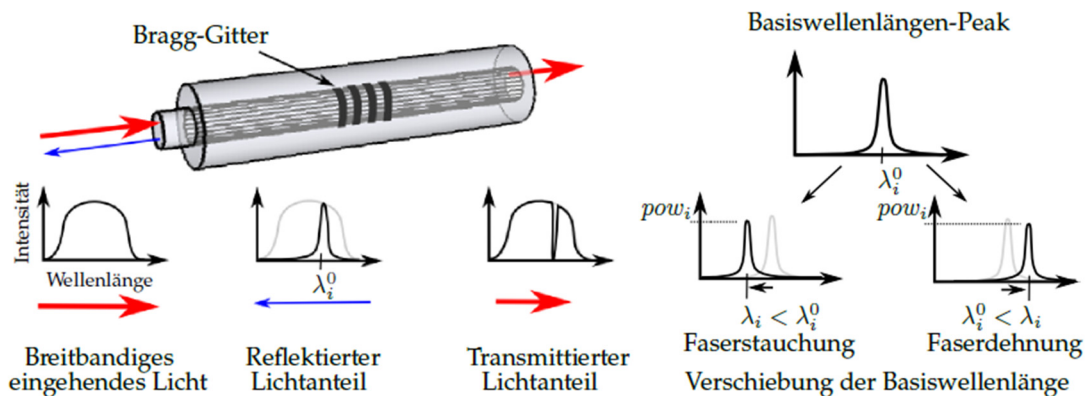


Abbildung 4-6: Messprinzip der Faser-Bragg-Gitter aus PAUER (2017)

Ein gewisser Anteil des eingestreuten Lichtes wird an jeder Gitterebene auf Grund des veränderten Brechungsindex gestreut und teilweise reflektiert bzw. transmittiert. Eine konstruktive Interferenz der rückgestreuten Signalanteile bewirkt ein Reflexionsspektrum um die Resonanz- bzw. Bragg-Wellenlänge λ_B . Diese ergibt sich aus der Gitterperiode Λ und dem effektiven Brechungsindex n_{eff} gemäß Gleichung (4.7).

$$(4.7) \quad \lambda_B = 2 \cdot \Lambda \cdot n_{\text{eff}}$$

Mechanische und thermische Einwirkungen auf das FBG bewirken einer Änderung der Gitterperiode und des effektiven Brechungsindex, was in einer Verschiebung der Bragg-Wellenlänge $\Delta\lambda_B$ resultiert (vgl. Abb. 4-6). Die Wellenlängenänderung berechnet sich wie folgt:

$$(4.8) \quad \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = k\varepsilon + \alpha_\delta \Delta T + \alpha_{GF} \Delta T$$

mit	k	k-Faktor, $k = 0,78$
	ε	Dehnung
	α_δ	thermooptischer Koeffizient, $\alpha_\delta = 5 \dots 8 \cdot 10^{-6} \text{ [1/K]}$
	α_{GF}	Ausdehnungskoeffizient der Faser $\alpha_{GF} \approx 0,55 \cdot 10^{-6} \text{ [1/K]}$
	ΔT	Temperaturänderung in [K].

Mit dem zweiten und dritten Teil der Gleichung (4.8) wird die Änderung der Brechzahl auf Grund von thermischen Veränderungen ($\alpha_\delta \Delta T + \alpha_{GF} \Delta T$) beschrieben. Der erste Teil

bezieht sich auf die Dehnung, welche nach Gleichung (4.9) aus mechanischer und thermischer Dehnung bestehen können.

$$(4.9) \quad \varepsilon = \varepsilon_m + \varepsilon_T = \varepsilon_m + \alpha_{sp} \Delta T$$

mit	ε_m	mechanische Dehnung
	ε_T	thermische Dehnung
	α_{sp}	Ausdehnungskoeffizient des Prüfkörpers in [1/K]
	ΔT	Temperaturänderung in [K].

Setzt man Gleichung (4.9) in Gleichung (4.8) ein erhält man

$$(4.10) \quad \frac{\Delta \lambda_B}{\lambda_B} = k(\varepsilon_m + \alpha_{sp} \Delta T) + \alpha_\delta \Delta T + \alpha_{GF} \Delta T.$$

Durch Umformung lässt sich die Gleichung (4.10) auf die relevante mechanische Dehnung auflösen:

$$(4.11) \quad \varepsilon_m = \frac{1}{k} \frac{\Delta \lambda_B}{\lambda_B} - \left(\alpha_{sp} + \frac{\alpha_\delta}{k} + \frac{\alpha_{GF}}{k} \right) \Delta T.$$

Die Gleichung (4.9) zeigt, dass bei FBG-Sensoren die Ermittlung der mechanischen Dehnungen stark temperaturabhängig ist. Eine Temperaturkompensation ist bei Messungen unter veränderlichen Temperaturen notwendig. Am häufigsten geschieht dies durch parallele Temperaturmessung am gleichen Ort der FBG-Sensoren (Kashyap, et al., 2002), (Kreuzer, 2006), (Schallert, 2009).

4.3 Vergleich zwischen faseroptischer und konventioneller Messtechnik

Die unter Kapitel 3.4 beschriebene konventionelle Messtechnik bzw. die konventionellen Sensoren weisen im Vergleich zu der faseroptischen Sensorik Vor- und Nachteile beim Einsatz von Pfahlprobebelastungen auf.

Nach SCHALLERT (2009) sind die an den häufigsten verwendeten Sensoren zur Pfahlinstrumentierung bei **statischen Probebelastungen**, Dehnungsmessstreifen und Schwingsaitengeber. Aber auch alle anderen konventionellen Sensoren zur Erfassung von Stauchungen im Mantelbereich von Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern, die unter Kapitel 3.4 beschrieben sind, haben im Vergleich zur faseroptischen Messtechnik auf Basis des OFDR-Verfahrens den Nachteil, dass keine ortsverteilte (kontinuierliche) Messung möglich ist. Es handelt sich lediglich um diskret messende Systeme, mit im Vergleich zur quasi-kontinuierlich messenden Glasfaser, großer Messbasis. Somit kann mit den konventionellen Sensoren die Dehnung nur integral über die Einspannpunkte des Sensors ermittelt werden. Mittels Glasfasermesstechnik können erstmals Verformungen der Tragglieder quasi-kontinuierlich mit einer räumlichen Auflösung (Messpunktabstand) im Bereich von 5 mm erfasst werden. In Abbildung 4-7 ist der Unterschied der nahezu kontinuierlichen Messung (N1) zur diskreten Sensorik (DMS) veranschaulicht. Hierbei

wurden Rissbilder eines Stahlbetonbalkens ermittelt, und man kann erkennen, dass die diskret messenden Sensoren keine feine Auflösung von Ort und Anzahl der Mikrorisse zulassen. Mittels faseroptischer Sensorik kann ein lückenloses Rissbild über die gesamte Länge ermittelt werden (Fischer, et al., 2019). Somit können lokale Verformungseffekte detektiert und quantifiziert werden.

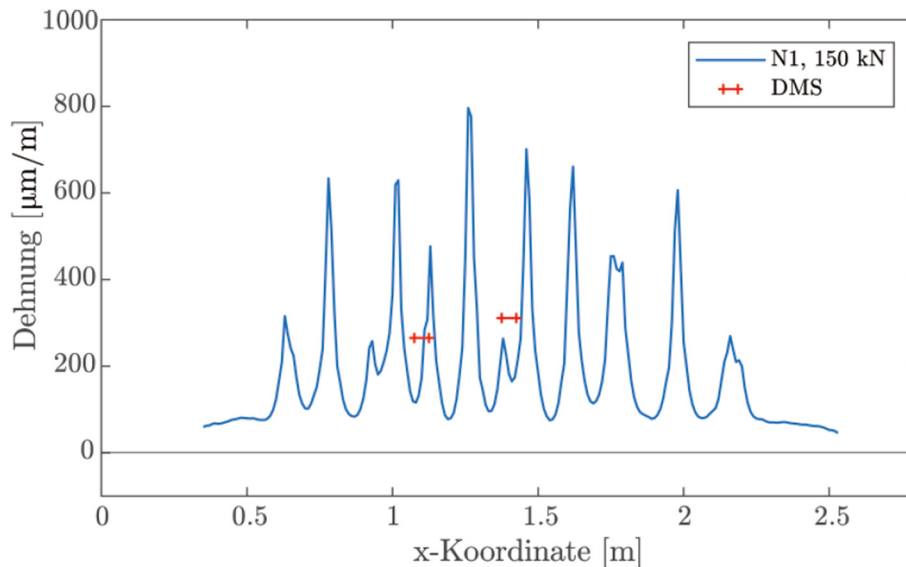


Abbildung 4-7: Faseroptische Messung erlaubt Rückschlüsse auf einsetzende Rissbildung, während dies bei (lokalen) DMS-Messwerten nicht gelingt aus (Fischer, et al., 2019)

Bei **dynamischen Probelastungen** kommen konventionell zur Ermittlung der Stauchung, Dehnungsmessstreifen zum Einsatz. Hierbei bezieht sich die Applikation der Sensoren lediglich auf den Kopfbereich. Andere konventionelle Messsysteme zur Erfassung der Verformungen finden bei dieser Art der Probelastung keine Anwendung, da die Abtastraten zu gering sind. Schwingsaitengeber beispielsweise können nach BONFIG (1995) für dynamische Messungen mit maximal 25 Hz verwendet werden. Im Vergleich dazu, kann mit dem verwendeten Glasfasermesssystem die FBG-Sensorik mit bis zu 50 kHz abgetastet werden. Ein weiterer Nachteil der DMS im Vergleich zu den FBG-Sensoren besteht in der erforderlichen Stromversorgung jedes einzelnen Sensors, dies kann bei einer Vielzahl an Messebenen zu einem hohen Aufwand an Verkabelungen führen. Zudem haben FBG-Sensoren eine hohe Stabilität der Messungen über eine Vielzahl an Lastzyklen hinweg. Im Gegensatz zu den DMS ist keine Nullpunktverschiebung auf Grund von Feuchtigkeit in den Sensoren zu erwarten. Eine Messverstärkung bei sehr kleinen Verformungen, wie sie im Bereich der dynamischen Pfahl- bzw. Säulenprobelastung auftreten, ist bei den FBG-Sensoren nicht nötig. Dies bietet einen klaren Vorteil gegenüber den DMS. Nach SCHALLERT (2009) ist bei dynamischen Stoßbelastungen ein erhöhter Aufwand bei der DMS-Messtechnik von Nöten um eine saubere Erfassung der Stoßwellen zu gewährleisten. Ein weiterer Vorteil der Faseroptik liegt in der Länge der Übertragungsstrecken. Zuleitungen im Bereich mehrerer hundert Meter sind ohne eine Messverstärkung möglich.

4.4 Fazit

Die in diesem Kapitel beschriebenen Eigenschaften der faseroptischen Sensorik legen einen Einsatz bei Pfahlprobelbelastungen nahe. Die Thematik der Nullpunktstabilität, der geringe Instrumentierungsaufwand und die geringen Abmessungen der Sensoren, stellen für diesen Zweck einen großen Vorteil dar. Die hohen Auflösungen und die quasi-kontinuierlichen Dehnungsmessungen in den Traggliedern sind ein Fortschritt in Bezug auf die Ermittlung relevanter mechanischer Größen. Hohe Abtastraten der FBG-Sensorik ermöglichen bei der Aufnahme der Wellenausbreitung in Pfahl und pfahlartigen Traggliedern Aliasing Fehler zu vermeiden. Unter Aliasing bzw. Aliasing Fehler versteht man die verfälschte Aufzeichnung eines zu messenden Signals auf Grund zu geringer Abtastfrequenzen. Die Interpolation zwischen den Messpunkten ergibt somit einen falschen Verlauf des zu messenden Signals wieder, da zu wenige Stützstellen aufgenommen wurden.

Ein Entwicklungsbedarf bei den faseroptischen Messtechniken stellt speziell bei der FBG-Sensorik die Tatsache dar, dass die hohen Abtastraten nur möglich sind, wenn je Messkanal ein FBG-Sensor verwendet wird. Somit ist keine ausreichende Abtastfrequenz für die Messung der Wellenausbreitung in Betonbauteilen gegeben, wenn mehrere Faser-Bragg-Gitter in einer Faser eingeschrieben sind. Dies erhöht den Instrumentierungsaufwand.

Die OFDR-Sensorik ist in ihrer maximalen Messlänge limitiert. Dabei können die hohen Ortsauflösungen im Bereich von 1,25 mm nur dann gewährleistet werden, wenn Messlängen von max. 10 m nicht überschritten werden. Nach SAMIEC (2011) ist bei geringen Ortsauflösungen nur eine max. Messlänge von 70 m technisch realisierbar.

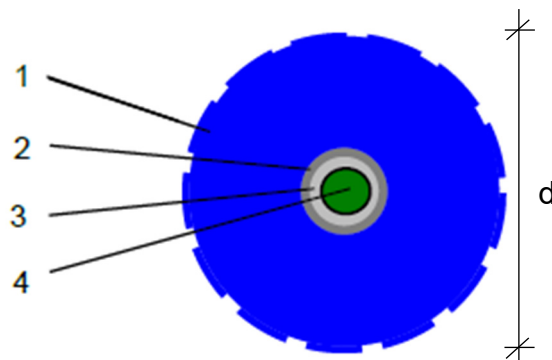
Ein weiterer Nachteil für den praktischen Einsatz der FOS besteht in den mangelnden Regelwerken. Es gibt kaum Orientierungshilfen zum messtechnischen Einsatz und zur Auswertung. Gleiches gilt für den Einbau der Messtechniken. Die Sensorik hat noch nicht die Bandbreite, dass es für den Einsatz bei Pfahlprobelbelastungen speziell dafür gebaute Sensoren gibt. Der fachgerechte Einbau und die Entwicklung passender Einbauarten sind vor dem Einsatz notwendig.

Durch Abwägung der Vor- bzw. Nachteile der Messtechnik, wird im Zuge der Forschungsarbeit im Bereich der Probelbelastungen von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern, die faseroptische Sensorik auf deren Einsatz in den Tiefgründungen hin überprüft. Eine Reihe von Vorversuchen soll feststellen, ob ein Einsatz für diese Zwecke nicht nur, wie in diesem Kapitel beschrieben, theoretisch möglich, sondern auch praktisch sinnvoll ist. Zudem wird überprüft, ob ein fachgerechter Einbau der Sensorik und dadurch eine qualitativ richtige Übertragung der mechanischen Größen auf die Fasern gewährleistet sind.

5 Kleinmaßstäbliche Untersuchungen zur Kalibrierung und Validierung der Sensorik

5.1 Kalibrierung der verwendeten Sensorfasern

Zur Dehnungsmessung in den Traggliedern bei statischer Probelastung wurde auf ein quasi-kontinuierlich messendes Monitoring System zurückgegriffen. Dieses basiert, wie im vorherigen Kapitel beschrieben, auf dem Messprinzip optischer Frequenzbereichsreflektometrie (OFDR). Zur quasi-kontinuierlichen Messung der Dehnung wurden armierte Messfasern des Typs BRU-sens strain V9 verwendet. Der Aufbau der Sensorfasern ist in Abbildung 5-1 aufgeführt. Die Fasern haben einen Durchmesser $d = 3,2 \text{ mm}$ und neben einem strukturierten Außenmantel, der einen ausreichenden Verbund zum Beton sicherstellen soll, auch noch ein Metallhüllrohr um die eigentliche Messglasfaser, damit diese vor äußeren Einwirkungen geschützt ist.



- 1) Strukturierter PA-Außenmantel
- 2) Metallrohr
- 3) Mehrschichtige Puffer- und Dehnungstransferschicht
- 4) Single-Mode Faser

Abbildung 5-1: Schematische Darstellung des Querschnitts einer BRUsens strain V9 Faser (Brugg, o.D.)

Im Zuge der Kalibrierungen wurde die Dehnungssensitivität der getesteten Faser ermittelt. Das Temperaturdehnverhalten der Faser wird bei der Kalibrierung vernachlässigt, da alle Versuche zur Kalibrierung und Validierung der Fasern unter Laborbedingungen mit konstanter Temperatur stattfanden. Somit ist in diesem Fall keine Kompensation der Temperatur nach Gleichung (4.6) nötig.

In LUNA (2017) ist ein Standardkoeffizient für die Dehnungssensitivität von $K_\varepsilon/f_0 = -6,67 \mu\epsilon/\text{GHz}$ aufgeführt. Dieser Faktor hängt stark vom Zustand des Faserkerns ab, was eine Kalibrierung unterschiedlicher Fasersensoren voraussetzt (Mosberger, 2015).

Bei den Feldversuchen wurde auch auf Instrumentierung der Säulen mit Temperatursensoren verzichtet. Die Applizierung der Sensorik erfolgt in vollständig ausgehärtete Tragglieder, bei denen sämtliche exotherme Prozesse im Zuge der Betonreaktionen abgeklungen sind. Nach MOSBERGER (2015), KANIA & SØRENSEN (2018) und SIENKO, ET AL. (2018) sind keine relevanten Temperaturänderungen ΔT , während den Probelastungen zu erwarten. In den Veröffentlichungen wurden verschiedene Tragglieder mit faseroptischer Messtechnik zur Messung der Temperatur ausgestattet. Es wurden Temperaturschwankungen $\Delta T < 1^\circ\text{C}$ gemessen. Es hat sich gezeigt, dass die Temperaturkompensation der Verformungsmessungen vernachlässigbar ist.

Bei den Feldversuchen wurde die Faser unter niedrigeren Temperaturen verwendet (ca. 10°C Außentemperatur). Eine Abhängigkeit der Dehnungssensitivität von der Temperatur ist auf Grund von temperaturabhängigen Materialkonstanten, wie beispielsweise Dichte, E-Modul, Brechungsindex und Querdehnzahl der Glasfaser gegeben. In BELAL & NEWSON (2012) wurde für eine Temperaturdifferenz von $\Delta T = 50^\circ\text{C}$ eine relative Abweichung der Dehnungssensitivität von $2,9 \pm 1,6\%$ für Messsysteme basierend auf der Brillouin-Streuung des Lichtes ermittelt. Unter Annahme eines ähnlichen Verhaltens der Dehnungssensitivität für Messsysteme basierend auf der Rayleigh-Streuung des Lichtes ist die Abweichung der Dehnungssensitivität für eine Temperaturdifferenz von $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ gering. Somit wurden für die Auswertung der Messungen die unter Laborbedingungen ermittelten Dehnungskoeffizienten verwendet.

Zur Kalibrierung der Fasersensorik wurde ein spezieller Prüfstand entwickelt (siehe Abbildung 5-2). Im Zuge der Kalibrierung wurde eine Sensorfaser auf eine fixe Halterung und eine horizontal verschiebbliche Halterung aufgebracht. Über die verschiebbliche Halterung konnten Dehnungen in die Faser eingeleitet werden.



Abbildung 5-2: Schematische Darstellung des Faserkalibrierstandes

Eine Messung der in Faserlängsrichtung aufgetragenen Verschiebungen an den Lagerpunkten erfolgt mittels LVDTs, mit einer Auflösung von $0,001\text{ mm}$. Jedes Dehnungsniveau wurde über die Zeit von ca. 60 s konstant gehalten. Die Frequenzverschiebungen Δf des eingestreuten Lichtes wurde mit dem Messgerät OdiSiB der Firma LUNA aufgezeichnet. In Abbildung 5-3 sind das angewandte Belastungsschema (links) und die zugehörige Messung der Frequenzverschiebung je Dehnungsniveau des 4. Belastungszyklus (rechts) aufgeführt. Es wurden vier Belastungs- und drei Entlastungszyklen aufgebracht. Die Maximaldehnungen wurden je Zyklus gesteigert bis auf einen Wert von ca. $1800\text{ }\mu\text{m/m}$, da beim Überschreiten der Grenzdehnung von $\varepsilon = 2000\text{ }\mu\text{m/m}$ die Faser zu plastifizieren beginnt (Hauswirth, 2015).

Zur Kalibrierung der Fasern werden die allgemein in der Mechanik verwendeten Vorzeichenkonventionen (Kontraktion „-“, Expansion „+“) angewendet. Die ermittelten Dehnungssensitivitäten weisen dadurch die für die Messtechnik richtige Vorzeichenkonvention auf. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird die in der Geotechnik

übliche Vorzeichennotation angewendet. Kontraktion bzw. kompressive Kräfte und Spannungen werden mit positiven Vorzeichen und Expansion bzw. Zugspannungen und Zugkräfte werden mit negativen Vorzeichen versehen.

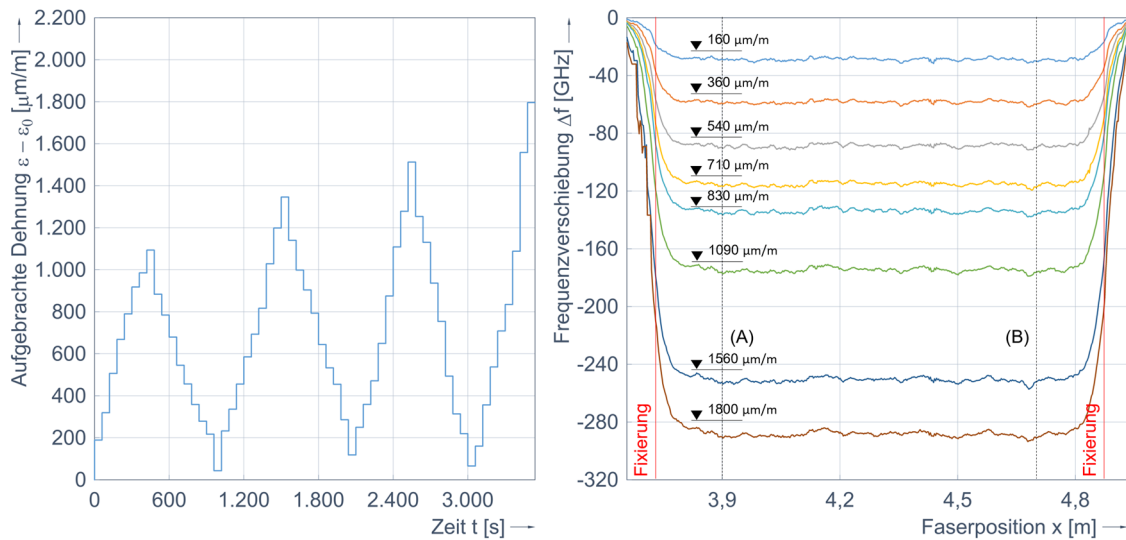


Abbildung 5-3: Belastungsschema der Faserkalibrierung (links), Gemessene Frequenzverschiebung je Dehnungsstufe im 4. Belastungszyklus der Faser (rechts)

Zu den Be- und Entlastungszyklen wurden für jede Stufe die Mittelwerte der Frequenzverschiebungen $\bar{x}$ und Standardabweichungen um den Mittelwert σ_s im Bereich (A)-(B) nach Gleichungen (5.1) und (5.2) ermittelt. Dabei steht n für die Anzahl der Messungen und x_i für die jeweiligen Messwerte. Um mögliche Einflüsse der Fixierungen auf das Kalibrierverfahren zu vermeiden, wurde die gemessene Frequenzverschiebung im Bereich (A)-(B) des beanspruchten Abschnitts gemittelt, wobei die Ergebnisse in der Nähe der Fixierungen vernachlässigt wurden.

$$(5.1) \quad \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$(5.2) \quad \sigma_s = \frac{1}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{1}{n(n-1)} \left[n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \right]}$$

In Tabelle 5-1 sind exemplarisch für den 4. Belastungszyklus die Werte aufgeführt. Die verwendeten Wegaufnehmer weisen eine Linearitätsabweichung von $\pm 0,1\%$ auf.

Die Bestimmung der Dehnungssensitivität erfolgt mittels linearer Regression. Unter Verwendung der Fehlergrenzen für die Dehnungs- bzw. Frequenzverschiebungsmessungen können die Messunsicherheiten der Steigung der Regressionsgerade graphisch ermittelt werden.

Tabelle 5-1: Mittelwerte, Standardabweichungen vom Mittelwert und relativer Fehler der Frequenzverschiebungsmessung im 4. Belastungszyklus

Dehnung ε [$\mu\text{m/m}$]	Mittelwert der Frequenzverschiebung $\bar{\Delta f}$ [GHz]	Standardabweichung vom Mittelwert $\sigma_{\bar{x}}$ [GHz]	Relativer Fehler $\bar{\Delta f}/\sigma_{\bar{x}}$ [%]
160	-26,75533401	0,150951874	0,56
360	-55,76465627	0,286336504	0,51
540	-85,40826102	0,42676814	0,50
710	-111,4145327	0,539041837	0,48
830	-129,8051609	0,615991092	0,47
1090	-169,8237179	0,830546166	0,49
1560	-245,137752	0,937911615	0,38
1800	-282,245191	1,109479713	0,39

In Abbildung 5-4 rechts sind die Geraden minimaler bzw. maximaler Neigung um die Regressionsgerade enthalten. Der maßgebende Messfehler wird folgendermaßen bestimmt:

$$(5.3) \quad \Delta x = \max \left\langle \left| \frac{1}{m} - \frac{1}{m_{\min}} \right|, \left| \frac{1}{m} - \frac{1}{m_{\max}} \right| \right\rangle$$

Mit der Steigung der Regressionsgeraden m , der Steigung der Geraden minimaler Steigung $m_{\min}$ und der Steigung der Geraden maximaler Steigung $m_{\max}$ kann über die maximale Differenz der maßgebende Messfehler ermittelt werden.

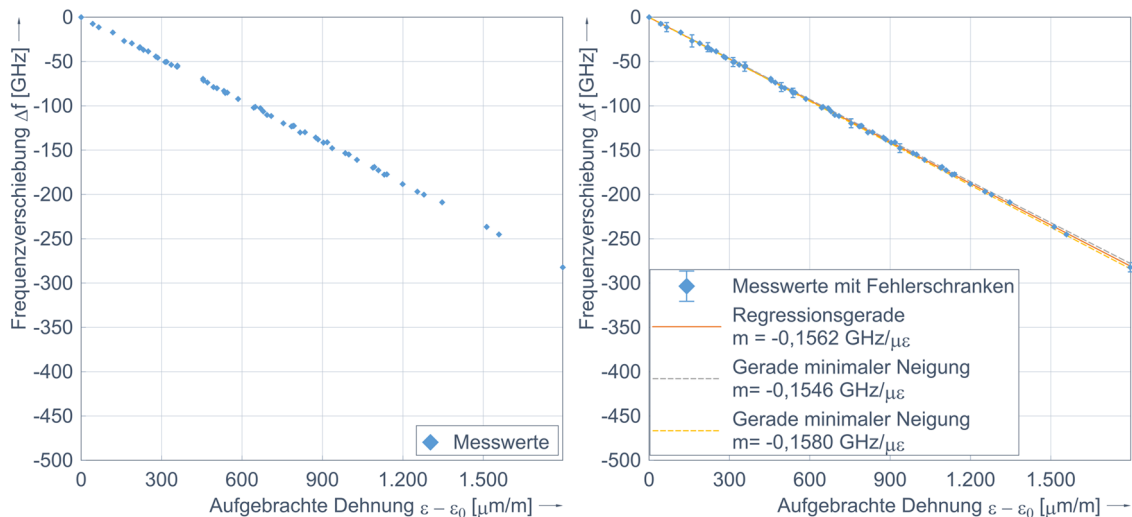


Abbildung 5-4: Ergebnisse der Faserkalibrierung (links), Ermittlung der Dehnungssensitivität mittels linearer Regression (rechts)

Nach Gleichung (5.3) ergibt sich somit ein maximaler Messfehler $\Delta x = \pm 0,0729 \mu\text{E}/\text{GHz}$. Das Ergebnis der Dehnungssensitivität der Messfaser BruSens strain V9 für das verwendete c-OFDR Messverfahren ist in nachfolgender Tabelle 5-2 aufgeführt und ergibt sich aus dem Kehrwert der Regressionsgeradensteigung m .

Tabelle 5-2: Dehnungssensitivitäten der verwendeten Sensorfaser BruSens strain V9

Sensorfaser	Dehnungssensitivität K_ϵ/f_0 [$\mu\epsilon/\text{GHz}$]	Dehnungssensitivität K_ϵ/f_0 mit relativen Fehler
BruSens strain V9	$-6,4020 \pm 0,0729$	$-6,4020 \mu\epsilon/\text{GHz} \pm 1,14 \%$

Überträgt man den Messfehler auf eine Säule der Länge $l_0 = 10,0 \text{ m}$ mit einer konstanten Stauchung von $\epsilon_{\text{vorhanden}} = 1000 \mu\text{m/m}$, erhält man eine gemessene Stauchung von $\epsilon_{\text{gemessen}} = 1000,00 \mu\text{m/m} \pm 11,40 \mu\text{m/m}$. Dies entspricht nach der Beziehung $\Delta l = \epsilon \cdot l_0$ einer Längenänderung $\Delta l = 10 \text{ mm} \pm 0,114 \text{ mm}$. Dieses Beispiel zeigt, dass die Genauigkeit der Sensorik für Anforderungen der Messungen ausreichend ist.

5.2 Versuche zur Installation der faseroptischen Sensorik in unbewehrten Betonstrukturen

Im Rahmen der Untersuchungen musste als erstes geklärt werden, wie die Fasersensorik in die Säulen eingebaut werden kann. Dabei ist bei den pfahlartigen Traggliedern das Fehlen einer Armierung, an der man die Fasern befestigen kann, eine wesentliche Schwierigkeit. Für die FBG-Sensorik werden lediglich Befestigungsmöglichkeiten entlang der Säulenachse benötigt, die OFDR-Messfaser muss zusätzlich noch auf dem Befestigungsmedium vorgespannt werden, um plausible Messergebnisse bei Druckbelastungen zu liefern.

Eine mögliche Installation der Sensoren konnte anhand dieser Vorüberlegungen lediglich auf zwei Arten erfolgen. Eine Einbringung der Sensoren direkt nach der Herstellung der Säulen in den noch weichen Beton oder eine nachträgliche Einbringung in den ausgehärteten Beton mittels Bohrung und Verfüllung oder Verpressung des Bohrlochs.

Als erstes wurde die bevorzugte Variante der Einbringung in den noch nicht angesteiften Beton versucht. Dies sollte mittels schwerer Rammsonde (DPH) und einem extra für diesen Zweck angefertigten durchgehend hohlen Rammgestänge erfolgen (siehe Abbildung 5-5). Der Vorteil der DPH besteht darin, dass man durch genaues Ausrichten des Sondiergerätes geringe Abweichungen über die Einbringtiefe erreichen kann. Im Anschluss sollte die Sensorik, je nach Art lose bzw. vorgespannt auf einem Trägermedium in das Holgestänge eingeführt werden. Wichtig ist, dass die Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ des Trägermaterials bedeutend geringer ist, als die Dehnsteifigkeit der Säulen. Nach dem Einbringen sollte das Gestänge wieder gezogen werden und gleichzeitig während des Ziehvorganges durch den Hohlraum des Gestänges im Kontraktorverfahren mittels Dämmer verpresst werden. Eine Einbringung der Sensoren auf diese Weise war verteilt auf 120° in den Säulen geplant.

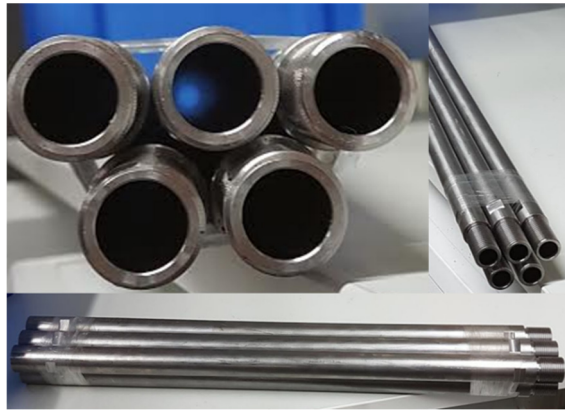


Abbildung 5-5: Hohlgestänge zur Faserinstallation mittels schwerer Rammsonde

Um diese Einbautechnik zu testen, wurden in situ Vorversuche an BSS aus gebrochenem Zuschlag mit Durchmesser $d = 0,6 \text{ m}$ durchgeführt. Nach dem Ausrichten der Rammsonde wurde das Hohlgestänge eingerammt. Es stellte sich heraus, dass das Einbringen des Hohlgestänges in der BSS auch über 10 m möglich, jedoch mit erheblichen Schlagzahlen verbunden war. In Abbildung 5-6 ist das Schlagzahldiagramm der Sondierung aufgeführt. Ab einer Tiefe von 5,8 m benötigte man Schlagzahlen von über 40 je 10 cm Einbringweg.

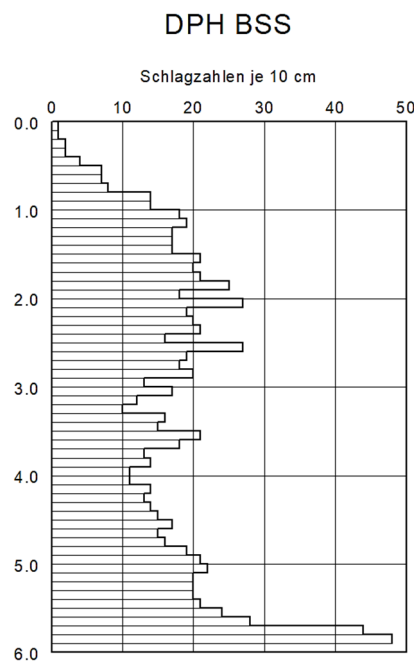


Abbildung 5-6: Schlagzahldiagramm der DPH in Betonstopfsäulen

Auf Grund des hohen Zeitaufwandes dieser Einbringmethode kam es zum Abbinden des Betons, was das Rammen zusätzlich erschwerte. Es zeigte sich, dass die Einbringung der Sensorik auf diese Art bei den BSS nur schwer realisierbar ist.

Um die Fasern in die Tragglieder zu installieren, wurde auf die Variante einer nachträglichen, zentralen Bohrung zurückgegriffen. Hierbei ist wichtig, dass vor allem die Fasern vollflächig mit dem umgebenden Baustoff verbunden sind, damit keine Hohlstellen entstehen, die die Messergebnisse verfälschen. Im Zuge der Vorversuche wurde zwei Betonsäulen mit einem Durchmesser $d = 0,3 \text{ m}$ und einer Länge $l = 3 \text{ m}$ hergestellt. Die

Säulen hatten eine Aussparung von $d = 3 \text{ cm}$. In diese Aussparung wurde im Nachgang die Messfaser eingebracht und mittels Dämmer verfüllt. Der Dämmer wies einen W/F-Wert von 0,6, eine 28 Tage Druckfestigkeit $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ und ein E-Modul $E \approx 7400 \text{ N/mm}^2$ auf. Nach dem vollständigen Aushärten des Dämmers konnten die Probesäulen mittig gespalten werden, um den Verbund u.a. optisch zu begutachten. In Abbildung 5-7 kann man erkennen, dass die Fasern vollständig mit Dämmer umhüllt sind und dass sich der Dämmer und die Betonsäule formschlüssig und lunkerfrei verbunden haben.

Dies zeigt qualitativ auf, dass ein nachträglicher Einbau hinsichtlich des Verbundverhaltens möglich ist.

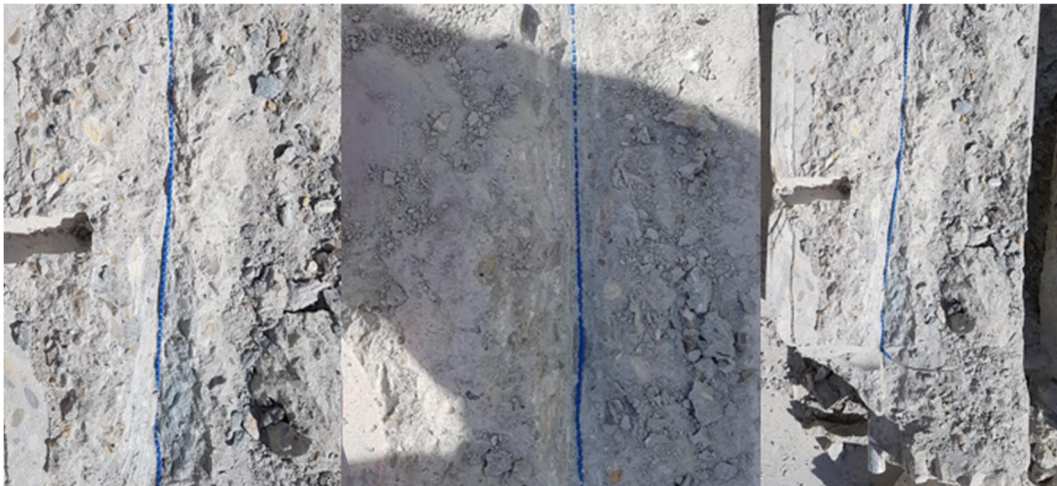


Abbildung 5-7: Aufgebrochene Säulenstücke zur optischen Prüfung des Faserverbundes (Sensorfaser in blau)

5.3 Untersuchung zur Dehnungsübertragung Betonbauteil-Fasersensorik

Um belastbare und genaue Messergebnisse zu produzieren, ist es unabdingbar, die faseroptische Messtechnik auf ihr Dehnungsübertragungsverhalten hin zu überprüfen. Die Übertragung vom Messobjekt auf die Sensorik hängt in erster Linie von funktionstüchtigen und kalibrierten Sensoren und deren Ankopplung im Bauteil ab. Zur Überprüfung des Übertragungsverhaltens werden verschiedene faseroptische Sensoren in einen unbewehrten Probekörper aus Dämmer eingebettet und im Labor belastet. Der Dämmer ist das gleiche Material, welches im Rahmen des Großversuchs zum Verpressen der Sensorik in den Taggliedern verwendet wurde. Bei der Sensorik handelte es sich um FBG-Sensoren, die als Referenzmesssystem dienten und quasi-kontinuierlich messende Sensorfaser, dessen Dehnungsverbund im Rahmen des Vorversuches überprüft werden sollte. Die FBG-Sensoren wurden vom Hersteller kalibriert, die Kalibrierung der quasi-kontinuierlich messenden Sensorfaser erfolgte, wie in Kapitel 5.1 beschrieben, im Labor. Die FBG-Sensorik hat eine Dehnungssensitivität von $1,282/\lambda_B$. Die Braggwellenlänge λ_B im unbelasteten Zustand variiert je Sensor und muss am Anfang einer jeden Messung bestimmt werden. Die Versuche fanden im Labor unter einer konstanten Temperatur von

$T = 20\text{ °C}$ statt. Somit konnte auf eine Temperaturkompensation der Sensorik verzichtet werden.

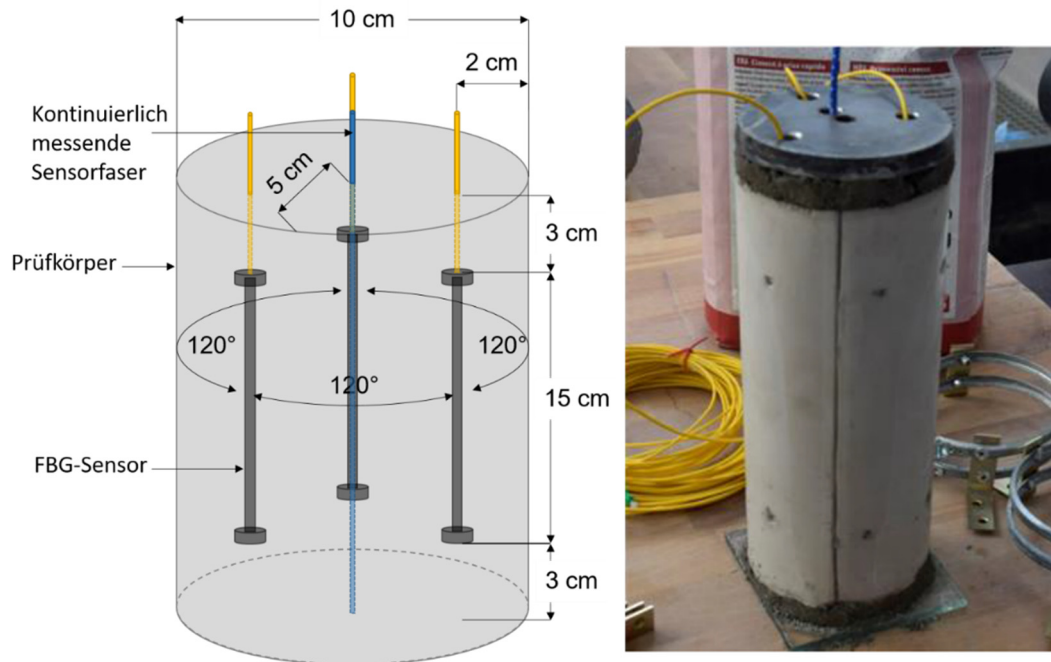


Abbildung 5-8: Schematische Darstellung des instrumentierten Prüfkörpers (links), ausgeschalteter Prüfkörper mit Kopfplatte zur Lasteinleitung (rechts)

Wie in Abbildung 5-8 dargestellt, wurden drei FBG-Sensoren um 120° verteilt in den Probekörper ($h = 21\text{ cm}$, $d = 10\text{ cm}$) eingebaut. Zentrisch wurde eine auf einem Metallstab vorgespannte Sensorfaser appliziert. Bei der Vorspannung ist zu beachten, dass die Faser nicht plastifiziert. Die verwendete Faser hat nach HAUSWIRTH (2015) in einem Bereich der Dehnung $\varepsilon \leq 0,002$, in dem keine plastischen Verformungen auftreten, eine Dehnsteifigkeit von $EA_{0,002} = 48\text{ N}$ was einer maximalen Vorspannkraft von $F_{0,002} = 96\text{ N}$ entspricht.

Der Probekörper wurde in einer Versuchspresse geschwindigkeitsgeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit $\dot{s} = 0,05\text{ mm/min}$ bis zu einer Maximallast von 30 kN belastet. Die Belastung wurde mittels Kraftmesseinrichtung aufgenommen. Nach Erreichen der Laststufe 30 kN wurde diese über 25 min konstant gehalten.

Um einen Vergleich der verschiedenen Messmittel zueinander durchzuführen, müssen die gemessenen Dehnungen ε in Längenänderungen Δl nach Gleichung (5.4) umgerechnet werden:

$$(5.4) \quad \Delta l = \int \varepsilon(x) dx$$

Die FBG-Sensoren weisen eine Messbasis von $l_0 = 134\text{ mm}$ auf. In Abbildung 5-9 ist der verwendete FBG-Sensortyp dargestellt. Die FBG-Sensorik wurde von der Firma fos4x, München in Zusammenarbeit mit dem Fachbereich Geotechnik der OTH Regensburg eigens für die Messungen der Wellenausbreitung in den Traggliedern entwickelt.

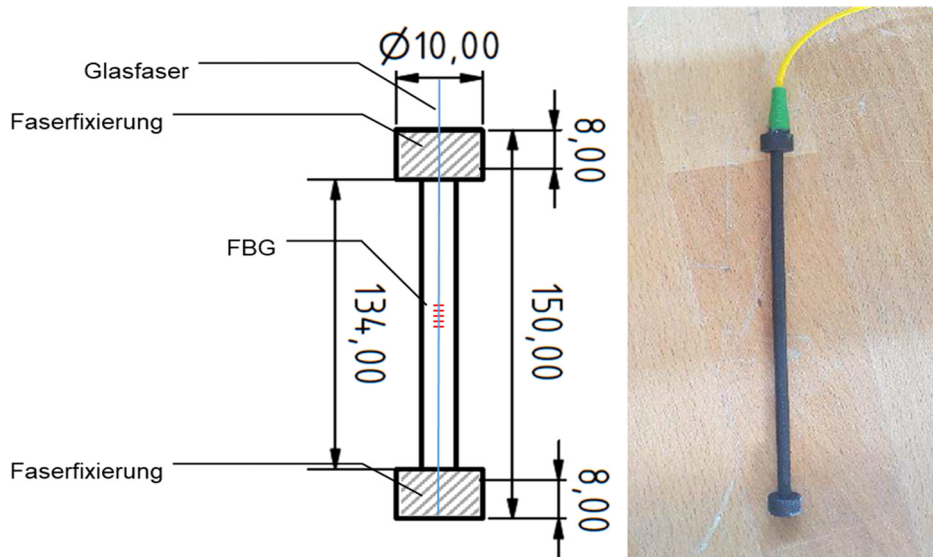


Abbildung 5-9: FBG-Sensor – Längsschnitt des Sensors (links), FBG-Sensor (rechts) aus LERCH, ET AL. (2020)

Die Dehnungsmessung $\varepsilon(x)$ der quasi-kontinuierlich messenden Sensorfaser muss, in dem Bereich $x_1 = 3,8$ cm bis $x_2 = 17,2$ cm in dem sich die Messbasis der FGB-Sensoren im Probekörper befindet, nach Gleichung (5.4) auf integriert werden, um eine vergleichbare Längenänderung zu erhalten.

In Abbildung 5-10 sind die Längenänderungen über die Zeit aufgetragen. Die Messwerte der drei um 120° verteilten FBG-Sensoren wurden gemittelt. Der Mittelwert wird mit der Messung der quasi-kontinuierlichen Sensorik verglichen.

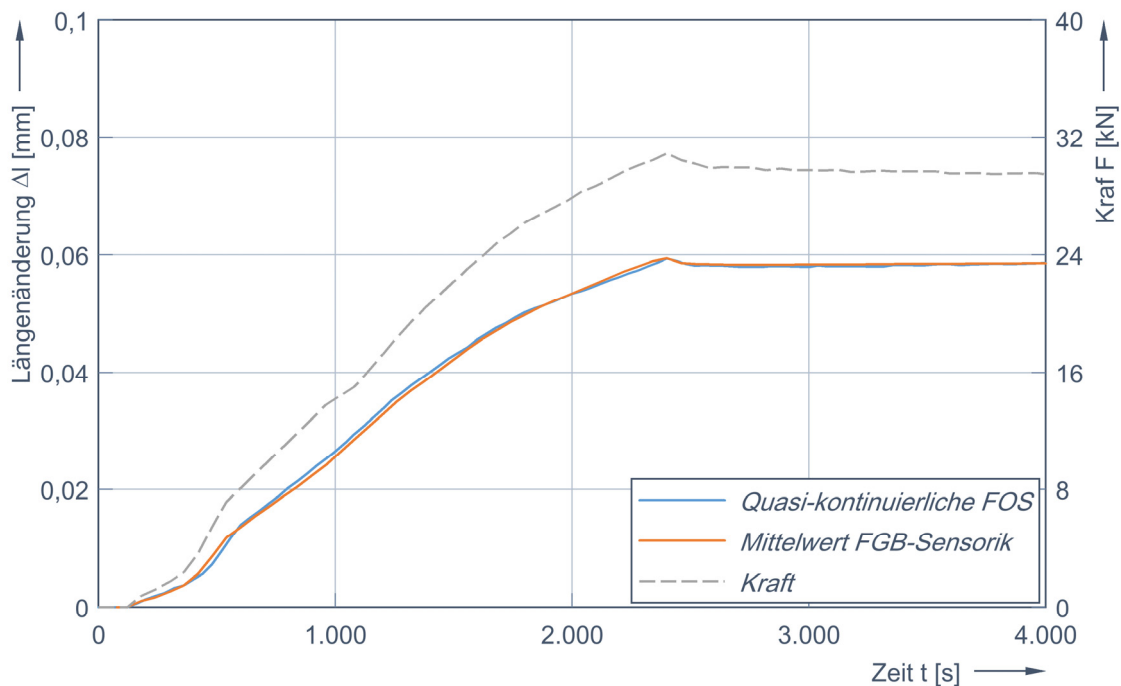


Abbildung 5-10: Längenänderungsverlauf von quasi-kontinuierlicher FOS und FBG-Sensorik in Zementprobekörper

Man kann in Abbildung 5-10 erkennen, dass die Abweichungen der beiden Sensortypen

gering sind. Im Mittel ist eine Abweichung von 0,28 % der beiden Messgeber im Bereich $t = 2500 \text{ s}$ bis 4000 s vorhanden (vgl. Tabelle 5-3).

Tabelle 5-3: Mittlere Längenänderung bei Belastung im Bereich $t = 2500 \text{ s}$ bis 4000 s

Sensortyp	Mittelwert der Längenänderung Δl [mm]
FBG-Sensorik	0,0585
Quasi-kontinuierliche FOS	0,0583

5.4 Kalibrierung der Faser-Bragg-Sensorik unter dynamischer Beanspruchung

Bei dynamischen Probelastungen kommt es zu einer impulsartigen Lasteinleitung in die Tragglieder. Um die verwendete FBG-Sensorik auf deren Eignung zur Messung von Stoßwellenausbreitung zu validieren, werden die Sensoren in einem definierten Abstand auf einen Stab aus glasfaserverstärkten Kunststoff (GFK) aufgebracht, in dem mittels Pendelschlagwerk eine Dehnwelle eingebracht wird. Der Grund für die Verwendung eines GFK-Stabes liegt in der Kenntnis der Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Dehnwelle parallel zur Faserrichtung. Der verwendete Stab hat eine Länge $l = 2,0 \text{ m}$, einen Durchmesser $d = 0,03 \text{ cm}$, einen Glasfasergehalt von 60 M-% und eine Dichte $\rho = 2,0 \text{ g/cm}^3$. In REYNOLDS & WILKINSON (1978) wird je nach Glasfasergehalt eine longitudinale Ausbreitungsgeschwindigkeit in GFK von $c_L = 4700 \text{ m/s}$ bis 5500 m/s angegeben. Bei 60 M-% liegt c_L bei ca. 5000 m/s . In MILLETT ET AL. (2007) wird für GFK mit einer Rohdichte von $2,05 \pm 0,03 \text{ g/cm}^3$ eine Ausbreitungsgeschwindigkeit $c_L = 4620 \pm 30 \text{ m/s}$ angegeben.

In Abbildung 5-11 ist die schematische Darstellung des Kalibrierversuches an einem GFK-Stab dargestellt.

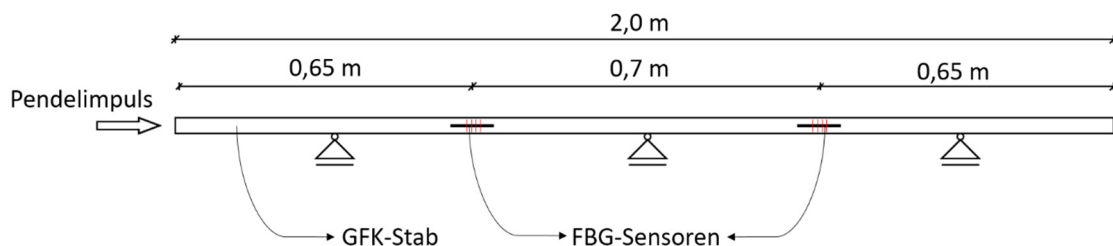


Abbildung 5-11: Schematische Skizze Validierungsversuch FBG-Sensorik unter dynamischer Beanspruchung

Der Impuls wurde durch verschiedene Auslenkungen des Pendels von 10° bis 90° in den Stab eingebracht. Die Laufzeitbestimmung der Dehnwelle an den Messebenen erfolgte an den Punkten des Welleneinsatzes in Anlehnung an die DIN 45672-1. Eine Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeiten über Peak-to-Peak oder den ersten Nulldurchgang sind nicht zielführend, da sich zu diesen Zeitpunkten bereits Überlagerungen mit der am freien Ende des Stabes reflektierten Welle einstellen. In Abbildung 5-12 ist exemplarisch

für eine Pendelauslenkung von 10° die Wellenausbreitung über die zwei Messpunkte dargestellt. Eine Abtastung der Messung erfolgte mit 50 kHz. Man kann erkennen, dass eine Zeitdifferenz $\Delta t = 0,00016$ s der Welle an den beiden Sensoren auftritt.

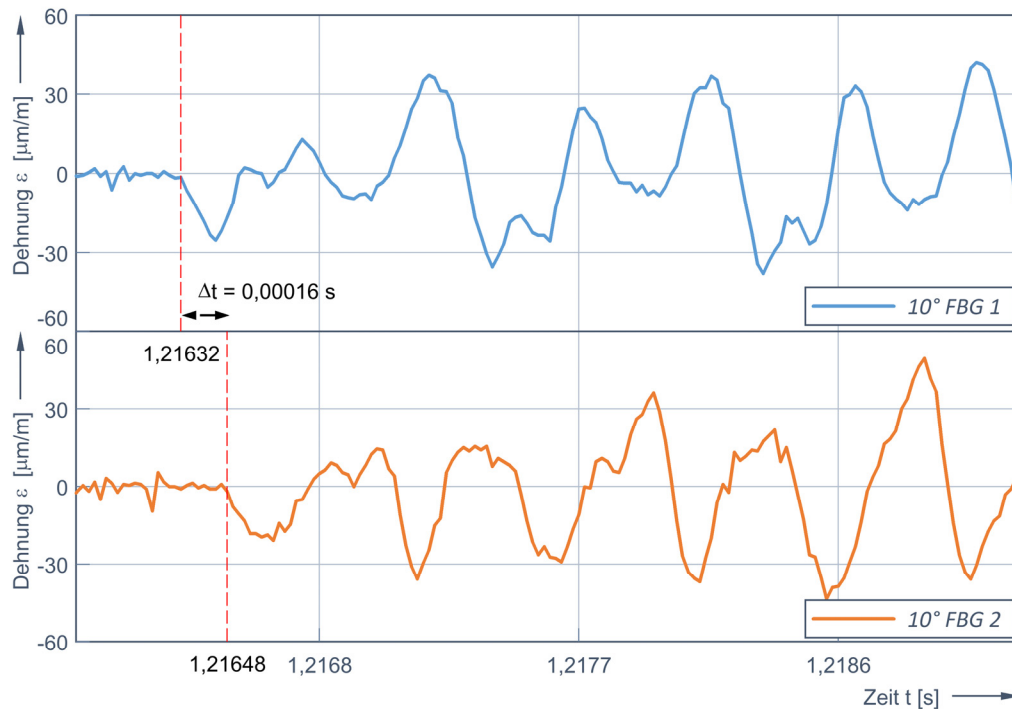


Abbildung 5-12: Longitudinalwellenausbreitung GFK-Stab für eine Pendelauslenkung von 10° – FBG 1 im Abstand $x = 0,65$ m von der Impulseinleitung (oben), FBG 2 im Abstand $x = 1,35$ m von der Impulseinleitung (unten)

Die Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit erfolgt über das Verhältnis $c_L = l/\Delta t$. Für eine Pendelauslenkung von 10° ergibt sich eine Ausbreitungsgeschwindigkeit der longitudinalen Welle von $c_L = 4375$ m/s. In Tabelle 5-4 sind die Laufzeitdifferenzen und die dazugehörigen Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten dargestellt.

Tabelle 5-4: Laufzeitdifferenzen und Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Longitudinalwelle je Pendelauslenkung im GFK-Stab

Pendelauslenkung [°]	Laufzeitdifferenz Δt [s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit c_L [m/s]
10	0,00016	4375
20	0,00016	4375
30	0,00014	5000
40	0,00014	5000
50	0,00016	4375
60	0,00016	4375
70	0,00014	5000
80	0,00014	5000
90	0,00014	5000

Im Rahmen der minimalen Abtastzeiten von 0,00002 s variieren die Geschwindigkeiten

der longitudinalen Wellen von $c_L = 4375$ m/s bis 5000 m/s. Im Mittel stellt sich eine Ausbreitungsgeschwindigkeit über die neuen Pendelauslenkungen von $\bar{c}_L = 4722$ m/s ein.

In Tabelle 5-5 ist die Abweichung der mittleren gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeit c_L zu Werten aus MILLETT ET AL. (2007) und REYNOLDS & WILKINSON (1978) dargestellt. Eine Abweichung von 5,8 % zu dem Wert aus REYNOLDS & WILKINSON (1978) und eine maximale Abweichung von 2,76 % zu den Werten aus MILLETT ET AL. (2007) ergibt sich zu den Geschwindigkeiten, die aus der Laufzeitmessung am GFK-Stab ermittelt wurden. Anhand dieser Messergebnisse kann von einem sachgerechten Gebrauch der Messtechnik unter dynamischer Stoßbelastung ausgegangen werden. Die Sensorik weist plausible und belastbare Messergebnisse auf.

Tabelle 5-5: Abweichung der mittleren gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeit c_L zu Werten aus MILLETT ET AL. (2007) bzw. REYNOLDS & WILKINSON (1978)

Mittlere gemessene Ausbreitungsgeschwindigkeit c_L [m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit c_L nach MILLETT ET AL. (2007) / REYNOLDS & WILKINSON (1978) [m/s]	Relative Abweichung [%]
4722	4620 $\pm$ 30 / 5000	2,16 $\pm$ 0,6 / 5,8

5.5 Fazit

Die vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass der Einsatz von faseroptischer Sensorik in Betonbauteilen möglich ist und dass im Rahmen der Vorversuche belastbare Messergebnisse erzielt werden konnten.

Bei den statischen Probelastungen wird auf ein quasi-kontinuierlich messendes Monitoring System zurückgegriffen. Eine Kalibrierung der Sensorfasern für die OFDR-Messtechnik im Vorfeld ist notwendig, um plausible Messergebnisse zu erzielen. Die Kalibrierung sollte unter konstanter Temperatur erfolgen, da sonst Einflüsse aus Temperaturdehnung und thermooptischen Effekten die Ermittlung der Dehnungssensitivitäten stören.

Die Voruntersuchungen zum Einbau der Sensorik zeigen, dass ein ausreichendes Verbundverhalten zwischen Messmittel und Verfüllmaterial und Bauteil vorhanden ist. Ein nachträglicher Einbau der Sensorik nach dem Erhärten des Traggliedes ist möglich, ohne dass die Messtechnik Verbundfehler zum Bauteil aufweist.

Das Dehnungsübertragungsverhalten vom Bauteil auf die Sensorik konnte im Rahmen der Vorversuche untersucht und validiert werden. Beide Sensortypen weichen bei den Messungen nur geringfügig voneinander ab. Dies belegt die Anwendbarkeit beider Sensortypen für den spezifischen Einsatzzweck in Betonbauteilen. Es ist zu erwähnen, dass die quasi-kontinuierlich messende Faser zur Messung von Stauchungen vorgespannt werden muss, um plausible Messergebnisse zu liefern. Die Vorspannkraft bzw. maximale Vorspanndehnung sollte nach HAUSWIRTH (2015) einen Wert von $F_{0,002} = 96$ N bzw. $\varepsilon = 0,002$ nicht überschreiten, da es sonst zur Plastifizierung der Messfaser kommt, was eine Veränderung der Dehnungssensitivität nach sich zieht.

Eine Validierung der FBG-Sensorik unter dynamischer Stoßbelastung zeigt, dass die gemessene Wellenausbreitung und die daraus ermittelte Ausbreitungsgeschwindigkeit der longitudinalen Welle mit den Angaben aus der Literatur unter geringfügiger Abweichung übereinstimmt. Eine Eignung der Messtechnik für die Bestimmung der Wellenausbreitung eines Bauteils konnte im Rahmen des Vorversuches bestätigt werden.

6 In situ Großversuch

6.1 Allgemeines

Im Rahmen eines Forschungsprojektes der OTH Regensburg, der TU Dresden und der Firma Keller Grundbau wurden an diversen Betonstopfsäulen (BSS) und unbewehrten CFA-Pfählen (CFA) statische und dynamische Probelastungen durchgeführt. Die Tragglieder wurden auf einem ca. 1500 m² großen Testfeld in Regensburg gefertigt (siehe Abbildung 6-1). Die Baugrunderkundung des Testfeldes umfasste neben Kernbohrungen, Drucksondierungen (CPT) und schweren Rammsondierungen (DPH) zusätzlich seismische Drucksondierungen (S-CPT) und diverse bodenmechanische Laboruntersuchungen (siehe Kapitel 6.2.2).

Ziel des Vorhabens war eine Verbesserung der Interpretierbarkeit und Aussagefähigkeit von Probelastungen an Pfählen und pfahlartigen Traggliedern und ein Erkenntnisgewinn über deren Lastabtragungsverhalten im Mantel- und Spitzenbereich.

Zu diesem Zweck wurden für jede Art der Probelastung sowohl eine BSS und ein CFA mit gleichen Einbindetiefen und Randbedingungen hergestellt. Dadurch konnten messtechnisch die Unterschiede zwischen den Traggliedtypen erfasst werden. Dies ermöglichte eine Betrachtung der Wellenausbreitung und der Säulenlängsverformung für Tragglieder mit konstanten Querschnitten und quasi-konstanten Materialeigenschaften (CFA) und Tragglieder mit äußerst ausgeprägten Variationen in Querschnittabmessungen und Materialeigenschaften (BSS). Alle BSS und CFA wurden mit der gleichen Länge von ca. 9 m hergestellt, so dass sich deren Füße gesichert im Kies befanden, womit ihr Lastabtragverhalten dem eines aufstehenden Tragglieds entspricht. Unter dem Fuß von jeweils zwei BSS und zwei CFA wurde der Boden gezielt aufgelockert, um den Spitzenwiderstand zu minimieren, womit diese Säulen bzw. Pfähle im Lastabtragverhalten näherungsweise als „schwimmende“ Tragglieder anzusehen sind.

Der Bodenaufbau des Testfeldes besteht aus einer Schicht mit stark schluffigen Tonen bis ca. 8,0 m Tiefe, unterlagert von einer ca. 3,8 m mächtigen tragfähigen Schicht aus sehr dicht gelagerten, stark sandigen Kiesen. Darunter befanden sich tertiäre Tone mit halbfester Konsistenz.

Im Zuge der Versuchsdurchführungen wurden bei den statischen Probelastungen zusätzlich zu den kontinuierlichen faseroptischen Dehnungsmessungen in den Traggliedern, Messungen der

- Porenwasserdrücke im Mantel- und Fußbereich,
- Erddrücke im Mantelbereich einer fußpunktentkoppelten BSS
- Kopfsetzungen

durchgeführt.

Bei den dynamischen Probelbelastungen wurde neben den lokalen Dehnungsmessungen in den Traggliedern mittels Bragg-Gitter-Sensorik zusätzlich an den Belastungsköpfen die Dehnung und Schwinggeschwindigkeit aufgezeichnet.

In diesem Kapitel werden der Versuch und die Versuchsdurchführung, sowie die relevanten bodenmechanischen Untersuchungen und Messergebnisse während den Probelbelastungen aufgezeigt und erläutert.

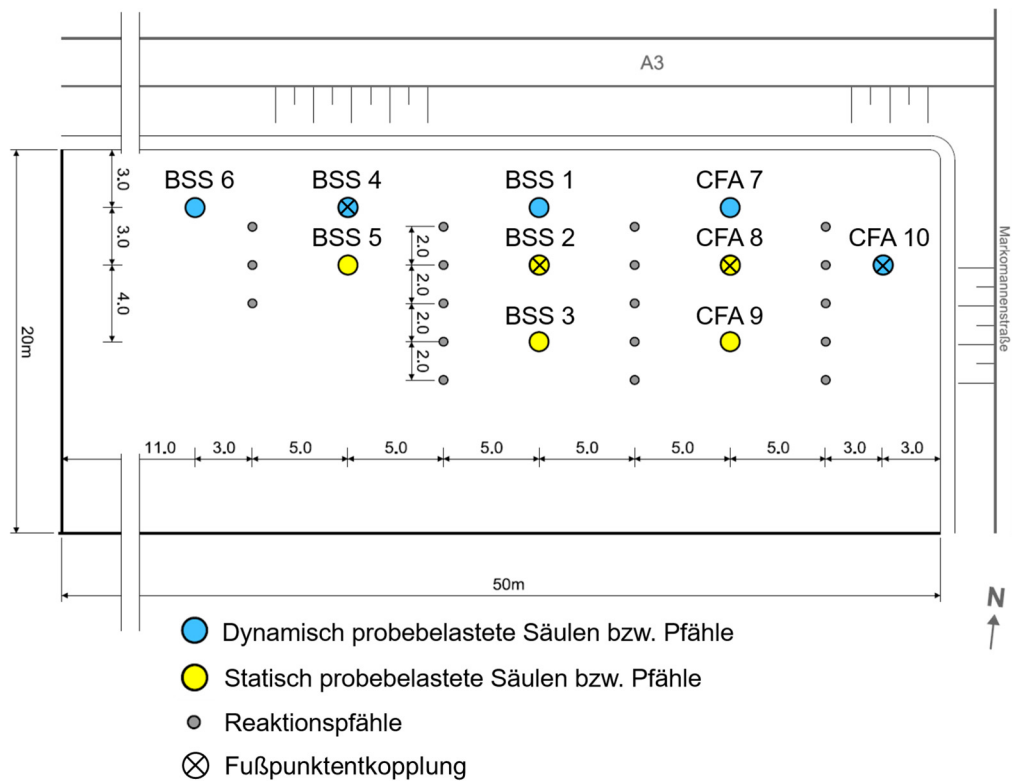


Abbildung 6-1: Lageplan Testfeld mit Anordnung der Testpfähle und -säulen

6.2 Bodenmechanische Untersuchungen

6.2.1 In situ Untersuchungen

Im Zuge der in situ Voruntersuchungen wurden die geotechnischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Testfeld durch drei Aufschlussbohrungen (BP), drei Drucksondierungen (CPT), 3 schweren Rammsondierungen (DPH) und drei seismischen Drucksondierungen (S-CPT) erschlossen. Im Nachgang wurden im Rahmen der Herstellung der zu untersuchenden Tragglieder zusätzliche Drucksondierungen nahe der Mantelbereiche der Tragglieder bis zu einer Tiefe von ca. 7,0 m u. GOF durchgeführt. In Summe umfasste das Sondierungsprogramm 23 Drucksondierungen. In Abbildung 6-2 ist die Lage der im Zuge der Voruntersuchungen durchgeführten Sondierungen schematisch dargestellt.

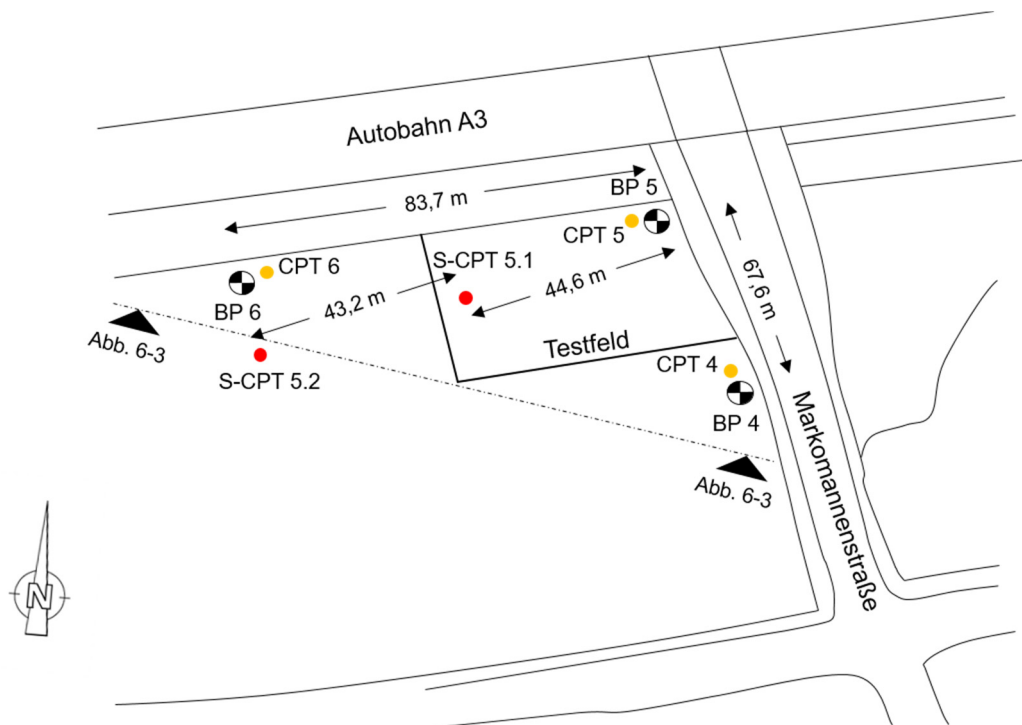


Abbildung 6-2: Schematischer Lageplan des Baufeldes mit in situ durchgeführten Sondierungen

In Abbildung 6-3 ist der geotechnische Querschnitt anhand der Bohrprofile des untersuchten Baufeldes dargestellt. Die Geländeoberkante liegt im Schnitt bei ca. 343,5 mÜNN. Im Bereich des Testfeldes repräsentiert die Aufschlussbohrung BP 5 den vorherrschenden Bodenaufbau. Der Bodenaufbau gemäß Bodenansprache besteht zusammengefasst mit den Ergebnissen der Bodenklassifizierung nach DIN 14688-2 in Kapitel 6.2.2 aus einer stark schluffigen Tonschicht bis zu einer Tiefe von ca. 8,0 m. Diese wird unterlagert von einer tragfähigen ca. 3,8 m dicken Schicht aus sehr dicht gelagerten stark sandigen Kiesen, welche auch den Grundwasserleiter darstellen. Darunter befinden sich eine Schicht aus stark schluffigen Tonen mit halbfester Konsistenz. Bei den Kernbohrungen wurde gespanntes Grundwasser in den Sanden und Kiesen mit einer Steighöhe von ca. 2,6 m angetroffen. Der Grundwasserhorizont (GW) befand sich vom Anfang der Erkundungsarbeiten bis zum Ende der Versuchsdurchführungen in einem Bereich von 4,8 bis 5,1 m u. GOK.

Zur Ermittlung des Wellenausbreitungsverhaltens und der dynamischen Schubmoduln in situ wurden S-CPT durchgeführt (siehe Anhang A1.1). Die Sondierung erfolgte bis zu einer Tiefe von 15,0 m u. GOK. Neben der seismischen Untersuchung wurde auch eine normale Drucksondierung durchgeführt. Die Auswertung der durchgeführten Drucksondierungen im Zuge der Traggliedherstellung ergab, dass die Messergebnisse der S-CPT 5.1 repräsentativ für den Bereich des Testfeldes sind. In Abbildung 6-4 links sind die Messergebnisse der Drucksondierung der S-CPT 5.1 dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass die Spitzendrücke q_c bis zu einer Tiefe von ca. 8,0 m im Mittel in einem Bereich von ca. 2-3 MPa liegt. Von ca. 8,5 m bis 11,5 m steigen die Werte auf 20-40 MPa an. Vergleicht man das Reibungsverhältnis $R_f = (f_s/q_c) \cdot 100$ in Abbildung 6-4, sieht man, dass dies bis zur Tiefe 8,0 m im Mittel zwischen 3 % und 4 % liegt.

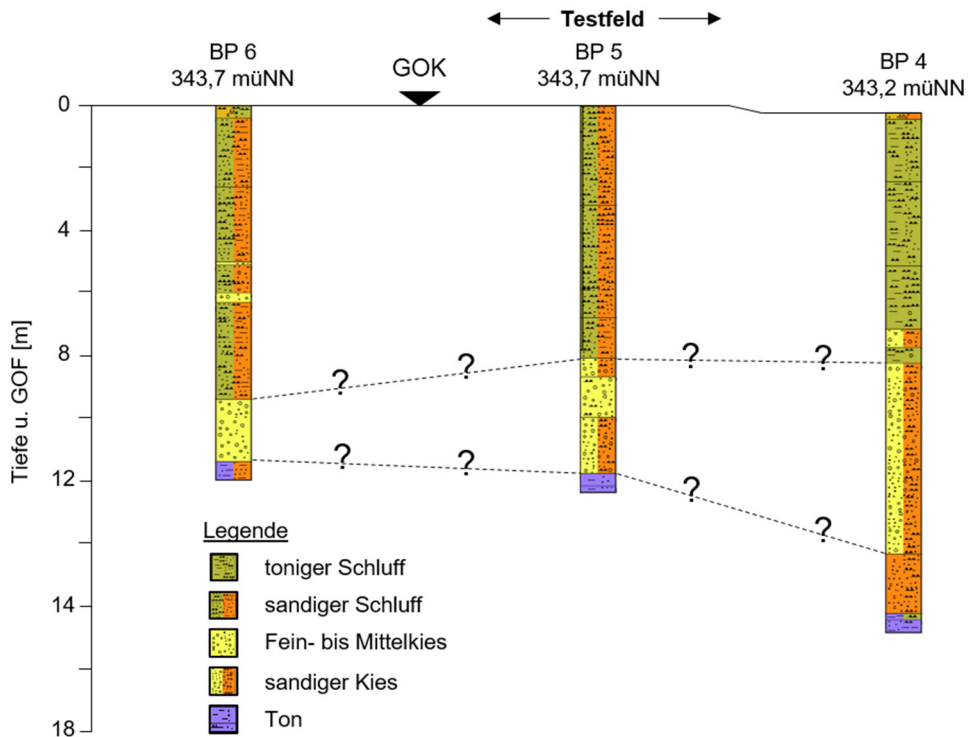


Abbildung 6-3: Geotechnischer Querschnitt des Baufeldes

Bei entsprechenden Spitzendrücken von 2-3 MPa in diesem Bereich kann nach DIN EN 1997-2 auf einen schluffigen bis tonigen Boden geschlossen werden. Von 8,5 m bis 11,5 m fällt der Wert für R_f auf unter 1 %, was bei Spitzendrücken von im Mittel 30 MPa nach DIN EN 1997-2 auf eine sehr dicht gelagerte Kiesschicht schließen lässt. Darunter stellen sich Reibungsverhältnisse von 5-6% ein und Werte für $q_c = 2\div 3$ MPa was deutlich für tonige Böden spricht. Vergleicht man die Erkenntnisse aus S-CPT 5.1 und dem Bohrprofil BP 5 erkennt man, dass die Ergebnisse korrelieren.

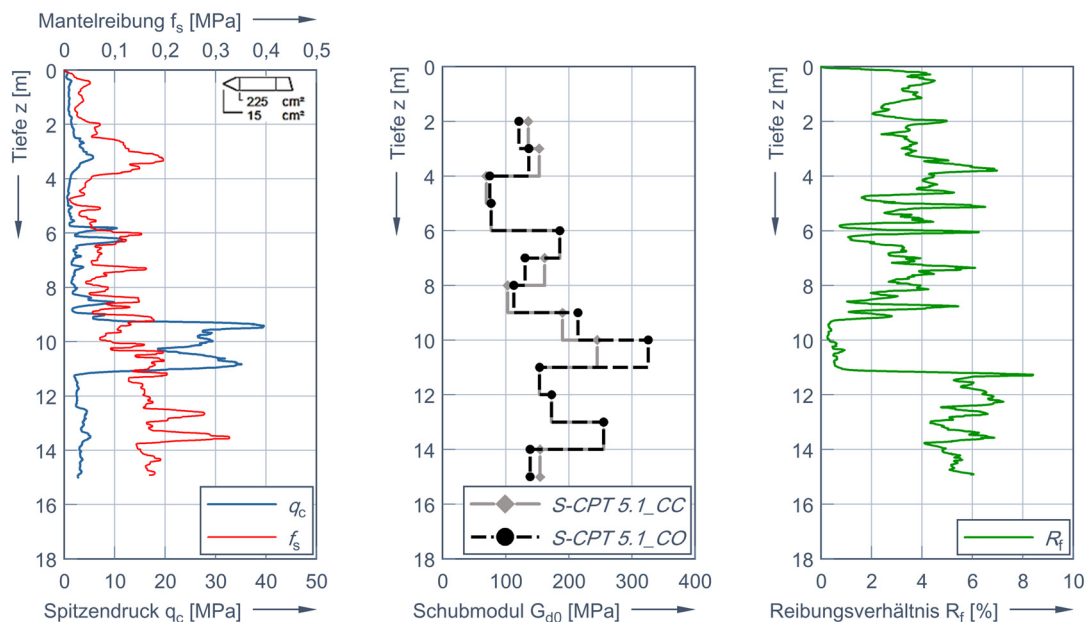


Abbildung 6-4: Ergebnisse der S-CPT 5.1 – Spitzendruck und Mantelreibung (links), dynamischer Schubmodul (mittig), Reibungsverhältnis (rechts)

Zur Bestimmung des Schubmoduls bei sehr kleinen Verzerrungen G_{d0} ($\gamma \leq 10^{-6}$) wurden ab einer Tiefe von 2,0 m Scherwellen von der Oberfläche in den Boden eingeleitet und mittels S-CPT-Sonde aufgenommen. Die Anregung erfolgte durch einen Impulshammer und wurde über einen Stahlscherbalken jeweils links und rechts von dem Sondiergestänge im Abstand $x = 1,35$ m in den Boden eingeleitet. Oberhalb einer Tiefe von 2,0 m ist eine Anwendung dieses seismischen Verfahrens meist nicht aussagekräftig, da sich Interferenzen mit den entstehenden Oberflächenwellen einstellen, welche die Qualität und Aussagekraft der Messung stark beeinträchtigt. Die Messauswertung basiert auf dem Prinzip von Laufzeitdifferenzen der Wellen im Tiefenabstand von 1,0 m nach Gleichung (6.1).

$$(6.1) \quad c_s = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1}$$

Dabei handelt es sich bei den Parametern L_1 bzw. L_2 um die Länge von Erregerquelle zum Aufnehmer in Tiefe z bzw. um die Länge von Erregerquelle zum Aufnehmer in Tiefe $z + 1,0$ m. Die Zeiten t_1 und t_2 sind die Laufzeiten der Welle bis zur Detektion am Aufnehmer.

Betrachtet man in Abbildung 6-4 das Diagramm der dynamischen Schubmodulverläufe über die Tiefe sieht man, dass zwei Kurven vorhanden sind. Dabei handelt es sich um zwei verschiedene Auswerteverfahren der seismischen Drucksondierung. Bei *S-CPT 5.1_CC* werden die Laufzeiten der eingeleiteten Scherwellen über das Kreuzkorrelationsverfahren bestimmt. Die Kreuzkorrelation zeigt die zeitliche Differenz zweier Funktionen $x(t)$ und $y(t)$, die um eine bestimmte Zeit τ verschoben sind. Die Kreuzkorrelation R_{xy} errechnet sich nach KUTTNER (2015) folgendermaßen:

$$(6.2) \quad R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t) \cdot y(t+\tau) dt.$$

Bevor bei den Messsignalen eine Kreuzkorrelation durchgeführt werden kann, muss erst die Kohärenz der beiden Signalpaare bestimmt werden. Dadurch kann der kausale Zusammenhang zweier Signale geprüft werden. In diesem Fall wird untersucht in welchem Frequenzbereich die Signale der Tiefe z und $z + 1,0$ m kohärent bezüglich des von außen eingeleiteten Impulses sind. Somit können Effekte wie Offset, Rauschen, Störsignale und Wellenreflexionen im Boden aus den Signalen im Nachgang gefiltert werden. Kohärenzen > 80 % sind im Allgemeinen nach KUTTNER (2015) als verwertbar anzusehen, da hierfür gewährleistet werden kann, dass die beiden Signale auf Grund gleichartiger Erregung entstanden sind. Kohärenzen unter 80 % bis 60 % sind nur eingeschränkt anwendbar, wenn ausgeschlossen werden kann, dass keine Fremdeinwirkung interferierende Schwingensignale entstehen lässt. Kohärenzen unter 60 % zeigen, dass keine Kausalität in der Entstehung der Signalpaare vorhanden ist. Die Kohärenz γ_{XY}^2 errechnet sich aus dem Kreuzleistungsspektrum zweier Signale $S_{XY}(f)$ und den Autoleistungsspektren der einzelnen Signale $S_{XX}(f)$ und $S_{YY}(f)$ gemäß folgender Gleichung:

$$(6.3) \quad \gamma_{XY}^2 = \frac{|S_{XY}(f)|^2}{S_{XX}(f) \cdot S_{YY}(f)}.$$

Genauere Erläuterungen zur Kreuzkorrelation, zum Kreuzleistungsspektrum und zum Autoleistungsspektrum sind u.a. in KUTTNER (2015) und VON GRÜNING (2014) enthalten. Eine ausführlichere Beschreibung des angewendeten Auswertverfahrens ist in CAMPANELLA & STEWART (1991) aufgeführt.

Bei *S-CPT 5.1_CO* erfolgt die Laufzeitenbestimmung der eingeleiteten Scherwellen über das Cross-Over-Verfahren. Dabei werden die Messsignale des von links und von rechts eingeleiteten Impulses übereinander gelegt um durch die Überlagerung einen Schnittpunkt der Signale zu erhalten. Dies geschieht auf jeder gemessenen Tiefe z. Somit können über den Tiefenverlauf mittels visuellen Verfahren die Laufzeiten t bestimmt werden. Der mittels Cross-Over-Verfahren ausgewertete tiefenabhängige Verlauf der Wellenausbreitung aus S-CPT-Messung ist in Anhang A1.1 enthalten. Genaueres zum Cross-Over-Verfahren ist in ROBERTSON, ET AL. (1986) aufgeführt.

Der Verlauf des dynamischen Schubmoduls G_0 in Abbildung 6-4 zeigt, dass bis zu einer Tiefe von 8,0 m die Werte zwischen 80 MPa und 180 MPa liegen. Nach EA-BAUGRUNDDYNAMIK (2018) liegen die Werte im Bereich der halbfesten bis festen Tone. Ab $z = 9,0$ m steigt G_0 auf Werte von 100 MPa bis 320 MPa. Verglichen mit den Anhaltswerten nach EA-BAUGRUNDDYNAMIK (2018) entspricht dies den Werten für dicht gelagerten Kies. Ab 11,0 m stellen sich Werte des Schubmoduls im Mittel von ca. 180-200 MPa ein. Diese liegen ebenso im Bereich der halbfesten bis festen Tone.

6.2.2 Laboruntersuchungen

Um detaillierte Erkenntnisse der spezifischen Bodeneigenschaften des Baugrundes zu erhalten, wurden an der OTH Regensburg-Fachbereich Geotechnik und der TU Dresden-Institut für Geotechnik eine Vielzahl an Laborversuchen durchgeführt. Das umfangreiche Testprogramm wurde an Bodenproben der Aufschlussbohrungen BP 4, BP 5, BP 6 und an nachträglich gewonnenen Bohrkernen in direkter Umgebung von BP 5 durchgeführt. Dabei wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Klassifikationsversuche (Wassergehalt, Konsistenzgrenzen, Dichten, Korngrößenverteilung, Glühverlust, Lagerungsdichte)
- Triaxialversuche (UU, CU, CD)
- Ödometerversuche
- Großrahmenscherversuche
- Großödometerversuche
- Zyklische Triaxialversuche
- Bender-Element-Versuche

Im Folgenden werden die relevanten Versuche beschrieben und deren Ergebnisse aufgezeigt. Bei den dargestellten Versuchsergebnissen und Bodenparametern handelt es sich um Versuche, die an Bodenproben durchgeführt wurden, welche im Bereich des Testfeldes gewonnen wurden. Die Ergebnisse und Erläuterungen der an der TU Dresden Institut für Geotechnik durchgeführten Versuche wurden aus WELSCH, ET AL. (2018,

UNVERÖFFENTLICHT) entnommen. Die an der OTH Regensburg Fachbereich Geotechnik durchgeführten Versuche wurden aus RIESNER (2020, UNVERÖFFENTLICHT) entnommen.

Klassifikationsversuche

Die natürlichen Wassergehalte w_n der Proben wurden nach DIN EN ISO 17892-1 durch Trocknung im Ofen bestimmt.

Die Ermittlung Konsistenzgrenzen erfolgte für feinkörnige Böden nach DIN 18122 Teil 1. Der Wassergehalt an der Fließgrenze w_L wurde mit dem Fließgerät nach Casagrande bestimmt. Die Ermittlung des Wassergehaltes an der Ausrollgrenze w_p erfolgte nach DIN 18122 Teil 1.

Die Bestimmung der Dichte ρ und der Korndichte ρ_s erfolgt nach DIN EN ISO 17892-2 und 17892-3.

Eine Ermittlung der Glühverluste erfolgte nach Vorgaben der DIN 18128.

In Tabelle 6-1 sind zusammengefasst die Ergebnisse der Klassifikationsversuche aufgelistet.

Tabelle 6-1: Eigenschaften der untersuchten Böden und Klassifikation nach DIN 18196 und DIN EN ISO 14688-2

Tiefe z [m]	w_n [%]	w_p [%]	w_L [%]	I_p [%]	Zustand	Boden- gruppe	Glüh- verlust [%]	Boden- art	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	ρ_s [g/cm ³]
2,73-2,80	19,24	19,80	29,6	9,80	halbfest	ST / TL	4,99	si*Cl	2,08	1,74	2,73
3,88-3,97	19,04	21,10	31,5	10,40	halbfest	UL / TL	3,44	si*Cl	2,15	1,80	2,70
4,40-4,65	17,80	15,54	35,25	19,71	steif	TM	4,07	sa'si*Cl	2,13	1,97	2,73
5,59-6,00	18,04	15,00	28,50	13,50	steif	TL	2,26	sa'si*Cl	2,17	1,83	2,67
6,60-6,85	13,40	14,30	30,50	16,21	halbfest	TL	2,82	si*Cl	2,17	1,97	2,70
9,00-11,80	6,30	-	-	-	-	GI	-	sa*Gr	1,77-2,05	1,67-1,93	2,63
11,80-12,40	22,40	24,87	55,06	30,19	halbfest	TA	9,06	si*Cl	2,07	1,69	2,69

Die Korngrößenverteilungslinien der höher- und tieferliegenden stark schluffigen Tonschichten und der stark sandigen Kiesschicht sind im Anhang A1.2 aufgeführt.

Triaxialversuche

Die unkonsolidierten undrainierten Triaxialversuche (UU) erfolgten nach DIN 18137-2. Die Versuche wurden an Probekörpern mit einem Durchmesser von ca. 38 mm und einer Höhe von ca. 79 mm durchgeführt. Für die beprobte Tonschicht $z = 4,40 \div 4,65$ m (*Triax -4,40_UU*) wurden drei Versuche mit Zelldrücken σ_3 von je 50 kPa, 100 kPa und 200 kPa gefahren. Für die Beprobung der tieferliegenden Tonschicht $z = 11,80 \div 12,40$ m (*Triax -11,80_UU*) wurden Zelldrücke von 100 kPa, 200 kPa und 300 kPa verwendet. Die Stauchungsgeschwindigkeit entsprach bei allen Teilversuchen $\dot{\varepsilon} = 0,5 \text{ \%}/\text{min} \approx 0,4 \text{ mm}/\text{min}$. Die Versuchsdurchführung erfolgte bis zur maximalen Stauchung von $\varepsilon = 26 \text{ \%}$. Nach den Empfehlungen aus DIN 18137-2 sollen die Versuche bis mindesten $\varepsilon = 20 \text{ \%}$ gefahren werden, da sich die maximale Deviatorspannung q_f bei

entsprechender Stauchung ergibt, sollte sich vorher kein Peak im Messverlauf der Deviatorspannung einstellen. Die undrainierte Scherfestigkeit bestimmt sich nach folgendem Zusammenhang:

$$(6.4) \quad c_u \approx \frac{q_f}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

In Abbildung 6-5 sind die Ergebnisse der UU-Versuche an den Proben *Triax -4,40* und *Triax -11,80* dargestellt. Dabei ergeben sich mittlere undrainierte Scherfestigkeiten über drei durchgeführte Seitendrücke von $c_u = 107,5 \text{ kPa}$ bzw. $c_u = 148,8 \text{ kPa}$.

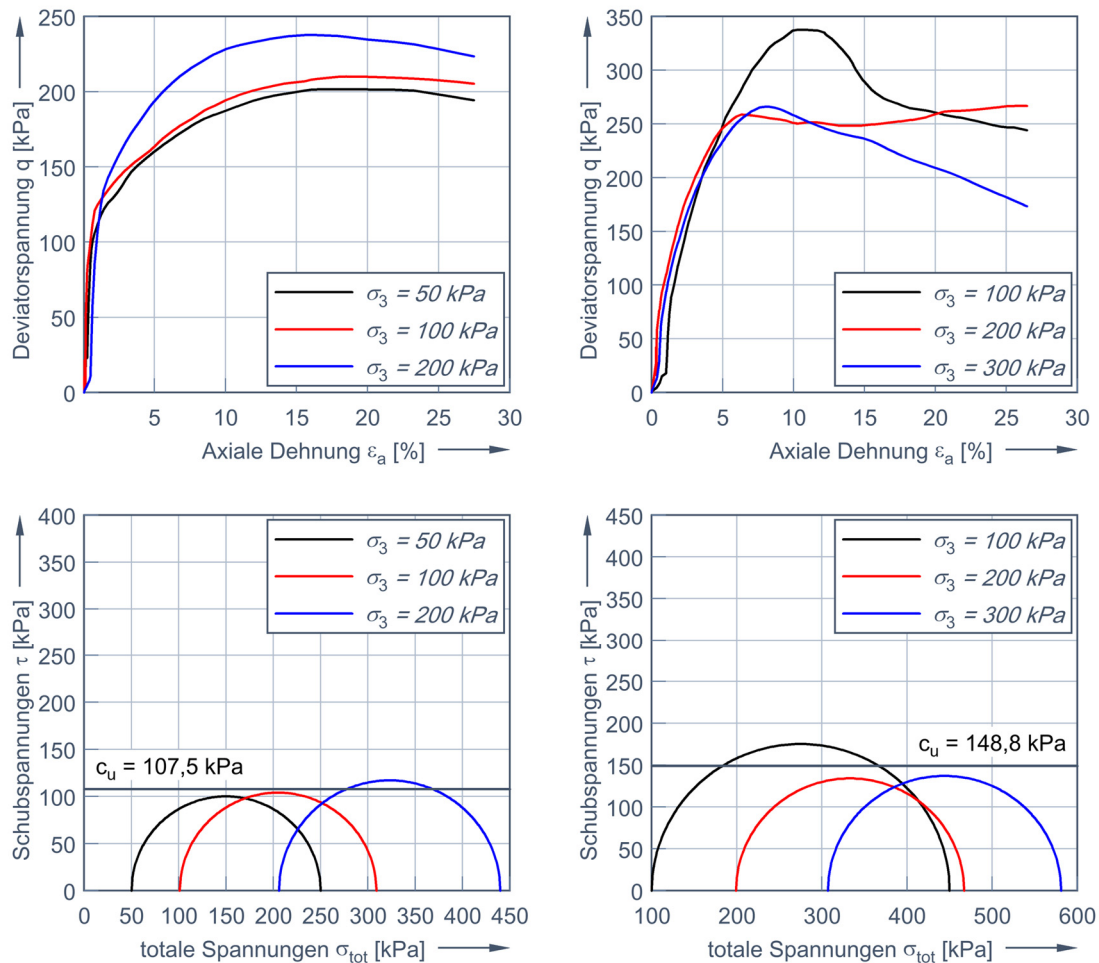


Abbildung 6-5: Versuchsergebnisse der undrainierten Triaxialversuche (UU) – *Triax_UU -4,40* (links oben, links unten), *Triax_UU -11,80* (rechts oben, rechts unten)

Die Durchführung der konsolidierten undrainierten Triaxialversuche (CU) erfolgte nach DIN 18137-2. Die Proben hatten die gleichen Abmessungen, wie die der UU-Versuche. Die Proben wurden mit einem Sättigungsdruck von 400 kPa beaufschlagt und bis zu einem Sättigungsgrad 95 % über min. 24 h gesättigt. Im Anschluss erfolgte der isotope Konsolidationsvorgang auf die effektiven Spannungen von 100 kPa, 200 kPa und 300 kPa an der Probe *Triax -11,80_CU* ($z = 11,80 \pm 1,2,40 \text{ m}$). Der Abschervorgang erfolgte analog zu UU-Versuch jedoch mit einer geringeren Abschergeschwindigkeit von 0,002 mm/min.

In Abbildung 6-6 sind die Ergebnisse der CU-Versuche an der Probe *Triax -11,80_CU* dargestellt. Die Ermittlung des effektiven Reibungswinkels φ' und der effektiven Kohäsion c' erfolgt im p' - q -Diagramm. Dabei bestimmen sich die Scherparameter wie folgt:

$$(6.5) \quad \varphi' = \arcsin\left(\frac{3M}{6+M}\right), \quad c' = \frac{q_0 - \tan \varphi'}{M}.$$

Der Faktor M stellt die Steigung der Ausgleichsgerade im p' - q -Diagramm dar. Der Schnittpunkt der Ausgleichsgerade mit der Achse der Deviatorspannung entspricht dem Parameter q_0 .

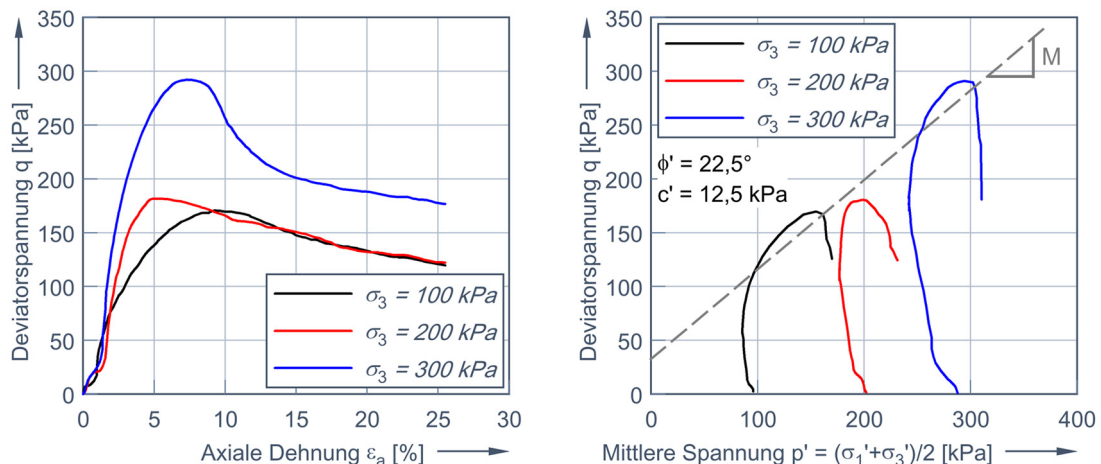


Abbildung 6-6: Versuchsergebnisse des konsolidierten undrained Triaxialversuchs (CU) der Probe *Triax -11,80_CU*

Die Durchführung der konsolidierten und drainierten Triaxialversuche (CD) erfolgte nach DIN 18137-2. Die Proben hatten einen Durchmesser von 36 mm und eine Höhe von 81 mm. Die Proben wurden mit einem Sättigungsdruck von 900 kPa beaufschlagt und bis zu einem Sättigungsgrad 90 % über min. 48 h gesättigt. Im Anschluss erfolgte der isotope Konsolidationsvorgang auf die effektiven Spannungen von 100 kPa, 200 kPa und 300 kPa an der Probe *Triax -3,40_CD* ($z = 3,40 \div 3,90\text{m}$). Die Versuche wurden nur bis zur maximalen Stauchung von $\varepsilon = 12\%$ gefahren. Es stellten sich jedoch innerhalb des Stauchungsbereichs für alle Teilversuche deutliche Peaks der Deviatorspannung ein. Der Abschervorgang erfolgte mit gleicher Abschergeschwindigkeit wie bei den CU-Versuchen.

In Abbildung 6-7 sind die Versuchsergebnisse des CD-Versuchs an der Probe *Triax -3,40_CD* dargestellt. Die Ermittlung des Sekantenmoduls E_{50} bei 50% der maximalen Deviatorspannung q_f bestimmt sich für die Referenzspannung $\sigma_{\text{ref}} = \sigma_3 = 100\text{ kPa}$ aus der Steigung der Sekante vom Nullpunkt zu $q_f/2$ der triaxialen Spannungs-Dehnungskurve $\sigma_3 = 100\text{ kPa}$. Zur Ermittlung des rein elastischen Elastizitätsmoduls der Ent- und Wiederbelastung E_{ur} wurde ein entsprechender Lastzyklus in den Versuchen mit durchgeführt. Die Ent- und Wiederbelastungsschleife ist in Abbildung 6-7 unten dargestellt. Es ergeben sich für eine Referenzspannung von $\sigma_{\text{ref}} = 100\text{ kPa}$ ein Sekantenmodul $E_{50} = 24,03\text{ MPa}$ und ein Elastizitätsmodul $E_{\text{ur}} = 94,30\text{ MPa}$. Die entsprechenden Scherparameter sind im Diagramm der Spannungspfade aufgeführt.

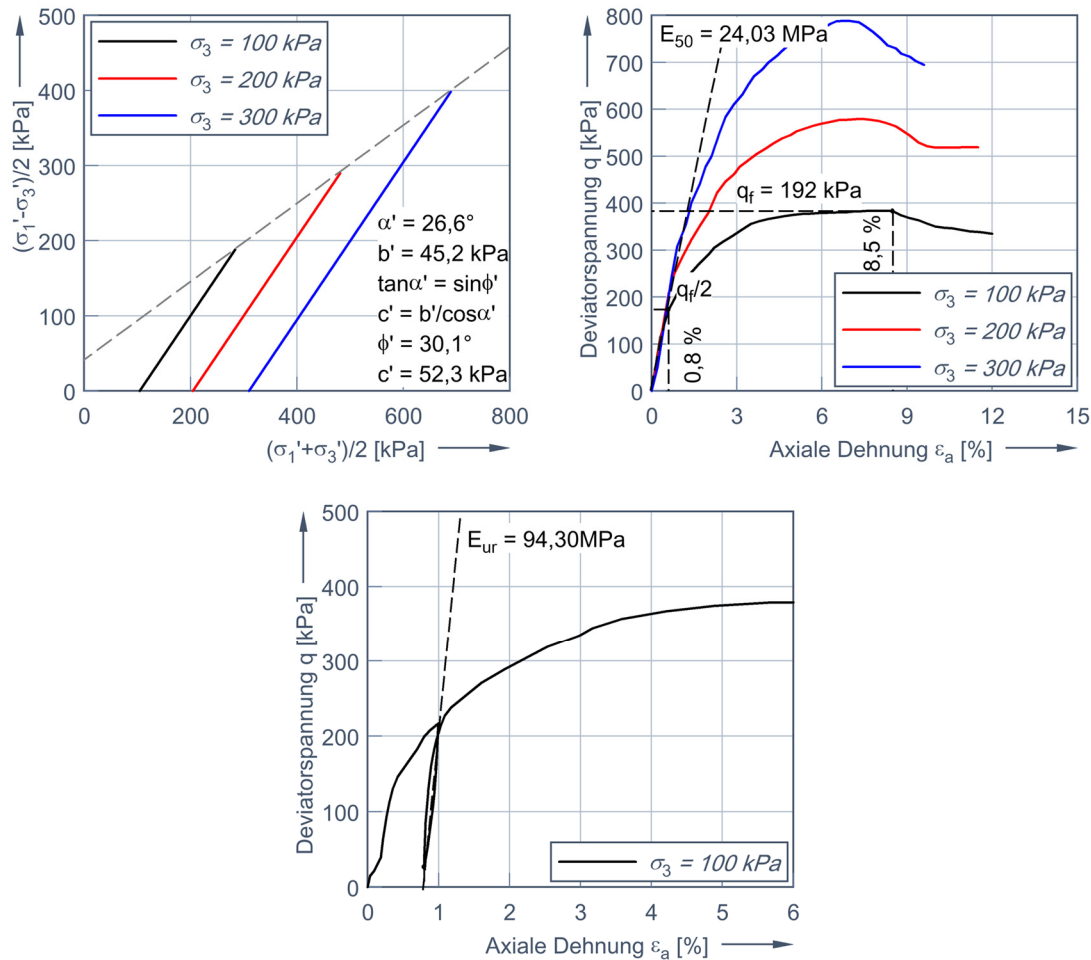


Abbildung 6-7: Versuchsergebnisse des konsolidierten drainierten Triaxialversuchs (CD) der Probe Tiax -3,40_CD

Großrahmenscherversuche

Die Großrahmenscherversuche wurde an trockenen Mischproben (MP -9,0_RSV), bestehend aus Teilproben der Kiesschicht aus einer Entnahmetiefe $z = 9,00 \div 12,00$ m durchgeführt. Die Scherflächen der Proben betrugen 900 cm^2 ($30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$) und die Probenhöhen variierten zwischen $15,4 \text{ cm}$ bis $16,9 \text{ cm}$. Die Versuche wurden an Proben mit lockerer und dichter Lagerung durchgeführt. Die Einbautrockendichten der dicht gelagerten Proben variierten zwischen $\rho_d = 2,036 \div 2,070 \text{ g/cm}^3$ und die der locker gelagerten Proben zwischen $\rho_d = 1,691 \div 1,725 \text{ g/cm}^3$. Dabei wurden die Teilversuche mit 100 kPa , 200 kPa und 300 kPa nach Mindestanforderung der DIN 18137-3 für 60 min konsolidiert. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug $0,25 \text{ mm/min}$ und die Versuche wurden bis zu einem Scherweg von 100 mm durchgeführt. Die Bestimmung der Scherfestigkeit erfolgte nach DIN 18137-3.

In Abbildung 6-8 sind die Ergebnisse der Großrahmenscherversuche an der dicht und locker gelagerten MP -9,0_RSV dargestellt. Die relevanten Scherparameter sind in den Diagrammen aufgeführt.

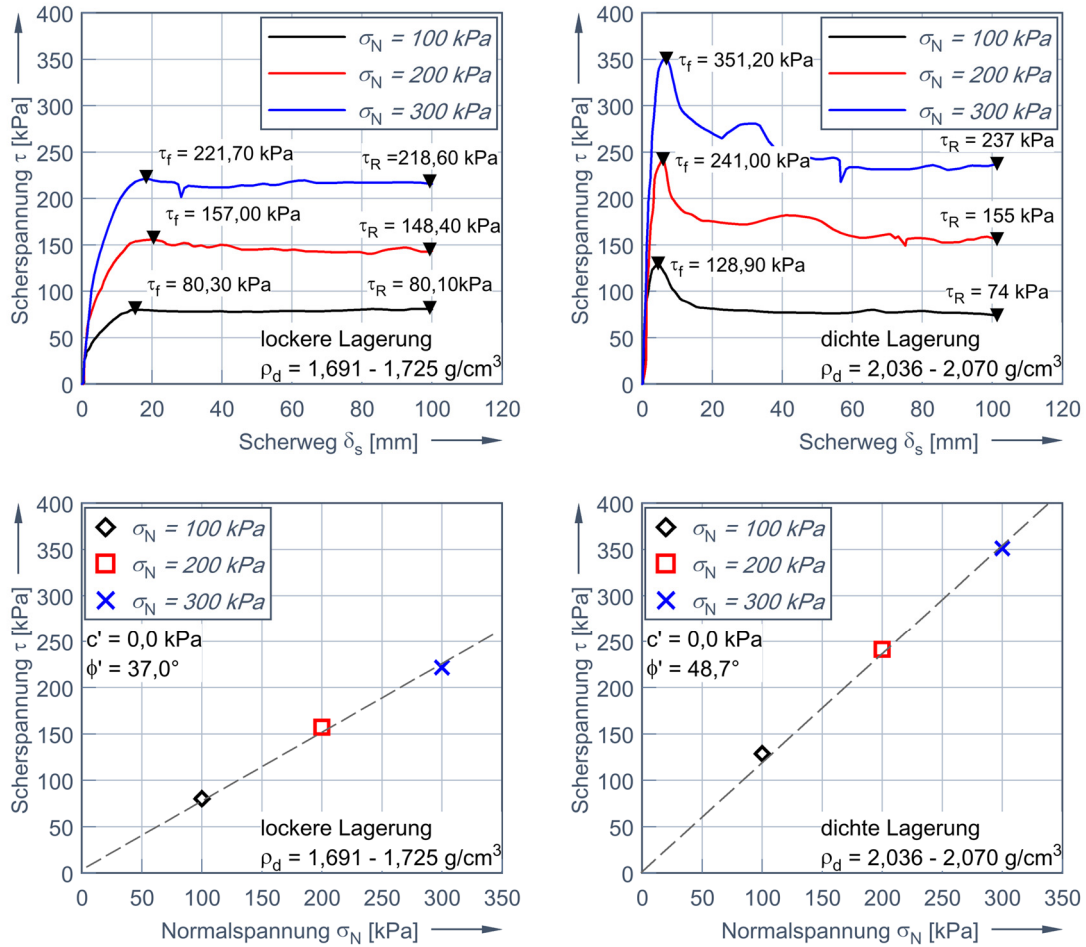


Abbildung 6-8: Versuchsergebnisse des Großrahmenschersversuchs der Probe *MP -9,0_RSV* – locker gelagert (links), dicht gelagert (rechts)

Großödometerversuch

An der Mischprobe *MP -9,0_Oedo* wurde vorschubgesteuerte Großödometerversuche bis zu einer Maximalspannung von 500 kPa durchgeführt. Die Versuche wurden an mitteldicht und sehr dicht gelagerten Proben durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,1 mm/min. Die Proben hatten einen Durchmesser $d = 30,0 \text{ cm}$ und eine Höhe $h = 19,1 \text{ cm}$. Zur Berücksichtigung der Reibung zwischen Probe und Rand des Ödometertopfs wurde für den Versuch unter Verwendung des Reibungswinkels $\varphi = 48,7^\circ$ die maximale Reibspannung $\tau_{r,\max}$ nach Gleichung (6.6) ermittelt.

$$(6.6) \quad \tau_{r,\max} = \left(\frac{P}{\pi r^2} \right) K_0 \tan \left(\frac{1}{3} \varphi \right)$$

Bei dem Parameter P handelt es sich um die eingeleitete Vertikalkraft und bei r um den Probenradius. Nach WELSCH, ET AL. (2018, UNVERÖFFENTLICHT) wird eine dreieckige Verteilung der Randspannungen nach Gleichung (6.7) zur Ermittlung der Reibungskraft F_r angenommen, welche wiederum von der Auflast abgezogen wird.

$$(6.7) \quad F_r = 0,5 \cdot \tau_{r,\max} \cdot h \pi d$$

Die Auswertung der Versuche erfolgt nach DIN 18135. Im Spannungs-Porenzahl-Diagramm wurden die Kompressions- und Schwellbeiwerte C_c und C_s ermittelt. Im Spannungs-Steifemodul-Diagramm ist die Entwicklung der Steifigkeit dargestellt. Zudem wurden für die Versuche die Parameter der Ohde-Gleichung ($E_{s,0}$ und m) bestimmt. Der Referenzsteifemodul $E_{s,0}$ in Abbildung 6-9 bezieht sich auf eine Referenzspannung von 100 kPa. Für die sehr dicht gelagerte Probe ergibt sich ein Ohde-Exponent $m = 0,35$. Für Kiese finden sich in der Literatur Werte für m im Bereich von 0,5 bis 0,7 liegt (siehe u.a. SCHMIDT, ET AL. (2014)).

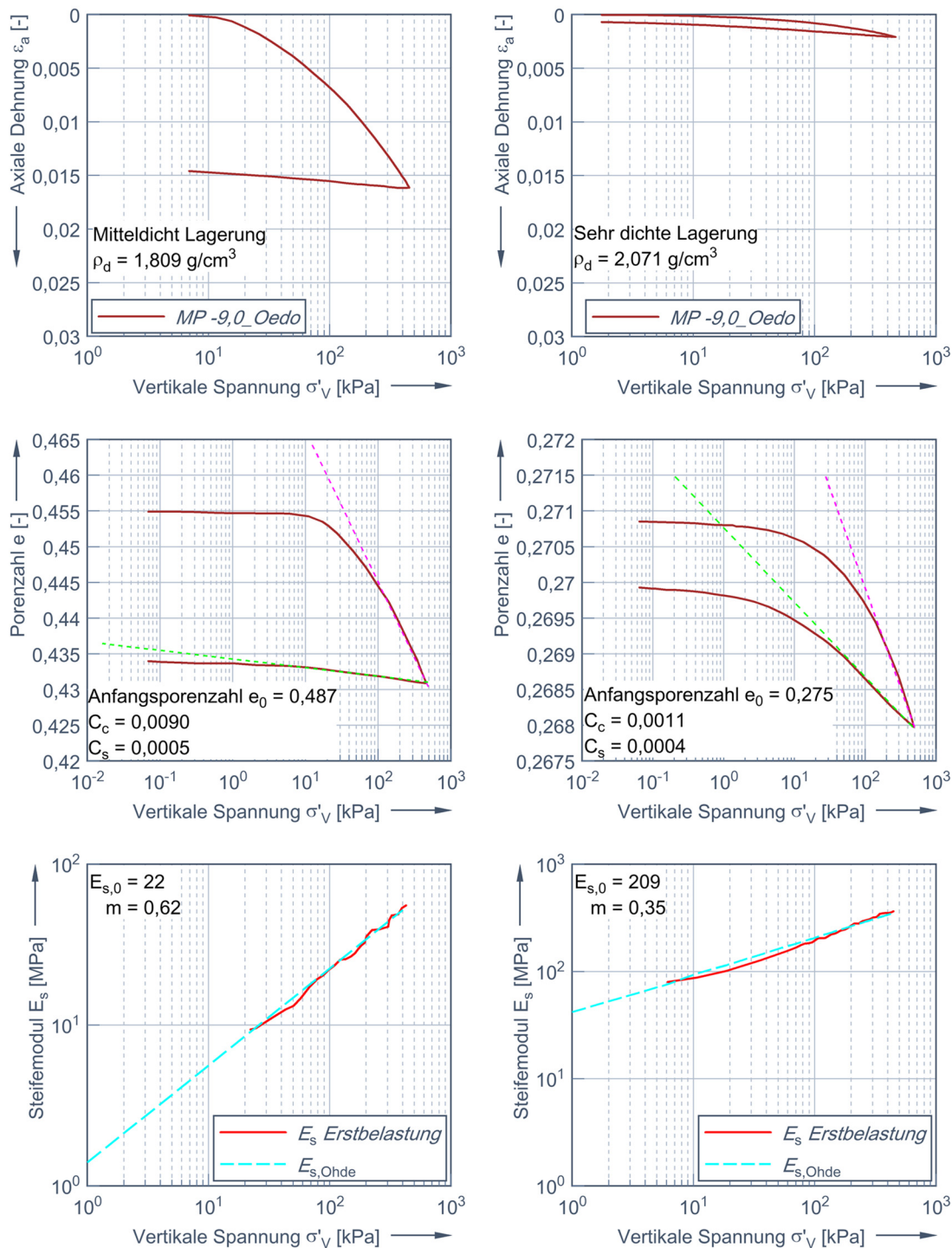


Abbildung 6-9: Versuchsergebnisse des Großödometerversuchs der Probe MP -9,0_RSV – mitteldicht gelagert (links), sehr dicht gelagert (rechts)

Untersuchungen in JÄNKE (1969) haben jedoch gezeigt, dass m bei granularen Böden stark von der Lagerungsdichte abhängt und dass sich bei granularen Böden mit geringer Porenzahl bzw. hoher Lagerungsdichte für den Ohde-Exponenten Werte von $m < 0,5$ einstellen können.

6.3 Herstellung der Tragglieder

Auf dem Testfeld (gemäß Abbildung 6-1: BSS 1 bis 4 und CFA 7 bis 10) wurden insgesamt acht Tragglieder mit einer Gesamtlänge von ca. 9,00 m gefertigt. Alle Tragglieder gründeten in der tragfähigen, stark sandigen Kiesschicht (siehe Abbildung 6-10). Die CFA wiesen einen Durchmesser von $d = 0,63$ m auf. Die BSS wurden mit einem Durchmesser von $d \approx 0,60$ m hergestellt.

Die Herstellung der CFA-Pfähle erfolgt im Drehbohrverfahren mittels durchgehender rotierender Endlosbohrschnecke. Nach der Einbringung der Bohrschnecke bis auf die erforderliche Endteufe, wird beim Ziehvorgang durch das hohle Seelenrohr im inneren der Endlosschnecke Beton in das Bohrloch eingebracht. Die Stabilisierung des Bohrlochs erfolgt während des Ziehvorgangs durch den geförderten Boden im Schneckengang der Endlosschnecke. Die Einbringung der Bewehrung kann im Nachgang in den noch frischen Beton erfolgen. Im Zuge des Herstellungsvorgangs stellen sich Verminderungen der Horizontalspannungen und Auflockerungseffekte im umliegenden Boden ein.

Die BSS werden im Verdrängungsverfahren mittels Schleusenrüttler hergestellt. In alternierenden Schritten wird der Schleusenrüttler in den Boden eingebracht, beim Rüttlenhub tritt Beton aus, welcher beim Wiederversenken (Stopfen) verdichtet und gegen in den umliegenden Boden verdrängt wird. Während des Säuleneinbaus kommt es zu einem markanten Anstieg der Horizontalspannungen und Lagerungsdichten im umliegenden Boden. Bei der Fertigung der BSS auf dem Testfeld erfolgte zudem eine Vorbohrung mit einem Durchmesser von ca. 0,50 m.

Die CFA wurden mit einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C 25/30 gefertigt. Bei den BSS kam ein von Keller speziell für die BSS entwickelter Stopfbeton der Druckfestigkeitsklasse C 12/15 zur Anwendung (siehe abZ Nr. Z-34.2-3). Auf allen Traggliedern wurde nach dem Aushärten, ein bewehrter Belastungskopf zur fachgerechten Einleitung der Kräfte bei Probelastung mit einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C 30/37 installiert.

Die Herstellungsprotokolle der BSS und CFA sind in Anhang A 2.1 enthalten.

Die BSS 5 und BSS 6 nach Abb. 6-1 und Abb. 6-10 mit den Einbindetiefen von 4,5 m und ausgestopftem Säulenfuß werden im Rahmen dieser Arbeit nicht behandelt.

Nach der Aushärtephase wurde im Abstand von 63 Tagen zur Herstellung an den BSS und CFA Integritätsprüfungen nach dem Low-Strain-Verfahren durchgeführt. Die CFA entsprachen der Beurteilungsklasse A1 nach EA-PFÄHLE (2012), damit sind keine qualitätsrelevanten Auffälligkeiten in diesen Traggliedern vorhanden. Die Messsignale der BSS zeigen erwartungsgemäß eine starke Variation der Impedanzen in axialer

Richtung. Eine aussagefähige Beurteilung der Herstellungsqualität der Säulen mittels Low-Strain-Verfahren ist bei dieser Art von Traggliedern nicht möglich. Die Geschwindigkeits-Zeitverläufe der Low-Strain-Integritätsprüfung sind im Anhang A2.2 aufgeführt.

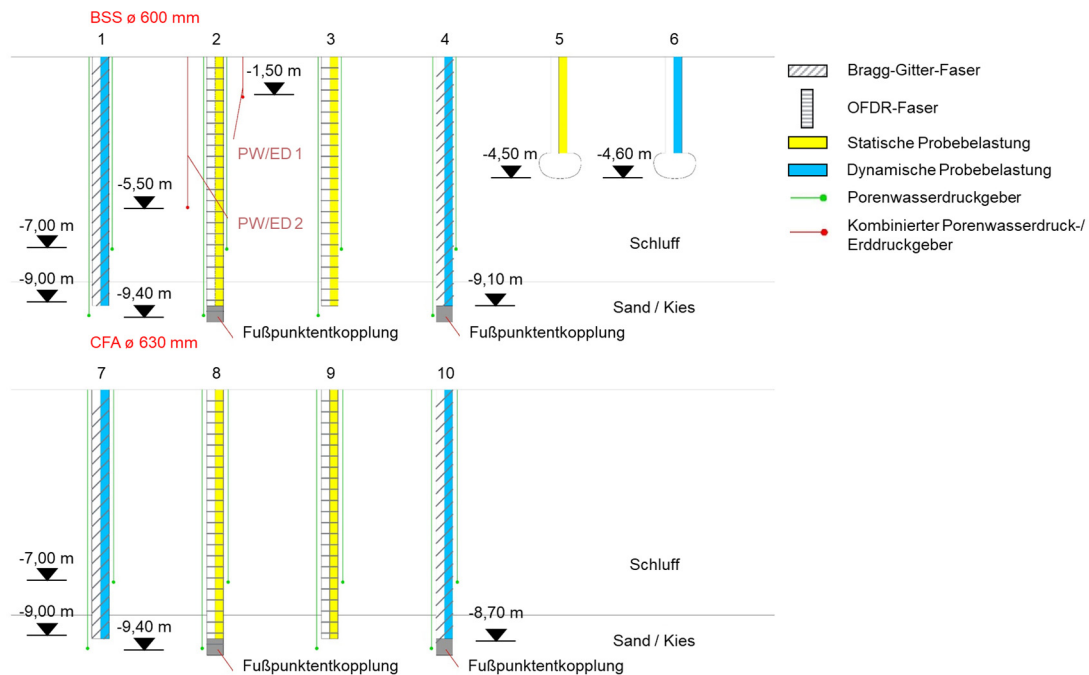


Abbildung 6-10: Schematische Darstellung der Versuchssäulen

Zur Rückverankerung der eingeleiteten Pressenlast wurden im Raster Zugpfähle mit einer Einbindelänge von 11,0 m gefertigt. Der Abstand der Zugpfähle zu den Traggliedern betrug 5 m, was dem nach EA – PFÄHLE geforderten Mindestabstand $a_{\min} = \begin{cases} \geq 2,5 \cdot D \\ \geq 2,50 \text{ m} \end{cases}$ zum belastenden Tragglied entspricht.

Die Einbringung der Messtechnik erfolgte in nachträglichen hergestellten Bohrlöchern. In die ausgehärteten Tragglieder wurden hochpräzise und über die Tiefe hinweg zentrisch verlaufende Bohrlöcher gefertigt (siehe Abbildung 6-11).

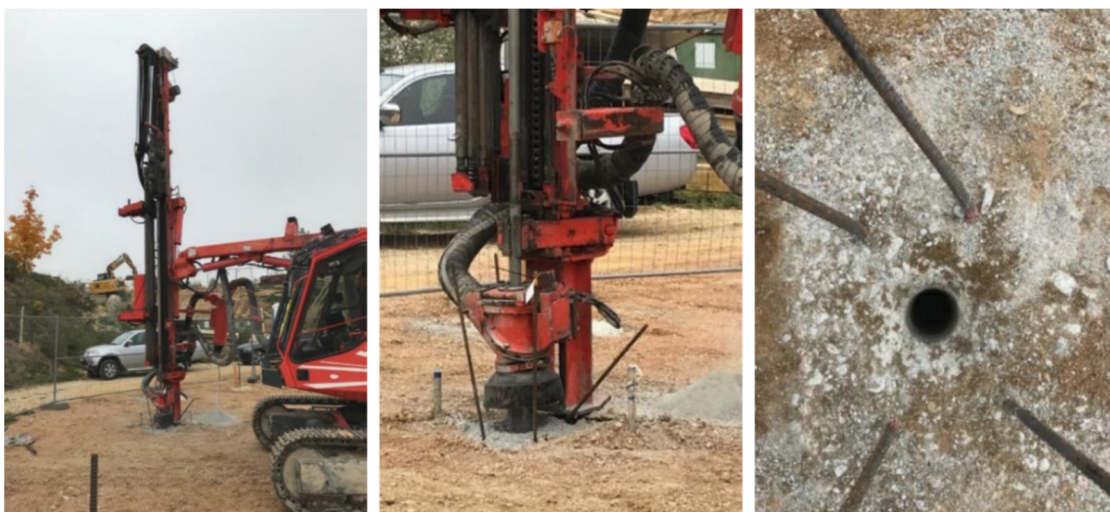


Abbildung 6-11: Bohrverfahren zur Instrumentierung der Messtechnik – Bohrung mittels Sprenglochbohrer (links, Mitte), Bohrloch zentrisch im Tragglied (rechts)

Der Durchmesser der Bohrlöcher betrug $d = 0,09 \text{ m}$. Im Normalfall wird dieses Verfahren zur Herstellung von Sprenglochbohrungen eingesetzt. Im umliegenden Boden wurden noch im Vorfeld der Bauarbeiten zahlreiche Piezometer zur Bestimmung des Porenwasserdrucks und kombinierte Porenwasser-Erddruckgeber installiert. Die Anordnung der Sensorik im Boden ist in Abbildung 6-10 dargestellt. Um die Porenwasserdruckentwicklung möglichst nahe am Mantel der Tragglieder erfassen zu können, musste die Messtechnik entsprechend robust sein und dabei dennoch die erforderlichen Messgenauigkeiten aufweisen. Der 1,7 t schwere Rüttler, zur Fertigung der BSS, erzeugt im Boden große Horizontalkräfte, was bei gering widerstandsfähiger Sensorik zum Ausfall führt. Das angewandte Piezometersystem besteht aus zwei Komponenten. Eine mit einem Filter und einer hydraulischen Zelle versehene Spitze ohne empfindliche Elektronik, die mittels Drucksonde in den Boden eingebracht wurde und ein durch ein schlankes Innenrohr nach unten in die Spitze geführtes Widerstandsdehnungsmessgerät, welches den aktuellen Porenwasserdruck erfasst. Die Installation der Piezometer erfolgte in einem Abstand von ca. 0,26 m zur Mantelfläche der BSS. Bei den CFA konnte ein Abstand von 0,17 m zum Mantel realisiert werden. Neben der BSS 2 wurden zusätzlich zwei kombinierte, spatenförmige Porenwasser-Erddruckgeber (PW/ED) in der Tiefe von 1,5 m und 5,4 m in den Boden eingebracht. Die kombinierten Geber befanden sich im Abstand 1,0 m von der Traggliedachse.

6.4 Ermittlung des E-Moduls an ausgegrabenen Traggliedstücken

6.4.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Zur Bestimmung der E-Moduln wurden im Nachgang zu den Probelastungen Teilstücke der unterschiedlichen Tragglieder geborgen (siehe Abbildung 6-12).



Abbildung 6-12: Ausgegrabene Säulen- und Pfahlstücke

Die geborgenen Teilstücke wurden entsprechend aufbereitet und horizontal gegen eine Erdbebenreaktionswand belastet (siehe Abbildung 6-13). Die Aufbringung der Belastung erfolgte über eine Hydraulikpresse mit einer Maximalkraft von $P_{\max} = 1,5 \text{ MN}$.

Zur Messung der Dehnungen in den geborgenen Teilstücken wurden an jeden Probekörper um 120° verteilt jeweils drei LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) und drei FBG-Sensoren aufgebracht. Die LVDTs hatten eine Gesamtmesslänge von $l_0 = 600$ mm und wurden mittig an den Traggliedteilen fixiert. Die Anbringung der LVDTs wurde so gewählt, dass bei allen geprüften Traggliedstücken mindestens der mittlere Durchmesser der Tragglieder als Lasteinleitungsweg zwischen Pressenkopf und Messaufnahme eingehalten wurde. Die FBG-Sensoren hatten eine Messlänge von $l_0 = 136$ mm (siehe Kapitel 6.6.1). In Abbildung 6-14 ist schematisch dargestellt, wie die geborgenen Teilstücke zu Versuchszecken aufbereitet und instrumentiert wurden.



Abbildung 6-13: Versuchsaufbau E-Modul-Ermittlung an einem geborgenen CFA-Teilstück

Die Versuchsdurchführung erfolgte in drei Laststufen mit jeweils drei Zyklen. Die Lastzyklen der einzelnen Laststufen wurden von $300 \text{ kN} \div 600 \text{ kN}$, $600 \text{ kN} \div 900 \text{ kN}$ und $900 \text{ kN} \div 1200 \text{ kN}$ gefahren. Die Durchführung der Versuche erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 12390-13 Verfahren B. Das Verfahren B (Bestimmung des stabilisierten Elastizitätsmoduls) umfasst drei Belastungszyklen. Die Vorbelastungsspannung sowie die obere Prüfspannung der einzelnen Laststufen wurde dabei stets für eine Dauer 20 s innerhalb von $\pm 5 \%$ auf dem jeweiligen Nennwert gehalten bevor wiederbelastet bzw. entlastet wurde. Die Bestimmung des stabilisierten Elastizitätsmoduls erfolgt im dritten Belastungszyklus.

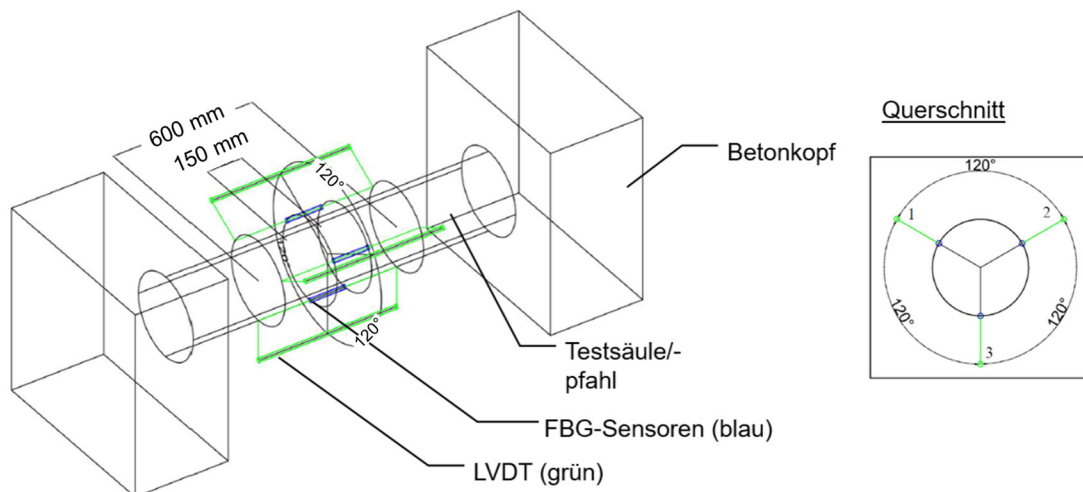


Abbildung 6-14: Schematische Darstellung der instrumentierten Traggliedeile

6.4.2 Versuchsauswertung

Die Bestimmung der E-Moduln der BSS basiert auf den Verformungsmessungen mittels LVDT. Die FBG-Sensoren liefern bei diesem Traggliedtyp nicht repräsentative Ergebnisse, da deren Messbasis mit $l_0 = 136 \text{ mm}$ die Stauchung lediglich über einen sehr kleinen Bereich aufnimmt. Da die BSS, bedingt durch den alternierenden Stopfvorgang, eine starke Variation der Dehnsteifigkeit EA über ihre Länge aufweist, können Stauchungen, die über kleine Messlängen bestimmt werden nicht das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Säule abbilden. Die Dehnungsmessungen und Belastungsschemata der BSS und CFA sind in Anhang A1.3 dargestellt.

Aus den Differenzen der Dehnungen bzw. Spannungen des dritten Belastungszyklus werden die stabilisierten E-Moduln $E_{C,S}$ nach Gleichung (6.8) ermittelt:

$$(6.8) \quad E_{C,S} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_S} = \frac{\sigma_a^M - \sigma_p^M}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{p,2}}$$

mit σ_a^M Mittlere obere Prüfspannung über drei Zyklen
 σ_p^M Mittlere untere Prüfspannung über drei Zyklen
 $\varepsilon_{a,3}$ Dehnung bei oberer Prüfspannung im dritten Zyklus
 $\varepsilon_{p,2}$ Dehnung bei unterer Prüfspannung im zweiten Zyklus

Die E-Moduln wurden für die drei Laststufen ermittelt und sind jeweils in Abhängigkeit der mittleren Dehnung je Laststufe in Abbildung 6-15 für zwei BSS dargestellt.

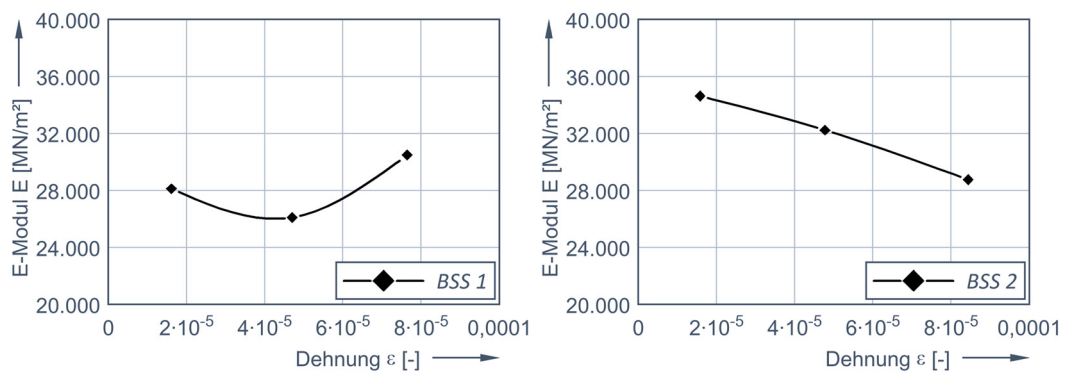


Abbildung 6-15: E-Modul in Abhängigkeit der mittleren Dehnung je Laststufe – BSS 1 (links), BSS 2 (rechts)

Zur Bestimmung der E-Moduln werden bei den CFA die Dehnungsmessungen mittels FBG-Sensoren und LVDTs verwendet. Es hat sich gezeigt, dass die Stabilität der Messungen mittels FBG-Sensorik bei zyklischer Belastung besser ist als mit den LVDTs.

Für die CFA wurden die E-Moduln ebenfalls für die drei Laststufen ermittelt und jeweils in Abhängigkeit der mittleren Dehnung je Laststufe in Abbildung 6-16 vergleichend dargestellt. Man kann erkennen, dass die Abweichung zwischen LVDT- und FBG-Messung bei der zweiten Laststufe am größten ist.

Bei den BSS und CFA kann man erkennen, dass ein gewisser Streubereich der E-Moduln je Dehnungsniveau auftritt. Da sich die Dehnungen jedoch in einem Bereich von ca.

$1 \cdot 10^{-5}$ bis $9 \cdot 10^{-5}$ bewegen, ist es sinnvoller einen Mittelwert der E-Moduln in diesem sehr kleinen Dehnungsbereich zu bilden um belastbare Ergebnisse zu erhalten.

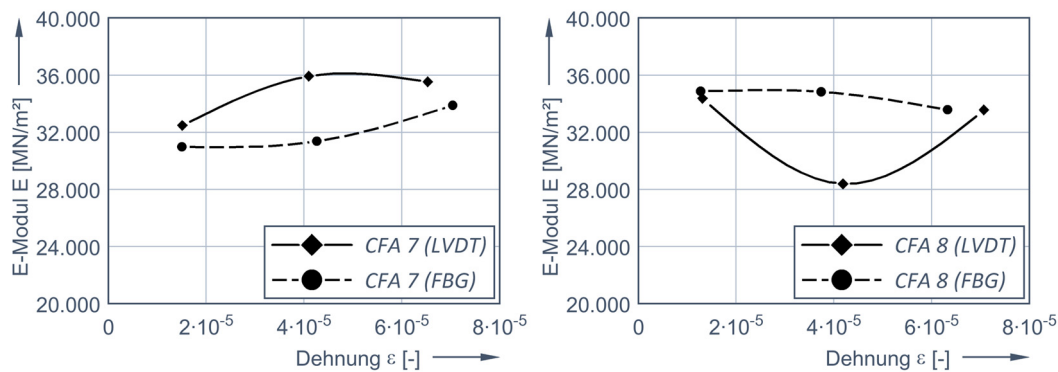


Abbildung 6-16: E-Modulverlauf über die Dehnung – CFA 7 (links), CFA 8 (rechts)

Im weiteren Verlauf der Arbeit werden vereinfacht für die BSS ein mittlerer E-Modul $E = 30000 \text{ MN/m}^2$ und für die CFA ein mittlerer E-Modul $E = 34000 \text{ MN/m}^2$ verwendet.

6.5 Statische Probelastungen

6.5.1 Messtechnische Instrumentierung der Tragglieder und Versuchsdurchführung

Im Zuge der statischen Probelastung wurden die Axialdehnungen des fußpunktentkoppelten CFA 8 und des aufstehenden CFA 9 mittels FOS quasi-kontinuierlich über die Pfahllänge aufgenommen. Bei den BSS konnte herstellungsbedingt nur die fußpunktentkoppelte BSS 2 mit der quasi-kontinuierlich messenden FOS ausgestattet werden. In Abbildung 6-17 ist die schematische Darstellung der messtechnischen Instrumentierung in den Traggliedern dargestellt.

Der Einbau der quasi-kontinuierlich messenden FOS stellte die größte Problematik dar, da, wie bereits erwähnt, eine Vorspannung auf einem Trägermedium notwendig ist. Die Vorspannung erfolgte auf dünnwandigen, verzinkten Stahlrohren, deren Biegesteifigkeiten einen ausreichend geradlinigen Verlauf der Fasern in den Traggliedern gewährleisten. Hierbei ist besonders zu beachten, dass die Messfaser an den Fixierungen nicht beschädigt wird. Zusätzlich zu den Messfasern wurden Stabextensometer eingebaut. Diese dienten ausschließlich der Absicherung, falls durch den Einbauvorgang eine Beschädigung der Faser erfolgte. Im Rahmen der Arbeit konnten nur die axialen Dehnungsmessungen der FOS ausgewertet werden, da die Messköpfe der Stabextensometer im Zuge der Herstellung der Belastungsköpfe beschädigt wurden.

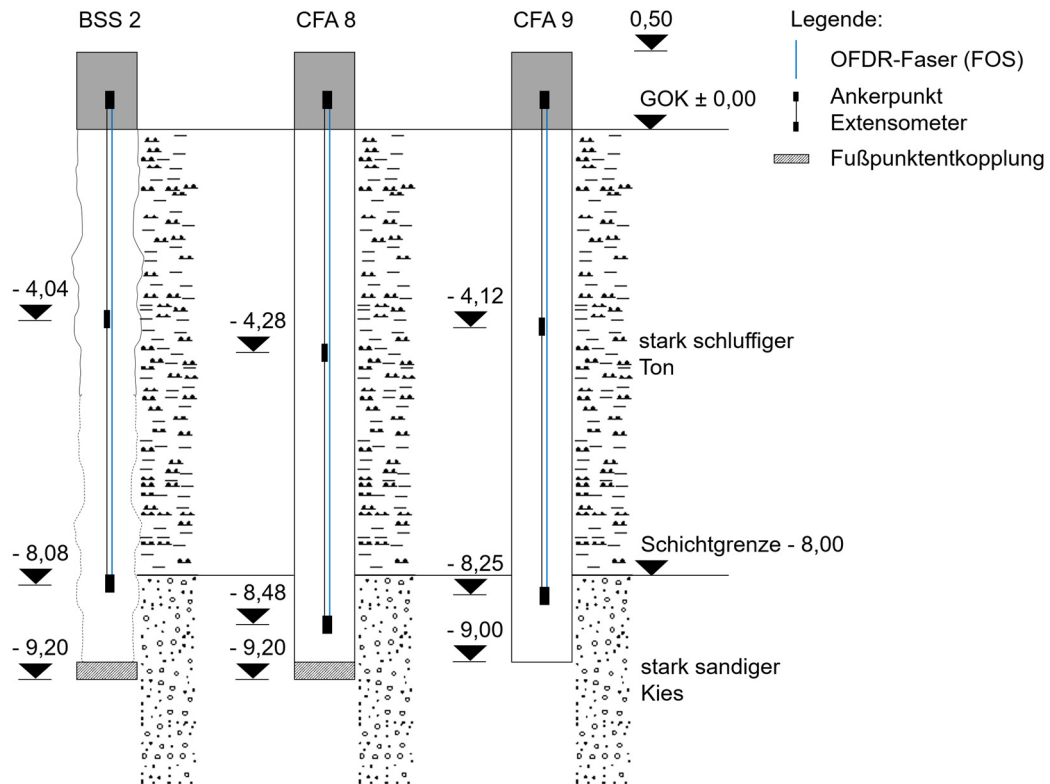


Abbildung 6-17: Schematische Darstellung der Sensorik in den Traggliedern (Höhenkoten in [m])

Der Verpressungsvorgang der Bohrlöcher erfolgte über einen Verpressschlauch mit Zementleimsuspension (Dämmer). Die relevanten mechanischen Eigenschaften der Zementleimsuspension konnten dem der Tragglieder durch geeignete Wahl des Mischverhältnisses (W/F-Wert) angepasst werden. Der Dämmer wies einen W/F-Wert von 0,6, eine 28 Tage Druckfestigkeit $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ und ein E-Modul $E \approx 7400 \text{ N/mm}^2$ auf.



Abbildung 6-18: Lasteinleitung und Messtechnik bei statischer Probelastung

Für die statische Belastung wurden Zweiwegepressen mit einer Gesamtkraft von 40 MN eingesetzt. Vertikale und ggf. horizontale Verschiebungen und Neigungen am Kopf und die Hebungen der Reaktionspfähle wurden mittels elektronischen Messuhren erfasst (siehe Abbildung 6-18).

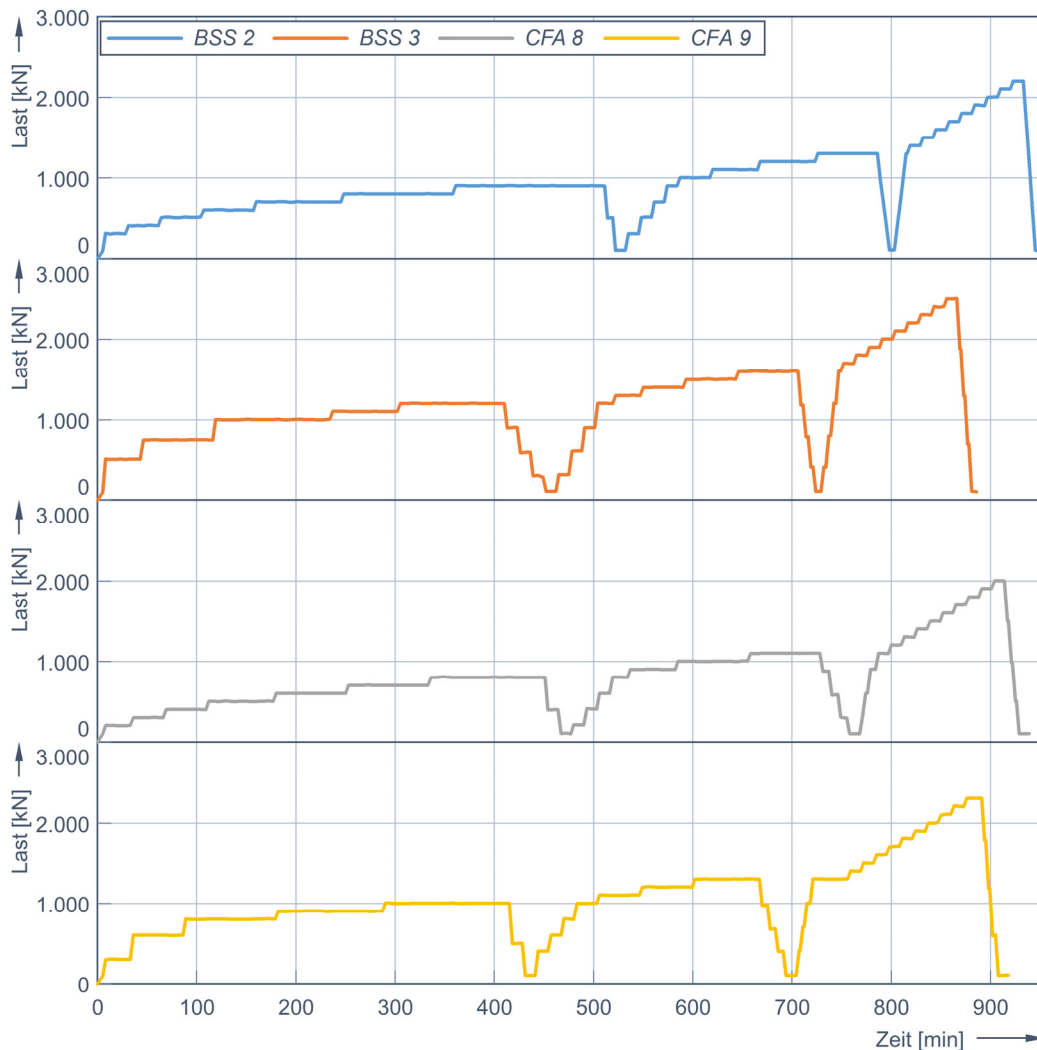


Abbildung 6-19: Zeitlicher Belastungsverlauf der statisch probelasteten Tragglieder

Die statischen Probelastungen erfolgten in drei Belastungszyklen bis zum Versagen (vgl. Abbildung 6-19). Als Versagenskriterium wurde das relative Setzungskriterium mit 10% des Durchmessers in Anlehnung an EA-PFÄHLE (2012) festgesetzt. Eine Steigerung der Last erfolgte im ersten Belastungszyklus ab einer Setzungsgeschwindigkeit $\dot{s} \leq 0,005$ mm/min. Bei den darauffolgenden Belastungszyklen wurde ab einer Setzungsgeschwindigkeit von $\dot{s} \leq 0,02$ mm/min eine neue Last angefahren.

Die Belastungsversuche und die Messung der Kopfsetzungen wurden von der Firma IPM, Gotha durchgeführt.

6.5.2 Auswertung des Last-Setzungsverhaltens

Die am Pfahl- bzw. Säulenkopf gemessene Setzung wurde mit vier Messuhren jeweils 90° versetzt aufgezeichnet. Zur weiteren Auswertung wird der Mittelwert der Messungen betrachtet. Die geringen Abweichungen der einzelnen Messuhren lassen bei allen statischen Probelastungen auf eine zentrische Einleitung der Belastung schließen. In

Abbildung 6-20 sind die zeitlichen Verläufe der Setzung s für die jeweiligen Tragglieder dargestellt.

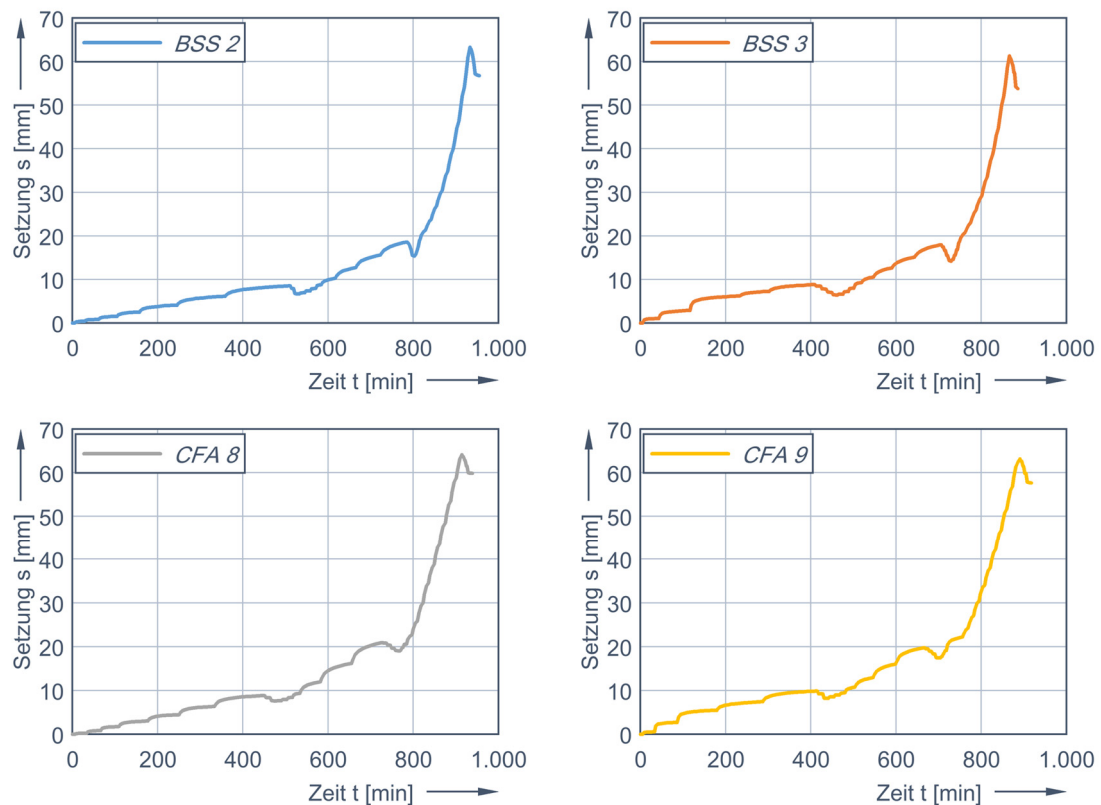


Abbildung 6-20: Mittlere zeitliche Pfahlkopfsetzung der BSS und CFA

Die Verläufe der Widerstands-Setzungslinien (WSL) sind in Abbildung 6-21 und Abbildung 6-22 dargestellt. Die Diagramme zeigen die Beziehung zwischen Setzung s zum mobilisierten Traggliedwiderstand R . Dabei werden die fußpunktentkoppelten und die aufstehenden Tragglieder separat betrachtet, um explizit die Unterschiede in der Lastabtragung zwischen den Traggliedtypen darzustellen. In Abbildung 6-21 links kann man erkennen, dass die fußpunktentkoppelte BSS 2 bei Grenzsetzung $s = 63$ mm einen Gesamtwiderstand $R = 2200$ kN aufweist. Der CFA 8 (Abbildung 6-21 rechts) erreicht bei $s = 64$ mm einen Gesamtwiderstand $R = 2000$ kN. In den WSL sieht man, dass die BSS 2 bei gleicher Setzung größere Widerstände mobilisiert als der CFA 8. Bei dem CFA 8 stellt sich ab einer Setzung von 15 mm bzw. einem Widerstand von 1000 kN ein nahezu linearer Verlauf ein. Bei der BSS 2 ist ein solcher Verlauf zw. 1000 kN und 1500 kN Gesamtwiderstand zu erkennen. Die restlichen Bereiche sind durch einen deutlich nichtlinearen Verlauf gekennzeichnet. Die Verläufe der WSL entsprechen bei beiden Gründungen nicht dem klassischen Verlauf eines Mantelwiderstandspfahls, welcher nach Erreichen des maximalen Mantelwiderstandes ein eher plastisches Verhalten aufzeigt. Bei den fußpunktentkoppelten Traggliedern kommt es mit zunehmender Setzung zur stärkeren Aktivierung des Spitzenwiderstandes und zu Wechselwirkungen zwischen den mobilisierten Einzelwiderständen, was sich wiederum im Verlauf der WSL widerspiegelt. Somit ist eine separierte Betrachtung der Einzelwiderstände notwendig, um die genannten Effekte aus mobilisierter Mantel- und Fußpunkt-widerstand zu quantifizieren.

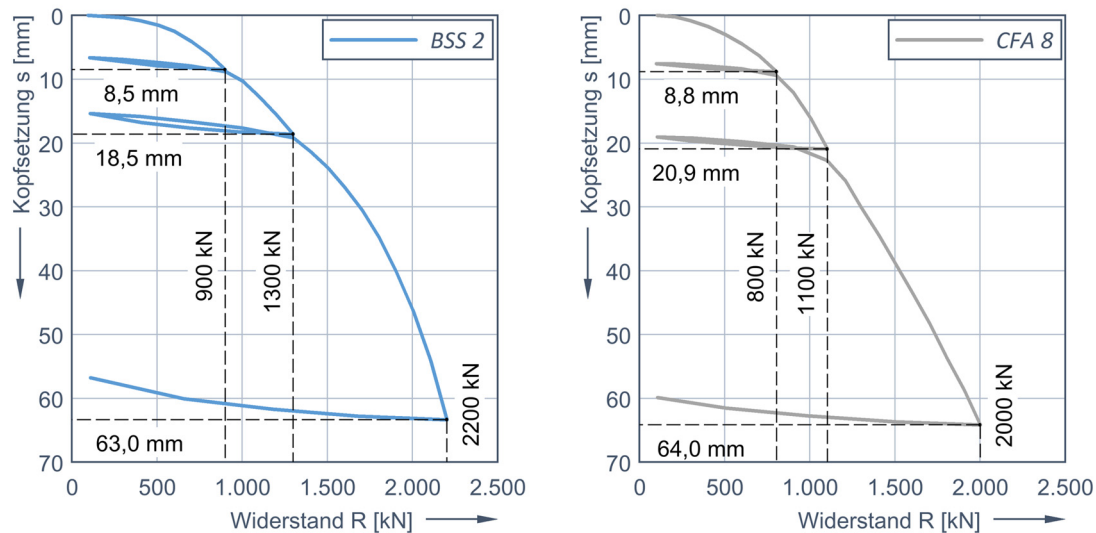


Abbildung 6-21: WSL der fußpunktentkoppelten Tragglieder – BSS 2 (links), CFA 8 (rechts)

In Abbildung 6-22 sind die WSL der aufstehenden Tragglieder vergleichend dargestellt. Bei der BSS 3 stellt sich ein maximal mobilisierbarer Widerstand $R = 2500$ kN und bei dem CFA 9 von 2300 kN bei Grenzsatzkriterium $0,1 \cdot d$ ein. Auch bei den aufstehenden Traggliedern zeigt der Verlauf der WSL, dass bei der Stopfsäule zu jeder Setzung höhere Widerstände mobilisiert werden als bei dem CFA 9. Deutlich linear verlaufende Bereiche der Belastungsäste sind in Abbildung 6-22 unten nicht zu erkennen. Die Verläufe der BSS 3 und des CFA 9 entsprechen annähernd dem klassischen parabolischen Verlauf eines Fußwiderstandspfahls.

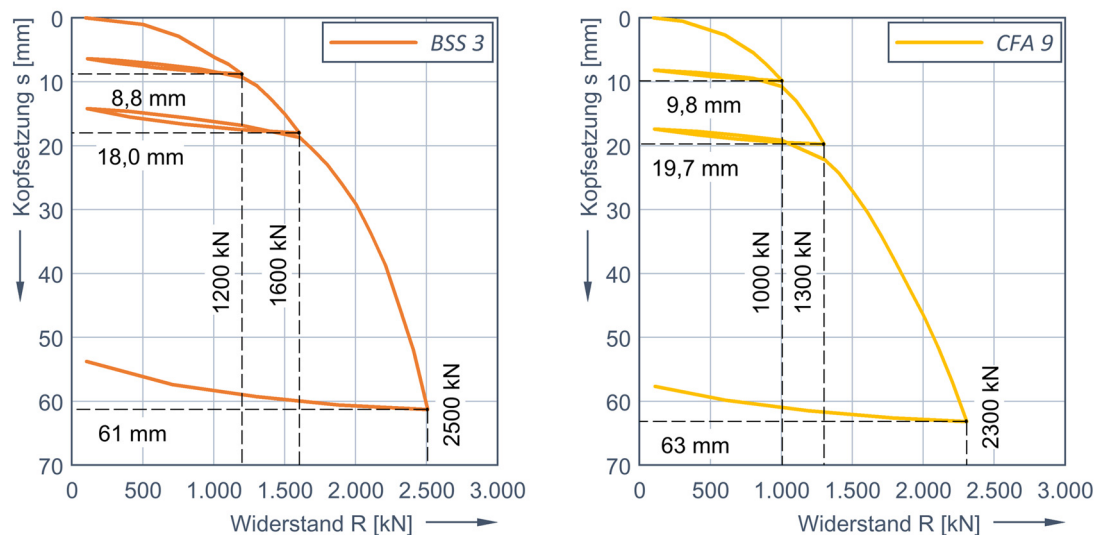


Abbildung 6-22: WSL der aufstehenden Tragglieder – BSS 3 (links), CFA 9 (rechts)

Eine eindeutige Differenzierbarkeit von Mantelwiderstands- und Spitzendruckeffekten ist nicht alleine aus den WSL der fußpunktentkoppelten und aufstehenden Traggliedern ersichtlich. Man kann erkennen, dass die maximalen Widerstände bei den aufstehenden Traggliedern größer sind, bzw. über den gesamten Verlauf der WSL für gleiche

Setzungen mehr Widerstände mobilisiert werden. Um genauere Erkenntnisse über die Lastabtragung durch Mantel- und Spitzenwiderstände zu erhalten, wird im nachfolgenden Kapitel 6.5.3 die kontinuierliche Dehnungsmessung in axialer Richtung der Tragglieder betrachtet und ausgewertet

6.5.3 Auswertung der Lastabtragung im Mantelbereich der Tragglieder

Im Zuge der statischen Probelastungen wurden bei den CFA die Dehnungen quasi-kontinuierlich mit einer Ortsauflösung von 5 mm axial über die Pfahllänge aufgenommen. Bei den BSS konnte herstellungsbedingt nur bei der fußpunktentkoppelten BSS 2 die Dehnung in axialer Richtung gemessen werden. Im Zuge der Belastungskopferherstellung der aufstehenden BSS 3 wurde die Anschlussbewehrung sehr eng gestaffelt eingebaut, was zur Folge hatte, dass eine zentrale Bohrung und somit ein Einbau der faseroptischen Sensorik in der BSS nicht mehr möglich war. Dadurch kann eine detaillierte Betrachtung der Lastabtragung im Mantelbereich der Betonstopfsäulen nur an der BSS 2 erfolgen. In Abbildung 6-23 sind exemplarisch für drei Laststufen (LS) die gemessenen Dehnungen dargestellt.

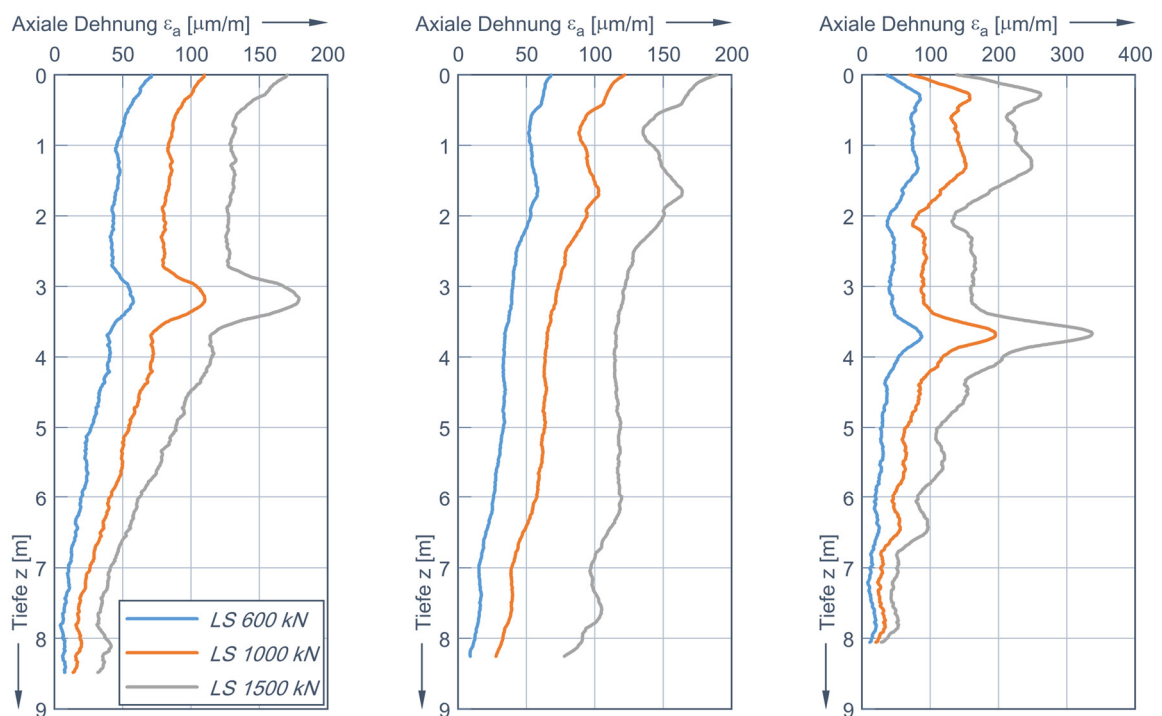


Abbildung 6-23: Axialer Dehnungsverlauf der Tragglieder – fußpunktentkoppelter CFA 8 (links), aufstehender CFA 9 (Mitte), fußpunktentkoppelte BSS 2 (rechts)

Bei sämtlichen Verläufen der Dehnungen, Normalkräfte und Mantelreibungen wurde eine gleitende Mittelwertglättung durchgeführt, um eine anschaulichere graphische Darstellung zu erhalten. Genauere Erläuterungen zur angewendeten Filtermethodik sind u.a. in PROAKIS & MANOLAKIS (2007) enthalten.

In Anhang A2.3 sind sämtliche Dehnungsmessungen über die Tiefe der Tragglieder für die unterschiedlichen Belastungsstufen grafisch dargestellt.

Zur Bestimmung der Normalkräfte wird für die CFA eine über die Tiefe konstante Querschnittsfläche von $A = 0,31 \text{ m}^2$ angenommen. Diese Annahme wird durch die ausgegrabenen Pfahlstücke bestätigt, da keine relevanten Querschnittsänderungen zu erkennen sind. Die E-Moduln wurden aus den geborgenen Stücken bestimmt (siehe Kapitel 6.4) und haben im Mittel einen Wert von $E = 34.000 \text{ MN/m}^2$. Bei den BSS beträgt der ermittelte E-Modul im Mittel $E = 30.000 \text{ MN/m}^2$. Die E-Moduln werden vereinfacht als konstant über die Traggliedlängen angenommen. Die Querschnittsfläche über die Tiefe wurde für die BSS ebenfalls an geborgenen Teilstücken ermittelt. Eine Betrachtung der Lasteinleitung erfolgt ab einer Tiefe von ca. 0,47 m unter GOF. Ab dieser Tiefe kann eine Störung der ebenen Spannungsverteilung durch die Lasteinleitung als abgeklungen angesehen werden (Fellenius, et al., 2019).

In Abbildung 6-24 sind die kontinuierlichen Normalkraftverläufe des CFA 8 mit entkoppeltem Fußpunkt und des CFA 9 mit aufstehenden Fuß für fünf ausgewählte Laststufen dargestellt. Bei den Normalkraftverläufen der CFA 8 kann man erkennen, dass die Fußpunktentkopplung funktioniert hat, da im Bereich des Pfahlfußes unterhalb von 8,0 m die Normalkräfte bei gleicher Laststufe deutlich von den Verläufen des CFA 9 abweichen.

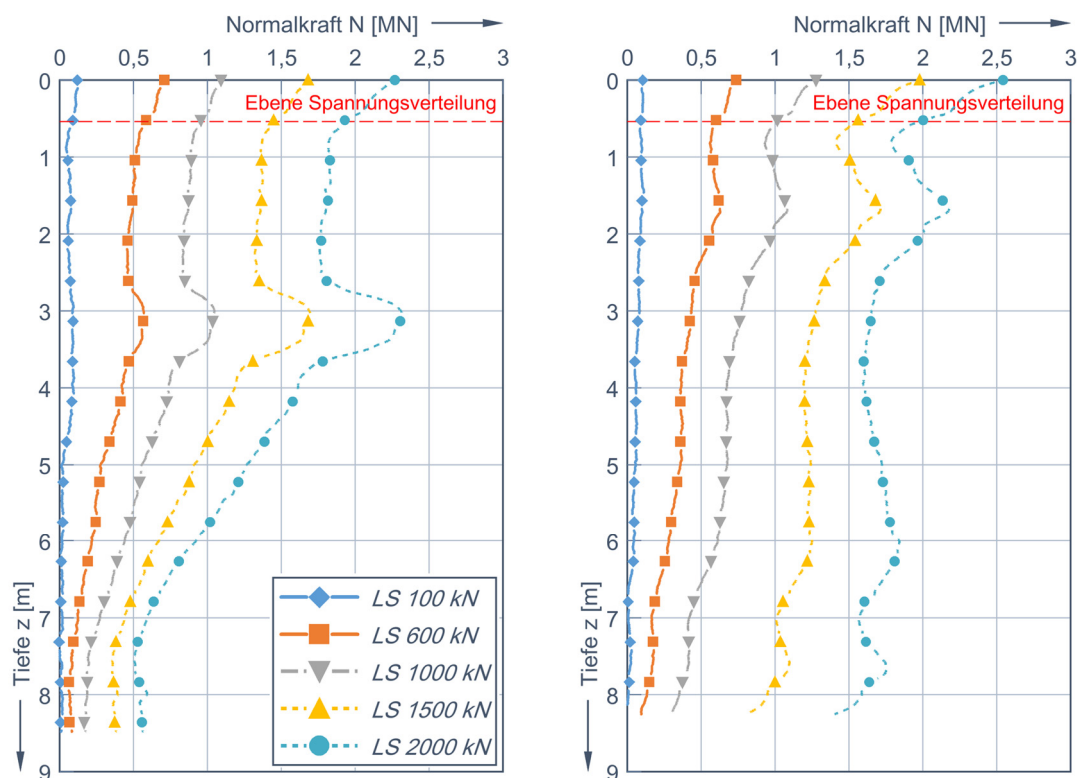


Abbildung 6-24: Normalkraftverläufe CFA – fußpunktentkoppelter CFA 8 (links), aufstehender CFA 9 (rechts)

Vergleicht man die Laststufe 2000 kN kann man erkennen, dass beim fußpunktentkoppelten CFA 8 nur noch eine Normalkraft von ca. 0,5 MN vorhanden ist, womit 1,5 MN über den Mantel abgeleitet werden. Beim aufstehenden CFA hingegen liegen noch Normalkräfte von ca. 1,5 MN in gleicher Tiefe vor. Dies zeigt, dass beim CFA 9 der Lastabtrag vornehmlich über der Spitze erfolgt. Bei beiden Verläufen kann man einen Normalkraftanstieg in der oberen Hälfte erkennen. Diese Anstiege resultieren bei

den CFA vorwiegend aus Dehnsteifigkeitsvariationen bedingt durch Imperfektionen bei der Herstellung. Diese Imperfektionen sind im Wesentlichen Änderungen des E-Moduls und der Querschnittsfläche. Mögliche Ursachen für die Entstehung der Dehnsteifigkeitsänderungen in den Bauteilen sind u.a. Vermischung des Betons mit dem umgebenden Boden, herstellungsbedingte Variation des Querschnittes und herstellungsbedingte Unterschiede in der Betongüte des Tragglieds. Ein weiterer Normalkraftanstieg stellt sich bei CFA 9 im unteren Bereich ab ca. 7,6 m ein. Hier entsteht bei höheren Laststufen ebenfalls ein Normalkraftzuwachs, bedingt durch Dehnsteifigkeitsänderungen im Spitzenbereich. In MOHAMAD, ET AL. (2016) wird dieser Effekt ebenfalls beschrieben. Im Spitzenbereich stellt sich durch nicht vollständiges ausbohren des Bodenmaterial eine Vermischung des Pfahlbetons mit dem Boden ein, was eine Schwächung der Dehnsteifigkeit zur Folge hat. Ein weiterer Anstieg der Normalkräfte im Bereich ab ca. 4,0 m bei CFA 9 tritt erst bei den Wiederbelastungsphasen auf. Dieser Effekt beruht auf der Entwicklung interner Druckkräfte durch Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge. Beim Entlasten tendiert vornehmlich der Fußbereich des Tragglieds dazu den Pfahl nach oben zu schieben, wo hingegen sich im oberen Teil durch die Umkehr der Verformungsrichtung negative Mantelreibungen einstellen (Siegel, 2010). Dieses Verhalten wird nachfolgend noch genauer untersucht.

In Abbildung 6-25 wird der fußpunktentkoppelte CFA 8 mit der fußpunktentkoppelten BSS 2 verglichen.

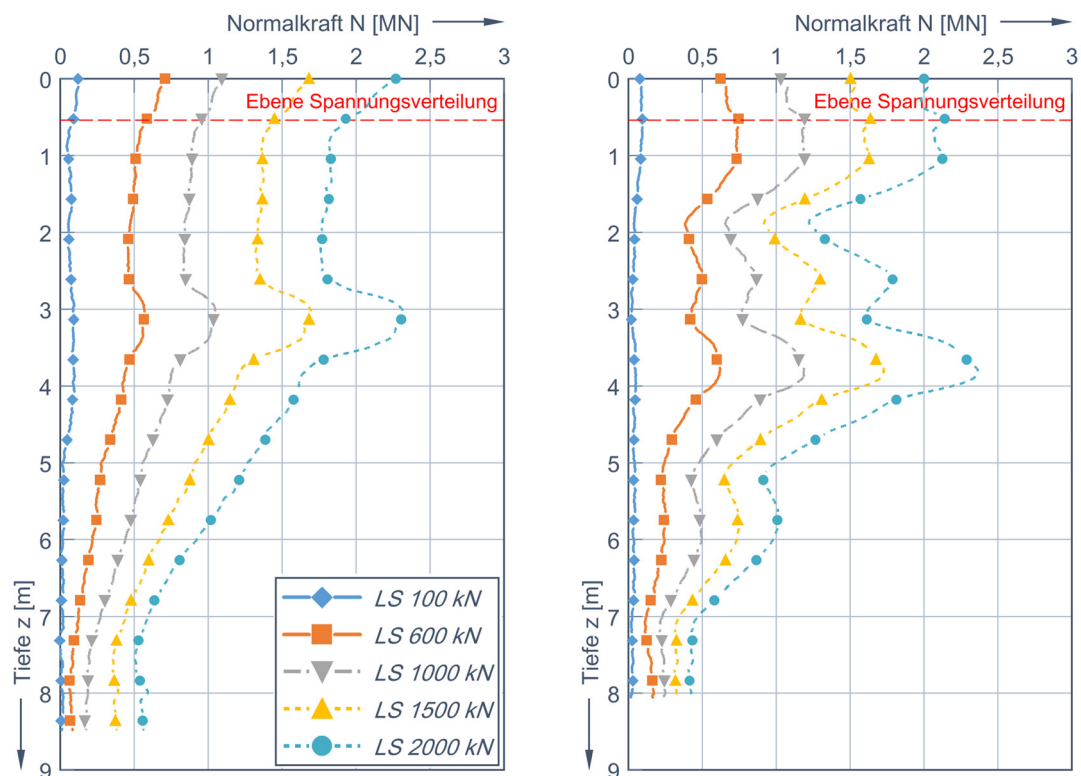


Abbildung 6-25: Normalkraftverläufe fußpunktentkoppelter Tragglieder – CFA 8 (links), BSS 2 (rechts)

Man kann erkennen, dass über den gesamten Verlauf der BSS 2 Normalkraftanstiege auftreten. Diese Messverläufe können auf Grund der variablen Dehnsteifigkeiten der BSS oder auf Grund von örtlichen Spannungskonzentrationen im Tragglied zu Stande kommen. Um die Anstiege der Normalkraftverläufe eingehender zu untersuchen sind in Abbildung 6-26 die Normalkraftverläufe bis zu einer Tiefe von $z = 5,0$ m mit dem Profil der

variablen Abmessungen der BSS 2 vergleichend dargestellt. Das Querschnittsprofil der BSS 2 konnte durch Vermessungen an geborgenen Teilstücken des Traglieds im Nachgang der Probelastungen ermittelt werden. Man sieht, dass bei der BSS 2 die Anstiege der Normalkraft in den Bereichen auftreten, in denen die Säule ausbaucht und eine Art Konsole in den umgebenden Boden ausbilden.

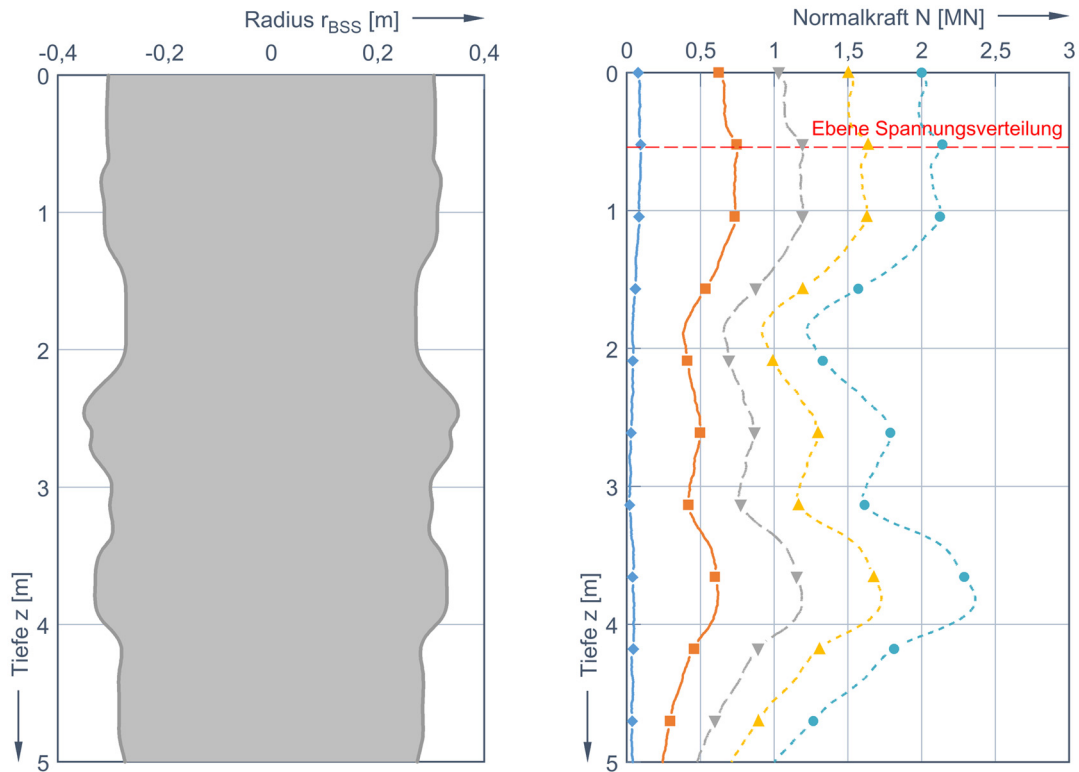


Abbildung 6-26: Vergleichende Darstellung des Querschnittsprofils über die Tiefe der fußpunktentkoppelten BSS 2 (links) und des Normalkraftverlaufes der fußpunktentkoppelten BSS 2 (rechts)

Durch die hohe Rauigkeit der BSS bzw. durch die Verzahnung mit dem umliegenden Boden im Mantelbereich tritt bei zunehmender Belastung lokal auf die in den Boden auskragenden Querschnittsbereiche eine Zunahme der Spannungen und somit eine Erhöhung der Normalkräfte auf. Die Ergebnisse zeigen, dass die Normalkräfte nicht auf Grund von verminderten Dehnsteifigkeiten, sondern auf Grund von Spannungskonzentrationen, bedingt durch lokale Verzahnungen in den umliegenden Boden, ansteigen.

Wie bereits erläutert wird neben dem traggliedspezifischen Verhalten der Normalkraftverläufe auch noch genauer auf die Veränderungen der Lastabtragung im Zuge der Wiederbelastungsphasen eingegangen. Die beschriebenen Anstiege der Normalkraftverläufe nach den Wiederbelastungen haben ihren Ursprung in den Entlastungsphasen. Betrachtet man in Abbildung 6-27 die Normalkraftverläufe der Laststufe 100 kN in Erstbelastungs- und Entlastungsphasen der Probelastungen, erkennt man, dass durch die Entlastungen auf Laststufe 100 kN im Vergleich zur Erstbelastung innere Druckkräfte entstehen.

Bei dem aufstehenden CFA 9 treten in einer Tiefe von 4,0 m bis 7,0 m betragsmäßig die größten verbleibenden Normalkräfte auf. Man kann durch den starken Rückgang der Normalkräfte erkennen, dass sich bei beiden Entlastungsstufen nahe dem Fußbereich ab ca. 6,5 m verbleibende positive Mantelreibungen einstellen. Im Bereich von ca. 4,0 m bis 6,2 m kann man den Einfluss von negativer Mantelreibung erkennen, da die Normalkraftverläufe

ansteigen. Die Rückverformung des Bodens um seinen elastischen Anteil im Kontaktbereich bewirkt eine aufwärtsgerichtete Bewegung des Tragglieds vornehmlich hervorgerufen im Bereich nahe dem Fuß. Im Bereich darüber stellen sich wiederum durch die Umkehr der Bewegungsrichtung negative Mantelreibungen ein. Dies bedingt die Entstehung der internen Druckkräfte im Tragglied.

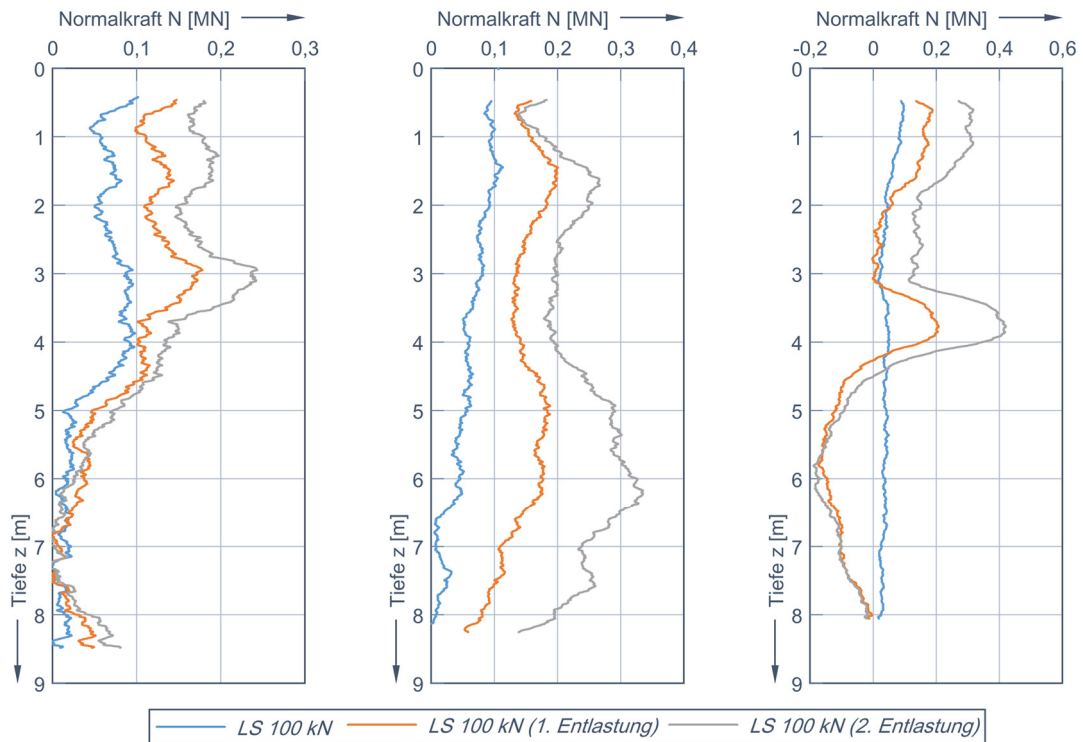


Abbildung 6-27: Normalkraftverläufe der Tragglieder bei Laststufe 100 kN für Belastungs- und Entlastungszyklen – fußpunktentkoppelter CFA 8 (links), aufstehender CFA 9 (Mitte), fußpunktentkoppelte BSS 2 (rechts)

Bei dem fußpunktentkoppelten CFA 8 betrifft dieser Effekt hauptsächlich den Bereich ab einer Einbindetiefe von 7,2 m. Bei den Entlastungsphasen entspannt sich der Boden oberhalb von 7,0 m wieder und die Verformungen im Kontaktbereich gehen um den elastischen Anteil zurück. Der Vorgang bewirkt im mantelreibungsarmen Bereich des CFA 8 ab einer Tiefe von ca. 7,2 m eine Verschiebung nach oben und eine Umkehr der Mantelreibungen. Somit stellt sich im Interaktionsverhalten Tragglied-Boden wieder ein Gleichgewicht ein.

Gleiches Verhalten stellt sich bei der fußpunktentkoppelten BSS 2 ein. In Abbildung 6-27 rechts kann man sehen, dass in diesem Fall sogar Zugkräfte in der unteren Hälfte des Traggliedes entstehen. Dieses Verhalten lässt sich dadurch erklären, dass sich, im Gegensatz zum CFA 8, der untere Bereich durch die Querschnittsaufweitungen mit dem umgebenden Boden verzahnt, was eine Behinderung der Verschiebung nach oben zur Folge hat. Auf Grund dieser Verformungsbehinderung und den Rückverformungen in der Kontaktzone im Bereich oberhalb 6,0 m entstehen Zugkräfte im Tragglied. Mit einer mittleren Querschnittsfläche $A_{BSS} = 0,283 \text{ m}^2$ kommt es im Tragglied im Bereich maximaler Zugkräfte $N \approx -0,2 \text{ MN}$ zu Zugspannungen $\sigma = -0,2 \text{ MN} / 0,283 \text{ m}^2 = -0,71 \text{ N/mm}^2$. Nach HOLSCHEMACHER, ET AL. (2012) liegt der charakteristische Wert der Betonzugfestigkeit (5%-Quantilwert) $f_{ctk;0,05}$ des BSS-Betons der Druckfestigkeitsklasse C 12/15 bei $f_{ctk;0,05} = 1,1$

N/mm². Da die Zugfestigkeit größer als die zu erwartenden Zugspannungen sind, ist keine Rissbildung in den BSS im Bereich Zugkräfte zu erwarten.

Um belastbare Mantelreibungsverläufe der Tragglieder über die Tiefe zu bestimmen, müssen die Normalkraftverläufe korrigiert werden. Die Bereiche, in denen Normalkraftanstiege bedingt durch Lastzyklik, Imperfektionen und Verzahnungseffekten mit dem umliegenden Boden auftreten, können für die Betrachtung der Mantelreibung nicht herangezogen werden und müssen aus den Normalkraftverläufen herausgefiltert werden. Dies geschieht durch Differenzbildung der Normalkraftverläufe mit den beschriebenen Normalkraftanstiegen in den entsprechenden Bereichen bzw. in den Laststufen der Wiederbelastungsphasen. Die dadurch bestimmten korrigierten Normalkraftverläufe sind in Abbildung 6-28 bis Abbildung 6-30 vergleichend mit den Mantelreibungsverläufen für fünf ausgewählte Laststufen dargestellt.

Die Mantelreibungen $q_s(z)$ können aus den korrigierten Normalkraftverläufen nach MOHAMAD, ET AL. (2016) unter Verwendung der Gleichung (6.9) ermittelt werden:

$$(6.9) \quad q_s(z) = \frac{dN}{dz} \cdot \frac{1}{\pi \cdot d(z)}$$

mit N Normalkraft
 z Tiefe unter GOK
 d(z) Durchmesser des Tragglieds abhängig von der Tiefe z

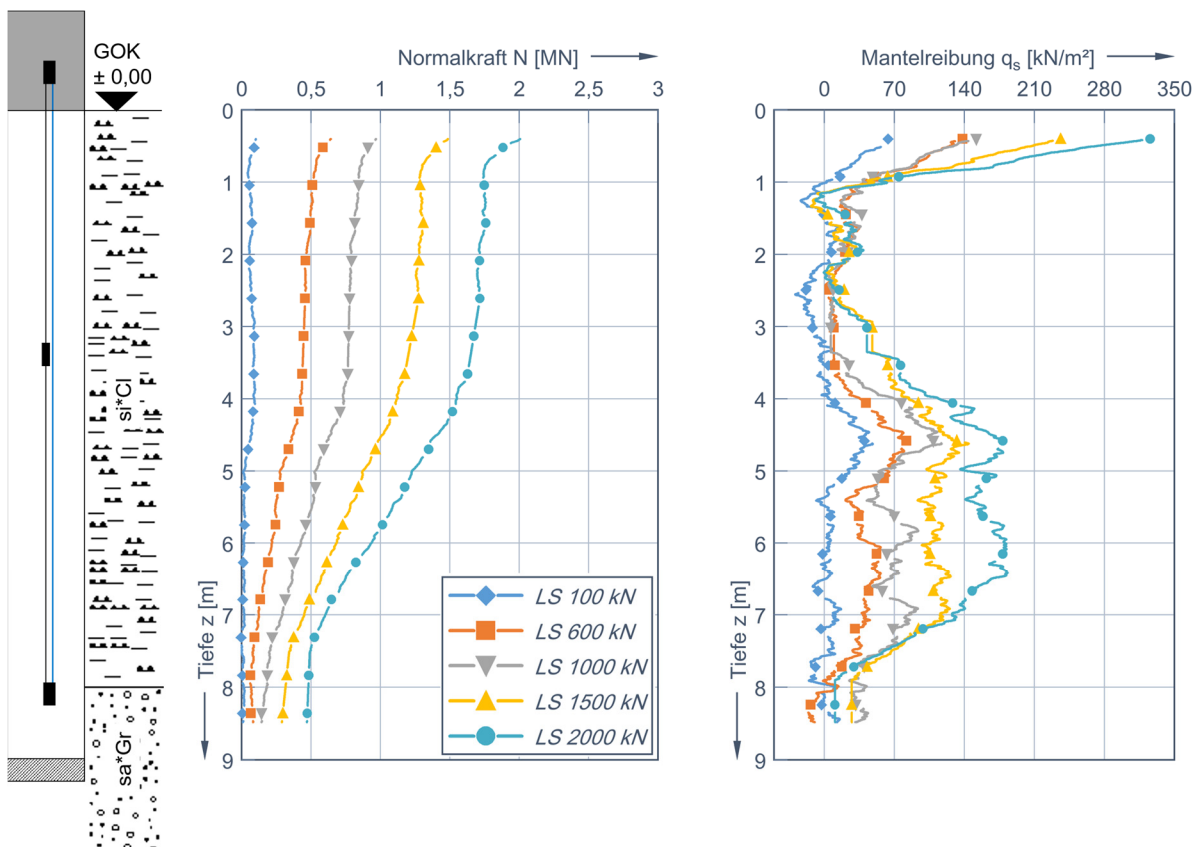


Abbildung 6-28: Fußpunktentkoppelter CFA 8 – Korrigierter Normalkraftverlauf (links), Mantelreibungsverlauf (rechts)

In Abbildung 6-28 sind die Mantelreibungsverläufe für verschiedene LS vergleichend mit den korrigierten Normalkraftverläufen des fußpunktentkoppelten CFA 8 dargestellt. Die negativen Werte der Mantelreibung rühren aus dem Ableitungsverhalten der Normalkraft her. Da die Messungen kontinuierlich durchgeführt wurden, gibt es geringe Steigungswechsel, was beim Ableiten zu negativen Werten führt. Bei der Laststufe 100 kN kann man erkennen, dass sich im Mittel die Werte um 0 kN/m² bewegen. Die größten Mantelreibungen treten im Bereich von ca. 4,0 m bis 7,0 m auf. Zwischen 1,5 m und 3,0 m bzw. ab 7,5 m sind vergleichsweise geringe Mantelreibungen vorhanden. Der Anstieg der Mantelreibungen über die Tiefe in einem relativ homogenen Boden ist durch den Anstieg der effektiven Normalspannungen in der Kontaktzone Tragglied-Boden zu erklären. Auf Grund der Auflockerung im Fußbereich findet die Lastabtragung speziell in den kleineren Laststufen vorwiegend über den Mantelwiderstand statt. Da es erst ab einer bestimmten Setzung zur Kompression unterhalb des Fußes und damit zum Anstieg des Fußwiderstandes kommt, stellt sich eine deutlich größere Ausnutzung der Scherfestigkeiten im Mantelbereich ein. Dies kann gerade bei stark sandigen und schluffigen Tonen, wie sie im Bereich von 4,0 m bis 7,0 m vorhanden sind, zu dilatanten Verhalten führen, da der Entfestigungsvorgang bei diesen Böden immer mit einer Volumenvergrößerung verbunden ist (Marcher, 2002). Zudem bilden sich nach RIPPER (1984) bei geringem Fußwiderstand, Gewölbeeffekte im umliegenden Boden und am Mantel in tieferliegenden Bereichen des Pfahls aus. Beide Effekte tragen zu einem Anstieg der effektiven Normalspannungen in der Kontaktzone Tragglied-Boden in den entsprechenden Bereichen bei.

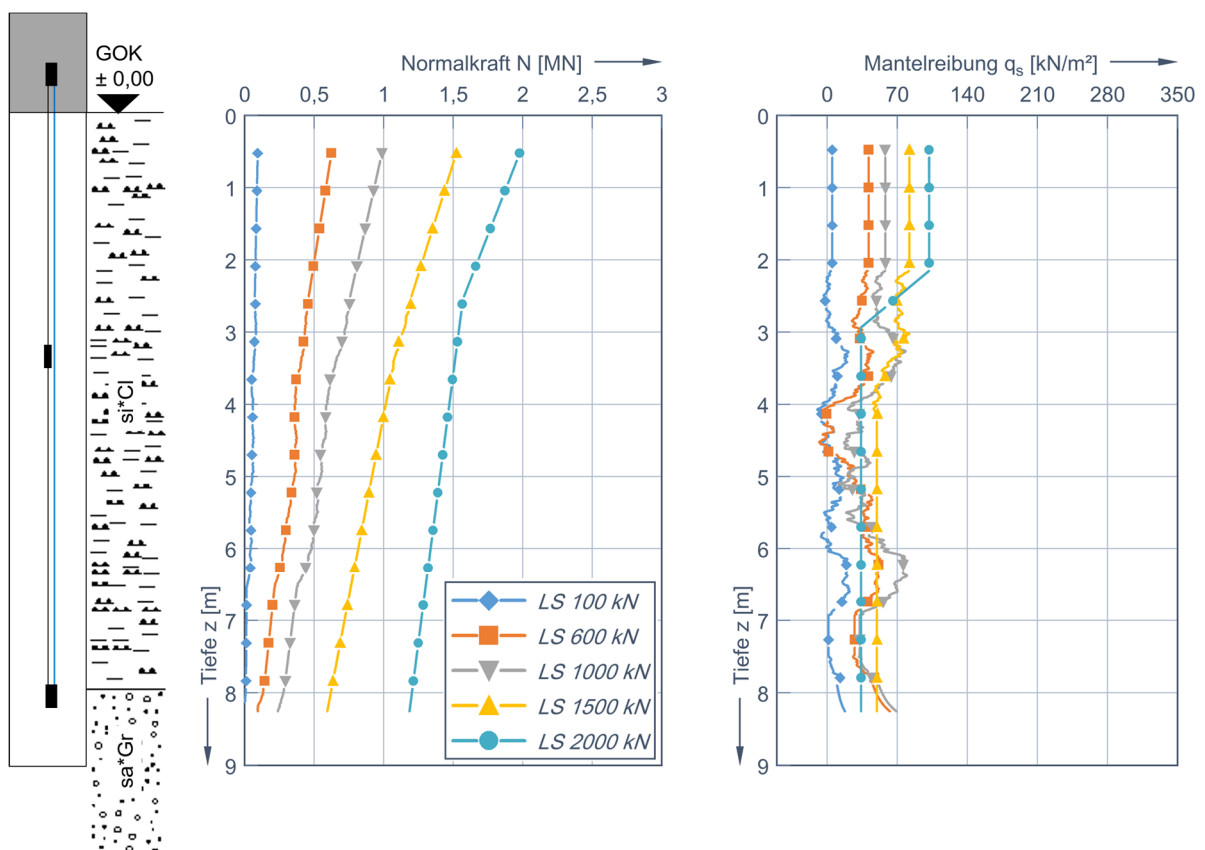


Abbildung 6-29: Aufstehender CFA 9 – Korrigierter Normalkraftverlauf (links), Mantelreibungsverlauf (rechts)

Vergleicht man die Mantelreibungsverläufe des aufstehenden CFA 9 in Abbildung 6-29 mit dem fußpunktentkoppelten CFA 8 kann man erkennen, dass bei dem aufstehenden CFA 9 im

Bereich ab ca. 3,5 m eine geringere Mantelreibung aktiviert wird als bei CFA 8. Ein Anstieg der Mantelreibungen mit den Laststufen findet bei CFA 9 im oberen Bereich von ca. 0,5 m bis 2,0 m statt. Von 2,0 m bis 8,2 m ist ein nahezu konstanter Verlauf der Mantelreibungen je Laststufe zu verzeichnen. In den höheren Laststufen stellt sich mit zunehmender Belastung eine Verringerung der Mantelreibungen im Bereich ab ca. 3,0 m ein. Dieser Effekt wird beim aufstehenden CFA 9 durch die Wechselwirkung von Mantel- und Spitzenwiderstand hervorgerufen. Mit zunehmender Last setzt sich der CFA immer stärker, was zur Komprimierung des Bodens unter dem Fuß führt. Dadurch entstehen in den oberen Bereichen seitliche Verschiebungen und eine Gewölbewirkung stellt sich ein (vgl. Abbildung 2-3 und Abbildung 2-4). Dieser Effekt hat zur Folge, dass beim aufstehenden CFA 9 die Mantelreibungen im Bereich der Gewölbewirkung durch erhöhte Horizontalspannungen ansteigen und im darunter liegenden Bereich zurückgehen (siehe u.a. WEHNERT (2006)). Im Vergleich zum fußpunktentkoppelten CFA 8 wird in Summe weniger Mantelwiderstand mobilisiert, da eine Lastabtragung vornehmlich über den von Anfang an stärker mobilisierten Spitzenwiderstand erfolgt.

In Abbildung 6-30 sind die korrigierten Normalkraft- und Mantelreibungsverläufe der BSS 2 dargestellt. Man kann erkennen, dass in bestimmten Bereichen der Säule signifikante Anstiege der Mantelreibung zu verzeichnen sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Lastabtrag am Mantel vornehmlich durch die Verzahnung des Mantels mit dem umgebenden Boden stattfindet. Dabei wird die maximale Mantelreibung im Bereich der rückläufigen Querschnittsaufweitung mobilisiert, da die Verzahnungen im unteren Auflagerbereich, ähnlich wie Konsolen, die meisten Lasten in den umgebenden Boden abführen.

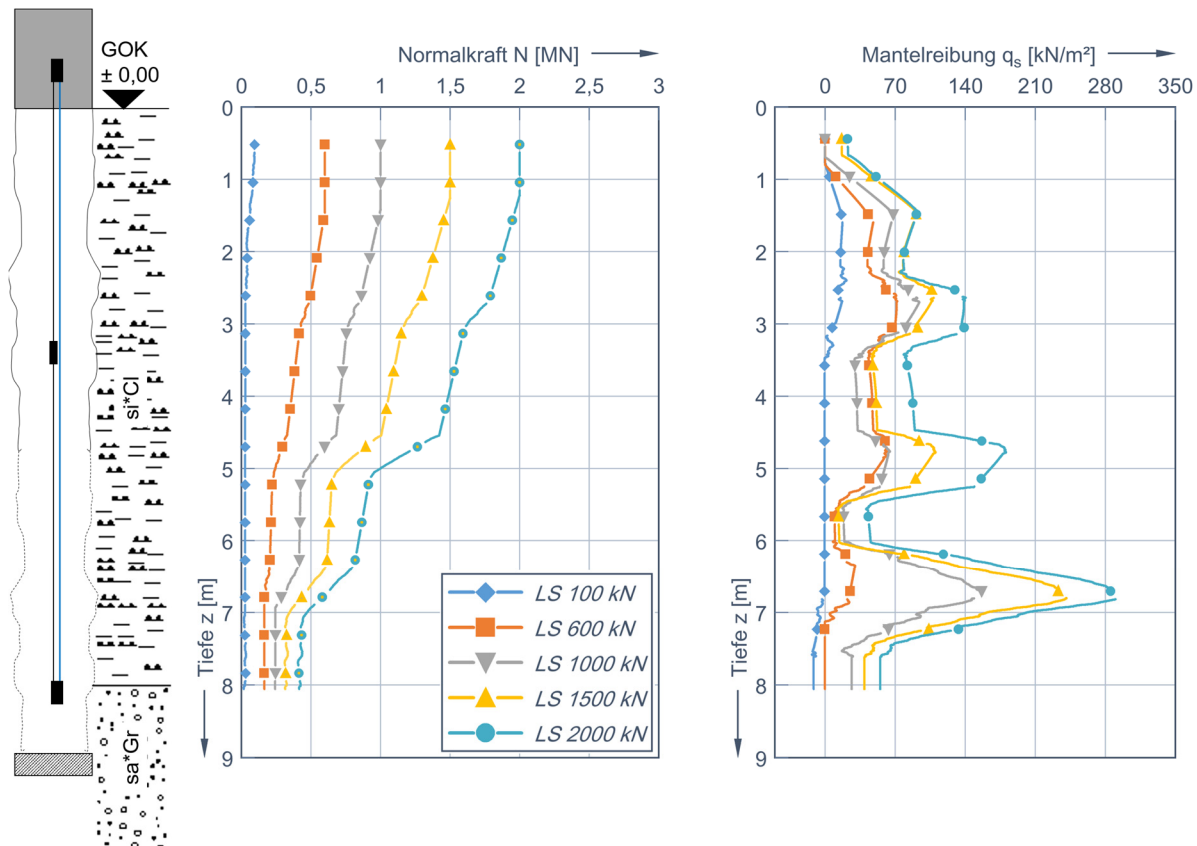


Abbildung 6-30: Fußpunktentkoppelte BSS 2 – Korrigierter Normalkraftverlauf (links), Mantelreibungsverlauf (rechts)

6.5.4 Ermittlung der mobilisierten Einzelwiderstände

Aus den Mantelreibungsverläufen der Tragglieder können die setzungsabhängigen Mantel- und Spitzenwiderstände (R_s bzw. R_b) bestimmt werden. Die Auswertung der mobilisierten Mantelwiderstände erfolgte je nach Tragglied durch Aufintegration der Mantelreibungsverläufe über die Mantelfläche bis zu einer Tiefe von maximal 8,4 m. Die Mantelreibung wird unterhalb des Messbereiches bis zum Fuß auf Grund von fehlenden Messdaten nicht berücksichtigt. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die tatsächlichen Werte des Mantelwiderstandes größer sind. Die Ermittlung des mobilisierten Spitzenwiderstands erfolgt durch Differenzbildung des mobilisierten Traggliedwiderstands (Gesamtwiderstand) und des mobilisierten Mantelwiderstands. Die Einzelwiderstände werden setzungsabhängig absolut und relativ zum Gesamtwiderstand bestimmt. In Abbildung 6-31 bis Abbildung 6-33 sind die Ergebnisse der mobilisierten Einzelwiderstände als Absolutwerte und bezogen auf den Gesamtwiderstand (R_g) dargestellt.

Betrachtet man die Abbildung 6-31 links, erkennt man, dass beim fußpunktentkoppelten CFA 8 der Verlauf des Gesamtwiderstands vom Mantelwiderstand dominiert wird. Die gezielte Auflockerung des Bodens unterm Fuß des Tragglieds hat eine Verringerung des Spitzenwiderstandes bewirkt. Mit zunehmender Setzung wird die Auflockerungszone unterhalb der Spitze komprimiert und der Spitzendruck wächst nahezu linear zur Verschiebung an. Der Verlauf des mobilisierten Mantelwiderstands entspricht nicht dem klassischen bilinear elastisch-plastischen Verlauf nach KEMPFFERT & MOORMANN (2018), bei dem sich bereits bei kleinen Relativverschiebungen der vollständige Mantelwiderstand mobilisiert hat und sich danach ein ideal plastischer Verlauf des Widerstands einstellt. Bis zur Grenzsetzung von $s_g = 64$ mm kann man einen Anstieg des Mantelwiderstandes mit zunehmender Setzung erkennen. Der Verlauf des mobilisierten Mantelwiderstands wird durch eine Verfestigung im Kontaktbereich Pfahl-Boden bei zunehmender Setzung hervorgerufen. Die setzungsabhängige Entwicklung der Lastabtragungsmechanismen am Gesamtwiderstand ist in Abbildung 6-31 rechts dargestellt.

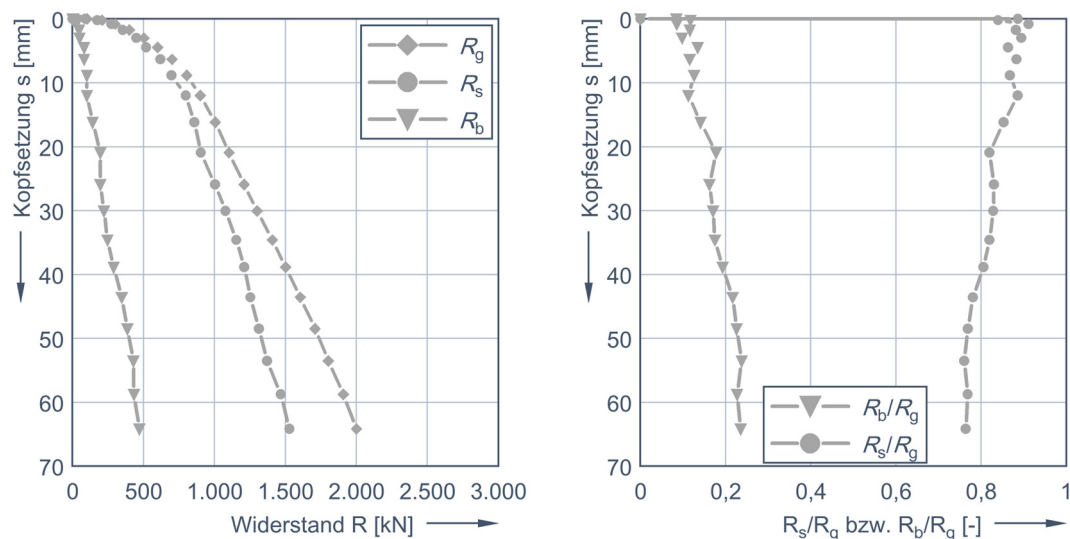


Abbildung 6-31: Setzungsabhängige Widerstände des fußpunktentkoppelten CFA 8 – Einzelwiderstände und Gesamtwiderstand (links), auf den Gesamtwiderstand bezogene Einzelwiderstände (rechts)

Man sieht, dass über den gesamten Belastungsverlauf die Lastabtragung über den Mantel in einem Bereich von ca. 75 ÷ 90 % liegt und die Lastabtragung dominiert. Die Zunahme des Spitzendrucks während der Belastung bewegt sich in einem Bereich von ca. 10 % auf einen Maximalwert von ca. 25 %. Vergleicht man in Abbildung 6-32 das Lastabtragungsverhalten des aufstehenden CFA 9 erkennt man, dass sich eine Umlagerung der Lastabtragung ab einer Setzung von ca. 37 mm einstellt. Anfangs ist der Mantelwiderstand maßgebend, mit zunehmender Setzung stellt sich eine immer dominanter werdende Lastabtragung über den Spitzenwiderstand ein. Der Anstieg des mobilisierten Spitzenwiderstandes in Abbildung 6-32 links verläuft nahezu linear. Beim mobilisierten Mantelwiderstand des CFA 9 ist bis zu einer Setzung von $s = 30$ mm ein Anstieg des Widerstandes zu erkennen. Der Rückgang des Mantelwiderstands ab einer Setzung von $s = 30$ mm wird nicht von einem Entfestigungsverhalten im Mantelbereich hervorgerufen. Mit zunehmender Setzung kommt es zu einem Anstieg der Komprimierung des Bodens unterm Fuß, was zum einen die Spitzendrücke erhöht und zum anderen seitliche Verschiebungen des Tragglieds bewirkt, welche wiederum, wie beschrieben, Gewölbeeefekte im Interaktionsbereich Traggliedmantel-Boden hervorrufen. In Summe reduzieren sich durch die beiden Effekte die Mantelwiderstand mit zunehmender Setzung, was sich im Rückgang des mobilisierten Mantelwiderstands abzeichnet. Somit kann im Vergleich zum Verlauf von R_s des CFA 8 messtechnisch gezeigt werden, dass mehr Mantelwiderstand bis zu einer Grenzsetzung von 63 mm mobilisiert werden könnte, als es bei dem aufstehenden CFA 9 der Fall ist. Abbildung 6-32 rechts zeigt relativ zum Gesamtwiderstand, dass das Lastabtragungsverhalten anfänglich vom Mantel dominiert wird. Mit zunehmender Setzung kommt es zum Anstieg des Spitzenwiderstandes und zu einer sukzessiv anwachsenden Dominanz des Spitzenwiderstandes im Lastabtragungsverhalten.

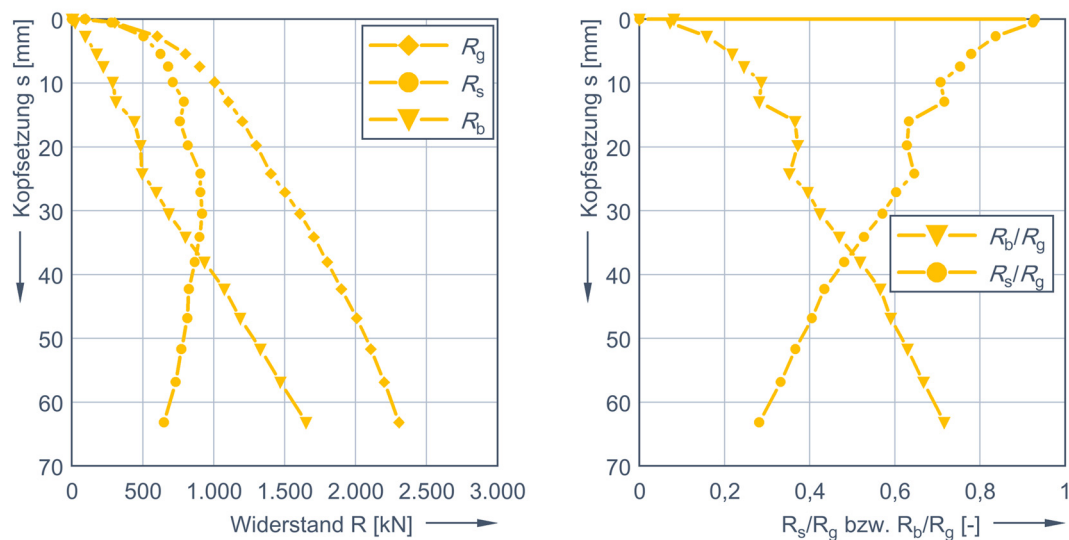


Abbildung 6-32: Mobilisierte Widerstände des aufstehenden CFA 9 – Einzelwiderstände und Gesamtwiderstand (links), auf den Gesamtwiderstand bezogene Einzelwiderstände (rechts)

Bei der fußpunktentkoppelten Stopfsäule BSS 2 stellt sich ein ähnliches Lastabtragungsverhalten wie bei dem fußpunktentkoppelten CFA 8 ein. In Abbildung 6-33 links sieht man, dass die Lastabtragung bis zum Erreichen der Grenzsetzung vorwiegend

über den Mantel erfolgt. Auch in diesem Fall hat die Aufweichung unter der Spitze funktioniert und der Fußwiderstand wurde minimiert. Man kann im Verlauf des mobilisierten Spitzenwiderstandes erkennen, dass absolut größere Widerstände erreicht werden und dass eine schnellere Mobilisierung des Widerstandes bei geringen Setzungen im Vergleich zum CFA 8 auftritt. Dies legt nahe, dass die Aufweichung weniger effektiv war als bei dem CFA 8. Auch bei der BSS 2 stellt sich ein Anstieg des Mantelwiderstandes bis zur Grenzsetzung ein. Dieser Verlauf des Mantelwiderstandes wird auch bei BSS 2 durch eine Verfestigung im Kontaktbereich Pfahl-Boden bei zunehmender Setzung hervorgerufen. In Abbildung 6-33 rechts kann man im Gegensatz zum CFA 8 relativ zum Gesamtwiderstand keinen Anstieg des Spitzenwiderstands erkennen. Bis zum Erreichen der Grenzsetzung stellt sich prozentual ein konstantes Verhältnis der verschiedenen Widerstände zum Gesamtwiderstand ein. Absolut gesehen steigt der Mantelwiderstand in gleichem Maße zum Spitzenwiderstand an. Dies zeigt, dass im Vergleich zum CFA 8 ein größerer Mantelwiderstand mobilisiert wird.

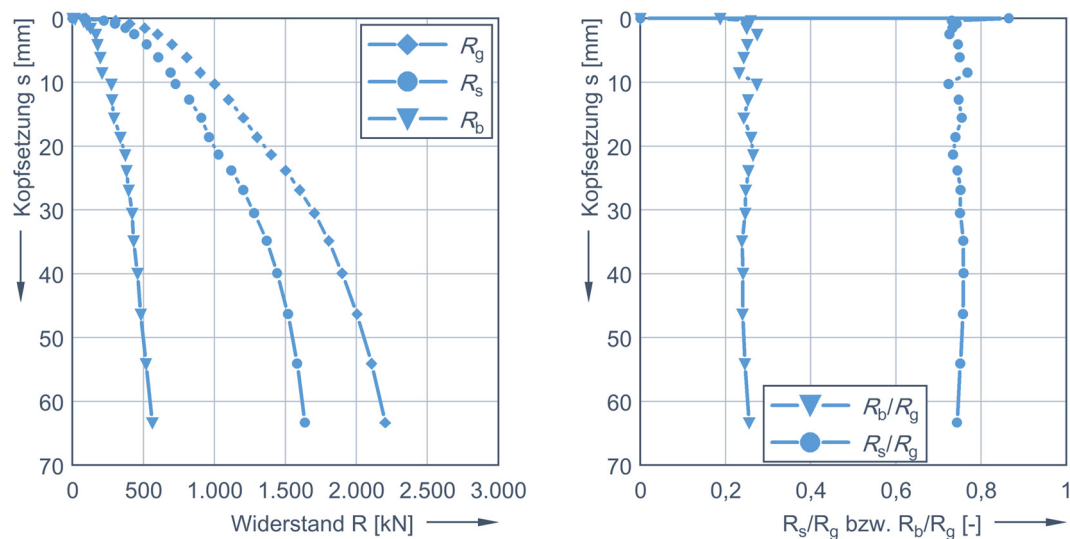


Abbildung 6-33: Mobilisierte Widerstände der fußpunktentkoppelten BSS 2– Einzelwiderstände und Gesamtwiderstand (links), auf den Gesamtwiderstand bezogene Einzelwiderstände (rechts)

Dieses Verhalten ist auch in Abbildung 6-34 zu erkennen. Bis zu einer Setzung von ca. 12 mm sind die mobilisierten Mantelwiderstände der Tragglieder nahezu identisch. Bei steigender Kopfsetzung kann man erkennen, dass die fußpunktentkoppelte BSS 2 im Vergleich zum fußpunktentkoppelten CFA 8 mehr Mantelwiderstand aktiviert. Dieser Effekt lässt sich auf die höheren Mantelwiderstand bedingt durch die Verzahnung der BSS mit dem umliegenden Boden zurückführen. Vergleicht man den Verlauf der mobilisierten Mantelwiderstände des fußpunktentkoppelten CFA 8 mit dem aufstehenden CFA 9 so sieht man in Abbildung 6-34, dass bis zu einer Setzung von 12,0 mm, gleiche Verläufe des Mantelwiderstands auftreten. Bei zunehmender Kopfsetzung weichen die Verläufe ab, da beim CFA 9 eine Umlagerung der Lastabtragung auf den Spitzenwiderstand stattfindet. Der Vergleich der beiden Verläufe zeigt deutlich, dass mehr Last über den Mantel abgetragen werden kann und dass der Mantelwiderstand bei dem aufstehenden Tragglied nicht vollständig mobilisiert wird.

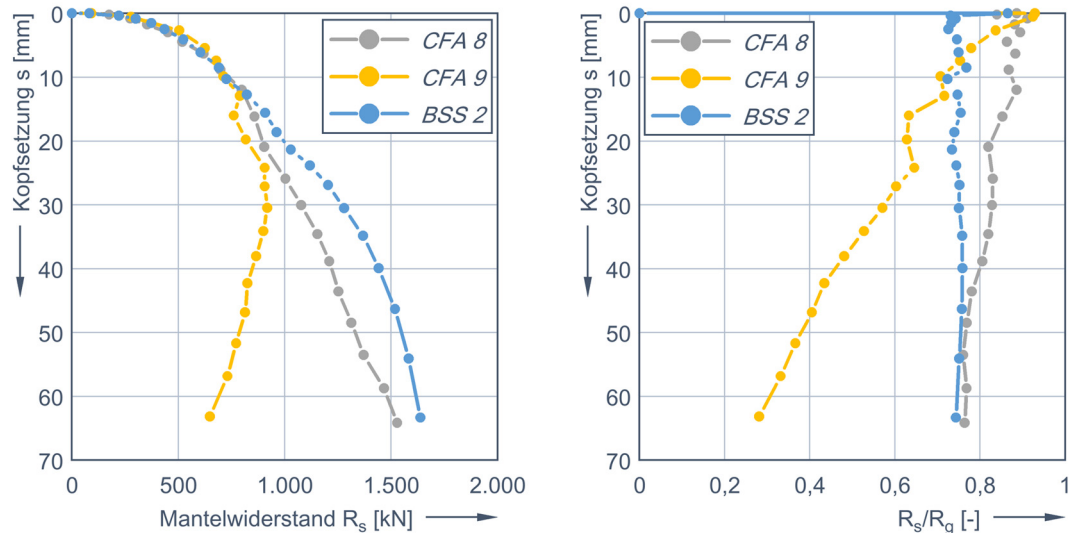


Abbildung 6-34: Vergleichende Darstellung der Mantelwiderstände der Tragglieder – Absolut (links), relativ zum Gesamtwiderstand (rechts)

6.6 Dynamische Probelastungen

6.6.1 Messtechnische Instrumentierung und Versuchsdurchführung

Im Zuge der dynamischen Probelastungen wurde in jeweils zwei BSS und CFA FGB-Sensorik eingebaut. Die diskret messenden Sensoren befanden sich über verschiedene Messebenen axial in den Traggliedern verteilt (siehe Abbildung 6-35).

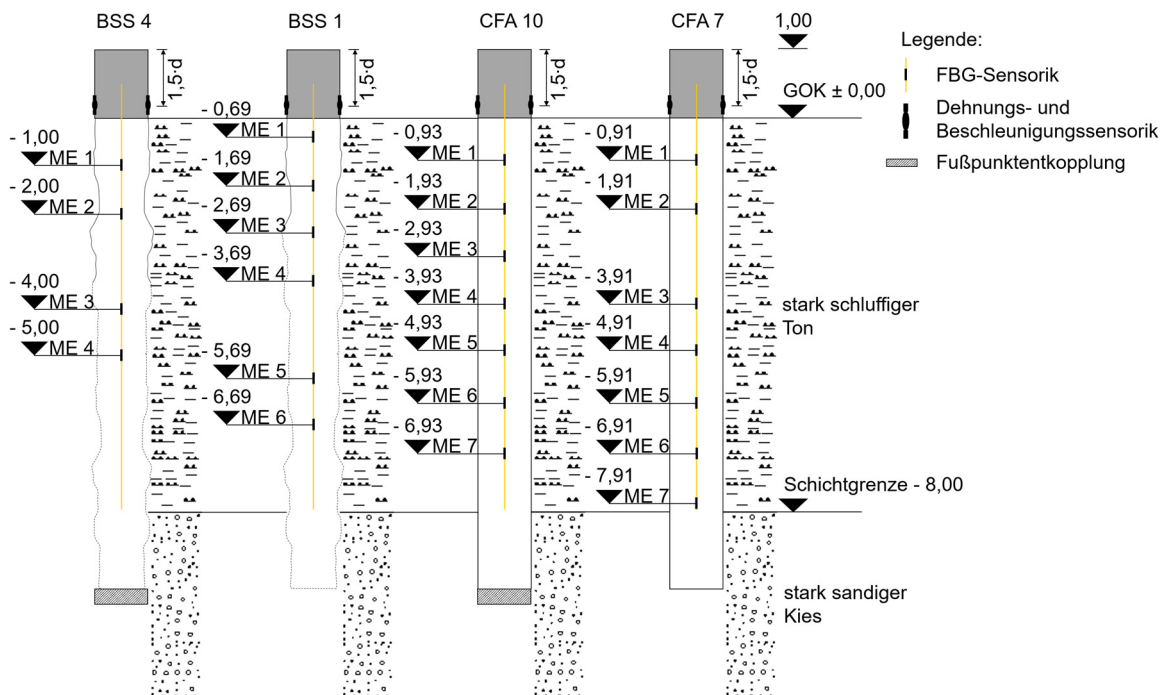


Abbildung 6-35: Schematische Darstellung der Tragglieder mit Lage der Messebenen (Höhenkote in [m])

Die FBG-Sensoren wurden in einem definierten Abstand auf einem Kunststoffseil mit

hoher Dehnsteifigkeit fixiert. Am Ende des Trägerseils wurde ein Lotgewicht befestigt und mittels Dreibeinstativ in das Bohrloch eingependelt (siehe LERCH, ET AL. (2020)). Dies ermöglichte einen zentrischen Einbau. Nach dem Fixieren der Spitze wurde das Seil geradlinig über ein modifiziertes Dreibein mit Umlenkrolle gespannt. Die Verfüllung des Bohrlochs erfolgte auf gleiche Weise, wie bei der quasi-kontinuierlichen OFDR-Sensorik.

Zusätzlich zu der Messtechnik in den Traggliedern wurden an die aufbetonierten Belastungsköpfe zwei Aufnehmerpaare auf gegenüberliegenden Seiten in einer Tiefe von $1,5 \cdot d$ unterhalb der Belastungskopfoberkante montiert. Diese dienten zur Bestimmung der Tragfähigkeit nach dem High-Strain-Verfahren. Bei den Aufnehmern handelt es sich um Dehnungs- und Beschleunigungssensoren. Die benötigten Messgrößen für das High-Strain-Verfahren, wie Kraft und Geschwindigkeit, wurden indirekt über die gemessenen Dehnungen und Beschleunigungen bestimmt (siehe Abbildung 6-36).

Die stoßartige Belastung erfolgte über ein Freifallgewicht mit einer Masse $m = 5,0 \text{ t}$. Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurden über variable, schrittweise ansteigende Fallhöhen (h_{FG}) in jedes Tragglied mehrere Belastungsimpulse unterschiedlicher Intensität eingeleitet. In Abbildung 6-36 sind exemplarisch für die BSS 1 die verschiedenen am Traggliedkopf gemessenen zeitlichen Belastungs- und Schwinggeschwindigkeitsverläufe dargestellt.

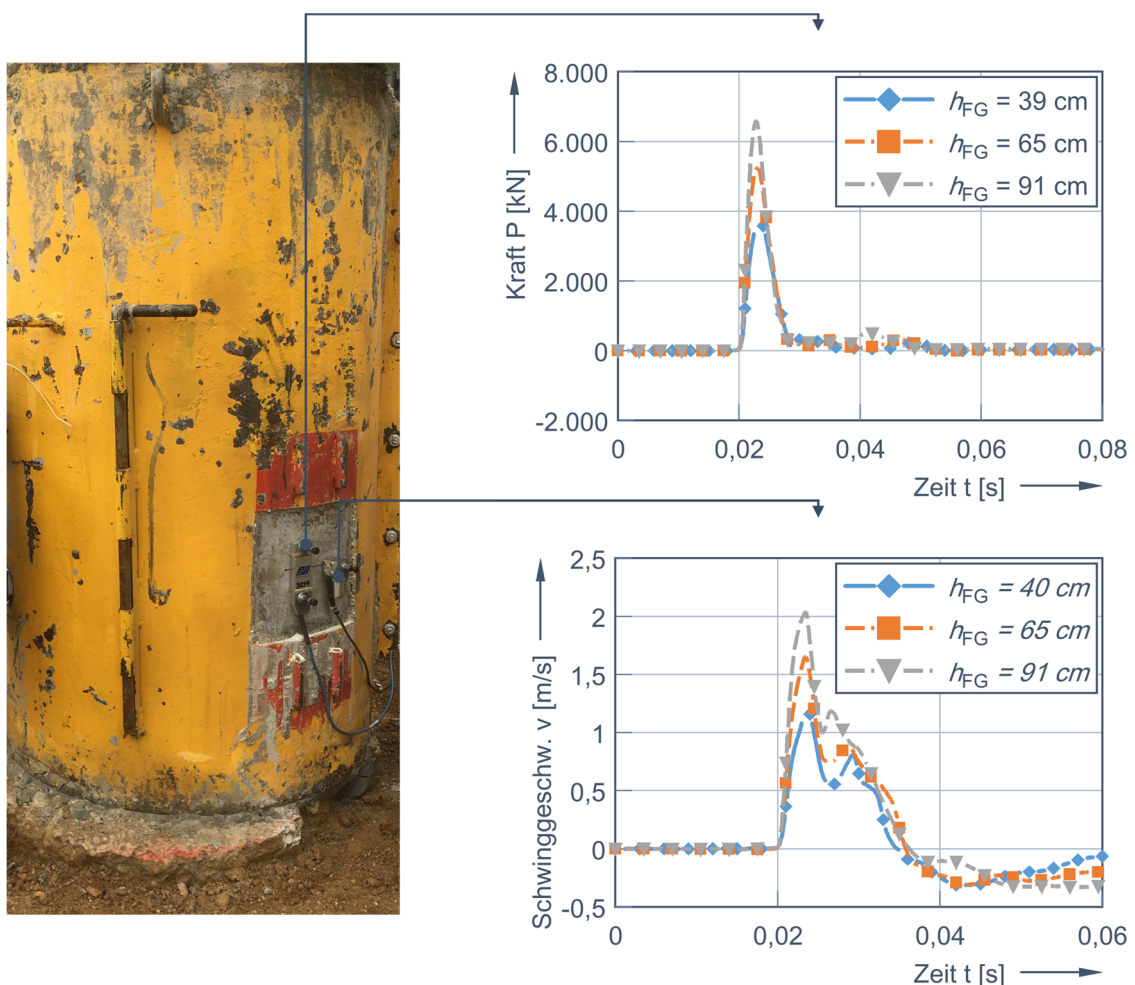


Abbildung 6-36: Eingeleitete Kraftimpulse je Fallhöhe für die BSS 1

Die Messungen und Auswertungen der zeitlichen Verläufe wurden von der Firma GSP,

Mannheim durchgeführt und sind aus KLINGMÜLLER & SCHALLERT (2018, unveröffentlicht) entnommen.

6.6.2 Auswertung der Messergebnisse im Zeitbereich

Bei allen Traggliedern wird zur Bestimmung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit auf ein Verfahren in Anlehnung an die DIN 45672-1 und dem Array Soniclog-Verfahren aus ZSCHERPE & STEINBRECHER (2005) zurückgegriffen. Dabei wird die Zeitdifferenz Δt der Wellenausbreitung von Messebene zu Messebene (ME) durch das Auftreten des Ersteinsatzes der Kompressionswelle über die Tiefe bestimmt.

Die Ermittlung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit (Gruppengeschwindigkeit der Wellen, siehe Kapitel 2.2.2) erfolgt mit dem diesem Verfahren, da andere übliche Verfahren wie beispielsweise das Kreuzkorrelationsverfahren zur Laufzeitbestimmung für diese Messungen nicht möglich sind bzw. falsche Ergebnisse der Laufzeitdifferenzen liefern. Bei den dynamischen Probelastungen werden Kompressionswellen mit einer erheblichen Wellenlänge bzw. Stoßdauer eingeleitet. Dies hat zur Folge, dass sich besonders bei den relativ kleinen Traggliedlängen (ca. 9,0 m) in jeder Messebene eine Beeinflussung des Messsignals durch die vom Pfahlfuß reflektierte Welle einstellt (Schallert, 2009). Die Stoßdauern t_c der Belastungsimpulse einer Fallhöhe von ca. 40 cm beträgt bei den CFA im Mittel ca. 0,007 s. Bei einer 1D-Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von $c_D = 4000$ m/s legt die Welle in $0,5 \cdot t_c$ eine Strecke von 14,0 m zurück. Bei einer Gesamtlänge von ca. 9,0 m je Tragglied ist somit bei halber Impulseinleitungsdauer schon eine Beeinflussung des Messsignals ab ME 2 durch die am Fußpunkt reflektierte Welle zu verzeichnen. Diese Überlagerungen verändern den Verlauf des Messsignals und machen eine Anwendung des Kreuzkorrelationsverfahrens zur Bestimmung der vorhandenen Laufzeit nicht möglich. Bestimmt man die Laufzeitdifferenzen über den Ersteinsatz der Welle je Messebene kann dieser Effekt ausgeschlossen werden, da sich eine signifikante Beeinflussung der Messsignale durch Fußpunktrelexion erst im fortschreitenden Verlaufs des Signals nach dem erstmaligen Eintreffen der eingeleiteten Welle je ME einstellt. In Abbildung 6-37 ist exemplarisch für einen Prüfschlag an der BSS 1 die messtechnisch erfasste Wellenausbreitung an den einzelnen Messebenen dargestellt.

Zur besseren graphischen Darstellung und zur besseren optischen Detektion des Ersteinsatzes der Kompressionswelle je Messebene wurden die Messsignale mittels Savitzky-Golay-Filter geglättet. Der Vorteil dieses digitalen Filters liegt darin, dass dieser nicht wie andere gängige Filtermethodiken (z.B. Tief- und Hochpassfilter) im Fourier-Raum arbeitet, sondern im Zeitbereich ansetzt. Dadurch bleiben alle im Signal enthaltenen Frequenzanteile bestehen. Ausführlichere Erläuterungen zur Savitzky-Golay-Filter-Methodik sind u.a. in SAVITZKY & GOLAY (1964) und PRESS, ET AL. (1992) enthalten.

Die Dehnungs-Zeitverläufe der Tragglieder für die durchgeführten Prüfschläge der dynamischen Probelastung sind in Anhang A2.4 enthalten.

Die Bestimmung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L erfolgt nach Gleichung (6.10):

$$(6.10) \quad c_L = \frac{\Delta z}{\Delta t} = \frac{z(\text{ME}_{i+1}) - z(\text{ME}_i)}{t(\text{ME}_{i+1}) - t(\text{ME}_i)}$$

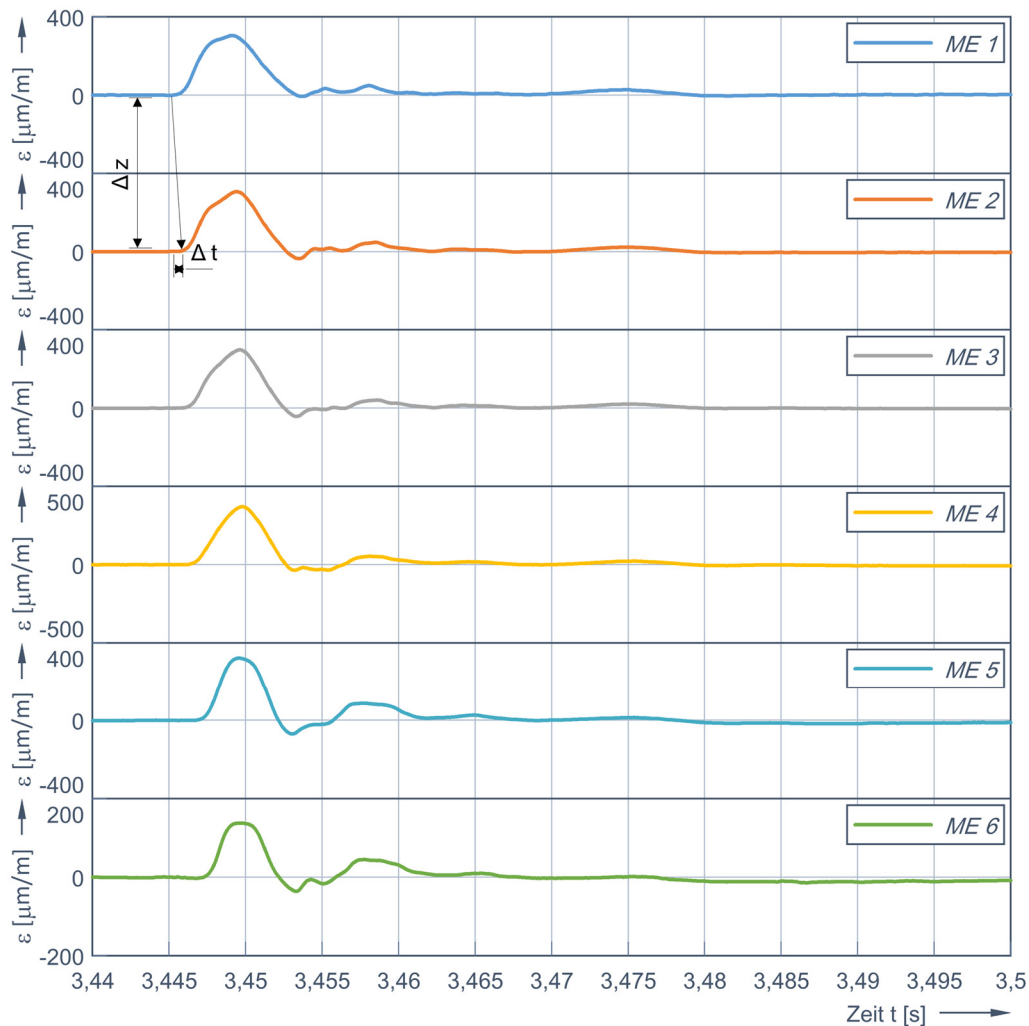


Abbildung 6-37: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 6 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 40$ cm

Die Auswertung der Wellenausbreitung bezieht sich im Rahmen dieser Arbeit auf den Geschwindigkeitsverlauf benachbarter Messebenen ($\text{ME}_i - \text{ME}_{i+1}$) und den Verlauf bezogen auf die erste Messebene ($\text{ME}_1 - \text{ME}_i$).

Nach KIRSCH & KLINGMÜLLER (2003) können für die CFA mit einem E-Modul von $E = 34000$ MPa und für die BSS mit einem E-Modul von $E = 30000$ MPa jeweils Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten der Dehnwelle von $c_D = 4000$ m/s bzw. $c_D = 3750$ m/s angenommen werden. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle liegt nach Umformung von Gleichung (2.28) nach c_L bei Beton mit einer angenommenen Querdehnzahl $\nu = 0,2$ bei $c_L = 4220$ m/s bzw. $c_L = 3950$ m/s.

Für alle Auswertungen der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten ist zu erwähnen, dass eine Abweichung von 2,5 % auf eine natürliche Streuung der Materialeigenschaften zurückzuführen ist (Schallert, 2009). Zudem kann mit einer Abtastrate des Messsystems von 50 kHz eine Genauigkeit bei der Bestimmung der Wellengeschwindigkeit von ca. ± 150 m/s gewährleistet werden.

In Abbildung 6-38 ist der Verlauf der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L für den aufstehenden CFA 7 dargestellt. Man kann beim Verlauf der Geschwindigkeit zwischen den einzelnen ME erkennen, dass bei den Fallhöhen von 88 cm und 113 cm geringere longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bis zu einer Tiefe von 5,0 m auftreten. Dabei handelt es sich um Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten von ca. 2700 m/s bis 3000 m/s. Nach WOLF (2017) entsprechen diese Geschwindigkeiten den Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Scherwellen c_S in Beton. Eine solche Reduktion der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in Stäben kann nach ELMER (2004) und FRITSCH (2008) nur dann erfolgen, wenn laterale Effekte mit Querbewegungen bei der Wellenausbreitung auftreten. Die im Wellenzug enthaltenen Wellen breiten sich dispersiv mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten aus. Wellen mit kleinerer Wellenlänge bzw. höheren Frequenzen breiten sich langsamer aus. Somit lässt eine Verringerung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle auf einen erhöhten Anteil von höherfrequenten Wellen mit lateralen Bewegungsanteilen im Wellenzug schließen. Zum einen erhalten die eingeleiteten Belastungsimpulse der Fallhöhen 88 cm und 113 cm einen breiteren Frequenzgehalt mit höherfrequenten Wellen (siehe Kapitel 6.6.3.2) und zum anderen kann es durch die wiederholte Stoßbelastung und durch die hohen Belastungsimpulse zur Rissbildung im oberen Bereich der CFA kommen. Nach SCHALLERT (2009) und PLÄßMANN (2002) kommt es im Bereich von Rissen zu einer Verringerung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit, da es durch Reflexionen an der Fehlstelle zu dreidimensionalen Wellenausbreitungseffekten kommt. Es entstehen Wellenanteile mit geringerer Ausbreitungsgeschwindigkeit im Wellenzug und verlangsamen die longitudinale Wellenausbreitung.

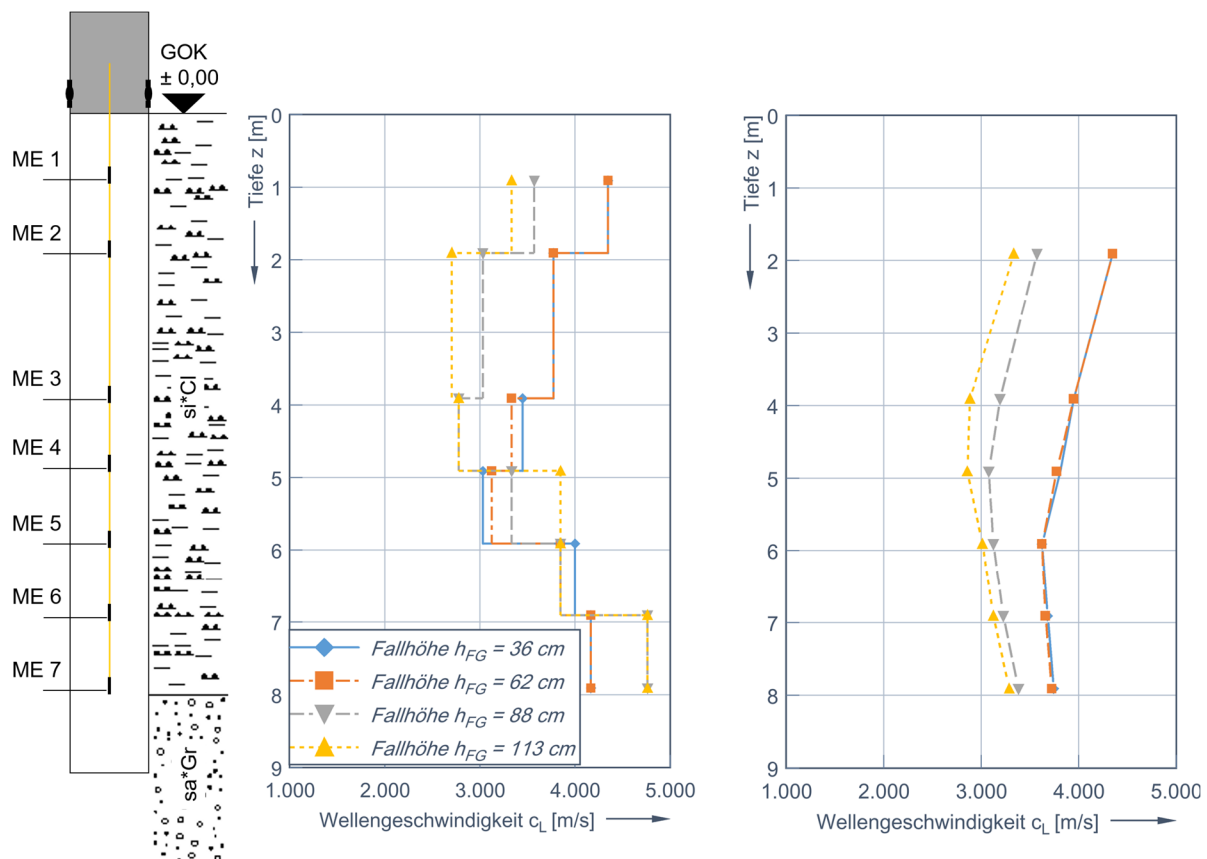


Abbildung 6-38: Verlauf der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L des aufstehenden CFA 7 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)

Man sieht in Abbildung 6-38 links, dass sich bei allen Fallhöhen bis zu einer Tiefe von ca. 5,0 m (ME 4) eine sukzessive Verringerung der Ausbreitungsgeschwindigkeit einstellt. Danach steigt die Geschwindigkeit wieder bis zu einem Maximum von ca. 4800 m/s. Nach SCHALLERT (2009) führen angreifende Widerstandskräfte und geometrische Randbedingungen am Tragglied zum Auftreten von Dämpfung und Dispersion. Dies bedeutet, dass in den Bereichen des Tragglieds an denen solche Effekte auftreten auch Änderungen der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle zu verzeichnen sind. Durch die Dämpfung höherfrequenter Anteile des eingeleiteten Wellenzuges entsteht eine Beschleunigung der Welle. Eine Verringerung der Querdehnungsbehinderung des Tragglieds bewirkt ein Auftreten lateraler Bewegungen bei der Ausbreitung der Longitudinalwelle und ändert die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit. In VAN FOEKEN & MIDDENDORP (1997) und STARKE & JANES (1988) wird beschrieben, dass eine Steifigkeitserhöhung des Bodens eine Dämpfungserhöhung nach sich zieht. Dies bewirkt wiederum Änderungen des Wellenausbreitungsverhaltens im Tragglied. Vergleicht man die Verläufe bezogen auf ME 1 (Abbildung 6-38 rechts) kann man deutlich erkennen, dass sich bis zu einer Tiefe von ca. 5,0 m eine Reduzierung von c_L einstellt. Eine Reduzierung von c_L in dem Bereich kann mittels Theorie der 1-D Wellenausbreitung nicht mehr erklärt werden. Durch laterale Bewegungen entstehen Querschwingungen im Wellenzug, deren Ausbreitungsgeschwindigkeiten geringer als die der Dehnwelle sind. Diese dreidimensionalen Effekte bewirken eine Reduzierung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenzuges.

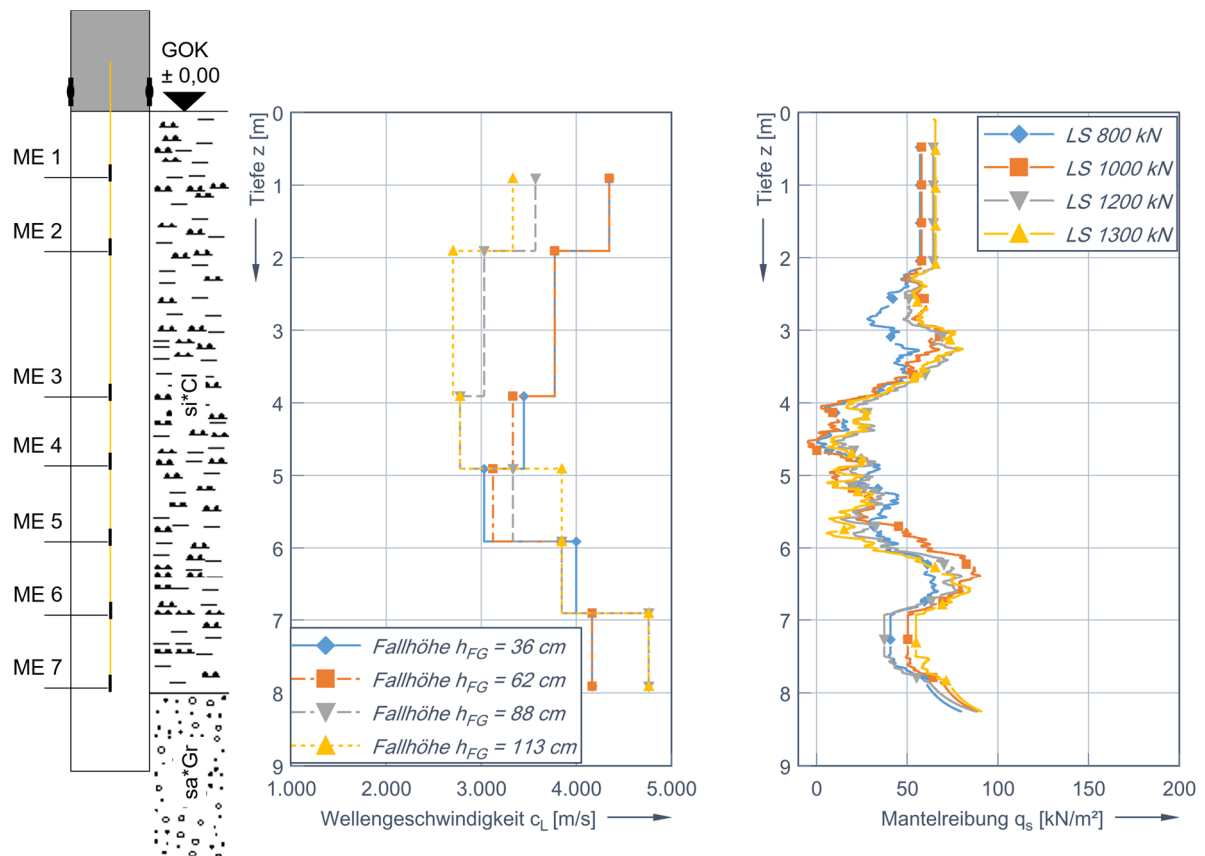


Abbildung 6-39: Vergleich des Verlaufs von c_L für verschiedene Belastungsimpulse mit dem Verlauf der Mantelreibung für ausgewählte Laststufen der aufstehenden CFA – zwischen den Messebenen bestimmte c_L des CFA 7 (links), Mantelreibungsverläufe des CFA 9 (rechts)

In Abbildung 6-39 ist vergleichend der Verlauf der longitudinalen

Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des aufstehenden CFA 7 mit dem Mantelreibungsverlauf des aufstehenden CFA 9 dargestellt. Im Bereich von ME 3 bis ME 5 stellt sich eine Verringerung der Mantelreibungen ein, analog dazu kommt es zu einer Verringerung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in diesem Bereich. Im Bereich von ME 6 bis ME 7 kommt es zu einer Erhöhung von c_L und vergleichend mit dem Mantelreibungsverlauf ebenfalls zu einer Erhöhung der Mantelreibungen.

Betrachtet man in Abbildung 6-40 links den Wellengeschwindigkeitsverlauf des fußpunktentkoppelten CFA 10, kann man erkennen, dass ab einer Tiefe von ca. 4,0 m (ME 4) eine Erhöhung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit, je nach Fallhöhe auf bis zu 4200 m/s auftritt. Bei den Messebenen ME 1 bis ME 4 breitet sich die Welle unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitstoleranzen mit einer mittleren Geschwindigkeit von ca. 3500 m/s aus. Ab der ME 6 verringert sich die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wieder. Vergleicht man die auf ME 1 bezogene Geschwindigkeit in Abbildung 6-40 rechts, sieht man, dass sich zwischen 4,0 m und 6,0 m eine Erhöhung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit einstellt und dass in den Bereichen von 2,0 m bis 3,0 m bzw. 6,0 m bis 7,0 m Verlangsamungen des Wellenzuges auftreten. Im Vergleich zum CFA 7 befinden sich die Bereiche der Erhöhung bzw. Verringerung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit nicht in den gleichen Tiefen des Tragglieds.

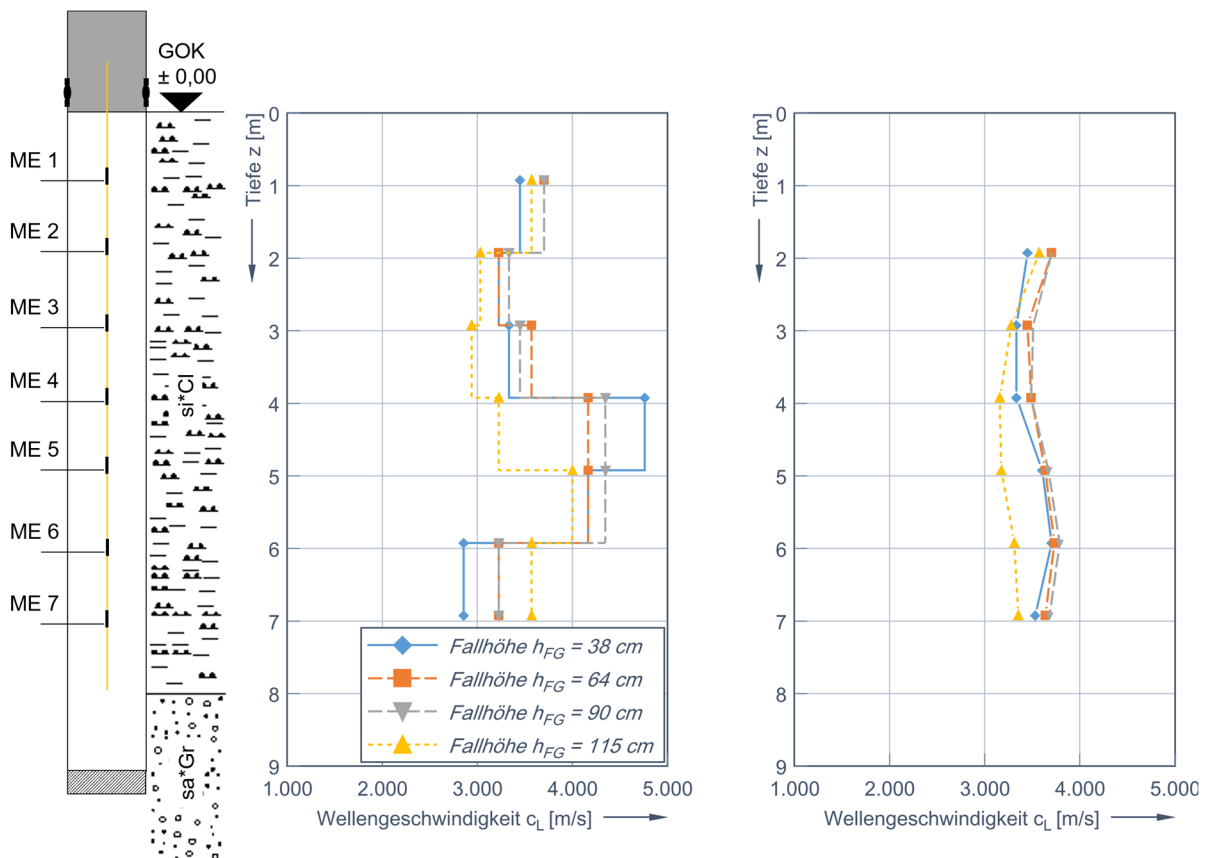


Abbildung 6-40: Verlauf von der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L des fußpunktentkoppelten CFA 10 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)

Daraus lässt sich ableiten, dass die unterschiedlichen Lastabtragungsverhalten des CFA

7 und CFA 10 einen primären Einfluss auf die Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten haben.

Betrachtet man in Abbildung 6-41 die vergleichende Darstellung der fußpunktentkoppelten CFA 10 und CFA 8 erkennt man den gleichen Zusammenhang zwischen dem Verlauf der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und dem Verlauf der Mantelreibung. In den Bereichen, in denen es zu einem Anstieg der Mantelreibungen kommt, erhöhen sich die Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten. Im Bereich von ME 1 bis ME 4 sind niedrige Mantelreibungen vorhanden. Es stellt sich in dem Bereich ebenso eine geringe longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ein. Im Bereich von ME 4 bis ME 6 tritt die größte longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit auf. Im gleichen Bereich stellen sich die maximalen Mantelwiderstände ein. Ab einer Tiefe von 7,0 m beginnt sich die Mantelreibung abzubauen. In diesem Bereich zeigt sich analog eine Verringerung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit.

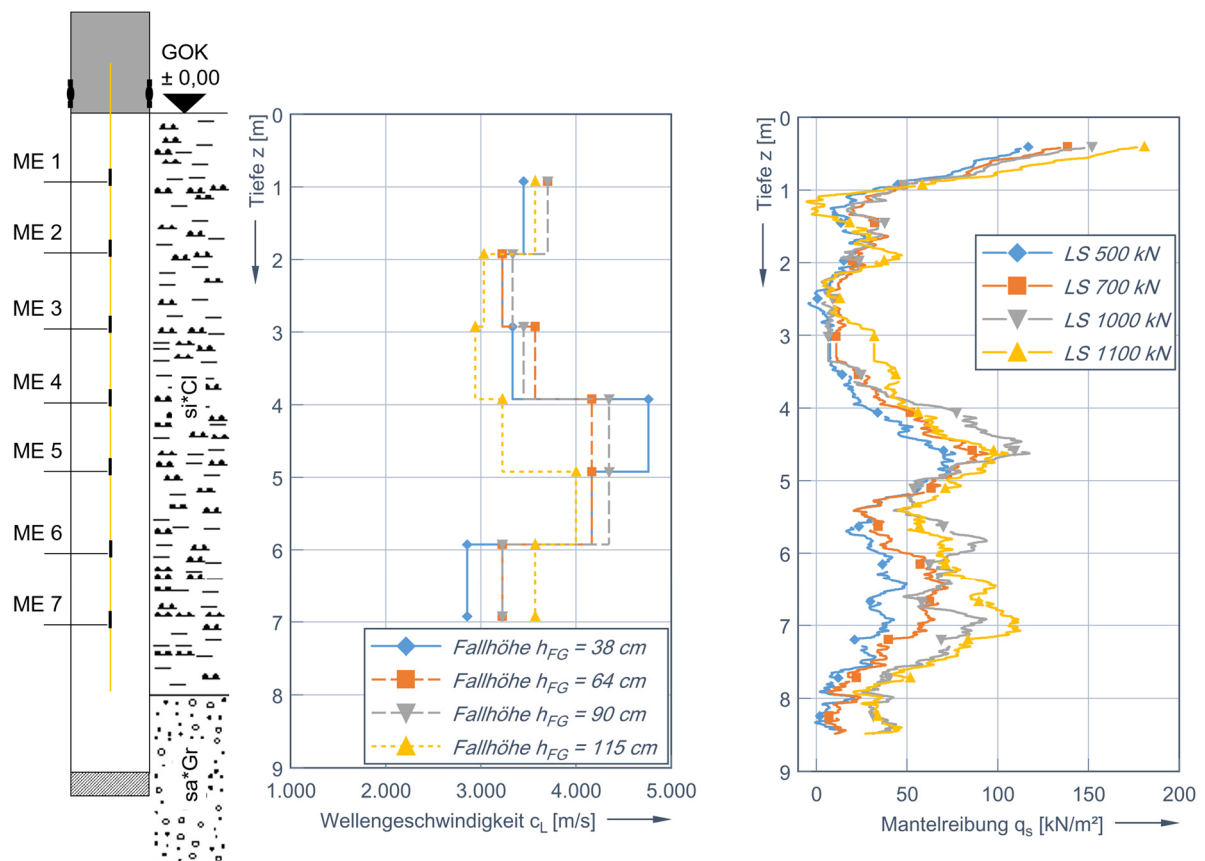


Abbildung 6-41: Vergleich des Verlaufs von c_L für verschiedene Belastungsimpulse und des Verlaufs der Mantelreibung für ausgewählte Laststufen der fußpunktentkoppelten CFA – zwischen den Messebenen bestimmte c_L des CFA 10 (links), Mantelreibungsverlauf des CFA 8 (rechts)

Die Vergleiche an den CFA zeigen, dass sich die Beschleunigungen des Wellenzuges in den Bereichen einstellen, in denen hohe Mantelreibungen auftreten. Wie in Kapitel 6.5.3 erläutert wurde, kommt es größtenteils durch einen Anstieg der Normalspannungen im Kontaktbereich Tragglied-Boden zur Entstehung hoher Mantelreibungen. Dies belegt die Annahme, dass die Erhöhungen der Ausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenzuges durch ein erhöhtes Maß an Querdehnungsbehinderungen im Kontaktbereich Tragglied-Boden hervorgerufen wird. Im Gegensatz dazu können sich in den Bereichen geringer

Mantelreibung vermehrt Querschwingungen einstellen, was wiederum eine Verlangsamung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit nach sich zieht.

Eine Zuordnung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bzw. deren Änderungen zu Effekten aus Widerständen des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden sind bei den BSS nicht eindeutig möglich. Die Entstehung dreidimensionaler Wellenausbreitungseffekte rührt bei diesem Traggliedtypus nicht vorwiegend aus angreifenden Bodenwiderständen sondern auch aus Materialinhomogenitäten der BSS her. An den Grenzflächen der wechselnden Materialeigenschaften kommt es zur Entstehung starker Wellenreflexionen und Wellenrefraktionen. Dadurch bilden sich Querschwingungen im longitudinalen Wellenausbreitungsprozess aus, die wiederum eine Veränderung der Ausbreitungsgeschwindigkeit des eingeleiteten Wellenzuges verursachen.

In Abbildung 6-42 sind die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der fußpunktentkoppelten BSS 4 dargestellt. Hier konnte auf Grund eines Ausfalls der Sensorik nur bis zu eine Tiefe von 5,0 m gemessen werden. Man kann in den Geschwindigkeitsverläufen über die Tiefe erkennen, dass sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenzuges im Bereich von 2,0 m bis 4,0 m verlangsamt. Von ME zu ME sind die Geschwindigkeiten in diesem Bereich im Mittel und unter Beachtung der Messtoleranzen bei ca. 3100 m/s. In den Bereichen ME 1 bis ME 2 und ME 3 bis ME 4 breitet sich Wellenzug für alle Belastungsimpulse mit im Mittel 3800 m/s aus.

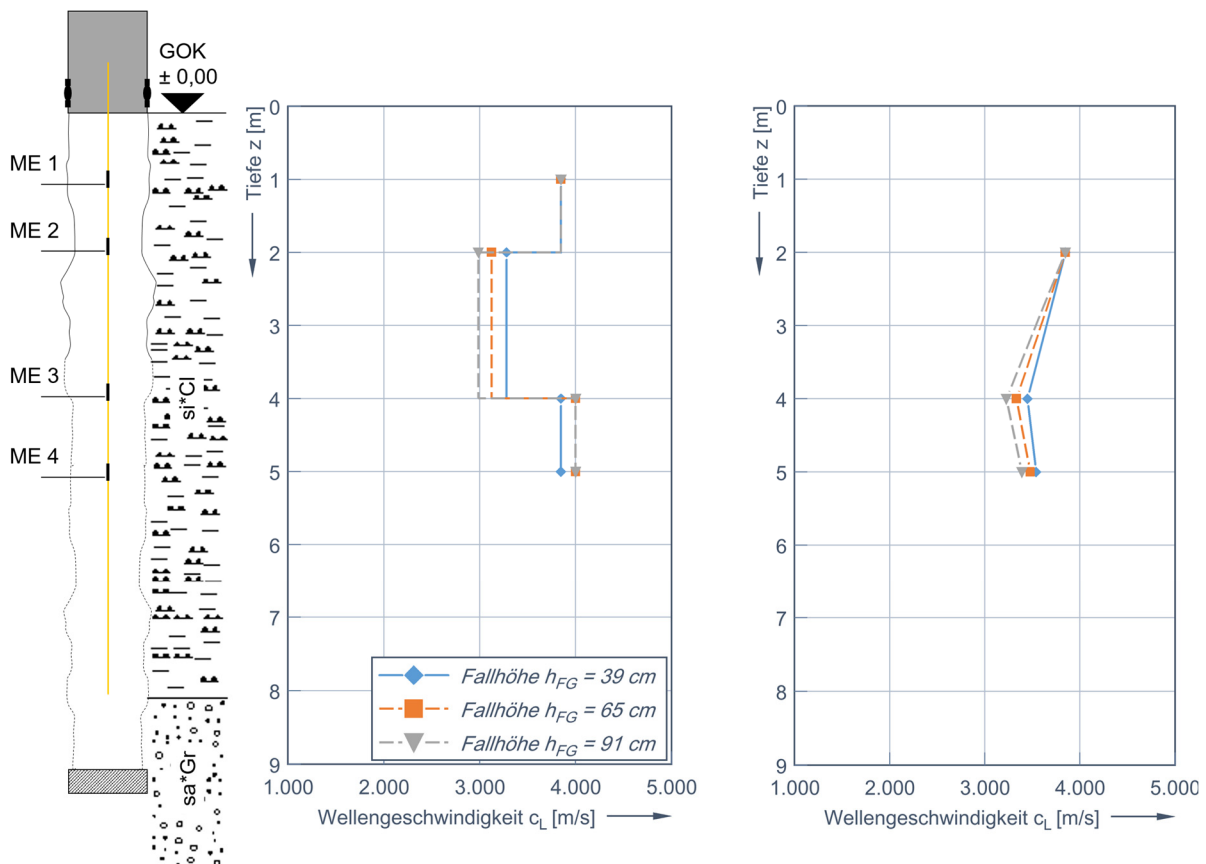


Abbildung 6-42: Verlauf von der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L der fußpunktentkoppelten BSS 4 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)

In Abbildung 6-43 sind vergleichend dazu die fußpunktentkoppelten BSS 4 und BSS 2 dargestellt (Profil der BSS 4 in Abb. 6-43). Wie bereits erwähnt ist eine eindeutige Zuordnung des Verlaufs der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zu Widerstandseffekten aus Mantelreibungen auf Grund der variablen Materialbeschaffenheit bzw. der geometrischen Abmessungen nur bedingt möglich. Im Vergleich zeigt sich jedoch, dass in den Bereichen ME 1 bis ME 2 und ME 3 bis ME 4, in denen es zu Mantelreibungsanstiegen kommt, eine hohe Ausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenzuges auftritt. Im Bereich zwischen ME 2 und ME 3 stellt sich eine verringerte longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ein. Vergleicht man die Mantelreibungen in dem Bereich, so kann man erkennen, dass diese geringfügig abnehmend verlaufen.

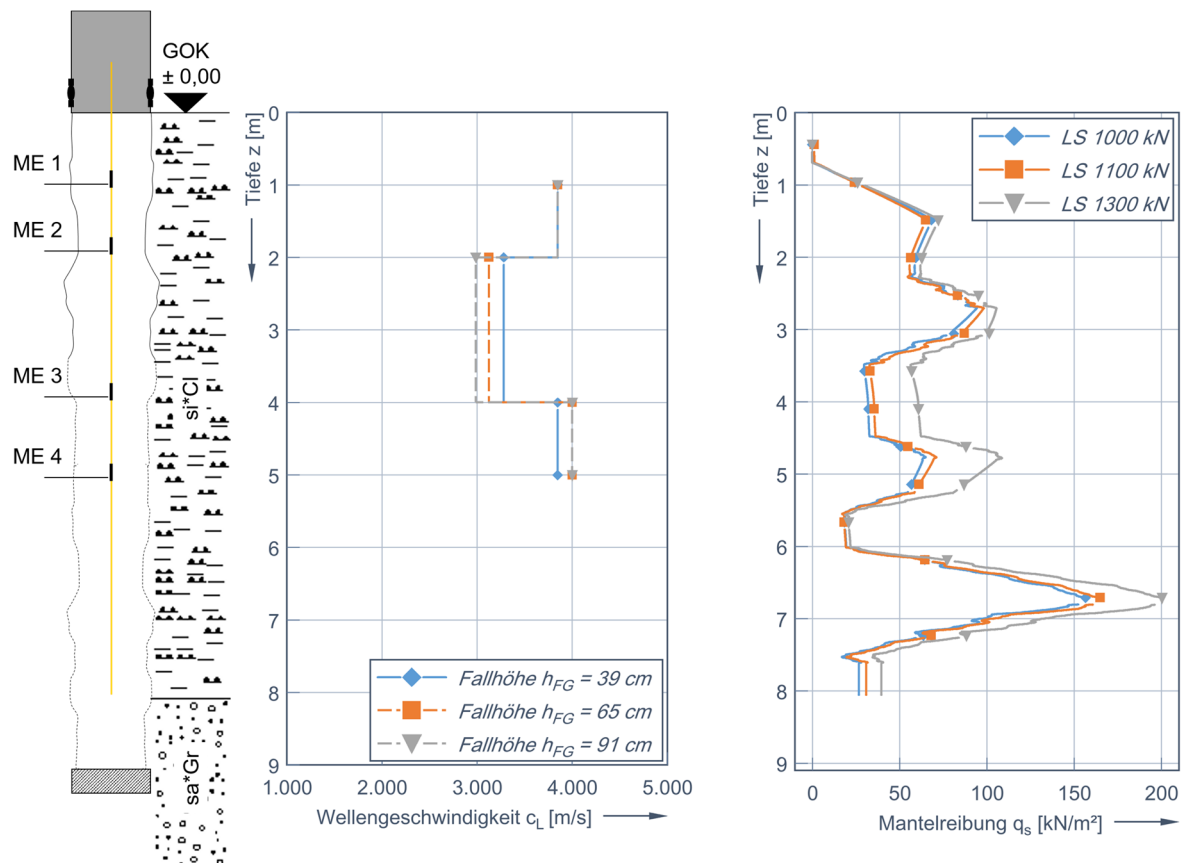


Abbildung 6-43: Vergleich des Verlaufs von c_L für verschiedene Belastungsimpulse und des Verlaufs der Mantelreibung für ausgewählte Laststufen der fußpunktentkoppelten BSS – zwischen den Messebenen bestimmte c_L des BSS 4 (links), Mantelreibungsverlauf der BSS 2 (rechts)

In Abbildung 6-44 ist der Verlauf der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der aufstehenden BSS 1 dargestellt. Man kann erkennen, dass sich von ME zu ME der Wellenzug in den Bereichen ME 1 bis ME 2 und ME 3 bis ME 4 mit einer Ausbreitungsgeschwindigkeit von ca. 3800 m/s fortpflanzt. Eine ausgeprägte Verringerung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit stellt sich ab ME 5 ein. Die longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit hat im Mittel für alle Belastungsimpulse einen Wert von ca. 2200 m/s. Nach GRAFF (1991) kann näherungsweise die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleighwelle c_R unter Verwendung der Querdehnzahl ν und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle c_S mit Gleichung (6.11) berechnet werden:

$$(6.11) \quad c_R = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} c_S.$$

Mit einer Querdehnzahl $\nu = 0,2$ für Beton und einer Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit $c_S = 2400$ m/s ergibt sich eine Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleighwelle $c_R = 2207$ m/s. Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenzuges vermindert sich im Bereich ME 5 bis ME 6 auf die geringstmögliche Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Welle $c = c_R$. Da kein Vergleich mit dem Mantelreibungsverlauf der aufstehenden BSS 3 möglich ist, kann keine Korrelation der geringstmöglichen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit mit angreifenden Mantelwiderständen in diesem Bereich untersucht werden. Eine mögliche Ursache für die geringe Wellenausbreitungsgeschwindigkeit könnten auch eine Verringerung der Dichte bzw. des E-Moduls des Säulenmaterials in diesem Bereich sein.

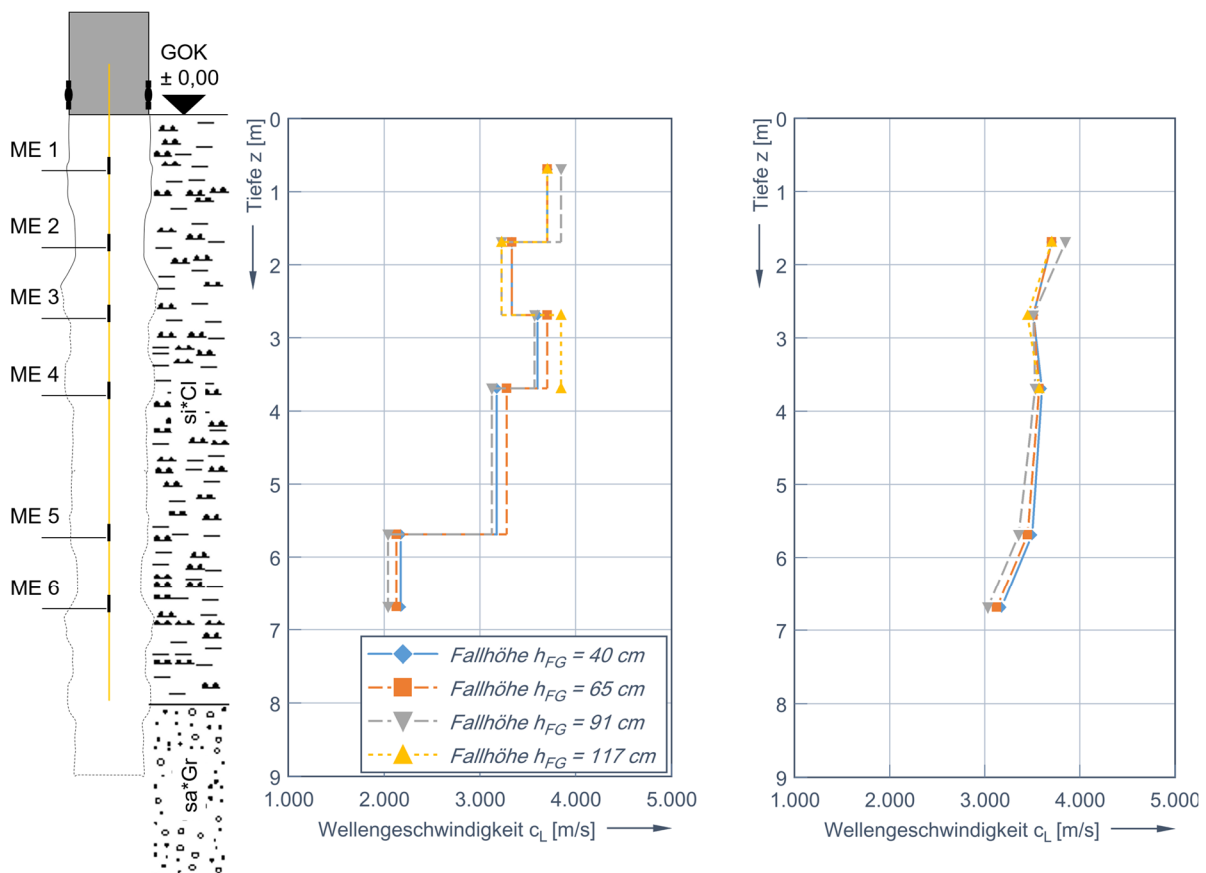


Abbildung 6-44: Verlauf von der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_L der aufstehenden BSS 1 für verschiedene Belastungsimpulse – zwischen den Messebenen bestimmte c_L (links), zwischen Messebene 1 und der jeweiligen Messebene bestimmte c_L (rechts)

6.6.3 Auswertung der Messergebnisse im Frequenzbereich

6.6.3.1 Grundlagen der Fourier – Transformation

Um den Zusammenhang zwischen den angreifenden Widerständen des Bodens an die Tragglieder und dessen Wirkung auf die Longitudinalwellenausbreitungsgeschwindigkeit eingehender zu überprüfen, werden die Messsignale in den Frequenzbereich transformiert.

In dieser Arbeit wird die Fast Fourier Transformation (FFT) zur Berechnung der Frequenzspektren verwendet. Die FFT zerlegt ein Signal im Zeitbereich in komplexe Exponentialfunktionen. Dadurch erhält man eine Information über den Frequenzraum des Signals. Die FFT erzeugt eine diskrete Fourier Transformation (DFT). Der Zeit- und Frequenzbereich bei der DFT ist nach KUTTNER (2015) in Abbildung 6-45 dargestellt. Darin kann man erkennen, dass das ursprüngliche Signal im Zeitbereich je nach Abtastrate messtechnisch mit diskreten Abtastwerten dargestellt wird. Um eine Transformation in den Frequenzbereich durchzuführen, werden Zeitausschnitte mit Blocklängen T gebildet. Diese Blöcke sind durch N Abtastwerte und dem zugehörigen Abtastintervall Δt definiert. Um den Signalblock in den Frequenzbereich zu transformieren, werden die Abtastwerte mittels Zählerindex k von 0 bis $N-1$ durchgezählt und jeweilige Werte $x(k)$ gebildet.

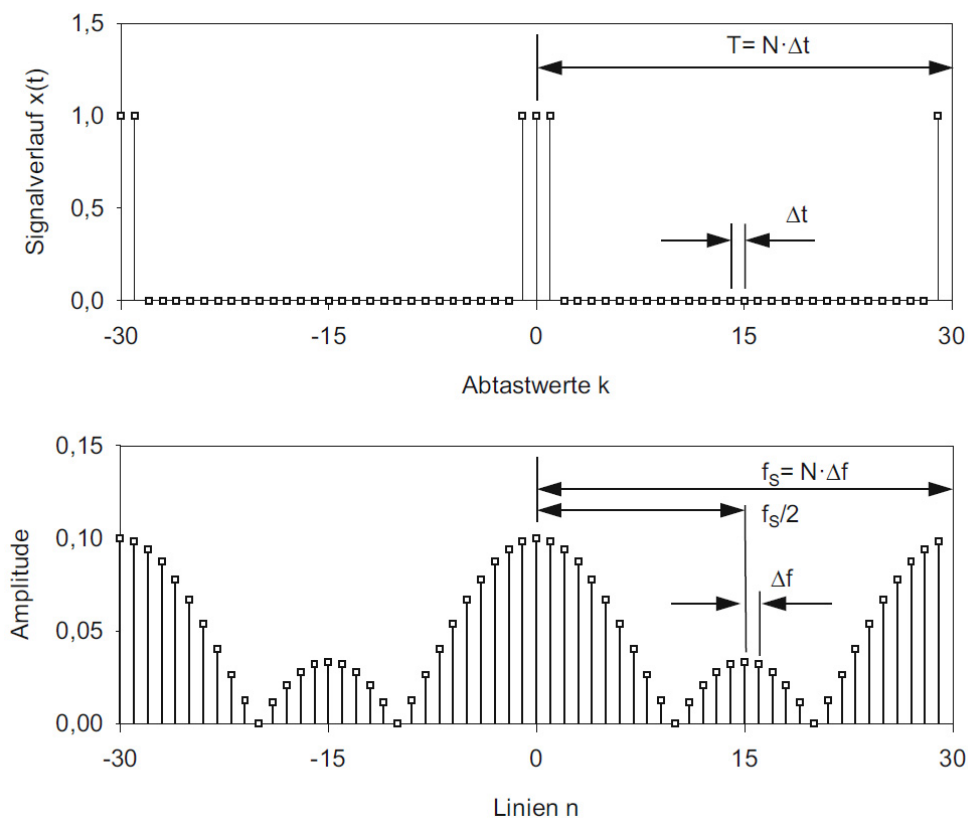


Abbildung 6-45: Zeit- (oben) und Frequenzbereich (unten) bei der DFT aus KUTTNER (2015)

Nach Gleichung (6.12) können die Signale vom Zeit- in den Frequenzbereich folgendermaßen transformiert werden:

$$(6.12) \quad \underline{X}(n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} x(k) e^{-i2\pi \frac{kn}{N}}.$$

Die inverse FFT erfolgt unter Verwendung der Gleichung (6.13) gemäß:

$$(6.13) \quad x(k) = \sum_{n=0}^{N-1} \underline{X}(n) e^{i2\pi \frac{kn}{N}}.$$

Ausführlichere Herleitungen und Beschreibungen der Fouriertransformation und der FFT sind u.a. in KUTTNER (2015), BRIGHAM (1985) und PROAKIS & MANOLAKIS (2007) aufgeführt.

6.6.3.2 Vergleich der Frequenzspektren

Durch die verschiedenen Fallhöhen h_{FG} werden Belastungsimpulse mit unterschiedlich großer Kraft P , Impulseinleitungsdauer t_c und Frequenzgehalt f in die Tragglieder eingeleitet. Wie in Kapitel 2.3 aufgezeigt, setzt sich ein Wellenzug aus unterschiedlichen Schwingformen zusammen, die sich mit unterschiedlicher Ausbreitungsgeschwindigkeit fortpflanzen. In Stäben ohne seitliche Bettung des Bodens breiten sich höherfrequente Anteile des Wellenzuges langsamer als niederfrequente Anteile aus, da höherfrequente Longitudinalwellen im Stab einen größeren Anteil an lateraler Bewegung aufweisen, was wiederum deren Ausbreitungsgeschwindigkeit reduziert.

Die am Belastungskopf des CFA 7 gemessenen zeitlichen Kraftverläufe und deren Frequenzspektren sind in Abbildung 6-46 dargestellt. Es ist zu beachten, dass die Impulseinleitungsdauer t_c der einzelnen Belastungsimpulse sehr groß ist, was dazu führt, dass vorm vollständigen Durchlaufen der Welle in der Messebene am Belastungskopf bereits Fußpunktreflexionen ab dem Zeitpunkt $t = 2L/c_D$ auftreten und sich eingeleitete und reflektierte Welle überlagern. Somit wird für alle gemessenen Kraft- und Schwingverläufe am Kopf die Fourier-Transformation der Signale bis zum Zeitpunkt $t = 2L/c_D$ durchgeführt. Gleiches gilt für die ME in den Traggliedern. Die FFT wird bei den Signalen der unterschiedlichen ME nur bis zum Zeitpunkt des Auftreffens der vom Fußpunkt reflektierten Wellen durchgeführt. Zur Bestimmung dieser Zeitpunkte werden für die unterschiedlichen Tragglieder die maximalen auf ME 1 bezogenen longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten verwendet. Im Frequenzspektrum der Abbildung 6-46 erkennt man, dass für die unterschiedlichen Fallhöhen keine signifikanten Unterschiede in der auf die maximal eingeleitete Impulskraft normierte Amplitudendichte $P(f)/P_0$ zu erkennen sind.

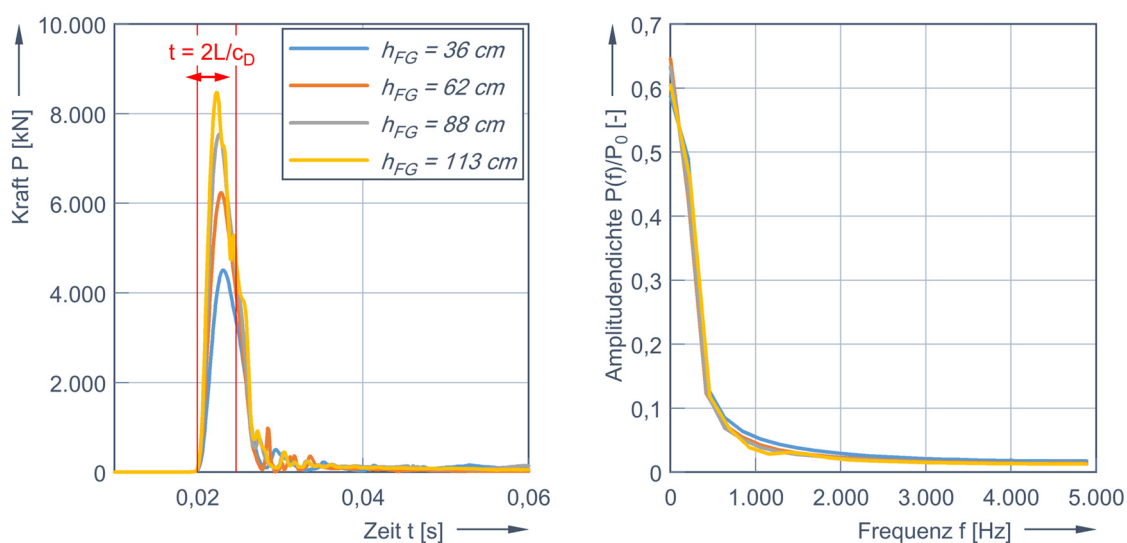


Abbildung 6-46: Eingeleitete Belastungsimpulse je Fallhöhe in CFA 7 – Zeitbereich (links), Frequenzspektrum (rechts)

Ein weiterer im Frequenzbereich zu untersuchender Effekt, der die Wellenausbreitung

beeinflusst, ist das Auftreten von Zugspannung bei dynamischer Probelastung. Diese führen oft zu Rissen in Betonpfählen (Rausche, et al., 2008). Sämtliche in dieser Arbeit untersuchten Tragglieder wurden ohne Bewehrung ausgeführt, was die Gefahr der Rissbildung vergrößert. Wie bereits in Kapitel 6.2.2 erwähnt, kommt es im Bereich der Risse zu Wellenreflexionen und zur Entstehung dreidimensionaler Wellenausbreitungseffekten im Wellenzug, was dessen Ausbreitungsgeschwindigkeit verringert. Um ein Entstehen solcher Wellenausbreitungseffekte zu überprüfen, werden sogenannte Transferfunktionen $TF(f)$ nach Gleichung (6.14) gebildet.

$$(6.14) \quad TF(f) = \frac{X_{ME\,i}(f)}{X_{ME\,i+1}(f)}$$

mit $X_{ME\,i}$ Amplitudendichte der ME i

$X_{ME\,i+1}$ Amplitudendichte der ME $i+1$.

Eine Erhöhung der Amplitudendichte von ME_i zu ME_{i+1} spiegelt sich in den Transferfunktionen für Werte $TF(f) < 1$ wider. Im Gegensatz dazu zeigen Werte $TF(f) > 1$ eine Reduzierung der Amplitudendichte bestimmter Frequenzen.

In Abbildung 6-47 sind für die vier Fallhöhen die Transferfunktionen von ME 1 zu ME 2 des aufstehenden CFA 7 dargestellt. Alle Transferfunktionen werden bis zu einer maximalen Frequenz von $f = 5000$ Hz gebildet. Bei den Auswertungen mittels Transferfunktionen im Frequenzbereich werden bei den CFA vereinfacht konstante Materialeigenschaften (Dichte und E-Modul) und Querschnittsflächen angenommen.

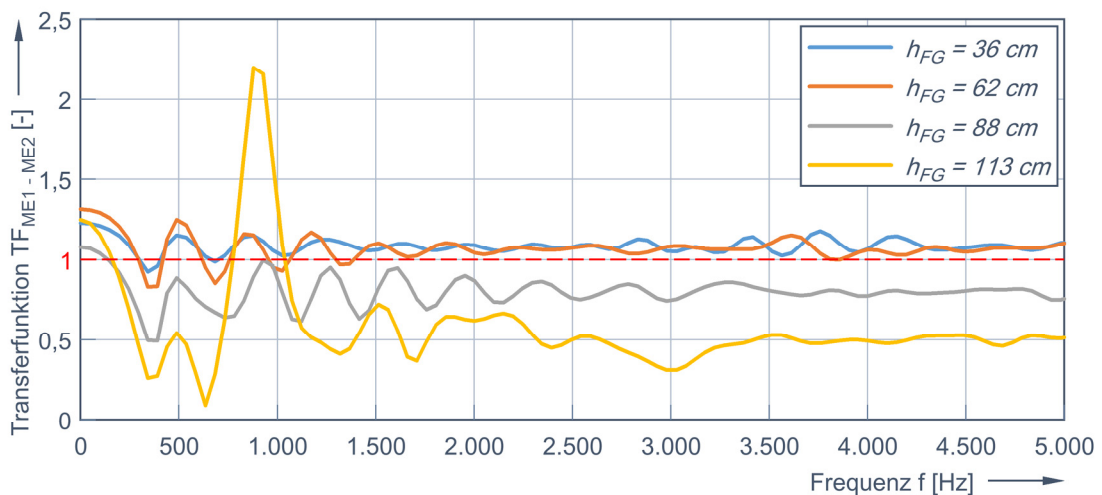


Abbildung 6-47: Transferfunktion ME 1 zu ME 2 des aufstehenden CFA 7

Für die Fallhöhen $h_{FG} = 88$ cm und $h_{FG} = 113$ cm stellen sich von $f = 200 \div 800$ Hz und ab $f = 1100$ Hz Verläufe der Transferfunktionen $TF(f) < 1$ ein. Dies bedeutet, dass sich die Amplitudendichten für den Frequenzbereich erhöhen. Die Transferfunktionen zeigen, dass sich im Vergleich zu den Fallhöhen $h_{FG} = 36$ cm und $h_{FG} = 62$ cm, bei denen Verringerungen der Amplitudendichten für höhere Frequenzen $f > 700$ Hz auftreten, eine Erhöhung höherfrequenter Wellen im Wellenzug einstellen. Dies hat eine Verlangsamung der Longitudinalwellenausbreitungsgeschwindigkeit zur Folge, da sich diese Wellenanteile mit langsamerer Ausbreitungsgeschwindigkeit fortpflanzen. Dies belegt,

dass ab Fallhöhen $h_{FG} = 88 \text{ cm}$ und $h_{FG} = 113 \text{ cm}$ im ME 1 – ME 2 vermehrt dreidimensionale Welleneffekte entstehen, was die Annahme der Rissbildung in dem Bereich bekräftigt.

Im Kapitel 6.6.2 wird gezeigt, dass sich die longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Bereich geringer Mantelreibungen verlangsamt. Eine Erklärung dieser Verlangsamung ist in der Entstehung von Querschwingungen durch geringere laterale Bewegungsbehinderung zu finden. Betrachtet man in Abbildung 6-48 die Transferfunktionen von ME 2 zu ME 3 des CFA 7, erkennt man, dass ab ca. $f = 150 \text{ Hz}$ bzw. $f = 200 \text{ Hz}$ für alle Fallhöhen die Werte der Transferfunktion $T(f) < 1$ sind. Dies zeigt, dass sich die höherfrequenten Wellenanteile mit kurzer Wellenlänge in ihrer Amplitudendichte erhöht haben, was wiederum die Verlangsamung des Wellenzuges zwischen ME 2 und ME 3 erklärt.

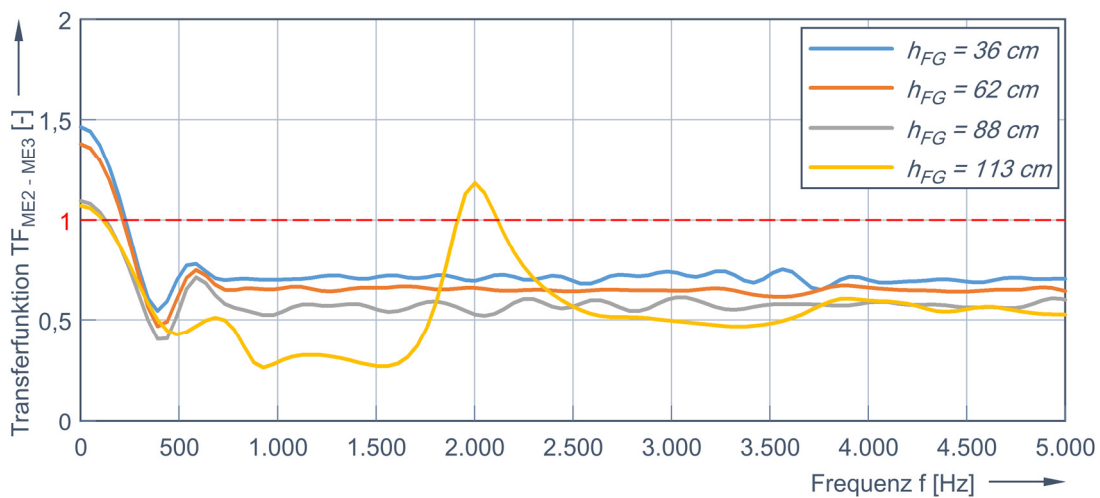


Abbildung 6-48: Transferfunktion ME 2 zu ME 3 des aufstehenden CFA 7

In Abbildung 6-49 sind die Transferfunktionen von ME 5 zu ME 6 des CFA 7 für vier Fallhöhen dargestellt. Zwischen diesen Messebenen erfährt die longitudinale Wellenausbreitungsgeschwindigkeit eine Beschleunigung, mit Ausnahme bei Fallhöhe $h_{FG} = 113 \text{ cm}$.

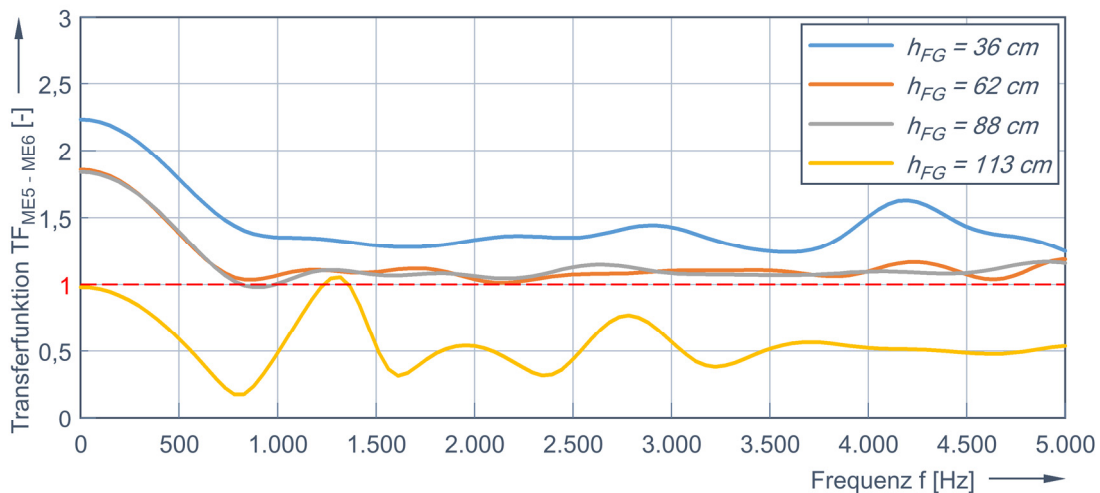


Abbildung 6-49: Transferfunktion ME 5 zu ME 6 des aufstehenden CFA 7

In dem Bereich stellen sich hohe Mantelreibungen ein, was auf eine Verringerung der höherfrequenten Anteile im Wellenzug durch Dämpfung bzw. erhöhte Behinderung der lateralen Bewegungen des Tragglieds schließen lässt. Die Verringerung der höherfrequenten Wellenanteile zeigt sich durch die Werte der Transferfunktionen $TF(f) > 1$ für die Fallhöhen $h_{FG} = 36 \text{ cm}$, 62 cm , 88 cm . Bei Fallhöhe $h_{FG} = 113 \text{ cm}$ sind die Werte der $TF(f) < 1$. Im Verlauf der Longitudinalwellenausbreitungsgeschwindigkeit stellt sich für diese Fallhöhe keine Beschleunigung im Bereich ME 5 – ME 6 ein.

In Abbildung 6-50 und Abbildung 6-51 sind für vier Fallhöhen bzw. Belastungsimpulse die Transferfunktionen zwischen verschiedenen Messebenen des fußpunktentkoppelten CFA 10 dargestellt. Zwischen ME 2 und ME 3 stellen sich im Verlauf der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit eine Verlangsamung und analog dazu geringe Mantelreibungen ein (siehe Abbildung 6-41). Vergleicht man die Transferfunktionen in dem Bereich kann man in Abbildung 6-50 erkennen, dass sich für alle Fallhöhen eine Erhöhung der Amplitudendichten $TF(f) < 1$ im Frequenzbereich von $f \approx 200 \text{ Hz}$ bis 5000 Hz einstellt. Dies belegt auch für CFA 10 die These, dass die Reduzierung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit durch das Entstehen von höherfrequenten Wellenanteilen (Querschwingungen) im mantelreibungsarmen Bereich herrührt.

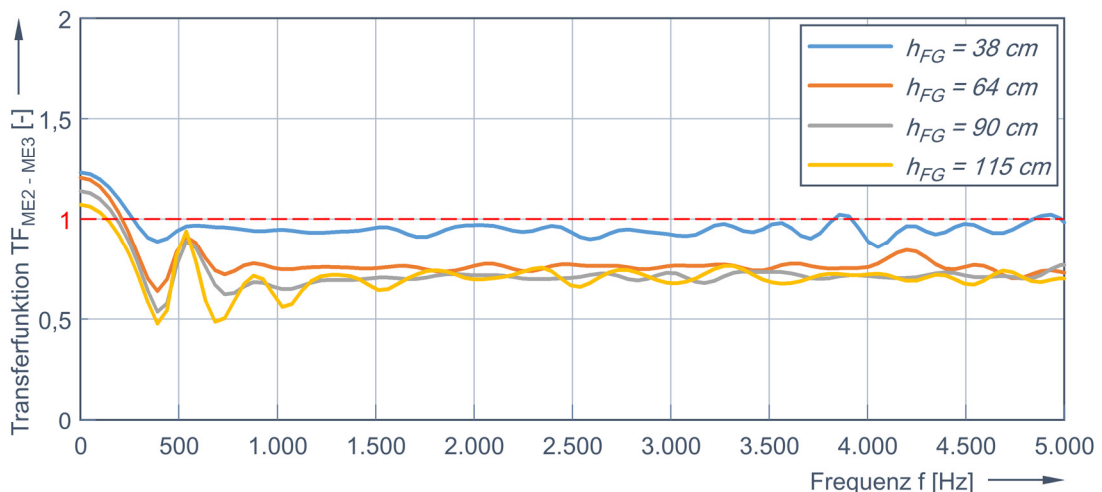


Abbildung 6-50: Transferfunktion ME 2 zu ME 3 des fußpunktentkoppelten CFA 10

In Abbildung 6-51 sind die Transferfunktionen der ME 4 – ME 5 dargestellt. In diesem Bereich erfährt der eingeleitete Wellenzug eine Beschleunigung. Wie man erkennen kann, stellt sich wie bei CFA 7 überwiegend eine Verringerung $TF(f) > 1$ der höherfrequenten Anteile des Wellenzuges für alle Fallhöhen ein. Dies zeigt bei CFA 10, dass im Bereich großer Mantelreibungen, die Querdehnungsbehinderung den höherfrequenten bzw. kurzwelligen Anteil des Wellenzuges dämpft und eine Erhöhung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bewirkt.

In Abbildung 6-52 und Abbildung 6-53 sind die Transferfunktionen für drei Fallhöhen der fußpunktentkoppelten BSS 4 dargestellt. Wie bereits erwähnt ist bei den BSS eine Zuordnung der Änderung der Longitudinalwellenausbreitungsgeschwindigkeit zu Querschwingungsänderungen auf Grund von Mantelreibungen nicht eindeutig möglich.

Eine Entstehung von Querschwingungen auch durch Änderungen der dynamischen Impedanz der BSS entstehen.

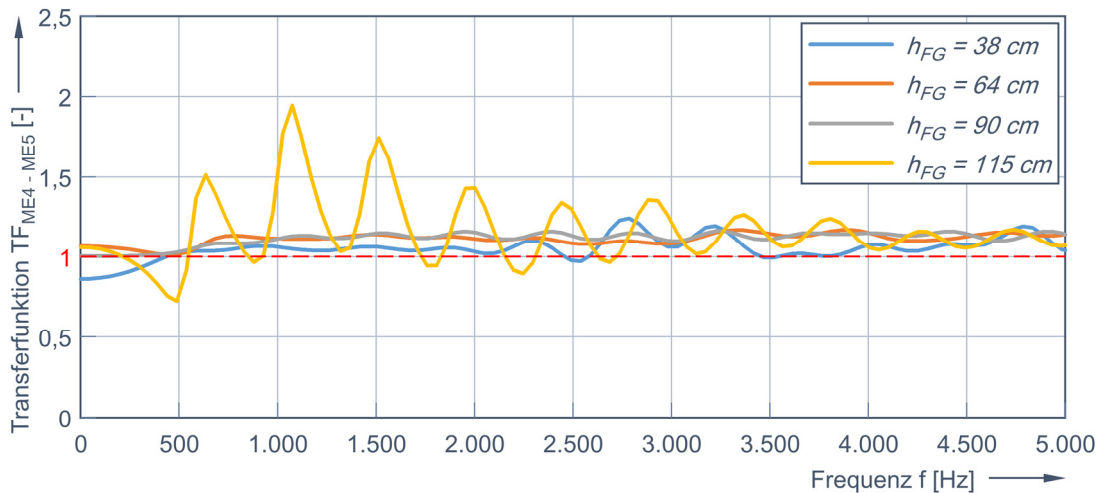


Abbildung 6-51: Transferfunktion ME 4 zu ME 5 des fußpunktentkoppelten CFA 10

Die Annahme einer konstanten dynamischen Impedanz, wie bei den CFA, wäre bei den BSS eine zu große Vereinfachung, da der Traggliedtypus durch variable Materialeigenschaften und Querschnittsabmessungen gekennzeichnet ist. Man kann aber bei den Transferfunktionen von ME 2 zu ME 3 in Abbildung 6-52 erkennen, dass eine Erhöhung der Amplitudendichte $TF(f) < 1$ im höherfrequenten Bereich auftritt. Zwischen ME 3 und ME 4 in Abbildung 6-53 stellen sich Reduzierungen der Amplitudendichten im höherfrequenten Bereich ein ($TF(f) > 1$). Beide Änderungen im Frequenzbereich entsprechen, wie bei den CFA, einer Beschleunigung der Longitudinalwelle im Bereich ME 3 bis ME 4 und einer Verlangsamung der Longitudinalwelle im Bereich ME 2 bis ME 3. Dies sind analog die Bereiche, in denen die Mantelreibungen ansteigen bzw. abnehmen. Die Messungen zeigen, dass -auch wenn keine eindeutige Zuordnung möglich ist- man doch auch bei den BSS davon ausgehen kann, dass eine Reduzierung der Mantelreibungen Querschwingungsbildung begünstigt bzw. eine Erhöhung der Mantelreibungen diese Effekte im Wellenzug dämpft.

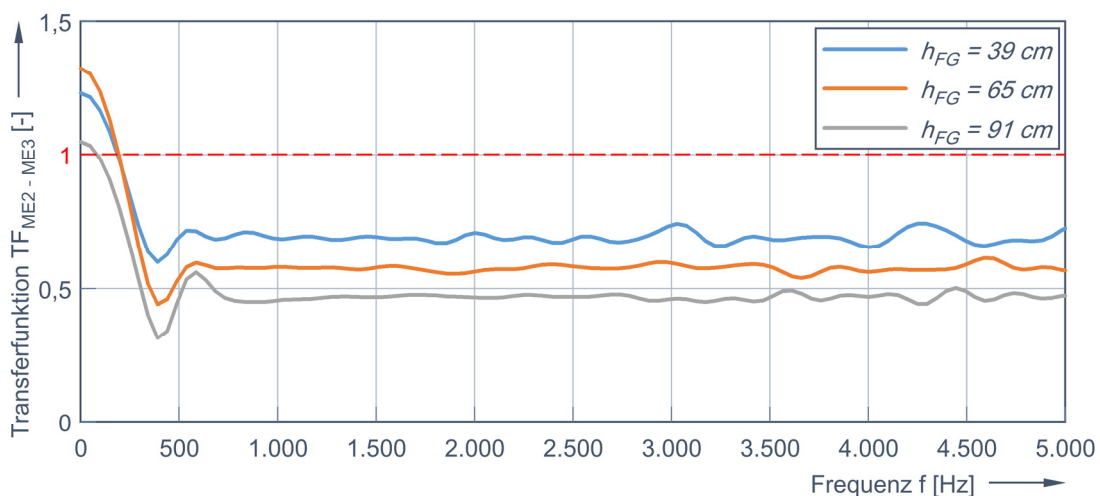


Abbildung 6-52: Transferfunktion ME 2 zu ME 3 des fußpunktentkoppelten BSS 4

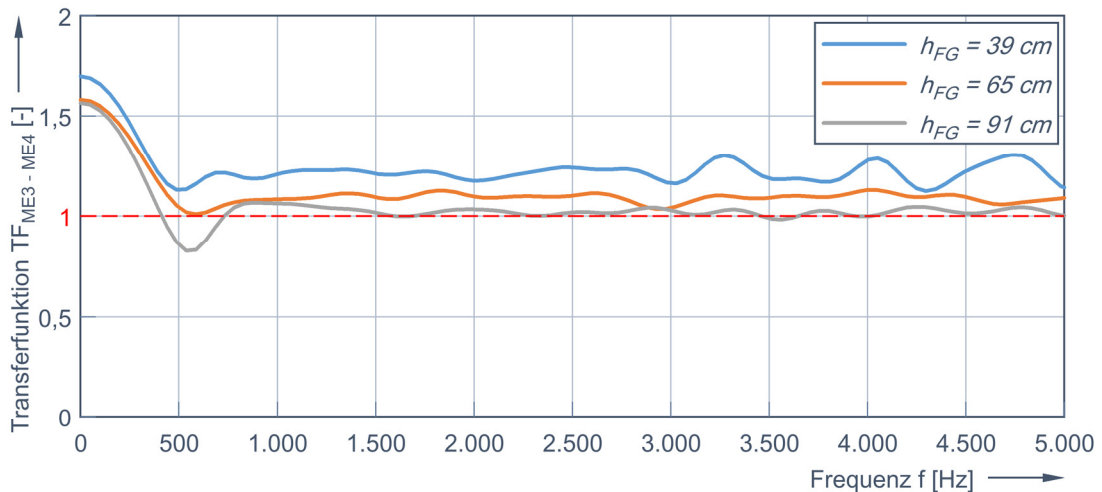


Abbildung 6-53: Transferfunktion ME 3 zu ME 4 des fußpunktentkoppelten BSS 4

Ein Vergleich der Amplitudendichtenänderung mittels Transferfunktionen und den Veränderungen der Mantelreibungen der aufstehenden BSS 1 bzw. BSS 3 konnte nicht durchgeführt werden, da, wie in Kap. 6.5.3 erläutert, keine Messergebnisse der Mantelreibungsverläufe aufstehender BSS 3 vorliegen.

6.6.4 Messung der Porenwasserdrücke im umgebenden Boden

Mit den Porenwasserdruckgebern wurden die Porenwasserdrücke (PWD) u während den einzelnen Belastungsimpulsen im umgebenden Boden gemessen. Die Grundwasserdruckfläche des gespannten Grundwassers lag im Mittel während den Probelastungen bei ca. 5,0 m u. GOK. Der Abstand der PWD-Sensoren zum Mantelbereich der Tragglieder betrug bei den CFA ca. 0,17 m und bei den BSS ca. 0,26 m. Die Porenwasserdruckgeber wurden im Mantelbereich und unterhalb des Fußbereiches der Tragglieder installiert. Die Auswertung der Porenwasserdruckmessungen unter dynamischer Stoßbelastung erfolgt exemplarisch an dem fußpunktentkoppelten CFA 10 und der aufstehenden BSS 1. Im Rahmen dieser Arbeit werden lediglich die Porenwasserdruckmessungen im Zuge der dynamischen Probelastungen betrachtet. Durch den Einsatz sehr robuster PWD-Sensorik konnte eine Erfassung der PWD im Nahbereich der Interaktionszonen Traggliedmantel-Boden bzw. Traggliedfuß-Boden erfolgen. Die daraus gewonnen neuartigen Erkenntnisse über die Entwicklung der PWD unter dynamischer Stoßbelastung sind in den Abbildung 6-54 und Abbildung 6-55 dargestellt. Darin werden die zeitlichen Entwicklungen der PWD vergleichend mit den entsprechenden Fallhöhen der in die Tragglieder eingeleiteten Belastungsimpulse dargestellt.

In Abbildung 6-54 sind die PWD-Messungen im Boden um den fußpunktentkoppelten CFA 10 in den Tiefen $z = -7,06$ m und $z = -9,20$ m u. GOK dargestellt. Betrachtet man die Entwicklung der PWD im Mantelbereich bei $z = -7,06$ m, erkennt man, dass die PWD mit zunehmenden Fallhöhen abfallen. Dies lässt auf Auflockerungseffekte in dem Bereich schließen. Durch eine Zunahme des Porenvolumens, auf Grund von Dilatanz des Bodens, fallen die PWD ab.

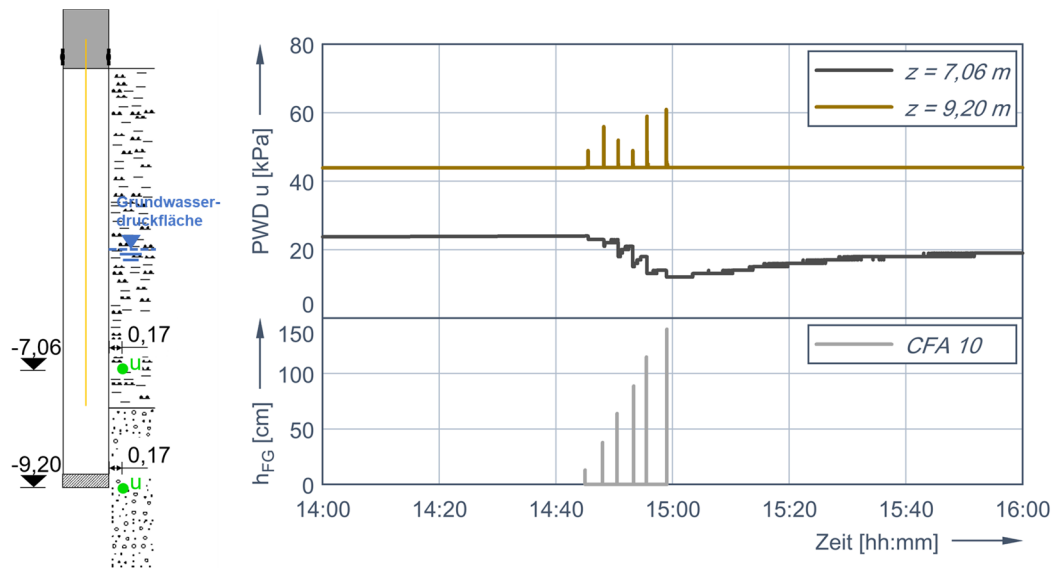


Abbildung 6-54: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Porenwasserdrücke u während der dynamischen Probelastung an dem fußpunktentkoppelten CFA 10 – $u(t)$ (oben), Belastungsimpulse mit verschiedenen Fallhöhe h_{FG} (unten)

Nach dem Überschreiten der Scherfestigkeit des Bodens stellt sich im Mantelbereich dilatantes Verhalten ein. Die Messungen belegen die beschriebenen Dilatanzeffekte im Interaktionsbereich Tragglied-Boden bei ca. 4,0 m bis 7,0 m Tiefe der fußpunktentkoppelten CFA und den daraus resultierenden Anstieg der Mantelreibung in dem Bereich. Die PWD im Fußbereich bei $z = -9,20 \text{ m}$ zeigen, dass sich analog zu den Belastungsimpulsen sprunghafte Anstiege der PWD einstellen. Zudem kommt es in Kiesschicht zu einem schnellen Abbau der PWD. Die Messungen belegen, dass sich auch unter dynamischer Belastung im Nahbereich unterm Traggliedfuß entsprechend dem Modell nach LINDER (1977) ein Kompressionsbereich Lastabtragung einstellt.

In Abbildung 6-55 sind die PWD-Messungen im Boden um die aufstehende BSS 1 in den Tiefen $z = -6,92 \text{ m}$ und $z = -9,31 \text{ m}$ unter Geländeoberfläche dargestellt. Bei den Messergebnissen der PWD in der Tiefe $z = -9,31 \text{ m}$ kann man, im Gegensatz zum CFA 10, erkennen, dass sich mit zunehmenden Fallhöhen eine Reduzierung der PWD einstellt. Dies zeigt, dass es durch dilatantes Materialverhalten des Bodens zur Zunahme des Porenvolumens kommt. Bei den BSS konnten die PWD-Sensoren in einem Abstand von ca. 0,26 m zum Mantel eingebaut werden, dadurch befindet sich der PWD-Sensor nicht mehr im traggliednäheren Kompressionsbereich, sondern bereits im Scherbereich entsprechend dem Modell nach LINDER (1977). Die Messungen zeigen, dass sich der Scherbereich mit Auflockerungen unterm Fuß auch bei dynamisch belasteten Traggliedern im Zuge der Lastabtragung ausbildet. Die Ergebnisse legen nahe, dass das Modell nach LINDER (1977) zur Beschreibung der Verformungen im Fußbereich nicht nur bei statisch belasteten Traggliedern angewendet werden kann. Bei den PWD-Messungen im Bereich des Traggliedmantels in der Tiefe $z = -6,92 \text{ m}$ kann man einen sukzessiven Anstieg der PWD mit zunehmenden Fallhöhen erkennen. Dies zeigt, dass die Konsolwirkung der auskragenden Querschnitte bei Lasteinleitung, Kompressionsspannungen in den umgebenden Boden hervorrufen. Damit können die beschriebenen Konsoleffekte und die Lastabtragung am Mantel durch die Auskragungen in den umgebenden Boden messtechnisch bestätigt werden.

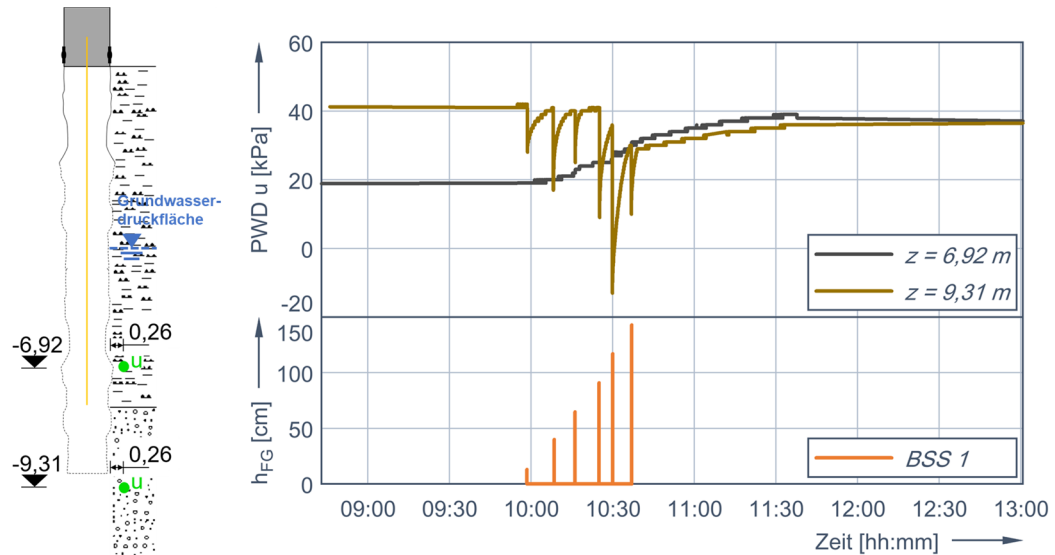


Abbildung 6-55: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Porenwasserdrücke u während der dynamischen Probelastung an dem fußpunktentkoppelten BSS 1 – $u(t)$ (oben), Belastungsimpulse mit verschiedenen Fallhöhen h_{FG} (unten)

6.7 Vergleich der statischen Messergebnisse mit den CAPWAP-Analysen

Neben den Messungen des Wellenausbreitungsverhaltens wurden im Rahmen der dynamischen Probelastungen Auswertungen des Widerstand-Setzungs-Verhaltens mit dem erweiterten CAPWAP-Verfahren mit Systemidentifikation durchgeführt. Dieses Verfahren ermöglicht eine getrennte Ermittlung der Mantel- und Spitzenwiderstände sowie die Bestimmung einer Lastsetzungskurve für den statischen Anteil des Gesamtwiderstandes. Die Messungen und Auswertungen wurden von der Firma GSP, Mannheim durchgeführt und sind aus KLINGMÜLLER & SCHALLERT (2018, unveröffentlicht) entnommen.

Um die Ergebnisse des Widerstand-Setzungs-Verhaltens aus statischer Probelastung mit den Ergebnissen des CAPWAP-Verfahrens vergleichen zu können, müssen bestimmte Randbedingungen bei den unterschiedlichen Belastungsversuchen erfüllt sein. Nach KLINGMÜLLER (2013) und LINKINS & RAUSCHE (2004) können große Unterschiede in den Ergebnissen der statischen und dynamischen Probelastungen daher rühren, dass:

- an unterschiedlich langen Traggliedern getestet wird,
- zwischen den Probelastungen mehrere Wochen Zeitunterschied ist,
- den Traggliedern nicht genügend Zeit zum vollständigen Aushärten und dem Boden nicht genügend Zeit zum rekonsolidieren gegeben wird und
- nicht genügend Relativsetzung des Traggliedes aktiviert wird.

Diese Faktoren wurden bei den Versuchsdurchführungen berücksichtigt, um daraus resultierende Einflüsse zu minimieren. Die Tragglieder hatten die gleichen Abmessungen, die dynamischen Probelastungen fanden an 63 bis 65 Tage alten Traggliedern statt und die gemessenen Kopfsetzungen der Tragglieder betrugen nach

den Prüfschlägen 6,0 mm bis 8,0 mm. Die statischen Probelastungen wurden 7 bis 15 Tage nach den dynamischen durchgeführt.

Einen weiteren Faktor zur Bestimmung belastbarer Ergebnisse stellt die Wahl des Fallgewichts dar. Hierbei sollte nach RAUSCHE ET AL. (2008) ein Fallgewicht mit mindestens 2,0 % der maximalen statischen Testlast gewählt werden. Das verwendete Fallgewicht wies 50 kN auf, dies entsprach dem geforderten Mindestverhältnis von 2,0 % der maximalen statischen Testlast aller Tragglieder.

In Abbildung 6-56 sind die WSL der statisch probelasteten Tragglieder und die statischen WSL aus der CAPWAP-Analyse der dynamisch probelasteten Tragglieder gleicher Einbindungsart dargestellt. Man kann bei allen Traggliedtypen erkennen, dass die WSL der CAPWAP-Analyse geringere aktivierte Tragfähigkeiten aufweist, als bei der statischen Probelastung ermittelt wurde.

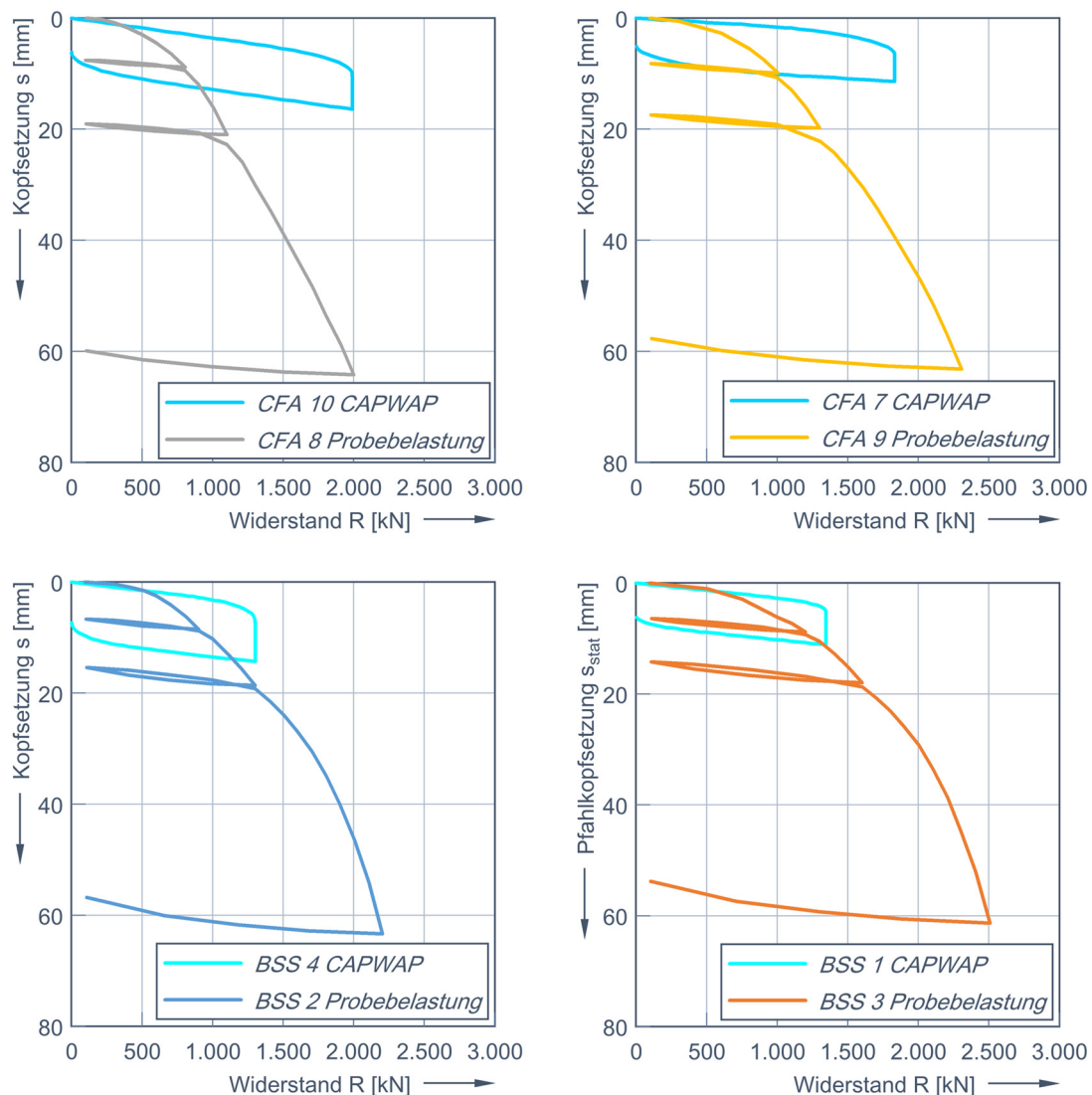


Abbildung 6-56: Vergleich der mobilisierten Gesamtwiderstände der Tragglieder aus statischer und dynamischer Probelastung – fußpunktentkoppelte CFA (oben links), aufstehende CFA (oben rechts), fußpunktentkoppelte BSS (unten links), aufstehende BSS (unten rechts)

Nach LINKINS & RAUSCHE (2004) ist die Berechnung des statischen CAPWAP-Gesamtwiderstandes R_u eher konservativ und unterschätzt in den meisten Fällen den

Gesamtwiderstand, der statisch ermittelt wurde. Die größten Abweichungen der Widerstände sind bei den BSS zu erkennen. Diese rührt daher, dass die Messungen und Analysen der dynamischen Probelastungsverfahren auf der 1D-Wellenausbreitung basieren und eine genaue Kenntnis der dynamischen Impedanzen Z des Traggliedes voraussetzen. Bei Betonstopfsäulen ist eine starke Variation der Impedanz über die Tiefe vorhanden. Dies führt zu den großen Abweichungen der Widerstände.

Neben den WSL wurden im Zuge der CAPWAP Auswertungen die maximal mobilisierten Mantel- und Spitzenwiderstände ermittelt. In Tabelle 6-2 sind diese jeweils vergleichend mit den maximal mobilisierten Widerständen aus statischer Probelastung aufgelistet. Vergleicht man die jeweiligen maximal mobilisierten Einzelwiderstände aus CAPWAP-Auswertung mit den messtechnisch ermittelten Werten, zeigt sich, dass sich große Abweichungen ergeben. Näherungsweise die beste Korrelation zeigen die Ergebnisse der fußpunktentkoppelten CFA 8 und CFA 10.

Tabelle 6-2: Vergleich der maximal mobilisierten Gesamt- und Einzelwiderstände aus statischer Probelastung und CAPWAP-Auswertung

	Statische Probelastung			Dynamische Probelastung – CAPWAP		
Trag- glieder stat. / dyn.	Mantel- widerstand R_s [kN]	Spitzen- widerstand R_b [kN]	Gesamt- widerstand der Laststufe R_g [kN]	Mantel- widerstand R_s [kN]	Spitzen- widerstand R_b [kN]	Statischer CAPWAP- Gesamtwider- stand R_u [kN]
BSS 3 / 1	-	-	2508	818	528	1346
BSS 2 / 4	1641	562	2203	666	637	1303
CFA 9 / 7	655	1651	2306	1153	680	1833
CFA 8 / 10	1530	471	2001	1343	648	1991

6.8 Fazit der Untersuchungen

Die statischen Probelastungen an instrumentierten Pfählen und pfahlartigen Traggliedern mit quasi-kontinuierlich messender faseroptischen Sensorik haben gezeigt, dass die neuartige Messtechnik belastbare und aussagekräftige Messergebnisse liefert. Durch die quasi-kontinuierliche Messung der axialen Dehnungen konnten lokale Effekte im Lastabtragungsverhalten der Tragglieder detektiert werden.

Durch die gezielte Ausbildung verschiedener Fußpunktlagerungen der Tragglieder konnten die Unterschiede im Lastabtragungsverhalten ermittelt werden. Die Ergebnisse zeigen, dass es bei aufstehenden CFA nicht zur vollständigen Ausnutzung der Mantelwiderstände kommt. Das Interaktionsverhalten zwischen mobilisierten Spitzen- und Mantelwiderständen bestimmt die Lastabtragung der aufstehenden CFA. Es konnte zudem aus den Messungen abgeleitet werden, dass die verschiedenen Fußpunktlagerungen zu unterschiedlicher Ausbildung des Traggewölbes im Boden

führen und, dass dieser Effekt eine maßgebende Auswirkung auf die Kontaktnormalkräfte im Interaktionsbereich Pfahl-Boden und somit auf die Entwicklung der Mantelreibungen hat.

Bei den pfahlartigen Traggliedern konnte mittels quasi-kontinuierlich messender faseroptischer Messtechnik der Verlauf der Lastabtragung am Mantel aufgenommen werden. Die Ergebnisse zeigen, dass vorwiegend die Verzahnung des Mantelbereichs der BSS mit dem umgebenden Boden und der damit verbundene konsolartige Lastabtragungsprozess für das Widerstands-Setzungsverhalten des Mantels verantwortlich sind.

Weitere Erkenntnisse aus den Messergebnissen zeigen, dass es durch Ent- und Wiederbelastungsphasen zur Entstehung von zusätzlichen Spannungen in den Traggliedern kommt. Durch die Entlastung erfolgt in Teilbereichen des Mantels eine Umkehr der Wirkrichtung der angreifenden Widerstände. Dies führt zu den zusätzlichen Spannungen im Tragglied. Es stellt sich bei Wiederbelastung ein nicht vollständiges Abklingen dieser Spannungen ein, was zur Folge hat, dass interne Druckspannungen im Tragglied entstehen.

Die Messungen der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten mittels FBG-Sensorik in axialer Richtung der Tragglieder, haben gezeigt, dass die FGB-Sensoren und für den Messeinsatz im Zuge dynamischer Probelastungen tauglich sind und aussagekräftige Messergebnisse liefern.

Die Auswertung des Wellenausbreitungsverhaltens in den Traggliedern ergab neue Erkenntnisse über den Zusammenhang zwischen Mantelreibung und Veränderung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit. Die Auswertungen im Zeitbereich belegten, dass es in Bereichen höherer Mantelreibungen zu einer Beschleunigung des eingeleiteten Wellenzuges kommt. Im Gegensatz dazu stellen sich in Bereichen verminderter Mantelreibung überwiegend Verlangsamungen der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ein. Durch Transformation der gemessenen Dehnungs-Zeitverläufe der einzelnen Messebenen in den Frequenzbereich und durch Bildung von Transferfunktionen der Frequenzspektren benachbarter Messebenen konnten Zusammenhänge zwischen longitudinaler Wellenausbreitungsgeschwindigkeit, Mantelreibung und Veränderungen im Frequenzspektrum detektiert werden. Dabei belegten die Ergebnisse im Frequenzbereich, dass es vorwiegend durch die Dämpfung höherfrequenter Amplituden des Frequenzspektrums zu einer Beschleunigung des Wellenzuges kommt. Im Gegensatz dazu zeigten die Auswertungen, dass sich bei Verlangsamung des eingeleiteten Wellenzuges im Tragglied die Amplitudendichte im höherfrequenten Bereich des Frequenzspektrums erhöht. Da zwischen den höherfrequenten Anteilen des Wellenzuges und dem Auftreten von Querschwingungen im Wellenausbreitungsprozess ein Zusammenhang besteht, kann aus den Ergebnissen gefolgert werden, dass durch erhöhte Mantelreibungen in bestimmten Bereichen der Tragglieder Querschwingungen behindert werden und somit eine Dämpfung dieser Anteile im Wellenzug erfolgt. Eine Erhöhung der höherfrequenten Anteile im Wellenzug zeigt ein vermehrtes Auftreten von Querschwingungen im Wellenausbreitungsprozess an, was sich überwiegend in den Bereichen verminderter Mantelreibung einstellt. Mit den Messergebnissen des Wellenausbreitungsverhaltens im Zeit- und Frequenzbereich konnte durch einen Vergleich mit den bestimmten Mantelreibungsverläufen aus quasi-kontinuierlicher Messung der Zusammenhang zwischen Mantelreibung und

Ausbreitungsgeschwindigkeit des eingeleiteten Wellenzuges in den Traggliedern qualitativ belegt werden.

In Abbildung 6-57 sind die einzelnen Schritte der Auswertungsprozesse zur Bestimmung des Normalkraft- und Mantelreibungsverlaufs aus statischer Probelastung zur Bestimmung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit sowie des Verhaltens der Amplitudendichten durch Transferfunktionen aus dynamischer Probelastung zusammengefasst dargestellt.

Neben den Messungen in den Traggliedern ergaben die Porenwasserdruckmessungen im Fußbereich der Pfähle bzw. pfahlartigen Tragglieder, dass sich auch im Zuge stoßartiger dynamischer Belastung Verdichtungs- und Auflockerungsbereiche im Boden ähnlich dem Modell nach LINDER (1977) für statische Belastung einstellen.

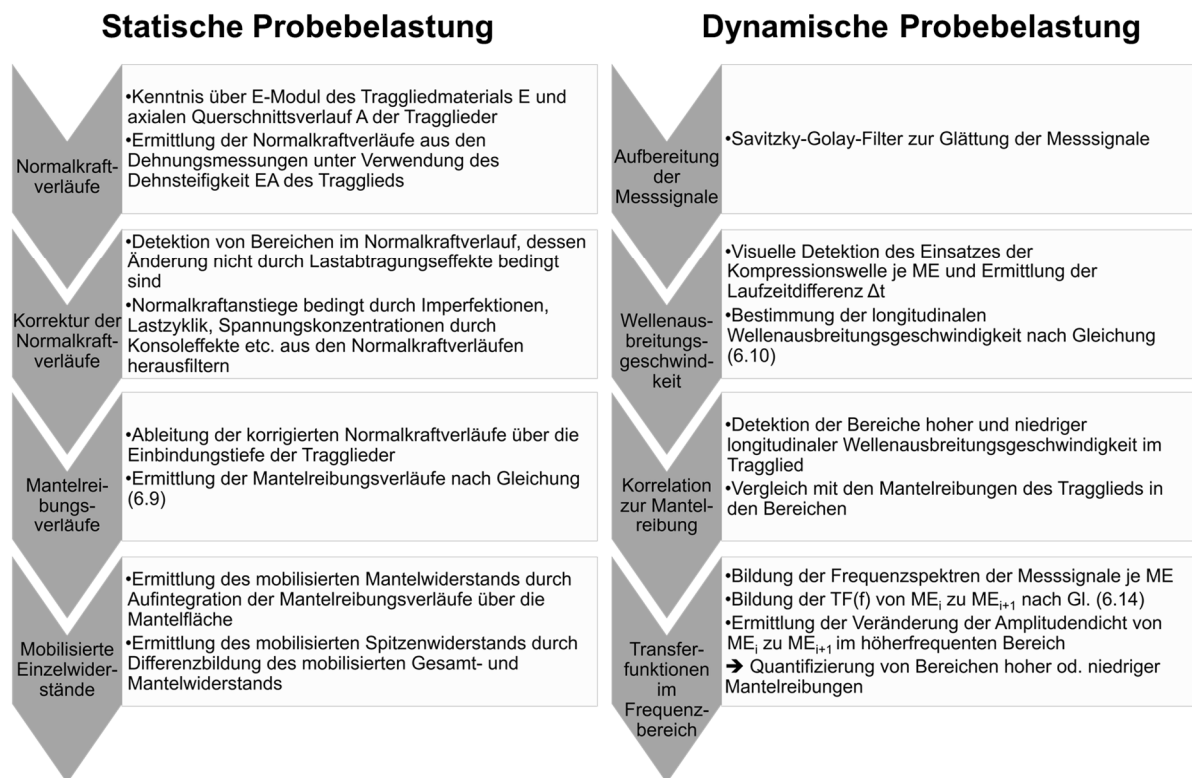


Abbildung 6-57: Zusammengefasste Darstellung des Ablaufs der Auswertungsprozesse – zur Bestimmung der Normal- und Mantelreibungsverläufe (links), zur Bestimmung des Wellenausbreitungsverhaltens (rechts)

7 Modellierung der Tragglied-Boden-Interaktion mit Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Systemen

7.1 Ziel und Ablauf der Simulation

Neben den Messungen ist eine tiefergehende Betrachtung der Simulation des dynamischen Wellenausbreitungsverhaltens und des statischen Last-Setzungsverhaltens von Bedeutung. Die Tragglied-Boden-Interaktion hängt von zahlreichen Faktoren ab, welche mittels Simulationsmodellen genauer untersucht werden können. Mit Hilfe der Masse-Feder-Dämpfer-Systeme (MFDS) bzw. Masse-Feder-Systeme (MFS) kann das komplexe Interaktionsverhalten vereinfacht dargestellt und durch ein System gewöhnlicher Differentialgleichungen (DGL) repräsentiert werden.

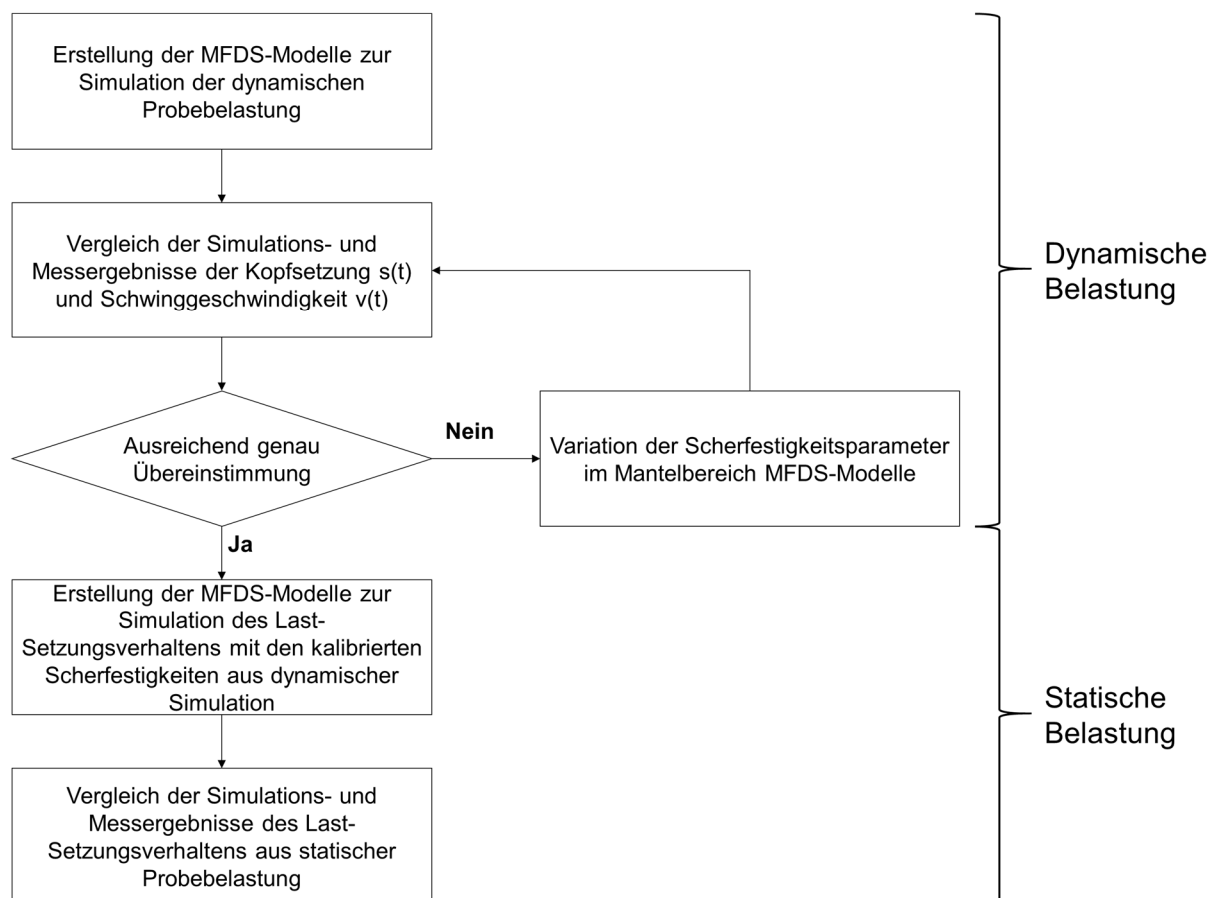


Abbildung 7-1: Ablauf des Berechnungsschemas der MFDS-Simulation zur Ermittlung des Widerstand-Setzungs-Verhaltens

Ziel ist es die MFDS-Modelle anhand der Messergebnisse der dynamischen Probelastungen zu kalibrieren und diese kalibrierten Modelle zur Simulation des statischen Widerstand-Setzungs-Verhaltens zu verwenden. Dabei kann das simulierte Tragverhalten mit den Messungen aus statischen Probelastungen verglichen werden, um eine Aussage über die Genauigkeit und Wirksamkeit der Simulationsmodelle treffen zu können.

In

Abbildung 7-1 ist der Ablauf des Berechnungsvorgangs dargestellt. Den Kern des Berechnungsschemas stellt eine iterative Anpassung der Scherfestigkeiten in den Simulationsmodellen der dynamischen Probelastung dar. Dies dient zur Bestimmung der Scherfestigkeit unter Berücksichtigung des in Kapitel 6.6.2 gezeigten Zusammenhangs der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und der Mantelreibung. Reduktionen der Scherfestigkeiten im Mantelbereich werden vornehmlich in Bereichen geringer Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten durchgeführt. Analog dazu werden Erhöhungen der Scherfestigkeiten nur in Bereichen hoher Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten vollzogen. Dieser Ansatz zeigt, dass für die Berechnung sowohl Messergebnisse der Wellenausbreitung am Kopf des Tragglieds und axial über Tiefe vorliegen müssen. Die aus der Simulation der dynamischen Probelastung ermittelten Scherfestigkeiten werden in den Simulationsmodellen der statischen Probelastung verwendet. Mit Hilfe dieser Modelle können die Last-Setzungsverhalten der unterschiedlichen Tragglieder berechnet und mit den Messergebnissen aus den Probelastungen verglichen werden.

Die Berechnung der MFDS bzw. MFS erfolgt mit der Software *SimulationX*. Die MFDS bzw. MFS werden physikalisch-objektorientiert modelliert. Dabei werden einzelne Elemente wie Massen, Federn, Dämpfer etc. mittels Knoten miteinander verbunden. Die Summe der Kräfte muss sich in den Verbindungen der MFDS bzw. MFS zu Null aufsummieren (vgl. Abbildung 7-2). Der Berechnungsablauf der Simulation und das numerische Mehrschrittverfahren zur Lösung des Systems aus gewöhnlichen DGL werden in Kapitel 7.2 beschrieben.

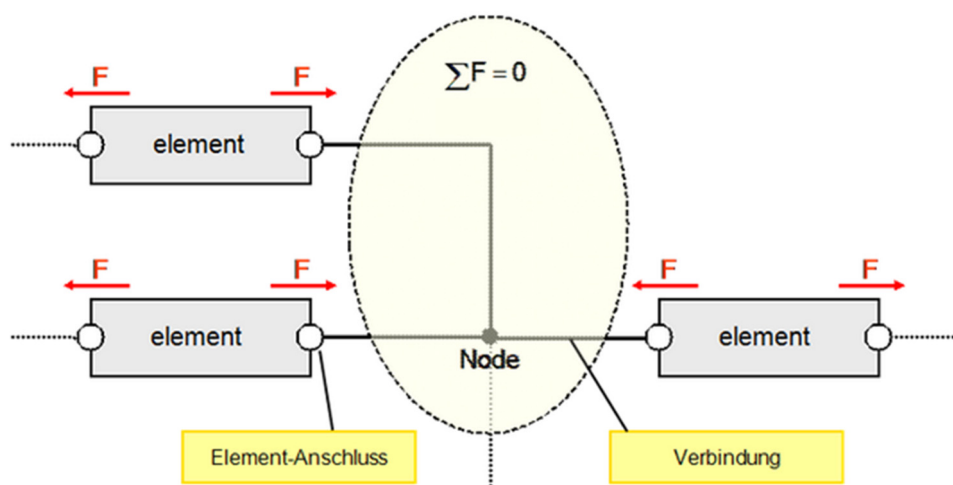


Abbildung 7-2: Physikalische Netzwerkmodellierung aus SIMULATIONX (2020) (verändert)

7.2 Transiente Simulation im Zeitbereich

Transiente Simulationen oder transiente Analysen im Zeitbereich werden in dynamischen Berechnungsverfahren eingesetzt. Dabei handelt es sich um eine Zeitintegration. Wirken auf bestimmte Strukturen zeitlich veränderliche Lasten ein, kann mit dem Verfahren die dynamische Antwort der Struktur bestimmt werden. Dabei handelt es sich um Dehnungen, Spannungen, Kräfte etc. eines zu berechnenden Systems, welche durch transiente oder harmonische Belastungen hervorgerufen werden. Bei der transienten Analyse werden Dämpfungs- und Trägheitskräfte berücksichtigt. Die zu lösende grundlegende Bewegungsgleichung lautet:

$$(7.1) \quad [M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\}$$

mit

$[M]$	Massenmatrix
$[C]$	Dämpfungsmatrix
$[K]$	Steifigkeitsmatrix
$\{\ddot{u}\}$	Beschleunigungsvektor
$\{\dot{u}\}$	Geschwindigkeitsvektor
$\{u\}$	Verschiebungsvektor
$\{F(t)\}$	Lastvektor

Zu einem beliebigen Zeitpunkt t stellt das Gleichungssystem (7.1) das Gleichgewicht zwischen zeitlich veränderlicher, einwirkender Last $\{F(t)\}$, dem statischen Anteil $[K]\{u\}$, den Dämpfungskräften $[C]\{\dot{u}\}$ und Trägheitskräften $[M]\{\ddot{u}\}$ des belasteten Systems dar (Stelzmann, et al., 2008).

Die Lösung des Gleichungssystems (7.1) kann durch verschiedene Verfahren erfolgen. Bei den Simulationsberechnungen auf das BDF-Verfahren (Backwards Differentiation Formulae), ein impliziertes lineares Mehrschrittverfahren, zurückgegriffen. Die Mehrschrittverfahren verwenden zur Berechnung neuer Näherungslösungen zu einem bestimmten Zeitpunkt t_{n+k} mehrere bereits berechnete Näherungslösungen zu verschiedenen Zeitpunkten t_{n+l} , $l = 0, 1, \dots, k-1$.

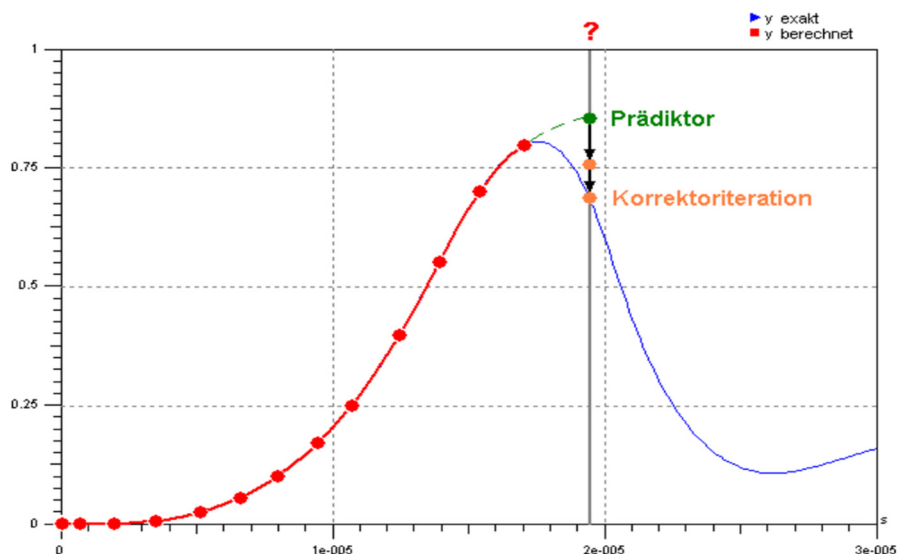


Abbildung 7-3: Prädiktor-Korrektor-Verfahren aus SIMULATIONX (2020)

Beim BDF-Verfahren wird die daraus extrapolierte Näherungslösung (Prädiktor) so lange iterativ angepasst bis vorgegebene Konvergenzkriterien erfüllt sind (Korrektor) (SimulationX, 2020). Die schematische Darstellung dieses Prädiktor-Korrektor-Verfahrens ist in Abbildung 7-3 dargestellt.

Genauere Erläuterungen zum BDF-Verfahren sind in STREHMEL, ET AL. (2012), CURTISS & HIRSCHFELDER (1952) und GEAR (1971) enthalten.

7.3 Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung

7.3.1 Modellierung des Tragglied-Boden-Interaktionsmodells

Um das Verhalten der Tragglieder unter dynamischer Belastung mittels MFDS zu simulieren, muss eine systematische Modellierung der Tragglieder und des umgebenden Bodens erfolgen.

Die Modellierung des Tragglieds selbst (Index „e“) erfolgt durch eine endliche Anzahl an massenbehafteten Elementen, die untereinander mit linear-elastischen Federn verbunden sind (siehe Abbildung 7-4). Die Materialdämpfung im Tragglied selbst wird nicht berücksichtigt. Diese Annahme stützt sich auf die Tatsache, dass im Vergleich zu den von außen angreifenden Dämpfungen (Abstrahldämpfung und Materialdämpfung Boden) dieser Anteil relativ gering ist. Somit wird das Tragglied selbst ungedämpft, linear elastisch modelliert. Die Massenträgheitskraft $F_{a,e}$ und Federkraft $F_{k,e}$ der einzelnen Elemente wird nach Gleichung (7.2) und (7.3) bestimmt. Im verwendeten Modell werden die Pfähle und pfahlartigen Tragglieder mit Gesamtlänge $l_{ges} = 9,0$ m in einzelne Elemente der Länge $l_e = 1,0$ m unterteilt (ausgenommen CFA 10: $l_{ges} = 8,7$ m; BSS 4: $l_{ges} = 9,1$ m). Die Masse der Elemente m_e wird mit den Rohdichten ρ_e und Volumen V_e der verschiedenen Tragglieder bestimmt. Die Federkonstante K_e bestimmt sich aus den Dehnsteifigkeiten $(EA)_e$ der Elemente und deren Länge l_e .

$$(7.2) \quad F_{a,e} = m_e \ddot{u}_e = \rho_e V_e \ddot{u}_e$$

$$(7.3) \quad F_{k,e} = K_e u_e = \frac{(EA)_e}{l_e} u_e$$

Die Interaktion Tragglied-Boden wird im Mantel- und Fußbereich durch Kelvin-Coulomb-Modelle mit viskoelastischen-idealplastischen Verhalten abgebildet (Index „be“). Dieses Drei-Element-Modell, dargestellt in Abbildung 7-4, besteht aus einer linear-elastischen Feder, einem viskosen Dämpfer und einem Coulomb-Element. Solange die von außen auf das Kelvin-Coulomb-Modell einwirkende Kraft F kleiner als die Fließkraft $F_{y,be}$ ist, ist die Gesamtkraft $F_{g,be}$ des Modells abhängig von der Steifigkeit K_{be} , Abstrahldämpfung C_{be} und der Materialdämpfung (enthalten in K_{be} und C_{be} nach Gleichung (7.8) und (7.9)) des jeweiligen Boden-Elements. Wird $F_{y,be}$ überschritten, hängt $F_{g,be}$ von der

Gleitreibungskraft $F_{sl,be}$ des Coulomb-Elements ab. Nach Gleichung (7.4) ergibt sich folgende Beziehung für das Kelvin-Coulomb-Modell:

$$(7.4) \quad F_{g,be} = \begin{cases} K_{be}u_e + C_{be}\dot{u}_e & F \leq F_{y,be} \\ F_{sl,be} & F \geq F_{y,be} \end{cases} \quad \text{für}$$

Im Vergleich zu anderen Rechenmodellen zur Simulation des Wellenausbreitungsverhaltens in Pfählen (siehe u.a. FRITSCH (2008) und RAUSCHE, ET AL. (2010)) wird nach Überschreitung der Fließkraft im Plastifizierungsbereich des Bodenelements keine Abstrahldämpfung mehr berücksichtigt ($C_{be} = 0$).

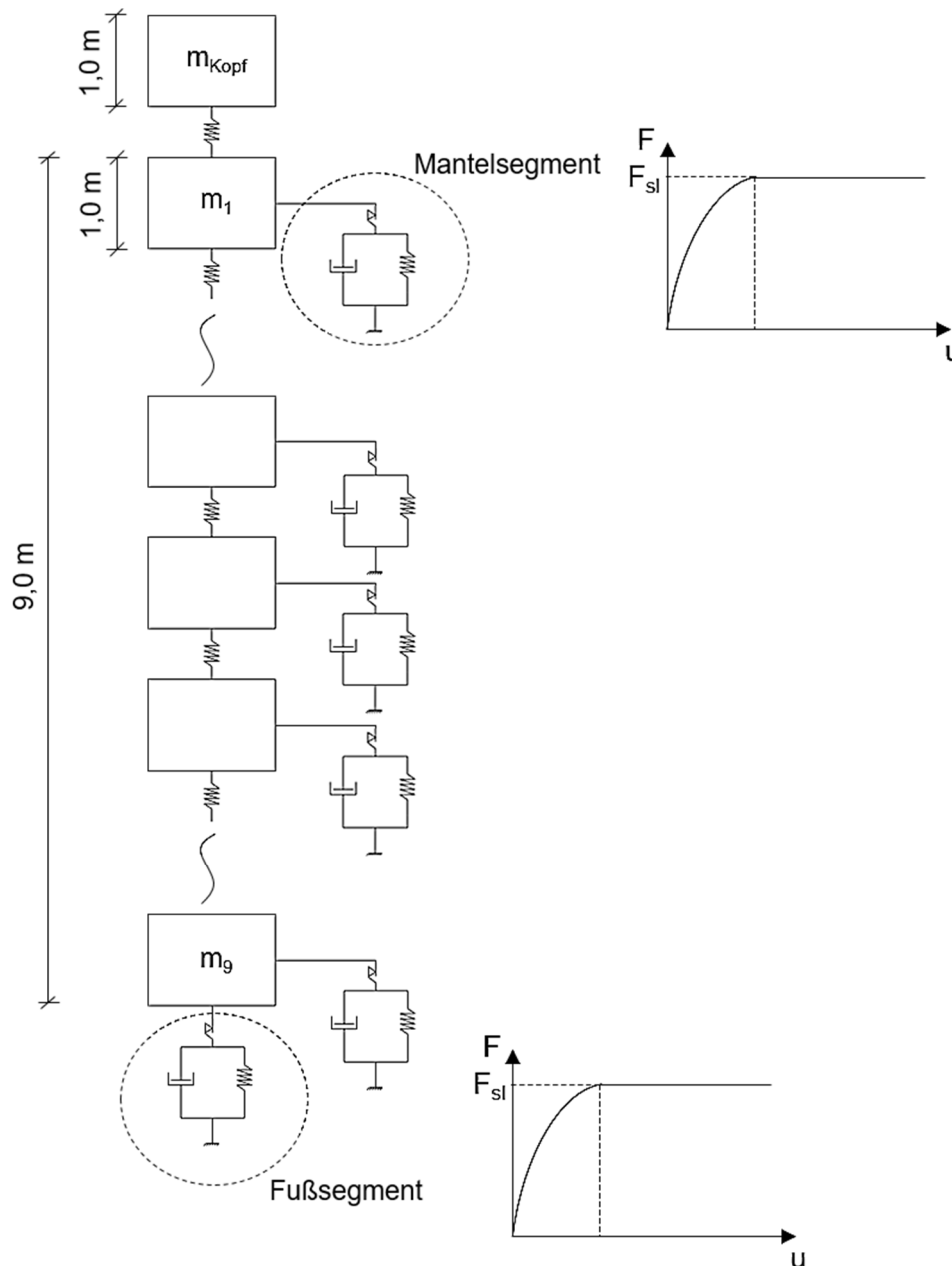


Abbildung 7-4: Schematische Darstellung des MFDS-Modells zur Simulation der dynamischen Probelastung bzw. des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung

Numerische Ergebnisse in ZHANG & TANG (2007) zeigen, dass sich die Abstrahldämpfung

im plastischen Bereich des Bodens im Vergleich zum elastischen Bereich um bis zu 73 % verringert. Durch Plastifizierung entstehende Fließbereiche im Boden vermindert die Wellenabstrahlung und damit die Weiterleitung der eingeleiteten Energie im Boden. Berechnungsmodelle aus FRITSCH (2008) und RAUSCHE, ET AL. (2010) verwenden jedoch eine linear elastisch-viskoplastische Modellierung des umgebenden Bodens und somit eine Berücksichtigung der vollen Abstrahldämpfung bei Überschreitung der Fließkraft. Um die Reduzierung der Abstrahldämpfung im Interaktionsbereich Tragglied-Boden bei Plastifizierung des Bodens mit zu berücksichtigen wird vereinfacht auf eine Anwendung der Abstrahldämpfung bei Überschreitung der Fließkraft in den MFDS-Modellen verzichtet.

Die Ermittlung der Federsteifigkeiten, viskosen Dämpfungskonstanten und Gleitreibungskräfte der Mantelsegmente und des Fußsegments wird im nachfolgenden Kapitel 7.3.2 beschrieben.

Die zur Berechnung der CFA bzw. BSS verwendeten Massen und Federsteifigkeiten der Elemente sind in Anhang A3 aufgelistet.

7.3.2 Ermittlung der dynamischen Parameter für die Mantel- und Fußsegmente

Zur Ermittlung der Steifigkeits- und Dämpfungsparameter im **Mantelbereich** wird auf den Ansatz der Konusmodelle nach WOLF & DEEKS (2004), beschrieben in Kapitel 2.2.5.2, zurückgegriffen. Dabei werden die Mantelflächen der Teilelemente mit Länge $l_e = 1,0$ m in Kreisfundamente gleicher Auflagerfläche umgerechnet (siehe Abbildung 7-5). Der Ersatzradius $r_{0,sub}$ bestimmt sich nach Gleichung (7.5).

$$(7.5) \quad r_{0,sub} = \sqrt{2r_{0,e}l_e}$$

Der Radius $r_{0,e}$ steht für den mittleren Radius des Pfahl- bzw. pfahlartigen Traggliedelements.

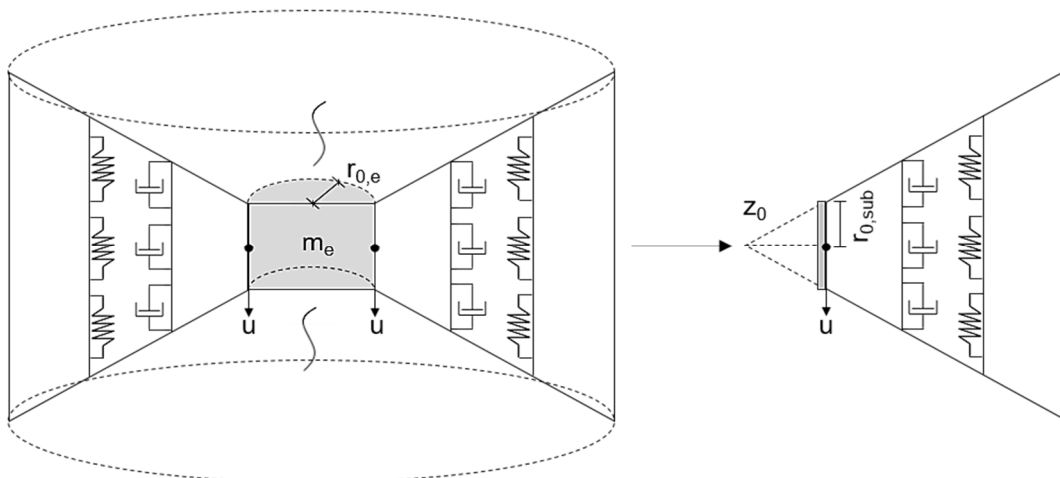


Abbildung 7-5: Schematische Darstellung des Konusmodells im Mantelbereich der Tragglieder

Unter Verwendung der Gleichung (2.56) ergibt sich der Spitzenabstand des Konus z_0 für Traggliedelemente:

$$(7.6) \quad z_0 = \frac{\pi(2-\nu)}{8} \sqrt{2r_{0,e} l_e}.$$

Für die Querdehnzahl ν wird die des am Element anstehenden Bodens verwendet.

Die Federsteifigkeit K_{be} in der Scherzone bestimmt sich für den Konus unter Verwendung der Gleichung (2.53) mit der Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit zu:

$$(7.7) \quad K_{be} = \frac{\rho c_s^* r_{0,sub}^2 \pi}{z_0} = \frac{G_{dyn}^* r_{0,sub}^2 \pi}{z_0}$$

Die Materialdämpfung in der Scherzone wird nach WOLF & DEEKS (2004) nicht direkt über einen Dämpfungsparameter im Modell berücksichtigt, sondern durch das Korrespondenzprinzip. Die gedämpfte Lösung bestimmt sich durch die Erweiterung der dynamischen Steife- bzw. Schubmoduln mittels komplexer Komponente, welche vereinfacht die mittlere hysteretische Materialdämpfung D_m darstellt. Es wird angenommen, dass für Längs- und Scherverformungen die gleiche hysteretische Dämpfung nach Gleichung (7.8) und (7.9) angesetzt wird.

$$(7.8) \quad E_{c,dyn}^* = \rho c_p^{*2} = \rho (c_p \sqrt{1+2iD_m})^2$$

$$(7.9) \quad G_{dyn}^* = \rho c_s^{*2} = \rho (c_s \sqrt{1+2iD_m})^2$$

Der Betrag der komplexen Moduln wird bei der Berechnung der Federsteifigkeit nach Gleichung (7.7) verwendet. Zudem enthält die Ermittlung der Abstrahldämpfung C_{be} nach Gleichung (2.54) bzw. für ein Mantelsegment nach Gleichung (7.10) auch der Betrag der komplexen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c^* .

$$(7.10) \quad C_{be} = \rho c_s^* r_{0,sub}^2 \pi$$

Eine Berücksichtigung der Materialdämpfung erfolgt somit durch eine Erhöhung der Federsteifigkeit und der Abstrahldämpfung. Zur Bestimmung der mittleren Materialdämpfung D_m wird der Ansatz aus VRETTOS (2008) nach Gleichung (2.41) verwendet. Eine Mittelung der Materialdämpfung erfolgt über einen Bereich der Schubverzerrungen von $10^{-6} \leq \gamma \leq 10^{-2}$. Die Kompressions- und Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeiten können aus den SCPT-Messungen entnommen werden (siehe Kapitel 6.2.1).

Die Fließkraft $F_{y,be}$ und Gleitreibungskraft $F_{sl,be}$ der Coulomb-Elemente werden über die maximal aufnehmbare Scherfestigkeit τ_{max} bzw. der residualen Scherfestigkeit τ_r des Bodens und der Mantelfläche der Elemente A_e nach Gleichung (7.11) bzw. (7.12) bestimmt. Die Konusmodelle im Mantelbereich beziehen sich auf die Scherzonen (Interaktionsbereich Tragglied-Boden). Innerhalb der Scherzone wird mit den Konusmodellen ein linear-elastisches, viskos gedämpftes Verhalten abgebildet. Kommt es zur Überschreitung der maximal aufnehmbaren Kraft im Interaktionsbereich Tragglied-Boden geht das Mantelsegment in ein ideal-plastisches Verhalten über.

$$(7.11) \quad F_{y,be} = A_e \tau_{\max} = 2r_{0,e} \pi l_e \tau_{\max}$$

$$(7.12) \quad F_{sl,be} = A_e \tau_r = 2r_{0,e} \pi l_e \tau_r$$

Die Scherwiderstände der einzelnen Böden wurden aus Laborversuchen ermittelt (siehe Kapitel 6.2.2). Dabei wird für die Mantelsegmente im Bereich der Ton-Schichten bis 8,0 m unter GOF vereinfacht die undrainierte Scherfestigkeit $c_{u,Ton}$ aus Triaxial Versuchen (UU) verwendet. Für die maximale Scherfestigkeit des Mantelsegments im Kies in einer Tiefe von 8,0 m bis 9,0 m werden die Ergebnisse des Großrahmenscherversuchs an locker gelagerten Proben verwendet. Auf Grund des Herstellungsprozesses der Tragglieder kommt es zu Auflockerungen der dicht gelagerten Kiesschicht im Interaktionsbereich Tragglied-Boden.

In Abbildung 7-6 ist das Vorgehen zur Bestimmung der Mantelsegmente für das beschriebene Modellierungsverfahren zusammengefasst dargestellt.

Die zur Berechnung der CFA bzw. BSS verwendeten Parameter der Mantelsegmente sind in Anhang A3.1 aufgelistet.

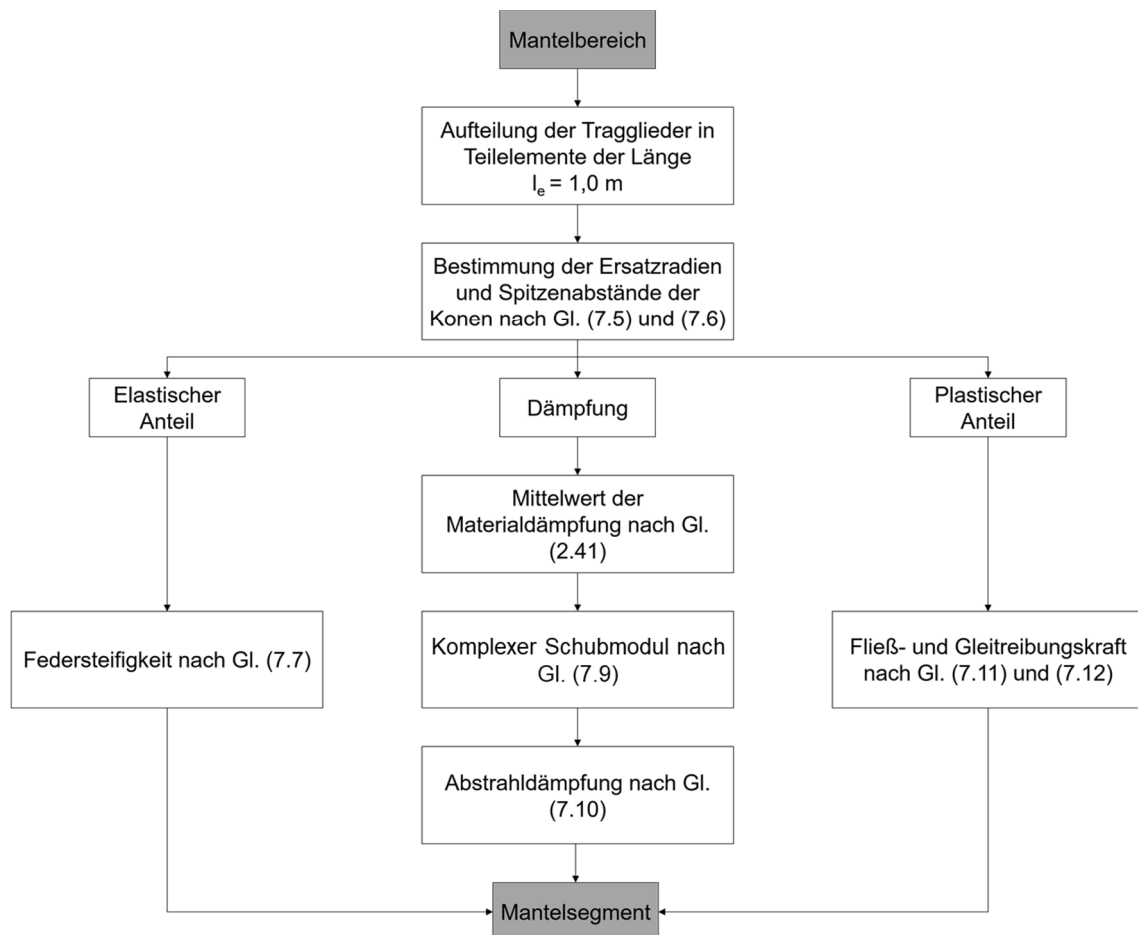


Abbildung 7-6: Ermittlung der Mantelsegmentsparameter

Die Ermittlung der Parameter im **Fußbereich** der Tragglieder erfolgt analog unter Verwendung der Konusmodelle. Dabei wird auf den Konus mit vertikalem Freiheitsgrad zurückgegriffen. Im Gegensatz zu den beschriebenen Konusmodellen für den Mantelbereich bezieht sich die Steifigkeit auf das ödometrische Steifemodul E_c nach

Gleichung (2.23). Somit werden die Parameter für Federsteifigkeit und Dämpfung nach Gleichung (2.53) und (2.54) unter Verwendung des komplexen Steifemoduls $E_{c,dyn}^*$ bzw. der komplexen Kompressionswellengeschwindigkeit c_p^* wie folgt bestimmt:

$$(7.13) \quad K_{be} = \frac{\rho c_p^{*2} r_{0,b}^2 \pi}{z_0} = \frac{E_{c,dyn}^* r_{0,b}^2 \pi}{z_0}$$

$$(7.14) \quad C_{be} = \rho c_p^* r_{0,b}^2 \pi.$$

Dabei handelt es sich bei $r_{0,b}$ um den Radius des Pfahls bzw. pfahlartigen Traggliedes im Aufstandsbereich Fuß-Boden. Der Spitzenabstand z_0 wird wie in Kapitel 2.2.5.2 beschreiben, vereinfacht mit einem Konuswinkel von 60° bestimmt. Wie in Abbildung 7-7 dargestellt, umfasst der Konus die Kiesschicht, in der die Tragglieder einbinden, und die unterlagerte Tonschicht, welche den unendlichen Halbraum des Modells bildet. Die für den Konus verwendeten Bodenparameter (ρ , c_p , D_m etc.) müssen nach Gleichung (2.55) für die Bestimmung der Federsteifigkeit K und Dämpfung C gemittelt werden.

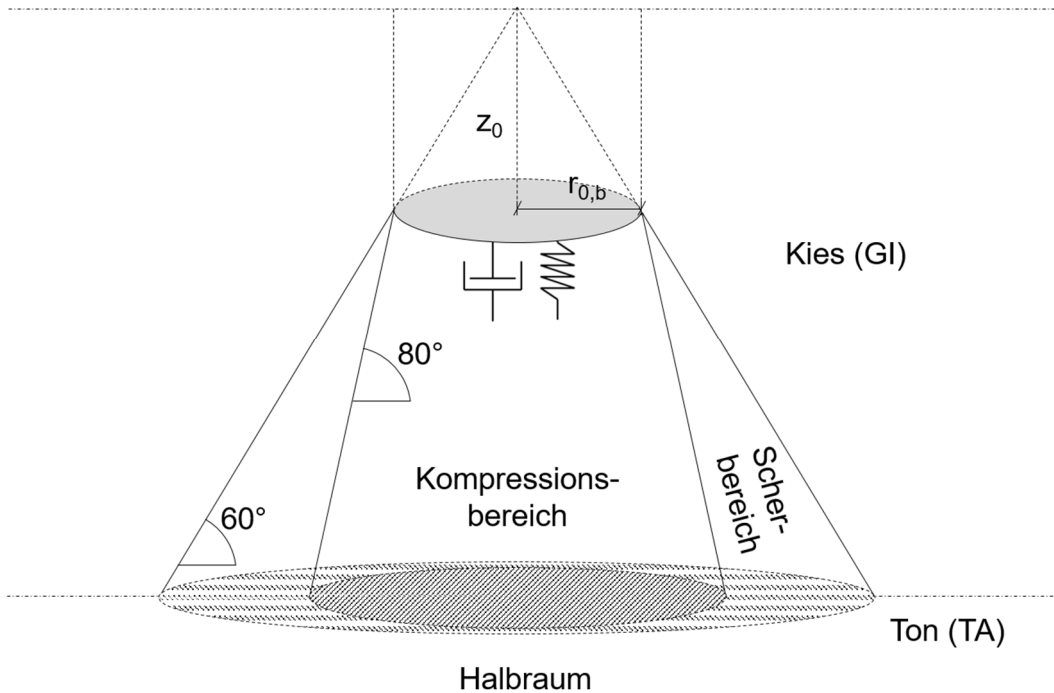


Abbildung 7-7: Schematische Darstellung des Konusmodells im Fußbereich der Tragglieder

Die Fließkraft F_y und Gleitreibungskraft F_{sl} des Coulomb-Elements wird analog zu den Mantelsegmenten über die maximal aufnehmbaren Scherwiderstände τ_{max} bzw. der residualen Scherfestigkeit τ_r des Bodens, in dem der Fuß einbindet, bestimmt. Dabei wird, wie in Abbildung 7-7 dargestellt, von der Bildung eines Kompressionsbereichs direkt unterhalb der Aufstandsfläche des Fußes und einem angrenzenden Scherbereich ausgegangen. Diese Annahme stützt sich auf das Lastabtragungsmodell des Fußbereichs nach LINDER (1977), welches für statische Lastabtragungen zur Anwendung kommt. Die Anwendbarkeit des Modells auf dynamische belastete Tragglieder wird durch Messergebnisse des Großversuchs bestätigt. Die in Kapitel 6.6.4 dargestellten Porenwasserdruckmessungen im Fußbereich der BSS 1 zeigen, dass es mit

zunehmender Impulsbelastungen zum stärkeren Abfallen der Porenwasserdrücke kommt. Der PWD-Sensor befindet sich ca. 0,4 m unterhalb des Säulenfußes in ca. 0,3 m Entfernung vom Säulenmantel und somit im Scherbereich des Lastabtragungsmodells nach Linder (1977). Der Abfall der PWD kommt durch Auflockerungen im Scherbereich zustande. Dies zeigt, dass sich entsprechende Scherbereiche auch bei dynamischen Belastungen ausbilden. Durch die Volumenzunahme im Scherbereich kommt es zum Anstieg der Radialspannungen. Diese begünstigen die Ausbildung eines Kompressionsbereichs, da Querdehnungen in diesem Bereich durch die Dilatanzeffekte im Scherbereich behindert bzw. reduziert werden. Je größer der seitliche Stützdruck wird, desto weniger kommt es zu Kornumlagerungseffekten. Zudem begünstigt die hohe Belastungsgeschwindigkeit und die in situ sehr dichte Lagerung der Kiesschicht eine Behinderung der Kornumlagerungen und das daraus resultierende steifere Kompressionsverhalten. Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zeigt sich besonders beim Vergleich der Kopfsetzungen der aufstehenden Tragglieder mit den fußpunktentkoppelten Traggliedern in Abbildung 7-11 und Abbildung 7-12 bzw. 7-13 und 7-14. Man kann erkennen, dass bei den enkoppelten Traggliedern geringere Verformungen auftreten, obwohl im Fußbereich eine gezielte Auflockerung stattfand. Dieses Verhalten lässt sich durch die sehr hohe Belastungsgeschwindigkeit und den daraus resultierenden hohen Dehnungsraten im Fußbereich erklären. Ein Abfall der Steifigkeiten im aufgelockerten Bereich stellt sich vorwiegend durch Kornumlagerungen ein. Nachdem die einzelnen Körner die untereinander wirkenden Haft- und Reibkräfte überwunden haben, kommt es zur Kornumlagerung und zur Verdichtung. Die Impulsbelastung bewirkt jedoch hohe Dehnungsraten im Boden unterhalb des Fußbereichs der Tragglieder. Kornumlagerungseffekte benötigen Zeit, womit es durch die hohen Dehnungsraten zur Behinderung dieser Effekte und zum steiferen Spannungs-Dehnungsverhalten kommt (Zimbelmann, 2015). Im Bereich unterhalb des Fußes stellt sich zudem undrainiertes Verhalten ein, was eine teilweise Ableitung der eingeleiteten Spannungen über die Porenwasserdrücke bewirkt. Das Auftreten von undrainiertem Verhalten in gut abgestuften kiesigen Böden unter dynamischer Last wird in HUBLER ET AL. (2017) aufgezeigt. Diese beschriebenen Effekte führen in Kombination zu einer wesentlichen Versteifung des Spannungs-Dehnungsverhaltens im Fußbereich.

Ein weiteres Indiz für die Ausbildung von Bereichen mit versteiftem Kompressionsverhalten bedingt durch hohe Dehnungsraten unterhalb des Fußes kann qualitativ aus den Schwinggeschwindigkeitsmessungen am Kopf der Tragglieder abgeleitet werden. Vergleicht man die in Abbildung 7-8 dargestellten Schwinggeschwindigkeitsverläufe der CFA 7 für unterschiedlich starke Impulsbelastungen, so erkennt man, dass relativ betrachtet, die Schwinggeschwindigkeit der Fußreflexion v_{FR} zur Schwinggeschwindigkeit des Eingangsimpulses v_E mit ansteigender Belastungsintensität kleiner wird. Geht man vereinfacht von der ungedämpften 1D-Wellenausbreitung bei Impedanzwechsel nach Kapitel 2.2.5.1 aus, so kann folgende Beziehung zwischen Tragglied und Boden unter dem Fuß hergeleitet werden:

$$(7.15) \quad \frac{v_{FR}}{v_E} = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2}$$

Eine Verringerung des Verhältnisses nach Gleichung (7.15) kommt bei konstanter Impedanz Z_1 des Traggliedmaterials nur dann zu Stande, wenn sich die Impedanz des

Bodens Z_2 im Kompressionsbereich vergrößert. Die Impedanz kann sich bei konstanter Querschnittsfläche nur durch eine Versteifung des Bodens unter dem Fuß erhöhen. Dies zeigt, dass sich mit ansteigender Fallhöhe, was einen Anstieg der Dehnungsraten im Boden unterm Fuß bewirkt, auch ein Anstieg der Steifigkeit in dem Bereich einstellt (siehe u.a. OMIDVAR, ET AL. (2012))

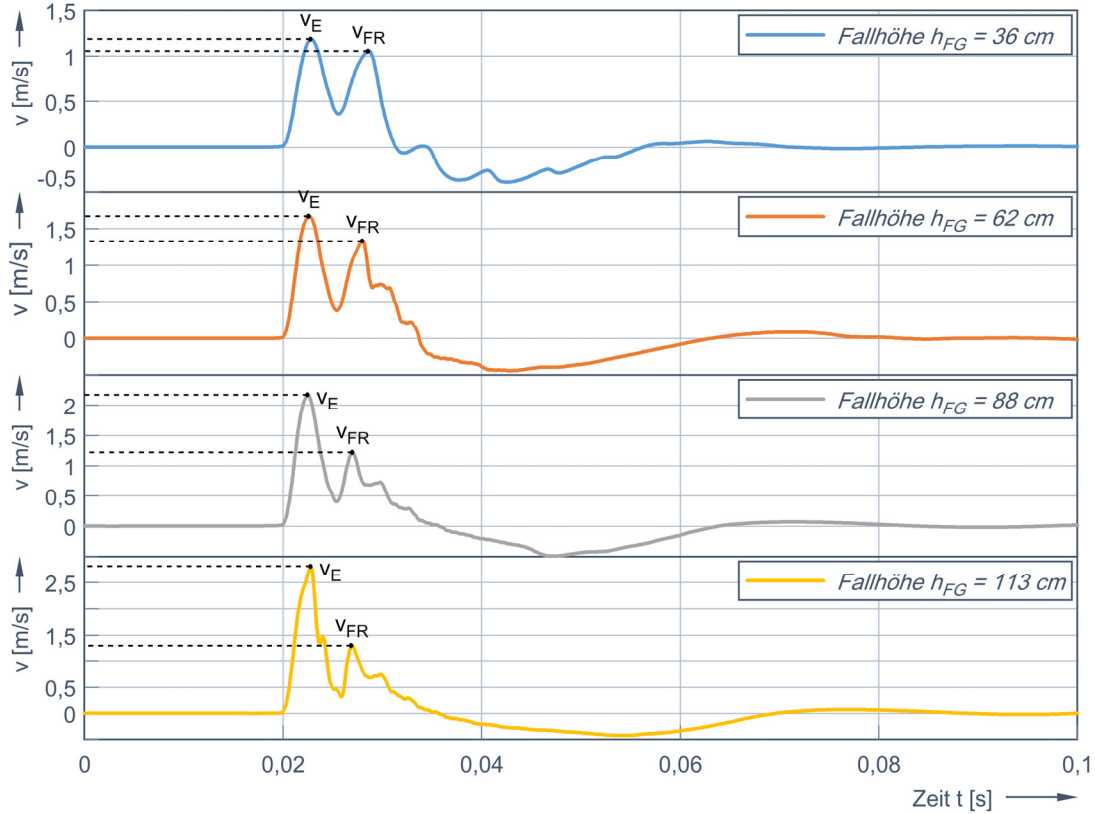


Abbildung 7-8: Schwinggeschwindigkeiten am Kopf der Tragglieder für unterschiedliche Belastungsimpulse

Die Fließkraft $F_{y,be}$ und Gleitreibungskraft $F_{sl,be}$ des Coulomb-Elements im Fußsegment wird über die Mantelfläche des Kompressionskonus A_{KK} nach folgenden Gleichungen bestimmt:

$$(7.16) \quad F_{y,be} = A_{KK} \tau_{\max} = \left[\left(2r_{0,b} + \frac{h_{KK}}{\tan 80^\circ} \right) \pi \sqrt{\left(\frac{h_{KK}}{\tan 80^\circ} \right)^2 + h_{KK}^2} \right] \tau_{\max}$$

$$(7.17) \quad F_{sl,be} = A_{KK} \tau_r = \left[\left(2r_{0,b} + \frac{h_{KK}}{\tan 80^\circ} \right) \pi \sqrt{\left(\frac{h_{KK}}{\tan 80^\circ} \right)^2 + h_{KK}^2} \right] \tau_r$$

Dabei steht der Parameter h_{KK} für die Höhe des Kompressionskonus bzw. -bereichs. In den Simulationsberechnungen wird angenommen, dass sich der Kompressionsbereich überwiegend in der Kiesschicht ausbildet und mit einer Höhe $h_{KK} = 2,8 \text{ m}$ modelliert.

In Abbildung 7-9 ist das Vorgehen zur Bestimmung des Fußsegmentes für das beschriebene Modellierungsverfahren zusammengefasst dargestellt.

Die zur Berechnung der CFA bzw. BSS verwendeten Parameter der Fußsegmente sind in Anhang A3.1 aufgelistet.

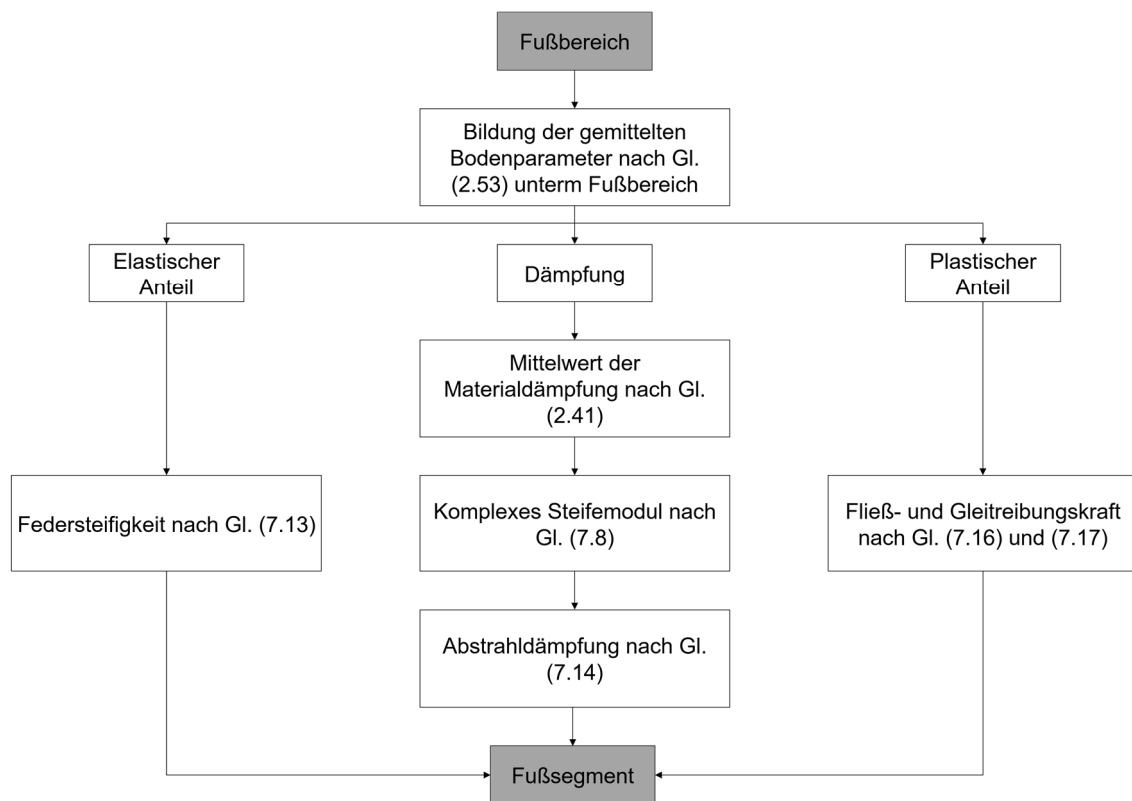


Abbildung 7-9: Ermittlung der Fußsegmentsparameter

7.3.3 Transiente Erregung

Im Rahmen der dynamischen Probelastungen wurden in situ an den Belastungsköpfen der CFA und BSS Dehnungsverläufe über die Zeit gemessen, welche für die CAPWAP-Auswertungen in Kraftverläufe gemäß Gleichung (7.18) umgerechnet wurden.

$$(7.18) \quad P(t) = EA\varepsilon(t)$$

Die CAPWAP-Belastungsimpulse am Kopf der Tragglieder können bei der Simulation nicht direkt verwendet werden, da keine genauen Kenntnisse über die E-Moduln der Belastungsköpfe vorliegt. Somit muss eine Korrektur der transienten Erregung bzw. Kraft $P(t)$ über einen Korrekturfaktor $k_{P(t)}$ nach Gleichung (7.24) durchgeführt werden.

Da die Kraft $P(t)$ nicht direkt gemessen wurde, wird der Zusammenhang verwendet, dass der Kraftstoß der Änderung des Impulses entspricht. Somit gelten unter Verwendung grundlegender Formeln aus der Stoßmechanik für einen zentral elastischen Stoß:

$$(7.19) \quad mv = m\sqrt{2gh}$$

Der Kontaktkraftstoß bestimmt sich durch Integration der transienten Erregung und ergibt

$$(7.20) \quad \int P(t)dt = m\sqrt{2gh}.$$

Vereinfacht kann der Verlauf der Erregung dem eines Dreieckimpulses angenähert werden und somit ergibt sich unter Verwendung von Gleichung (7.20):

$$(7.21) \quad \int P(t)dt = \frac{1}{2} P_0 t_c.$$

Durch Einsetzen von (7.20) in (7.21) und Umformung erhält man:

$$(7.22) \quad P_0 = \frac{2m_{FG}\sqrt{2gh_{FG}}}{t_c}.$$

Das Kraftmaximum P_0 eines äquivalenten Dreieckimpulses bestimmt sich durch die Masse des Fallgewichtes m_{FG} und die Fallhöhe h_{FG} . Bei den durchgeführten Probelastungen wurde ein Fallgewicht mit einer Masse $m_{FG} = 5,0 \text{ t}$ verwendet. Die Fallhöhen wurden variiert. Zur Simulationsberechnung werden die Fallhöhen im Bereich von $h_{FG} = 36 \text{ cm} \div 40 \text{ cm}$ verwendet. Bei diesen Fallhöhen kommt es zu einer ausreichenden Aktivierung der Mantelwiderstände (nach TOMLINSON (2004) bei Setzungen von 1-2 % des Pfahldurchmessers). Eine Kalibrierung der Scherfestigkeiten bzw. der Fließkräfte der MFDS-Modelle kann somit an den gemessenen Schwinggeschwindigkeitsverläufen unter entsprechenden Stoßbelastungen erfolgen.

Die Bestimmung der Impulseinleitungsdauer $t_c = t_2(x_s) - t_1(x_s)$ erfolgt über das Schwellenwert-Kriterium. Nach NATKE (1983) kann der Schwellenwert x_s einer zeitabhängigen Funktion folgendermaßen ermittelt werden:

$$(7.23) \quad x_s = \frac{1}{10} \max x(t)$$

Die Impulseinleitungsdauer wird zwischen den Schwellenwerten aus den CAPWAP-Belastungs-Zeitverläufen heraus bestimmt (Abbildung 7-10).

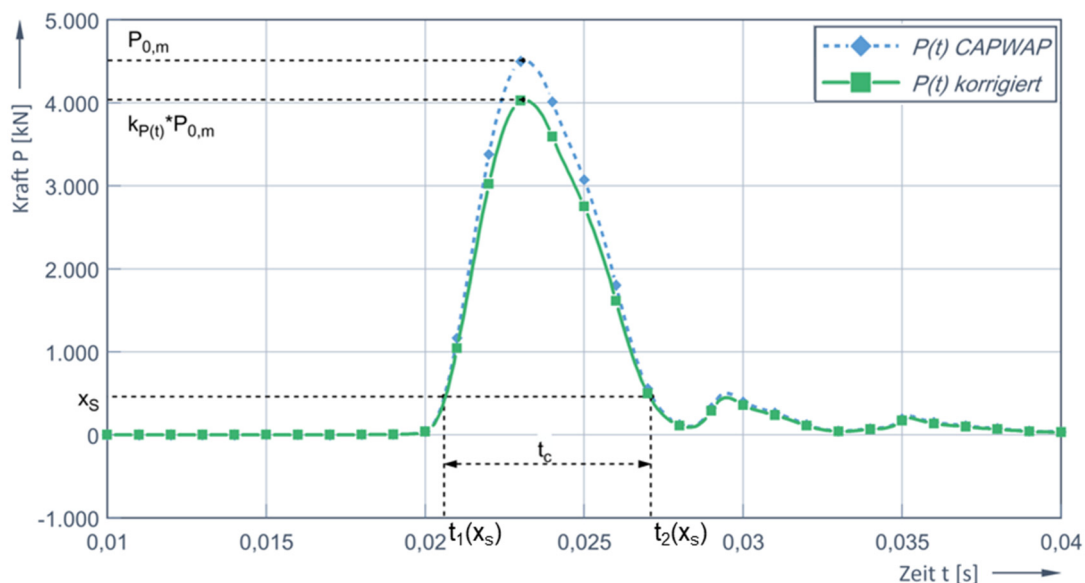


Abbildung 7-10: Gemessener und korrigierter Belastungsverlauf mit Fallhöhe $h_{FG} = 36 \text{ cm}$ des CFA 7

Aus dem Verhältnis von maximal berechneter Kraft P_0 nach Gleichung (7.22) zu maximaler CAPWAP-Kraft, bestimmt aus den gemessenen Dehnungen, $P_{0,m}$ kann ein Korrekturfaktor $k_{P(t)}$ nach Gleichung (7.24) gebildet werden.

$$(7.24) \quad k_{P(t)} = \frac{P_0}{P_{0,m}}$$

Das Vorgehen zur Korrektur der aus den gemessenen Dehnungen bestimmten CAPWAP-Belastungs-Zeitverläufen ist beispielhaft für einen Belastungsimpuls mit Fallhöhe $h_{FG} = 36$ cm und einer Fallmasse $m_{FG} = 5,0$ t des CFA 7 in Abbildung 7-10 dargestellt.

7.3.4 Parametervariation und Kalibrierung der Simulationsmodelle

Wie in WOLFF (2009) erläutert, kommt es unter anderem zu einer Reduzierung bzw. Veränderung der Scherfestigkeitsparameter im Interaktionsbereich Tragglied-Boden. Bei der Herstellung von Bohrpfählen stellt sich eine Auflockerung der Bohrlochwand und dadurch eine Veränderung der mechanischen Eigenschaften ein. Diese Auflockerungseffekte sind auch bei der Herstellung von CFA-Pfählen und den vorgebohrten BSS zu erwarten (siehe u.a. SEWARD (2009)). Zudem kommt es, wie in MUSZYNSKY & WYJADLOWSKI (2012) beschrieben, bei der Herstellung zu Unterschieden in der Oberflächenbeschaffenheit des Pfahls, was sich auf den Wandreibungswinkel und somit auf die Scherfestigkeit im Mantel auswirkt. Neben den Veränderungen der mechanischen Eigenschaften im Mantelbereich, kommt es herstellungsbedingt auch im Fußbereich zu Eigenschaftsänderungen. Nach WOLFF (2009) betrifft dies vorwiegend die spannungsabhängigen Steifigkeiten im Fußbereich.

Bei der Parametervariation werden die Fließkraft F_y und Gleitreibungskraft F_{sl} der Coulomb-Elemente im Mantelbereich variiert. Eine Anpassung dieser Parameter wird so lange durchgeführt bis eine ausreichende Übereinstimmung mit den Messergebnissen vorliegt. Dabei werden die Parameter gemäß dem in Kapitel 7.1 erläuterten Vorgehen angepasst. In den Bereichen, in denen keine Kenntnisse über die Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten vorliegen, werden die iterativen Anpassungen entsprechend variiert, bis sich eine ausreichend genaue Übereinstimmung mit den Messungen ergibt. Eine Variation der spannungsabhängigen Steifigkeiten wird bei der Simulation der dynamischen Probelastungen nicht durchgeführt. Hierbei werden die verwendeten Parameter aus Labor- und Feldversuchen verwendet. Bei den Simulationsergebnissen der dynamischen Kopfsetzungen $s(t)$ bzw. der Schwinggeschwindigkeiten am Kopf $v(t)$ in Abbildung 7-11 bis Abbildung 7-14 bezieht sich die Kurve *Simulation-Lab* auf die Berechnungen mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab-Parameter), die Kurve *Simulation-Opt* auf die Berechnungen der durch Parametervariation optimierten Parameter (Opt-Parameter) und die Kurve *Messung* auf die Ergebnisse aus den Probelastungen. Die Lab- bzw. Opt-Parameter der Fließ- und Gleitreibungskräfte der einzelnen Traggliedtypen ist in Tabelle 7-1 aufgelistet.

Die dynamischen Kopfsetzungen $s(t)$ und Schwinggeschwindigkeitsverläufe $v(t)$ der Messergebnisse in Abbildung 7-11 bis Abbildung 7-14 wurden durch Integration der gemessenen Beschleunigungsverläufe $a(t)$ ermittelt.

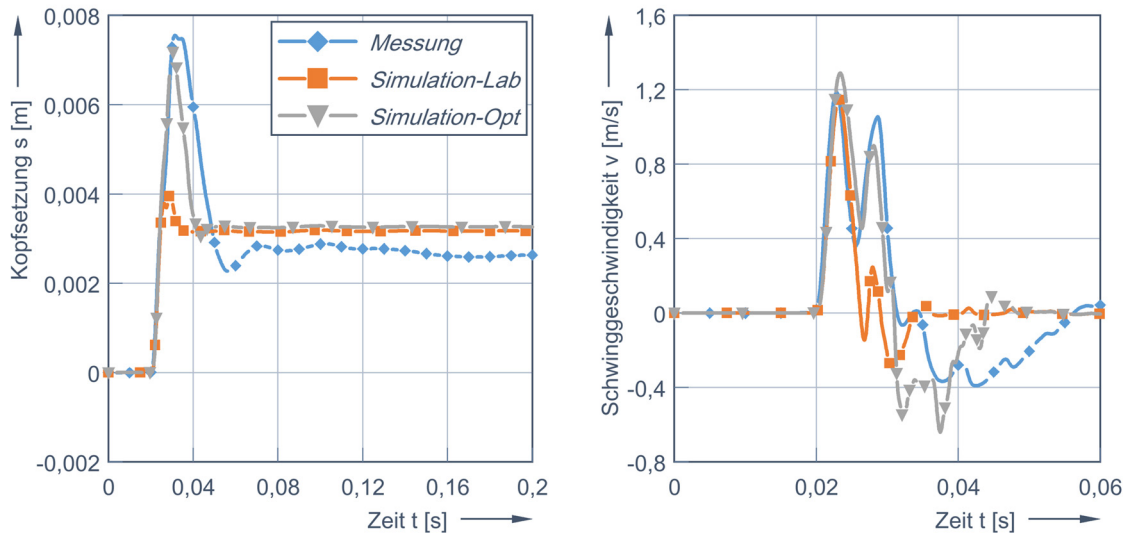


Abbildung 7-11: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des aufstehenden CFA 7 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

In Abbildung 7-11 sind die Kopfsetzungen und Schwinggeschwindigkeitsverläufe des aufstehenden CFA 7 dargestellt. Bei den Kopfsetzungen kann man erkennen, dass die maximale Setzung von Mess- und Simulationsergebnis unter Verwendung der Lab-Parameter um ca. 48 % abweicht. Die maximale Setzung der Messung liegt bei ca. 7,5 mm, die der Simulation bei ca. 3,9 mm. Mit den Opt-Parametern nach Tabelle 7-1 reduziert sich die Abweichung der maximalen Setzung auf ca. 4 %. Die permanenten Setzungen weichen bei den Simulationen mit Opt- und Lab-Parameter kaum voneinander ab und liegen im Bereich von ca. 3,1 mm und damit ca. 16 % über den Messergebnissen. Beim Schwinggeschwindigkeitsverlauf kann man erkennen, dass sich beim ersten Peak geringe Abweichungen der unterschiedlichen Simulationsergebnisse von den Messergebnissen einstellen (*Lab-zu-Messung*: ca. 3 %; *Opt-zu-Messung*: ca. 8 %). Deutlicher werden die Abweichungen beim zweiten Peak, dort liegt die *Messung* bei ca. 1,05 m/s und die *Simulation-Lab* bei 0,25 m/s.

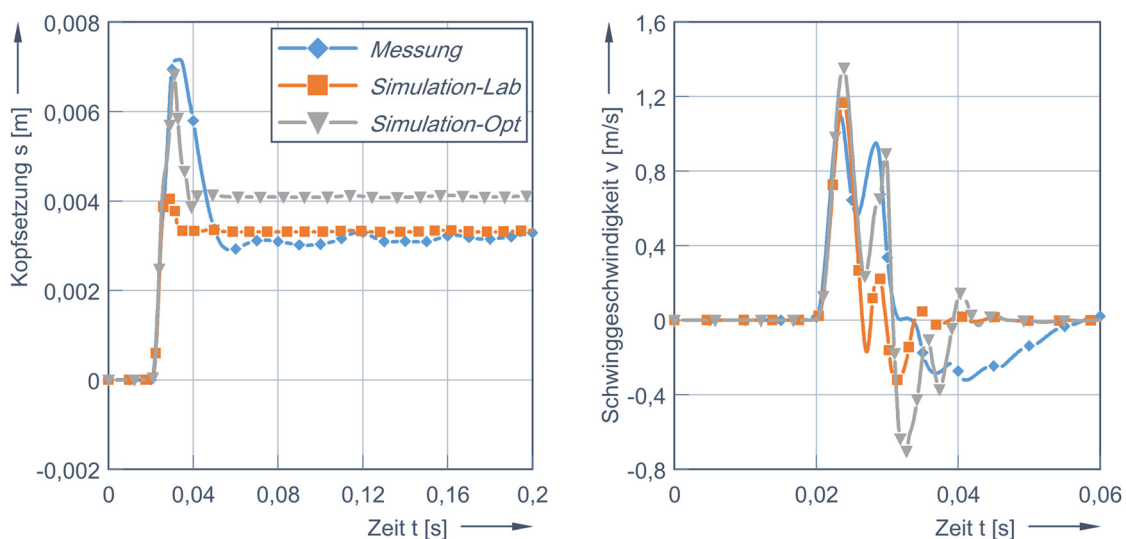


Abbildung 7-12: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 10 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

Die Simulation unter Verwendung der Opt-Parameter ergibt einen zweiten Peak mit 1,01 m/s. Die Abweichungen reduzieren sich von ca. 77% auf ca. 4 %.

Betrachtet man die Ergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 10 in Abbildung 7-12 kann man bei der maximalen Kopfsetzung ebenfalls große Abweichungen zwischen den Simulationsergebnissen mit Lab-Parametern und den Messergebnissen erkennen. Hier liegt die maximale Setzung ca. 43 % unterhalb der maximalen Setzung der Messung von ca. 7,2 mm. Die maximale Setzung der Berechnungen mit den optimierten Parametern liegt bei ca. 6,8 mm und weicht ca. 6 % von den Messergebnissen ab. Im Bereich der permanenten Setzungen ist zwischen *Simulation-Lab* und *Messung* eine vernachlässigbar geringe Abweichung vorhanden. Zwischen *Simulation-Opt* und *Messung* liegt diese bei einem Wert von ca. 28 %, was eine permanente Setzung der Simulation von ca. 4,1 mm ergibt. Bei den Schwinggeschwindigkeiten stellt sich beim ersten Peak eine bessere Übereinstimmung der Mess- und Simulationsergebnisse mit den Lab-Parametern ein. Die *Messung* liegt bei ca. 1,1 m/s, die *Simulation-Lab* bei ca. 1,17 m/s und die *Simulation-Opt* bei 1,35 m/s. Im weiteren Verlauf des zweiten Peaks stimmt die *Simulation-Opt* mit einer Abweichung von ca. 5 % vom Messergebnis (ca. 0,95 m/s) deutlicher besser überein, als die *Simulation-Lab*, welche mit einem Wert von ca. 0,24 m/s ungefähr 75 % von der Messung abweicht.

In Abbildung 7-13 sind die Ergebnisse aus Simulationsberechnungen und Messung der aufstehenden BSS 1 dargestellt. Die Simulation mit den optimierten Parametern weicht bei den maximalen Setzungen um 25 % von dem gemessenen Wert von ca. 8,8 mm ab.

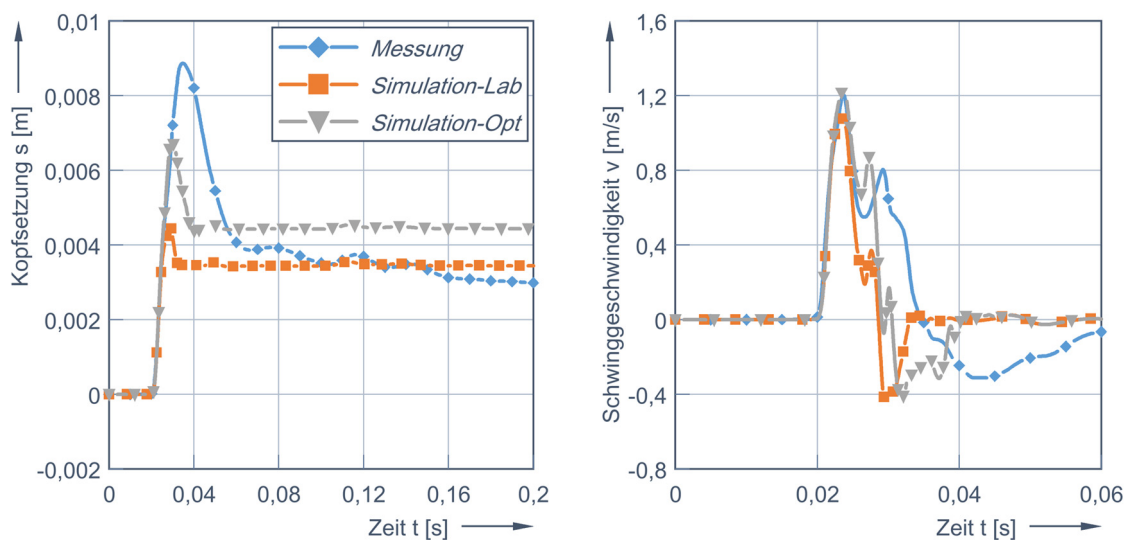


Abbildung 7-13: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der aufstehenden BSS 1 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

Die *Simulation-Lab* ergibt eine maximale Kopfsetzung von ca. 4,6 mm. Die permanenten Setzungen der Messung von ca. 3,0 mm liegt unter den Ergebnissen der Simulationen mit 4,5 mm (*Simulation-Opt*) und 3,5 mm (*Simulation-Lab*). Bei den Schwinggeschwindigkeiten stellt sich bei den beiden Maxima der *Simulation-Opt* ein um ca. 0,3 % und ca. 8 % erhöhter Wert zu den Messergebnissen mit ca. 1,2 m/s und ca. 0,8 m/s ein. Im Bereich des zweiten Peaks ist der Wert der *Simulation-Lab* im Vergleich dazu um ca. 53 % kleiner als der der *Messung*.

In Abbildung 7-14 sind die Mess- und Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 4 gegenübergestellt. Bei den Kopfsetzungen beträgt die Abweichung zu der maximal gemessenen Kopfsetzung von ca. 8,0 mm für die Simulation mit Lab-Parametern ca. 52 % und für die Simulation mit Opt-Parametern ca. 21 %. Bei den permanenten Setzungen erhält man für die *Simulation-Lab* einen Wert von ca. 3,1 mm und für die *Simulation-Opt* einen Wert von ca. 4,0 mm. Dies entspricht einer Abweichung vom Messwert (ca. 5,4 mm) von ca. 43 % bzw. ca. 25 %. Bei den Schwinggeschwindigkeiten kann durch Parametervariation eine Optimierung der Simulationsergebnisse auf eine Abweichung von ca. 4 % beim ersten Peak (*Messung*: ca. 1,22 m/s) und ca. 10% beim zweiten Peak (*Messung*: ca. 0,68 m/s) erreicht werden. Im Vergleich dazu weichen die Berechnungen mit den Lab-Parametern beim ersten Peak um ca. 18 % und beim zweiten Peak um ca. 65 % von den Messergebnissen ab. Die Ergebnisse der Parametervariation zur Kalibrierung der Simulationsmodelle an den Ergebnissen der dynamischen Probelastungen zeigen, dass im Vergleich zu den Ausgangsparametern eine genauere Übereinstimmung mit den Messungen erreicht wird. Durch die Kalibrierung der Simulationsmodelle an repräsentativen Messergebnissen, können Interaktionseffekte der Tragglieder mit dem umgebenden Boden, die durch die Herstellung hervorgerufen werden, abgebildet und in der Simulation berücksichtigt werden.

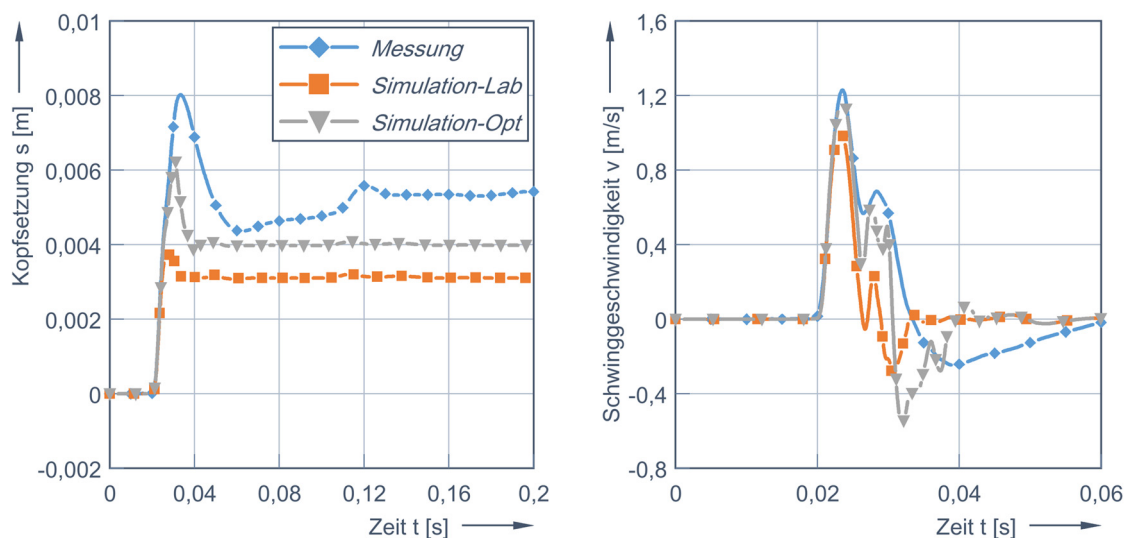


Abbildung 7-14: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 4 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

Die Ergebnisse zeigen auch, dass eine Anwendung der Konusmodelle im Mantel- und Fußbereich zur Simulation der dynamischen Probelastungen verwendet werden kann.

Im Allgemeinen stellen die Simulationsergebnisse der CFA eine genauere Übereinstimmung mit den Messungen als die Simulationsergebnisse der BSS dar. Der Grund dafür liegt in den stark variablen Abmessungen und Materialeigenschaften der BSS. Bei der Modellierung der BSS wird vereinfacht angenommen, dass der E-Modul über die ganze Länge der Säule konstant ist. Zudem werden die Querabmessungen aus ausgegrabenen Teilstücken ermittelt und über die Gesamtlänge der Säule extrapoliert. Eine Modellierung der Traggliedmassen, Traggliedsteifigkeiten und Mantelflächen bzw. Ersatzradien der Traggliedsegmente erfolgt durch gemittelte Querabmessungen bzw. Radien. Diese Vereinfachungen bewirken, dass eine Abbildung der Messergebnisse mit den Simulationsmodellen nicht in gleicher Genauigkeit wie bei den CFA erfolgen kann.

Zudem muss angemerkt werden, dass sich der Verlauf der Schwinggeschwindigkeit aus eingeleiteter Welle und reflektierten Wellenanteilen zusammensetzt. Bei den BSS wird das Reflexionsverhalten der einlaufenden Wellen nicht überwiegend durch Bodenwiderstände bestimmt sondern auch durch Impedanzwechsel im Tragglied. Somit eignen sich die Messsignale der Schwinggeschwindigkeiten und Kopfsetzungen der BSS nur bedingt zur Kalibrierung der Mantelwiderstände.

Im Folgenden werden die an den dynamischen Probelastungen kalibrierten Scherfestigkeiten der Mantel- und Fußsegmente in die statischen Simulationsmodelle übertragen und zur Berechnung der Last-Setzungs-Verhalten der einzelnen Tragglieder verwendet.

Tabelle 7-1: Fließ- und Gleitreibungskräfte der Mantelsegmente als Ergebnis der Parametervariation (Opt) im Vergleich mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab)

	CFA 7	CFA 10	BSS 1	BSS 4
Abschnitt [m u. GOF]	$F_y = F_{sl}$ Lab / Opt [kN]	$F_y = F_{sl}$ Lab / Opt [kN]	$F_y = F_{sl}$ Lab / Opt [kN]	$F_y = F_{sl}$ Lab / Opt [kN]
0 – 1	197 / 100	197 / 70	186 / 100	202 / 80
1 – 2	197 / 100	197 / 70	211 / 130	213 / 80
2 – 3	197 / 70	197 / 45	202 / 100	202 / 60
3 – 4	231 / 50	231 / 70	218 / 80	249 / 60
4 – 5	231 / 50	231 / 350	247 / 80	237 / 100
5 – 6	231 / 50	231 / 350	237 / 60	249 / 150
6 – 7	231 / 70	231 / 100	218 / 160	237 / 150
7 – 8	231 / 70	231 / 100	247 / 160	249 / 300
8 – 9	296 / 230	207 / 100	304 / 160	334 / 200

7.4 Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter statischer Belastung

7.4.1 Modellierung des Tragglied-Boden-Interaktionsmodells

Die Modellierung der Tragglieder erfolgt analog zur Simulation der dynamischen Probelastungen nach Kapitel 7.3.1. Die variablen Querabmessungen der BSS werden vereinfacht analog denen der dynamischen Modelle angenommen. Viskose Dämpfungselemente, wie sie bei der Modellierung des dynamischen Verhaltens der Tragglieder verwendet werden, finden bei der Simulation des Last-Setzungs-Verhaltens keine Anwendung. Kräfte aus Massenträgheit und Dämpfung treten bei statischer Lastaufbringung nicht auf. Da Kräfte aus Dämpfung keine Rolle spielen und im Modell nicht impliziert werden, werden die Simulationsmodelle zur Bestimmung des Tragglied-

Boden-Interaktionsverhaltens unter statischer Belastung im weiteren Verlauf der Arbeit als Masse-Feder-System-Modelle (MFS-Modelle) bezeichnet.

Die Interaktion Tragglied-Boden wird im Mantel- und Fußbereich durch Prandtl-Modelle abgebildet (Index „be“). Dieses Zwei-Element-Modell besteht aus einer linear-elastischen Feder und einem Coulomb-Element. Solange die von außen auf das Prandtl-Modell einwirkende Kraft F kleiner als die Fließkraft F_y ist, ist die Gesamtkraft $F_{g,be}$ des Modells abhängig von der Steifigkeit K_{be} des jeweiligen Boden-Elements. Wird F_y überschritten, hängt $F_{g,be}$ von der Gleitreibungskraft $F_{sl,be}$ des Coulomb-Elements ab. Nach Gleichung (7.25) ergibt sich folgende Beziehung für das Prandtl-Modell:

$$(7.25) \quad F_{g,be} = \begin{cases} K_{be} u_e & \text{für } F \leq F_{y,be} \\ F_{sl,be} & \text{für } F \geq F_{y,be} \end{cases}$$

Die Ermittlung der Federsteifigkeiten ist nachfolgend in Kapitel 7.4.2 aufgeführt. Für die Fließ- und Gleitreibungskräfte der Bodenelemente werden die Werte aus Parametervariation (Opt) der dynamischen Modelle nach Tabelle 7-1 verwendet.

Die schrittweise Be- und Entlastung der Simulationsmodelle erfolgt analog zu den durchgeführten Laststufen im Zuge der statischen Probelastungen an den einzelnen Traggliedern.

7.4.2 Ermittlung der statischen Parameter für die Mantel- und Fußsegmente

Die Ermittlung der statischen Federsteifigkeiten K_{stat} im **Mantelbereich** erfolgt unter Verwendung der mittels Triaxialversuchen ermittelten Sekantenmoduln E_{50}^{ref} bei einer Referenzspannung $\sigma_{ref} = p_{ref} = 100 \text{ kPa}$ (siehe Kapitel 6.2.2). Für die Berechnung der spannungsabhängigen Steifigkeit E_{50} wird die Gleichung (7.26) nach JANBU (1963) verwendet.

$$(7.26) \quad E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c \cot \varphi}{p_{ref} + c \cot \varphi} \right)^m$$

Beim Faktor m handelt es sich um den Ohde-Exponenten, welcher aus Oedometerversuchen bestimmt werden kann (siehe Kapitel 6.2.2). Über allgemeine mechanische Zusammenhänge kann aus dem Sekantenmodul E_{50} nach Gleichung (7.27) der statische Schubmodul G_{stat} bestimmt werden:

$$(7.27) \quad G_{stat} = \frac{E_{50}}{2(1+\nu)}.$$

In Anlehnung an RANDOLPH (2003) kann die Federsteifigkeit der Mantelsegmente folgendermaßen bestimmt werden:

$$(7.28) \quad K_{\text{stat}} = \frac{2\pi l_e G_{\text{stat}}}{\ln(r_{m,\text{inf}}/r_{0,e})}.$$

Bei $r_{m,\text{inf}}$ handelt es sich um den maximalen Beeinflussungsradius der Lastabtragung des Pfahls auf den umgebenden Boden. Bei Überschreitung dieses Radius ist keine Verformung des Bodens mehr vorhanden. In RANDOLPH & WROTH (1978) wird mit Hilfe von FE-Berechnungen eine empirische Beziehung zur Bestimmung von $r_{m,\text{inf}}$ hergeleitet:

$$(7.29) \quad r_{m,\text{inf}} \approx 2,5 \, q l_{\text{ges}} (1-\nu).$$

Der Faktor q stellt einen Inhomogenitätsparameter dar und wird aus dem Verhältnis des mittleren Schubmoduls am Pfahlmantel zum Schubmodul im Pfahlfußbereich gebildet. Das Verhältnis wird durch die aus SCPT-Messungen bestimmten Schubmoduln berechnet. Für die Ermittlung der Steifigkeiten am Mantel ergibt sich der Inhomogenitätsparameter zu $q = 0,58$.

Die Berechnung der statischen Federsteifigkeiten im **Fußbereich** erfolgt analog zu den dynamischen Modellen nach WOLF & DEEKS (2004). Dabei berechnet sich die Federsteifigkeit für das statische Modell wie folgt:

$$(7.30) \quad K_{\text{stat}} = \frac{E_{\text{oed}} \pi r_{0,b}^2}{z_0}.$$

Bei den statischen Modellen kommt im Fußbereich ein Konus mit Öffnungswinkel $\theta = 80^\circ$ zur Anwendung. Die Höhe und Lage des Konus ist analog zu den dynamischen Modellen (siehe Abbildung 7-7). Dies bezieht sich auf das Modell nach LINDER (1977) bei dem sich ein Kompressionskegel im Fußbereich zur Lastabtragung ausbildet (siehe Kapitel 2.1.2). Dabei stellt sich ein Spitzenabstand $z_0 = 1,79 \text{ m}$ ein. Für die Berechnung des spannungsabhängigen ödometrischen Steifemoduls E_c bzw. E_{oed} wird die Gleichung (7.31) nach JANBU (1963) verwendet.

$$(7.31) \quad E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_1 + c \cot \varphi}{p_{\text{ref}} + c \cot \varphi} \right)^m$$

Die Mittelung des ödometrischen Steifemoduls erfolgt analog zu dem Verfahren, welches bei den dynamischen Modellen angewandt wird. Dabei wird zur Berücksichtigung der Auflockerungseffekte im Fußbereich bei der Herstellung nach Wolff (2009) in einem Bereich der Höhe $h = 3r_{0,b}$ unterhalb des Fußes die mittels Oedometerversuchen ermittelte Steifigkeit $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 22 \text{ MN/m}^2$ für mitteldichte Lagerung der Kiesschicht im Konusmodell angesetzt. Darunter wird die Kiesschicht im Konus mit den ermittelten Steifigkeit $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 209 \text{ MN/m}^2$ für sehr dichte Lagerung angesetzt.

Bei den fußpunktentkoppelten Traggliedern liegen keine messtechnischen Daten vor, die das Maß der Steifigkeitsreduzierung unterhalb des Fußes quantifizieren. Auf Grund der fehlenden Daten wird bei den statischen Simulationen dieser Tragglieder (CFA 8 und BSS 2) eine Parametervariation der Federsteifigkeit des Fußsegmentes durchgeführt bis sich eine ausreichend genaue Korrelation mit den WSL aus Probelastungen einstellt.

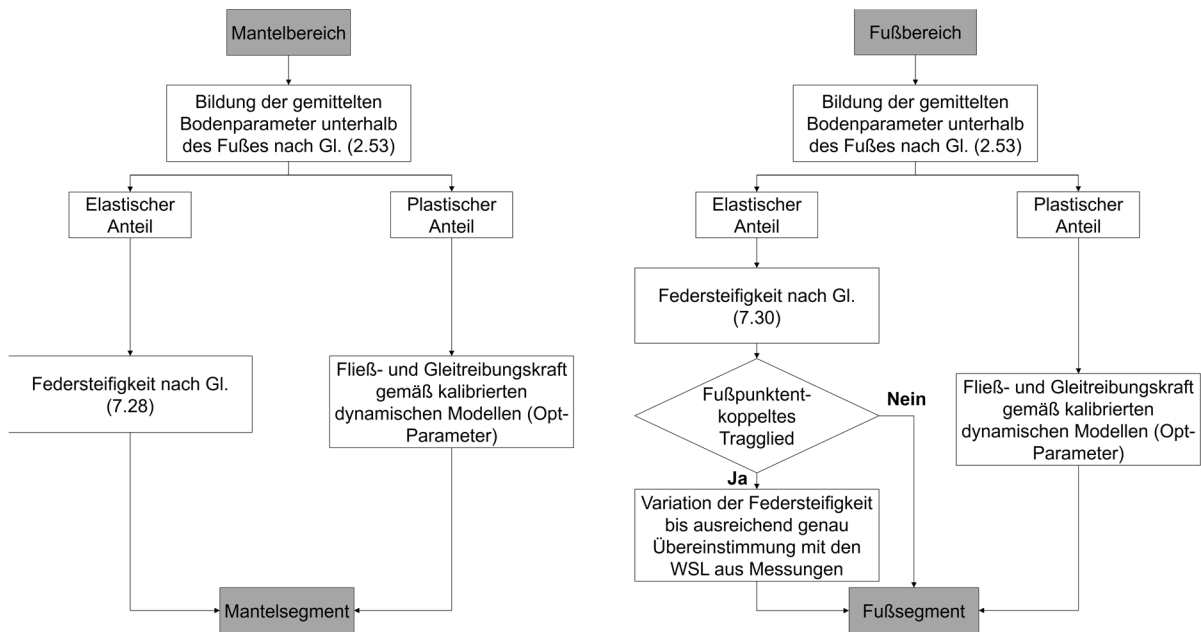


Abbildung 7-15: Ermittlung der statischen Parameter für Mantel- und Fußsegmente

In Abbildung 7-15 ist das Vorgehen zur Bestimmung der Parameter für das beschriebene Modellierungsverfahren zusammengefasst dargestellt.

Die zur Berechnung der CFA bzw. BSS verwendeten Parameter der Fuß- und Mantelsegmente sind in Anhang A3.2 aufgelistet

7.4.3 Ergebnisse der Simulationsberechnungen

Die Abbildung 7-16 bis Abbildung 7-19 zeigen die Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der MFS. Dabei wird die WSL des Gesamtwiderstandes der Tragglieder (links) und die der einzelnen Lastabtragungsanteile R_b und R_s (rechts) miteinander verglichen.

Wie in Kapitel 7.4.2 erläutert wurde bei den fußpunktentkoppelten Traggliedern CFA 8 und BSS 2 eine Variation der Fußpunktsteifigkeiten durchgeführt. Die dargestellten Ergebnisse stellen die beste Übereinstimmung mit den Messergebnissen der WSL dar. Bei den aufstehenden Traggliedern CFA 9 und BSS 3 wurden die Steifigkeiten aus den vorhandenen Bodenparametern gemäß Kapitel 7.4.2 ermittelt.

Betrachtet man die WSL des aufstehenden CFA 9 in Abbildung 7-16 links erkennt man, dass eine gute Übereinstimmung der Mess- und Simulationsergebnisse vorhanden ist. Die maximalen Abweichungen in den Belastungsphasen liegen im Bereich von ca. 8 %, bei Entlastung liegen die Abweichungen in einer Größenordnung von ca. 40 %. Diese Abweichungen resultieren aus den Modellvereinfachungen des MFS. Die maximalen Abweichungen bei Belastung treten im Bereich der zweiten Wiederbelastungen zwischen 1500 kN und 2100 kN auf. Die maximale Setzung der Simulationsrechnung mit 59,2 mm weicht ca. 8 % vom Messergebnis mit 63,2 mm ab. Vergleicht man die gemessenen und berechneten Einzelwiderstände in Abbildung 7-16 rechts erkennt man, dass die

Simulation den Verlauf der gemessenen mobilisierten Mantel- und Spitzenwiderstände ausreichend genau abbildet.

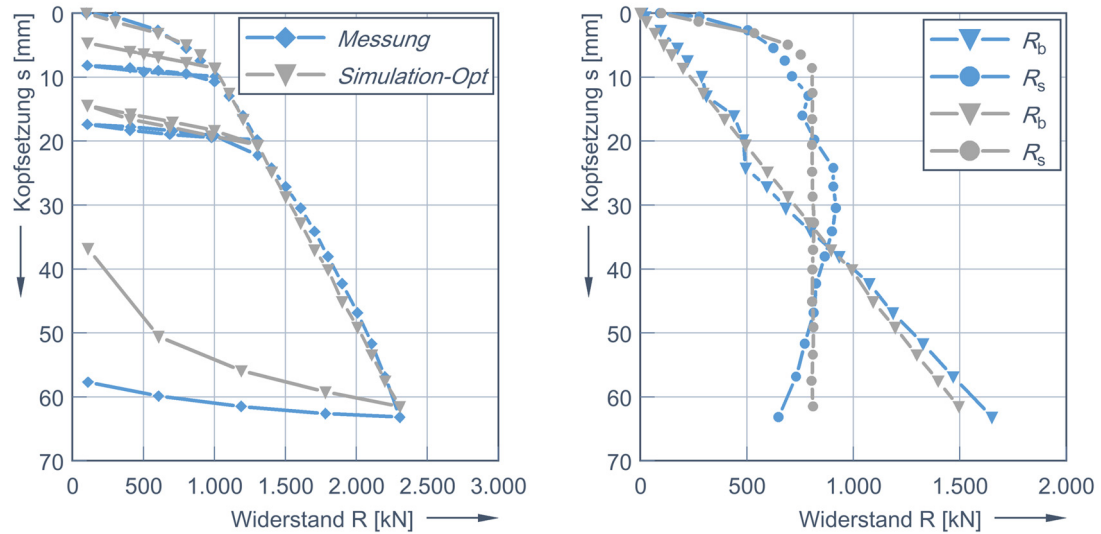


Abbildung 7-16: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des aufstehenden CFA 9 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

Der Verlauf des berechneten Spitzenwiderstandes R_b weicht im Maximum ca. 10 % vom Messergebnis ab. Der Verlauf des berechneten Mantelwiderstandes R_s stimmt bis zu einer Setzung von ca. 3 mm mit den Messwerten nahezu überein. Die Simulation ergibt einen maximalen Mantelwiderstand von ca. 800 kN, der ab einer Setzung von 8,6 mm erreicht wird. Verglichen dazu stellt sich bei der Messung ab dieser Setzung ein gemittelter Wert des Mantelwiderstandes von ca. 811 kN ein. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass das Lastabtragungsverhalten aufstehender Tragglieder mit nahezu konstanten Material- und Querschnitseigenschaften mit den entwickelten MFS ausreichend genau abgebildet werden kann.

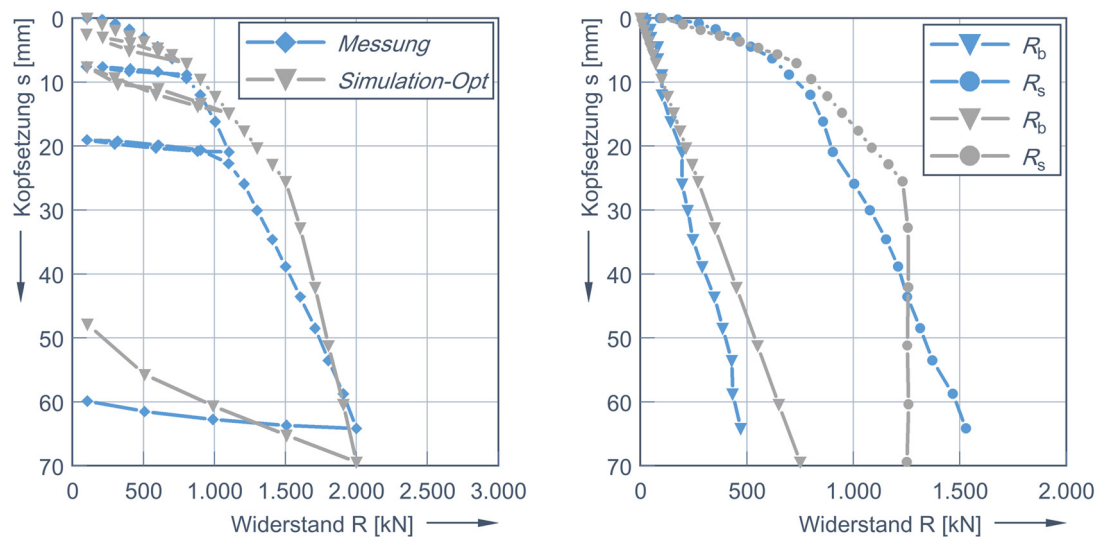


Abbildung 7-17: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 8 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

In Abbildung 7-17 links sind die WSL des fußpunktentkoppelten CFA 8 dargestellt. Die

Parametervariation der Fußpunktsteifigkeit ergab die beste Übereinstimmung mit der gemessenen WSL für $K_{\text{stat}} = 11 \text{ MN/m}$. Man erkennt, dass die Abweichungen von Simulation zu Messung der Be- und Entlastungen größer als die des aufstehenden CFA 9 sind. Dabei bewegen sich die Abweichungen in den Belastungsphasen in einem Bereich von ca. 4 % bis 35 %. Die Entlastungen weichen im Maximum um ca. 52 % von den Messungen ab. Die maximalen Abweichungen bei Belastung treten im Bereich von 900 kN bis 1700 kN auf. Die maximale Setzung der Simulationsrechnung mit 69,4 mm weicht ca. 8 % vom Messergebnis mit 64,2 mm ab. Vergleicht man die mobilisierten Einzelwiderstände, zeigt sich, dass beim Spitzendruck ab $s = 20 \text{ mm}$ eine Abweichung der Simulation zur Messung auftritt. Dabei weicht das Maximum der Simulation ca. 37 % vom maximalen Spitzenwiderstand der Messung mit 471 kN ab. Der maximale Mantelwiderstand der Simulation entspricht einem Wert von ca. 1250 kN und stellt sich ab einer Setzung von ca. 24 mm ein. Der Verlauf zeigt, dass die Simulation das Verfestigungsverhalten des gemessenen Mantelwiderstandes nicht in gleicher Form abbilden kann. Dies resultiert in den dargestellten Differenzen der Einzelwiderstände. Der Grund dafür liegt in der Modellvereinfachung bzw. im vereinfachten Modellansatz der Mantelreibungsaktivierung und in den fehlenden Messdaten der Steifigkeitsreduzierung der Fußpunktentkopplung. Die Simulation zeigt, dass bei dem fußpunktentkoppelten CFA das Lastabtragungsverhalten nicht in der Genauigkeit wie bei dem aufstehenden Tragglied abgebildet werden kann. Die Übereinstimmung der Simulationsergebnisse der MFS zu den Messergebnissen liegt aber immer noch in einem akzeptablen Bereich bezogen auf den Belastungsverlauf und die maximale Setzung.

Die Abbildung 7-18 zeigt die mobilisierten Widerstände der aufstehenden BSS 3. Im Diagramm links kann man bei der WSL der Simulationsrechnung Abweichungen im Verlauf der Belastungsphasen von ca. 3 % bis 40 % zu den Messergebnissen erkennen. Am stärksten weicht die Simulation im Bereich von 1600 kN bis 2300 kN von der Messung ab.

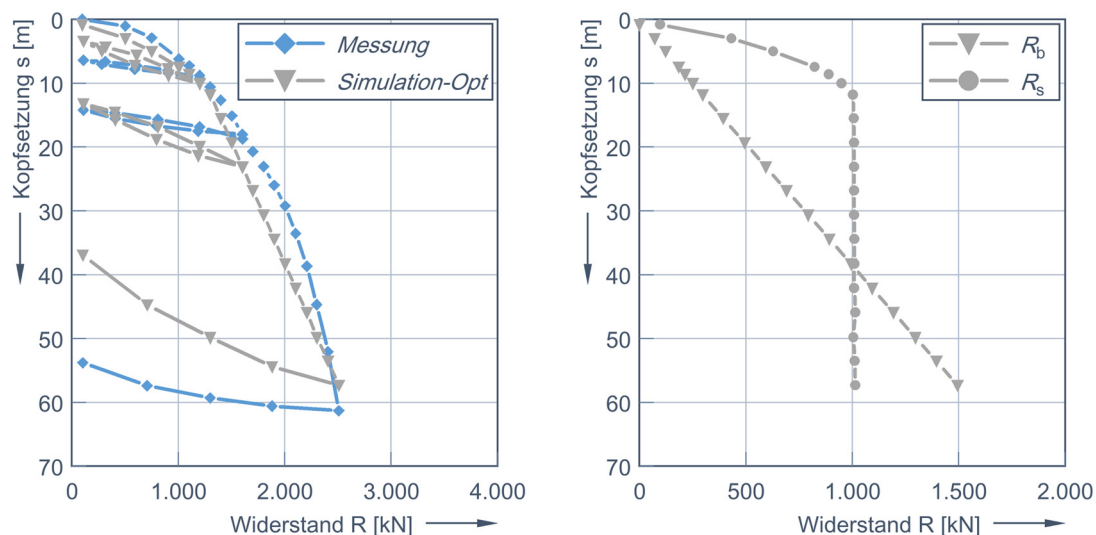


Abbildung 7-18: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der aufstehenden BSS 3 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

Bei den Entlastungen stellen sich Abweichungen von bis zu 50 % ein. Die maximale Setzung der Simulation beträgt 57,3 mm und die der Messung 61,3 mm. Die Abweichungen sind auch bei der BSS durch die Modellvereinfachungen zu erklären. Dies

ist besonders bei den Entlastungen zu erkennen, da die Plastifizierung des umgebenden Bodens in Mantel- und Fußbereich durch das linear elastische ideal plastische Materialverhalten unterschätzt wird bzw. bereits unterhalb der Fließgrenze irreversible Verformungen des Bodens auftreten, die mit der vereinfachten Modellierung nicht abgebildet werden können. Ein Vergleich der mobilisierten Einzelwiderstände ist bei BSS 3 nicht möglich, da im Zuge der Versuchsdurchführung keine Erfassung der Mantelwiderstände erfolgte. Man kann im rechten Diagramm erkennen, dass sich im Vergleich zu CFA 9 ein um ca. 300 kN höherer maximaler Mantelwiderstand und gleicher maximaler Spitzenwiderstand einstellt. Dem Verlauf der messtechnisch ermittelten WSL folgernd, wird sich bei der BSS 3 mit zunehmender Setzung wahrscheinlich noch mehr Mantelwiderstand aufbauen. Dieser Anstieg kann durch Dilatanzeffekte in der Kontaktzone Tragglied-Boden, auf Grund großer Mantelrauigkeit bzw. Verzahnungswirkung (siehe Kapitel 6.5.3), erklärt werden. Durch die vereinfachten Ansätze zur Simulation des Lastabtragungsverhaltens am Mantel können solche Effekte bei der BSS nicht vollständig abgebildet werden.

In Abbildung 7-19 sind die Mess- und Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 2 dargestellt. Die Parametervariation der Fußpunktsteifigkeit ergab die beste Übereinstimmung mit der gemessenen WSL für $K_{\text{stat}} = 17 \text{ MN/m}$. Man kann bei den WSL erkennen, dass sich relativ gute Übereinstimmungen in den Belastungsphasen zwischen Simulation und Messungen ergeben. Die Abweichungen bewegen sich in einem Bereich von ca. 1 % bis 31 %. Bei den Entlastungen kommt es bei der Simulation zu Abweichungen von bis zu 60 % zu den Messergebnissen. Die größte Abweichung bei Belastung stellt sich im Bereich von 1000 kN bis 1500 kN ein. Die maximale Setzung der Simulation liegt bei 61,8 mm und somit 2,4 % unter dem Wert der Messung. Betrachtet man die mobilisierten Einzelwiderstände im rechten Diagramm, erkennt man, dass auch hier die maximal mobilisierten Mantelwiderstände mit der Simulation unterschätzt werden. Der Maximalwert liegt bei $R_s = 1200 \text{ kN}$ und stellt sich ab einer Setzung von ca. 20 mm ein. Die maximalen Spitzendrücke der Simulation liegen bei ca. 1000 kN und damit fast 100 % über dem in situ bestimmten Wert.

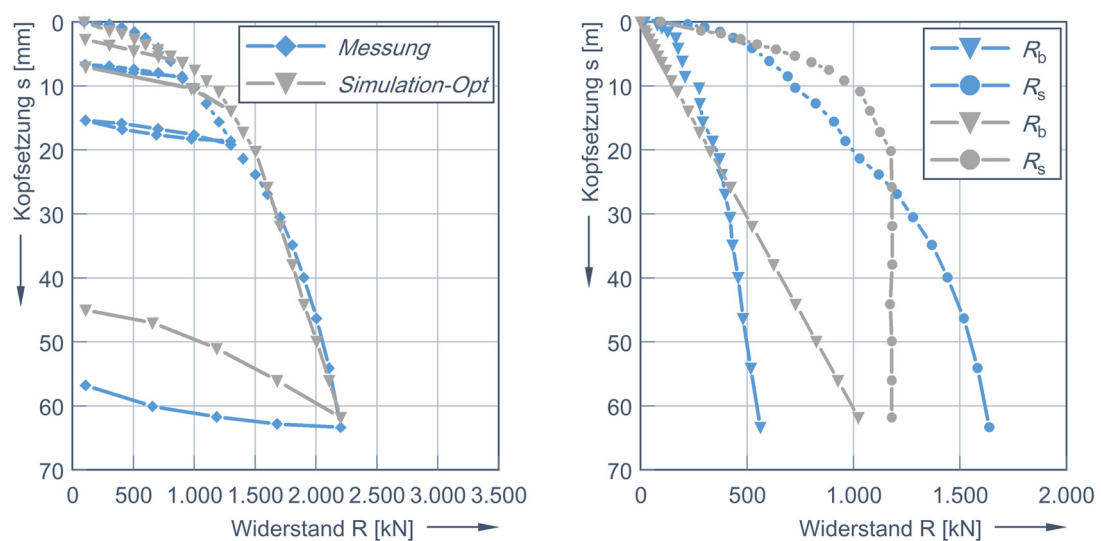


Abbildung 7-19: Gegenüberstellung der Mess- und Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 2 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

7.5 Fazit

In diesem Kapitel werden entwickelte Masse-Feder bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Modelle zur Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer und statischer Belastung vorgestellt. Die Modellierung ermöglicht eine Ermittlung der Interaktionseffekte Tragglied-Boden im Mantel- und Fußbereich. Die dabei verwendeten Verfahren zur Bestimmung der dynamischen Modellparameter der Mantel- und Fußsegmente werden erstmals bei Simulation von dynamischen Probelastungen angewandt. Die Anwendung der Verfahren zur Bestimmung der dynamischen Interaktionsparameter und eine anschließende Kalibrierung der Mantelwiderstände an den Messdaten der dynamischen Probelastung stellt vorwiegend bei den CFA eine adäquate Simulationsmethodik zur Ermittlung des Last-Setzungsverhaltens dar.

Die Simulationsmodelle zeigen, dass eine Bestimmung der relevanten Parameter auf Basis von Labor- und Feldversuchen einen wesentlichen Anteil an der Qualität der Simulationsmodelle hat. Zudem kann die Kalibrierung der Modelle anhand der Messergebnisse der dynamischen Probelastung die herstellungsbedingte Veränderung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes in der Kontaktzone Tragglied-Boden gut erfassen. Grundlage der Parametervariation stellen die Kenntnisse über das Wellenausbreitungsverhalten der Tragglieder entlang deren Achse dar. Dadurch können qualifizierte Aussagen über die Tragfähigkeitsvariation im Mantelbereich getroffen werden.

Bei den dynamischen Simulationsmodellen wurde erstmals die Modellierung eines Kompressionskegels unterhalb des Fußes angesetzt. Bisher wurde dieses Modell nur bei statisch belasteten Traggliedern angewandt (siehe u.a. LINDER (1977)). Neben den Messergebnissen der PWD im Fußbereich, zeigen auch die Simulationsergebnisse, dass eine Modellierung entsprechender Bereiche unter dem Traggliedfuß eine gute Korrelation der Simulationen mit den Messungen ergibt.

Die Übertragung der kalibrierten Parameter auf die statischen MFS-Modelle zeigt, dass sich bei den CFA mit relativ konstanten Querabmessungen und Materialeigenschaften eine gute Übereinstimmung zwischen Simulation und Messung einstellt. Besonders bei dem aufstehenden CFA weichen die Ergebnisse des Gesamtwiderstandes und der Einzelwiderstände nur gering von den Messungen ab. Die Simulationen der BSS unter statischer Belastung weisen eine deutlichere Abweichung von den Messergebnissen auf. Dies resultiert vor allem aus der bedingten Anwendbarkeit der dynamischen Messungen zur Kalibrierung der Mantelwiderstände. Dadurch kann eine Kalibrierung der Scherfestigkeiten bei diesem Traggliedtypus nur mit Kenntnis des Last-Setzungsverhalten aus statischen Probelastungen erfolgen.

Es konnte anhand der Messergebnisse verschiedener messtechnisch instrumentierte Tragglieder gezeigt werden, dass die Simulation des Last-Setzungsverhaltens vor allem bei den CFA mit dem entwickelten Verfahren realitätsnah abgebildet werden kann. Defizite der Simulation haben ihre Ursache in der Vereinfachung der Modelle. Dabei stellen die geringen Kenntnisse über die Variation der Materialeigenschaften der BSS und mechanischen Steifigkeiten bei den fußpunktentkoppelten Traggliedern das größte Problem bei der Simulation dar. Variable dynamische Impedanzen in den BSS machen eine Kalibrierung der dynamischen Modelle an den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung nur eingeschränkt möglich. Es müssen statische Referenzmessungen

zum Last-Setzungsverhalten vorliegen, um eine Aussage über die Übertragbarkeit der dynamisch kalibrierten Scherfestigkeitsparameter im Mantelbereich treffen zu können. Zudem wird mit den angewandten Modellen unter dynamischer und statischer Belastung lediglich ideal plastisches Materialverhalten abgebildet. Irreversible Verformung unterhalb der Fließgrenze, Verfestigungseffekte im Mantelbereich sowie viskoplastisches Verhalten des Bodens werden mit den Modellen nicht berücksichtigt.

8 Finite-Element-Modellierung des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens

8.1 Vorbemerkung und Ziele

Numerische Verfahren, wie die in diesem Kapitel verwendete Finite-Element-Methode (FEM), haben in der Geotechnik weniger Bedeutung als in anderen Ingenieurwissenschaften. Obwohl es in der jüngeren Vergangenheit erhebliche wissenschaftliche Entwicklungen in der numerischen Modellierung geotechnischer Konstruktionen gab, begründet sich der geringere Stellenwert vorwiegend in der Schwierigkeit anisotropes und inhomogenes Materialverhalten mit den Berechnungsmodellen realitätsnah abzubilden. Zudem besteht die Problematik, dass die Baugrundverhältnisse mit den punktuell durchgeführten Erkundungen in situ nicht flächendeckend repräsentativ sind, was wiederum die Qualität der Eingangsparameter der Berechnungen stark beeinflusst.

Bei den in vorliegender Arbeit erstellten FE-Simulationen werden 15-knotige Dreieckselemente eingesetzt. Dieser Elementtyp ist sehr genau und liefert eine hohe Ergebnisqualität bei der Simulation von komplexen geotechnischen Problemen. Die 15-knotigen Dreieckselemente werden speziell für rotationssymmetrische Simulationen empfohlen (Brinkgreve, et al., 2015). Ausführlichere Erläuterungen zu den 15-knotigen Dreieckselementen sind u.a. in SOLAN & RANDOLPH (1982) enthalten,

Ziel ist es unter Verwendung der durchgeführten Labor- und Feldversuche ein kalibriertes Strukturmodell zur Ermittlung des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens für dynamische und statische Probelastungen zu generieren. Dabei ist das Vorgehen zur Bestimmung des Last-Setzungs-Verhaltens der Pfähle bzw. pfahlartigen Tragglieder analog zu dem in Kapitel 7.1.

Neben der Kalibrierung der Mantelwiderstände an den Ergebnissen aus dynamischen und statischen Probelastungen erfolgt zudem eine Kalibrierung der verwendeten Stoffmodelle an diversen in Kapitel 6.2 beschriebenen bodenmechanischen Untersuchungen.

8.2 Stoffmodell

Zur Modellierung des statischen und dynamischen Verhaltens der Tragglied-Boden-Interaktion wird im Rahmen dieser Arbeit auf das elastoplastische Hardening-Soil-Modell

mit small-strain stiffness (HS-Small) zurückgegriffen. Dieses Stoffmodell basiert auf dem Hardening-Soil-Modell und wurde um das Steifigkeitsverhalten bei kleinen Dehnungen erweitert. Wesentliche Eigenschaften des Stoffmodells sind die Erfassung des nichtlinearen Verhaltens der Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen, die Implementierung hysterischen Dämpfungsverhaltens, spannungsabhängiges Materialverhalten (Barotropie), dichteabhängiges Materialverhalten (Pyknotropie) und Kompressions- sowie Reibungsverfestigung. Damit können im Wesentlichen die Mechanismen und das Verhalten der Böden unter statischen und dynamischen Belastungen abgebildet werden.

8.2.1 Hardening-Soil-Modell

Das Hardening-Soil-Modell (HS-Modell) weist neben dem Grenzkriterium nach Mohr-Coulomb zwei weitere Fließflächen auf. Dadurch können sowohl irreversible Scherdehnungen (Reibungsverfestigung) als auch irreversible Volumenverfestigungen (Kompressionsverfestigung) aus deviatorischer und isotroper Erstbelastung simuliert werden. Das Stoffmodell wurde von SCHANZ (1998) auf Basis der Arbeit von VERMEER (1978) entwickelt. Neben den deviatorischen und isotropen Fließflächen zeichnet sich das Stoffmodell durch die hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für triaxiale Erstbelastungen, spannungsabhängige Steifigkeiten und eine Differenzierung zwischen Erst-, Ent- und Wiederbelastung aus.

Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung

Die hyperbolische Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter triaxialer Erstbelastung basiert auf den Arbeiten von KONDNER & ZELASKO (1963) und DUNCAN & CHANG (1970). Die vertikalen Dehnungen ε_1 nach Gleichung (8.1) werden mit den deviatorischen Spannung q und der asymptotischen Deviatorspannung q_a nach Gleichung (8.3) berechnet.

$$(8.1) \quad \varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{für } q < q_f$$

Beim Faktor E_i handelt es sich um den initiale Tangentenmodul und bei q_f um die maximale Deviatorspannung. Da E_i experimentell aus Triaxialversuchen nur schwer zu bestimmen ist, kann unter Verwendung des Sekantenmoduls bei 50% der maximalen Deviatorspannung E_{50} nach folgender Beziehung E_i bestimmt werden:

$$(8.2) \quad E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f}$$

R_f beschreibt das Verhältnis von q_f zu q_a . Wie in Abbildung 8-1 dargestellt muss das Verhältnis R_f kleiner eins sein. Nach WEHNERT (2006) kann in den meisten Fällen für R_f ein Wert von 0,9 angewendet werden. In DUNCAN & CHANG (1970) werden für verschiedene Böden Werte zwischen 0,75 und 1,0 für R_f vorgeschlagen.

$$(8.3) \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{mit} \quad q_f = (c' \cot \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Ent- und Wiederbelastungsvorgänge werden mit dem HS-Modell rein elastisch abgebildet. Eine hyperbolische Beziehung wird nur bei deviatorischer Erstbelastung verwendet (siehe Abbildung 8-1).

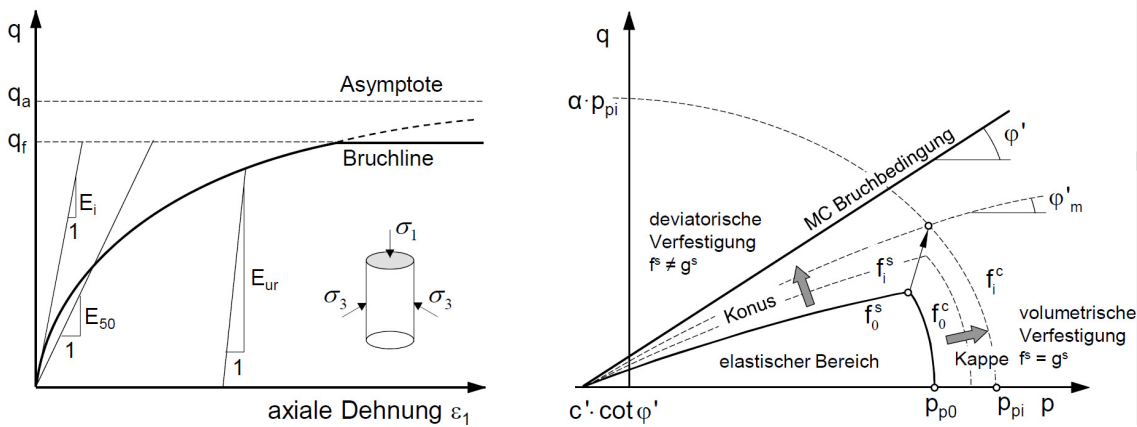


Abbildung 8-1: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung (links) und Fließflächen des HS-Modells (rechts) aus WOLFF (2009)

Die spannungsabhängigen Steifigkeiten des Sekantenmoduls E_{50} für deviatorische Erstbelastung und des Elastizitätsmoduls E_{ur} der elastischen Ent- und Wiederbelastungsvorgänge bestimmen sich in Anlehnung an JANBU (1963) folgendermaßen:

$$(8.4) \quad E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \varphi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \varphi'} \right)^m$$

$$(8.5) \quad E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \varphi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \varphi'} \right)^m$$

Beide spannungsabhängigen Moduln sind von der kleineren effektiven Hauptspannung σ'_3 und von einer definierten Referenzspannung p_{ref} abhängig. Die Referenzspannung wird standartmäßig mit $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$ angesetzt. Der Faktor m (Ohde-Exponent) definiert das Maß der Steifigkeitsabhängigkeit und wird aus 1D-Kompressionsversuchen bestimmt.

Deviatorische Fließfläche

Durch die deviatorische Fließfläche f^s können irreversible Dehnungen in Folge deviatorischer Erstbelastungen abgebildet werden.

$$(8.6) \quad f^s = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma_p \quad \text{mit} \quad \gamma_p = \varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p$$

Nach Gleichung (8.6) können unter der Annahme, dass die plastischen Volumendehnungen ε_v^p bei Schubbeanspruchung vernachlässigbar klein sind ($\varepsilon_v^p = 0$) und sich der Schubverzerrungsparameter γ_p für triaxiale Bedingungen zu $\gamma_p \approx 2\varepsilon_1^p$ vereinfacht, die axialen plastischen Dehnungen unterhalb der MC Bruchbedingung ($f^s = 0$) folgendermaßen berechnet werden:

$$(8.7) \quad \varepsilon_1^p = \frac{1}{2} \gamma_p = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}}$$

Neben den plastischen Dehnungen treten bei Erstbelastungsvorgängen auch elastischen Dehnungen auf. Bei Ent- und Wiederbelastungen kommt es ausschließlich zu elastischen Dehnungen ε_1^e , welche gemäß dem Hook'schen Gesetz berechnet werden.

$$(8.8) \quad \varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}$$

Analog zu Gleichung (8.8) bestimmen sich die elastischen Dehnungen in Querrichtung unter Verwendung der Querdehnzahl ν_{ur} zu:

$$(8.9) \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$$

Durch Addition der elastischen und plastischen Dehnungen nach Gleichungen (8.7) und (8.8) ergibt sich die hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Gleichung (8.1).

Über die nicht assoziierte Fließregel ($f^s \neq g^s$) gemäß Gleichung (8.10) kann nach SCHANZ (1998) die Änderung der plastischen Dehnung im Zuge irreversibler Schubverzerrungen beschrieben werden.

$$(8.10) \quad \dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\gamma}_p \sin \psi_m$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m berechnet sich nach der Formulierung von ROWE (1962) folgendermaßen:

$$(8.11) \quad \sin \psi_m = \frac{\sin \varphi'_m - \sin \varphi'_{cs}}{1 - \sin \varphi'_m \sin \varphi'_{cs}}$$

Bei φ_m bzw. φ_{cs} handelt es sich um den mobilisierten bzw. residualen Reibungswinkel. Die Beziehung der plastischen Schubverzerrungsrate zu der plastischen Volumendehnung wird über den mobilisierten Dilatanzwinkel definiert.

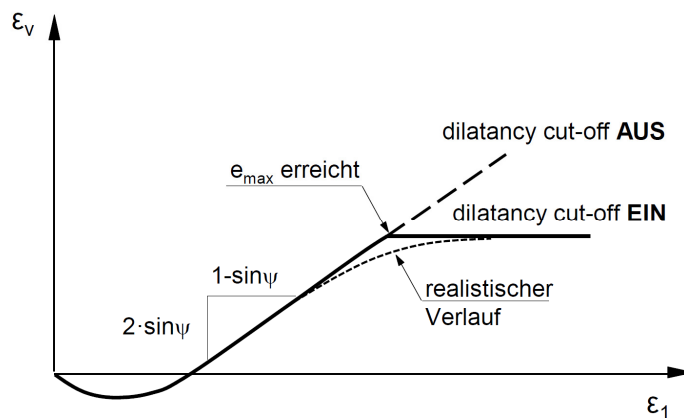


Abbildung 8-2: Dehnungskurve eines drainierten Triaxialversuches einschließlich *dilatancy cut-off* aus WOLFF (2009)

Kommt es zu großen Schubverzerrungen tritt in granularen Böden keine Dilatanz mehr auf. Dieser Effekt ist im HS-Modell durch die Funktion „*dilatancy cut-off*“ hinterlegt. Wie in Abbildung 8-2 dargestellt, kommt es nach dem Erreichen von $e_{\max}$ (lockerste Lagerung) zu einem konstanten Verlauf der volumetrischen Dehnung und somit einem mobilisierten Dilatanzwinkel von $\psi_m = 0$. Die Beziehung zwischen Porenzahl e und volumetrischer ε_v Dehnung ist nach Gleichung (8.12) unter Verwendung der initialen Porenzahl e_0 definiert.

$$(8.12) \quad \varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_0} \right)$$

Ausführlichere Erläuterungen zur Formulierung des mobilisierten Dilatanzwinkels sind u.a. in SCHANZ & VERMEER (1996) und WEHNERT (2006) enthalten.

Kappenfließfläche

Um die plastischen Volumendehnungen bei isotroper Kompression zu beschreiben, braucht es neben der deviatorischen Fließfläche f^s eine weitere unabhängige Fließfläche f^c . Mit der Kappenfließfläche f^c kann die volumetrische Verfestigung bei Erstbelastung simuliert werden (siehe Abbildung 8-1 rechts). Unter Verwendung der mittleren, allseitigen effektiven Spannung p' und der isotropen Vorkonsolidierungsspannung p_p ermittelt sich die Fließfläche f^c nach folgender Definition:

$$(8.13) \quad f^c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p'^2 - p_p.$$

Mit dem Parameter $\tilde{q}^2$ wird das Spannungsmaß beschrieben, welches zur Anpassung der zwei Fließflächen im Übergangsbereich benötigt wird. Dies berechnet sich nach folgender Zusammenhang:

$$(8.14) \quad \tilde{q}^2 = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha\sigma_3 \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{3 + \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$$

Dabei stellen der interne Modellparameter α und die isotrope Vorkonsolidierungsspannung die Parameter dar, welche für die Form und Größe der Kappenfließfläche verantwortlich sind. Die Verfestigung der isotropen Kompression wird über die Spannungsrate $\dot{p}_p$ nach Gleichung (8.15) gesteuert.

$$(8.15) \quad \dot{p}_p = 2\dot{\lambda}^c H p' \left(\frac{p'}{p_{\text{ref}}} \right)^m$$

Durch $\dot{\lambda}^c$ wird die Größe der Dehnungsinkremente auf der Fließfläche angegeben. $\dot{\lambda}^c$ berechnet sich iterativ aus der Konsistenzbedingung $\dot{f}^c = 0$. Die beiden internen Programmparameter α bzw. H , die aus den Eingabewerten programmiert berechnet werden (detailliert in BENZ (2007) und SCHANZ (1998) beschrieben), hängen vorwiegend von Erdruchdruck für normalkonsolidierte Böden K_0^{NC} und dem Verhältnis der Steifigkeiten $E_{50}^{\text{ref}} / E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ bzw. vom Referenzsteifemodul $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ ab.

Im Gegensatz zur Änderung der plastischen Dehnungen bei der Reibverfestigung, kommt bei der plastischen Dehnungsänderung für die Kappe eine assoziierte Fließregel ($f^c = g^c$) nach Gleichung (8.16) zur Anwendung.

$$(8.16) \quad \dot{\varepsilon}_v^{pc} = \dot{\lambda}^c \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'}$$

Die Kappenfließfläche wird maßgebend von der Oedometersteifigkeit E_{oed} beeinflusst. Dabei stellt E_{oed} die Tangentensteifigkeit bei isotroper Erstbelastung dar und wird aus einaxialen Kompressionsversuchen bestimmt. Die Spannungsabhängigkeit bestimmt sich in Anlehnung an JANBU (1963), ähnlich dem Sekanten- und Tangentenmodul bei deviatorischer Erstbelastung. Die Oedometersteifigkeit ist jedoch von der größeren effektiven Hauptspannung σ'_1 abhängig und bestimmt sich nach Gleichung (8.17) mit einer Referenzspannung von $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$.

$$(8.17) \quad E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_1 + c' \cot \varphi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \varphi'} \right)^m$$

Eingabeparameter

Das HS-Modell erfordert acht Eingabeparameter zur Simulation des mechanischen Verhaltens von Böden. Dabei handelt es sich zum einen um die beschriebenen Steifigkeitsparameter bei Erstbelastung E_{50}^{ref} (Sekantenmodul) und $E_{\text{Oed}}^{\text{ref}}$ (Tangentenmodul), zum anderen um die Scherfestigkeitsparameter, die das Mohr-Coulomb-Grenzkriterium definieren c (Kohäsion), φ (Reibungswinkel) und ψ (Dilatanzwinkel). Die elastischen Parameter im Modell sind $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (Elastizitätsmodul) und ν_{ur} (Querdehnzahl). Zur Beschreibung der Spannungsabhängigkeit wird der Parameter m (Ohde-Exponent) benötigt.

Weitere und detailliertere Erläuterungen und Herleitungen zum Hardening Soil Stoffmodell sind in BENZ (2007), SCHANZ (1998), SCHANZ & VERMEER (1996), SCHANZ, ET AL. (1999), VERMEER (1978), BRINKGREVE, ET AL. (2015), WEHNERT (2006) und WOLFF (2009) aufgeführt.

8.2.2 HS-Small-Modell

Ein elastisches Verhalten von Böden findet nur in sehr kleinen Schubverzerrungsbereichen ($\gamma < 10^{-5}$) statt. In den Bereichen größerer Dehnung nimmt die Steifigkeit mit der Zunahme der Dehnungen hin ab. In Abbildung 8-3 ist die nichtlineare Schubmodulreduktionskurve über die Schubverzerrungen exemplarisch dargestellt.

Die aus konventionellen Versuchen bestimmten Parameter (E_{50} , E_{oed} etc.) können zur Beschreibung des Materialverhaltens bei sehr kleinen und kleinen Dehnungen nicht mehr verwendet werden. Zur Ermittlung der notwendigen Parameter im relevanten Dehnungsniveau müssen dynamische Versuche durchgeführt werden.

Das erläuterte elasto-plastische HS-Modell beschreibt Ent- und Wiederbelastungsvorgänge rein elastisch. Dabei werden die Materialparameter zur Modellierung dieses elastischen Verhaltens aus Sekantensteifigkeiten innerhalb großer Ent- und Wiederbelastungsschleifen bestimmt. Eine Verwendung der elastischen Parameter bei kleinen Dehnungen würde bei der Anwendung des HS-Modells eine im Allgemeinen zu hohe Steifigkeit für die gesamte Bandbreite an Ent- und Wiederbelastungen ergeben.

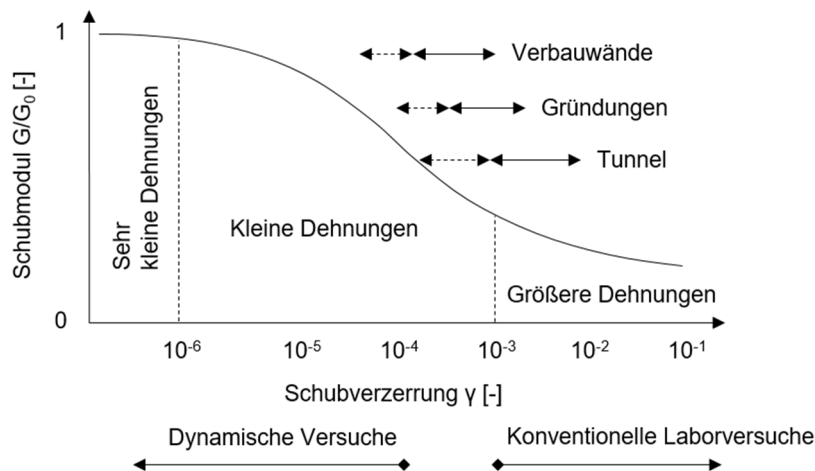


Abbildung 8-3: Schematischer Verlauf der Schubmodulreduktion mit zunehmender Dehnung nach ATKINSON & SALLFORS (1991) und BENZ, ET AL. (2007)

Um entsprechendes Materialverhalten zu simulieren wird in BENZ (2007) eine Erweiterung des elasto-plastischen HS-Modells für kleine Dehnungen beschrieben. Das Hardening-Soil-Small-Modell (HS-Small- oder HSS-Modell) ermöglicht, das dehnungsabhängige elastische Materialverhalten abzubilden.

Abbildung der Steifigkeitsreduktion

Um das Verhalten von Böden unter kleinen Dehnungen und die Steifigkeitsreduktion quantitativ abzubilden, wird im Modell auf den hyperbolischen Ansatz nach HARDIN & DRNEVICH (1972) zurückgegriffen. Die Berechnung der Schubmodulreduktion G/G_0 erfolgt im Stoffmodell nach der modifizierten Hardin-Drnevich-Beziehung aus SANTOS & CORREIA (2001) nach Gleichung (2.49).

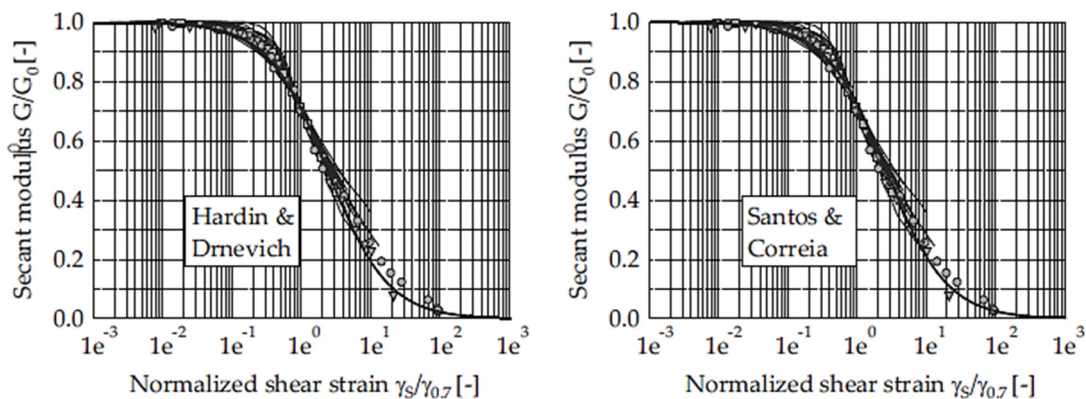


Abbildung 8-4: Die originale HARDIN & DRNEVICH (1972)-Beziehung (links) und ihre Modifikation nach SANTOS & CORREIA (2001) (rechts) im Vergleich mit Versuchsdaten aus BENZ (2007)

Vergleicht man die in Abbildung 8-4 dargestellten Schubmodulreduktionskurven kann man erkennen, dass nur geringe Abweichungen zwischen den beiden Verfahren bestehen. Die modifizierte Hardin-Drnevich-Beziehung aus SANTOS & CORREIA (2001) zeigt eine bessere Übereinstimmung im Bereich von 10^1 bis 10^3 der auf $\gamma_{0,7}$ normierten Schubverzerrungen.

Grundsätzlich wird empfohlen, die Werte des Schubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen G_0 und die Schubverzerrungen $\gamma_{0,7}$ bei 70 % von G_0 aus Feld- bzw. Laboruntersuchungen zu ermitteln. Liegen keine Versuchsergebnisse der Böden bei kleinen bzw. sehr kleinen Dehnungen vor, können die Parameter aus empirischen Korrelationen bestimmt werden. Entsprechende Zusammenhänge sind u.a. in BENZ (2007), HARDIN & BLACK (1969), WICHTMANN & TRIANTAFYLIDIS (2006) und WICHTMANN & TRIANTAFYLIDIS (2011) beschrieben.

Die Spannungsabhängigkeit des Schubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen G_0 berechnet sich analog zu den spannungsabhängigen Steifigkeiten des Sekantenmoduls E_{50} für deviatorische Erstbelastung und des Elastizitätsmoduls E_{ur} der elastischen Ent- und Wiederbelastungsvorgänge des HS-Modells nach Gleichung (8.18).

$$(8.18) \quad G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \varphi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \varphi'} \right)^m$$

Anwendung der modifizierten Hardin-Drnevich-Beziehung im Stoffmodell

Zur Implementierung der erhöhten Steifigkeiten bzw. der Reduktion der Steifigkeit mit zunehmender Dehnung kommt eine dehnungsabhängige Steuerung des elastischen Materialverhaltens zum Einsatz. Da sich das Materialverhalten bei entsprechender Entlastung näherungsweise wieder in den Ausgangszustand der ursprünglichen Steifigkeiten begibt und bei Wiederbelastung erneut eine Abnahme der Steifigkeit mit zunehmender Dehnung entsteht, muss im Stoffmodell eine Erfassung der Dehnungsgeschichte und eine multiaxiale Erweiterung der modifizierte Hardin-Drnevich-Beziehung eingeführt werden. In BENZ (2007) erfolgt dies unter Verwendung einer skalar bewerteten Schubverzerrung γ_{Hist} , die eine Quantifizierung der Dehnungsgeschichte beinhaltet. Eine ausführliche Herleitung von γ_{Hist} ist in BENZ (2007) beschrieben. Die Schubverzerrung γ kann analog zur deviatorischen Spannung für triaxiale Bedingungen nach Gleichung (8.19) bestimmt werden:

$$(8.19) \quad \gamma = \varepsilon_{\text{axial}} - \varepsilon_{\text{lateral}}$$

Unter der Annahme, dass keine volumetrischen Dehnungen auftreten ($\varepsilon_v = \varepsilon_{\text{axial}} + 2\varepsilon_{\text{lateral}} = 0$) ergibt sich die Schubverzerrung:

$$(8.20) \quad \gamma = \frac{3}{2} \varepsilon_{\text{axial}} = \frac{3}{2} \varepsilon_1.$$

Gleichung (8.20) zeigt, dass die Formulierung des originalen HS-Modells nach Gleichung (8.6) bzw. (8.7) nicht mit den Definitionen der Scherdehnungen übereinstimmt. Dies hat zur Folge, dass sich im q - γ -Diagramm beim Aufbringen volumetrischer Belastung vor der deviatorischen Belastung ein Versatz einstellt, was nicht der Realität entspricht (Benz, et al., 2008). Eine überarbeitete Formulierung der

deviatorischen Fließfunktion des HS-Modells unter Verwendung eines plastischen Schubverzerrungsparameters basierend auf der zweiten deviatorischen Invariante ($\gamma = \frac{3}{2} \varepsilon_q$) ermöglicht eine Implementierung verschiedener Versagenskriterien. Im HSS-Modell kann neben dem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium auch auf das Matsuoka-Nakai-Bruchkriterium nach MATSUOKA & NAKAI (1982) zurückgegriffen werden. Genauere Erläuterung zu den überarbeiteten Fließfunktionen f^s und f^c und die Implementierung des Matsuoka-Nakai-Bruchkriterium sind in BENZ (2007) und BENZ, ET AL. (2008) enthalten.

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung definiert sich im HSS-Model über den Sekantenschubmodul G_s unter Einbeziehung der modifizierten Hardin-Drnevich-Beziehung nach Gleichung (8.21).

$$(8.21) \quad \tau = G_s \gamma = \frac{G_0}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}}$$

In numerischen Berechnungen muss der Sekantenmodul in den quasi-elastischen Tangentenschubmodul G_t umgewandelt werden. Dies erfolgt durch Integration der Sekantenschubmodulreduktionskurve über das aktuelle Schubverzerrungsincrement:

$$(8.22) \quad G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)^2}$$

Da die Schubmodulreduktion in einen Bereich größerer Dehnungen hinein reicht, bei denen es zu plastischem Materialverhalten kommt, ist im HSS-Modell die Steifigkeitsabnahme durch eine Schubverzerrungsuntergrenze $\gamma_{\text{cut-off}}$ auf die Schubsteifigkeit für Ent- und Wiederbelastung größerer Dehnungen G_{ur} begrenzt (siehe Abbildung 8-5).

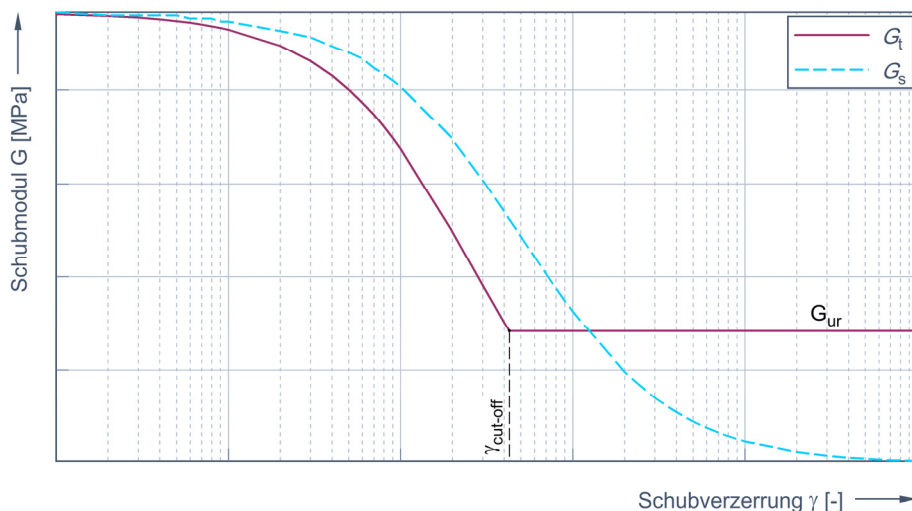


Abbildung 8-5: Reduktionskurve des Sekanten- und Tangentenmoduls im HSS-Modell

Die Schubverzerrungs- und Schubsteifigkeitsuntergrenzen werden folgendermaßen bestimmt:

$$(8.23) \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})}$$

$$(8.24) \quad \gamma_{\text{cut-off}} = \frac{\gamma_{0,7}}{0,385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right)$$

Für den Fall, dass $G_{ur} \leq G_t$ ist, bestimmt sich der Elastizitätsmodul im Stoffmodell nach Gleichung (8.25).

$$(8.25) \quad E_t = 2G_t(1+\nu_{ur})$$

Der Tangentenschubmodul G_t und der dazugehörige Elastizitätsmodul E_t unterliegen dem gleichen barotropischen Steifigkeitsverhalten wie es in Gleichung (8.4) bzw. (8.5) beschrieben ist.

Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastungsverhalten

Im HSS-Modell werden die von MASING (1926) beschreibenden Regeln für hysteretisches Materialverhalten bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen verwendet:

- Der Schubmodul bei Entlastung ist gleich dem anfänglichen Tangentenschubmodul der Erstbelastungskurve
- Die Form der Entlastungs- und Wiederbelastungskurve ist gleich der Erstbelastungskurve, jedoch doppelt so groß wie diese.

Die Masing'schen Regeln können gemäß Gleichung (8.26) in die modifizierte Hardin-Drnevich-Beziehung des HSS-Modells implementiert werden.

$$(8.26) \quad \gamma_{0,7}^{\text{Wiederbelastung}} = 2\gamma_{0,7}^{\text{Erstbelastung}}$$

In Abbildung 8-6 sind die vom Stoffmodell berücksichtigten Regeln nach MASING (1926) grafisch dargestellt. Man kann das beschriebene Verhalten der Steifigkeitsreduktion bzw. des veränderten Verhaltens bei Ent- und Wiederbelastung nach Gleichung (8.26) im Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Hysterese erkennen.

Einen weiteren Unterschied zum HS-Modell stellt die Beschreibung des mobilisierten Dilatanzwinkels bei kleinen Dehnungen dar. Die im HSS-Modell verwendeten Beziehungen zur Beschreibung dieses Verhaltens sind in BENZ (2007) und BRINKGREVE, ET AL. (2015) erläutert.

Eingabeparameter

Für das HSS-Modell werden zusätzlich zu den Parametern des HS-Modells zwei weitere Größen benötigt. Dabei handelt es sich um den Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen ($\gamma < 10^{-6}$) G_0^{ref} bei bestimmter Referenzspannung p_{ref} und die Schubverzerrungen $\gamma_{0,7}$ bei 70 % von G_s/G_0^{ref} .

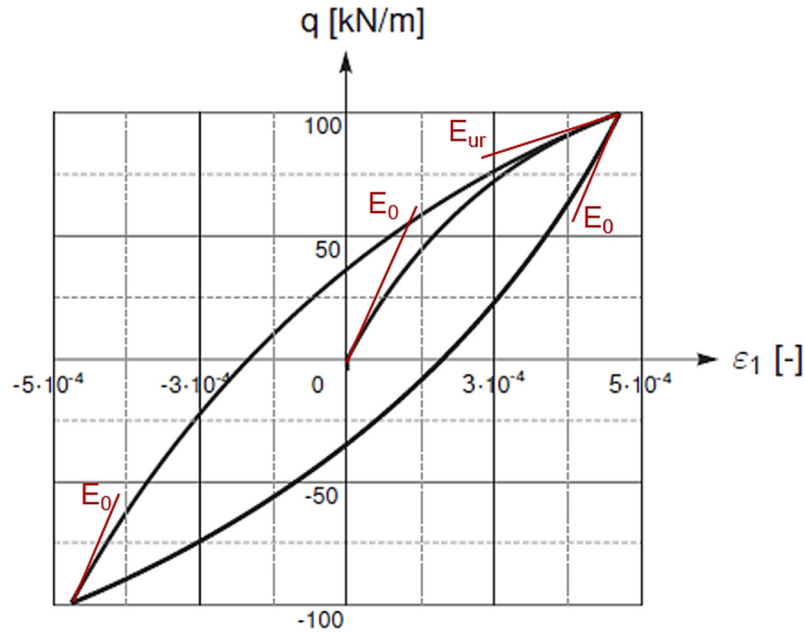


Abbildung 8-6: Hysteretisches Materialverhalten aus BRINKGREVE, ET AL. (2015) (verändert)

8.3 Kalibrierung des Stoffmodells

Um eine wirklichkeitsnahe Simulation geotechnischer Problematiken zu gewährleisten, müssen die gewählten Stoffmodelle das mechanische Verhalten des in situ vorhandenen Baugrundes ausreichend genau abbilden können.

Die Validierung des verwendeten HSS-Modells für das mechanische bzw. dynamische Verhalten der halbfesten bis steifen Tonschichten und der sehr dicht gelagerten Kiesschicht erfolgt anhand von ausgewählten Labor- und Feldversuchen. Dabei werden zum einen Versuche mittels FE-Berechnung nachgebildet und die Parameter an den Messergebnissen kalibriert und zum anderen werden im HSS-Modell vorhandene Parametereigenschaften für kleine Dehnungen anhand von Messungen und empirischen Zusammenhängen aus der Literatur kalibriert.

Die Kalibrierung erfolgt an den in Kapitel 6.2.2 beschriebenen konsolidierten und drainierten Triaxialversuchen der Probe *Triax -3,40_CD* und an den Großödometerversuchen der Probe *MP -9,0_Oedo*. Zur FE-Berechnung der Versuche werden die in *Plaxis 2D* enthaltenen bodenmechanischen Simulationsmodelle für Triaxial- und Ödometerversuche verwendet. Die Kalibrierung der Eingabeparameter anhand der Versuchsergebnisse erfolgt durch ein im Programm implementiertes Parameteroptimierungsverfahren, um eine möglichst genaue Übereinstimmung von Simulations- und Versuchsergebnissen zu erhalten. Ausführlichere Erläuterungen zu den im Programm *Plaxis 2D* enthaltenen bodenmechanischen Versuchen und der Parameteroptimierung sind in BRINKGREVE, ET AL. (2015) enthalten.

Zur Kalibrierung der Eingabeparameter für das Verhalten des simulierten Bodens bei kleinen Dehnungen werden die im Stoffmodell enthaltenen Zusammenhänge des spannungsabhängigen Schubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen und der Schubmodulreduktion mit der Messung der Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit in situ und der Schubmodulreduktion nach VRETTOS (2008) verglichen.

Triaxialversuche

Die in Abbildung 8-7 dargestellten Kurvenverläufe der FE-Simulation (*FEM*) für verschiedene Seitendrucke weisen im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung mit den Messverläufen auf. Dabei stellen sich im Zuge der Parameteroptimierung beim Sekantenmodul E_{50}^{ref} und beim Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref} eine relative Abweichung von 3,0 % bzw. 4,7% ein..

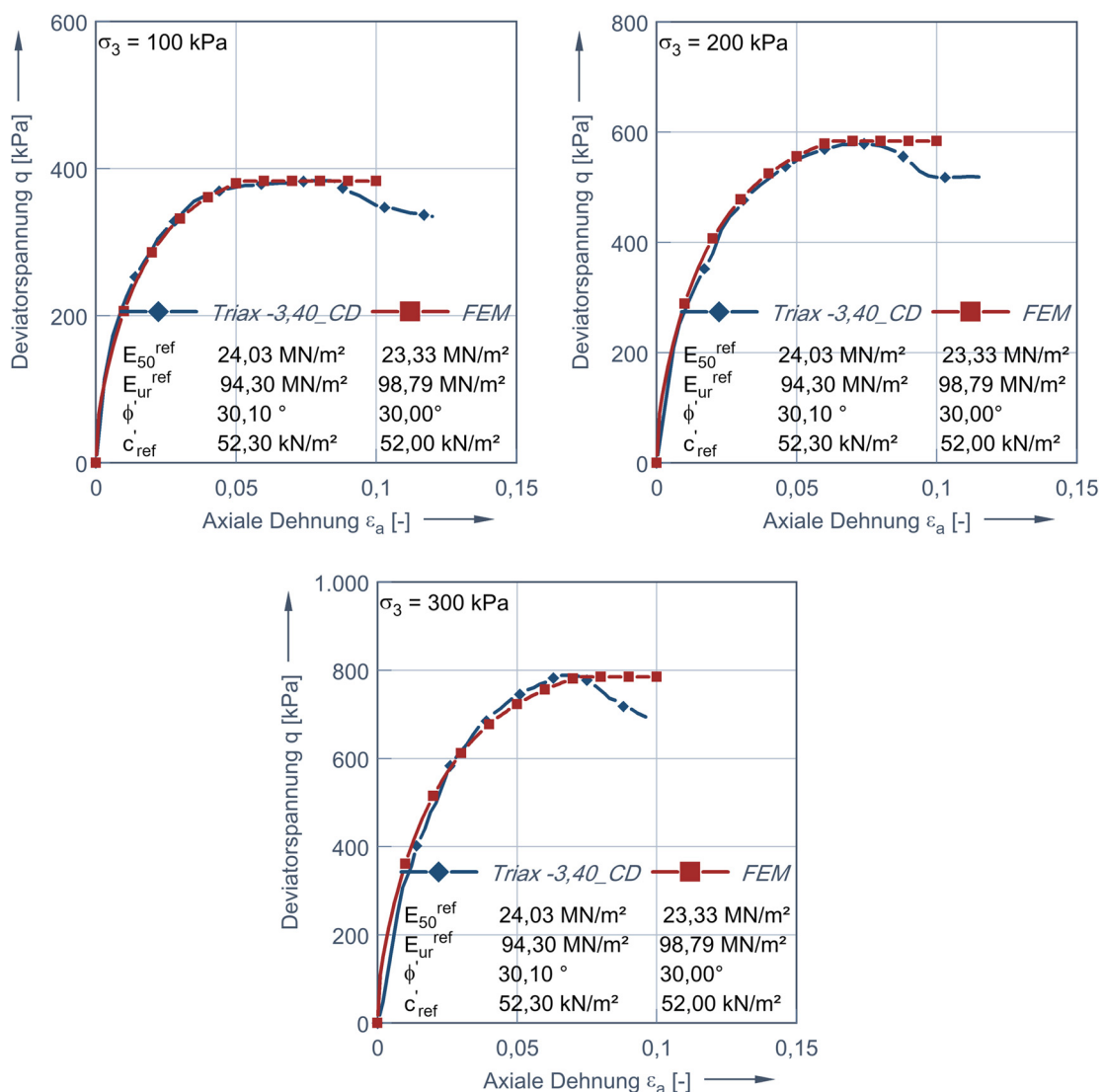


Abbildung 8-7: Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der Triaxialversuche (CD) an der Bodenprobe *Triax -3,40_CD* für die Seitendrucke $\sigma_3 = 100$ kPa, 200 kPa, 300 kPa

Die Abweichungen aus Messung und Simulation können aus Vereinfachungen der FE-Simulation, Ungenauigkeiten bei der Versuchsdurchführung und Unregelmäßigkeiten im Probenmaterial herrühren. Größere Abweichung der Verläufe stellen sich erst nach dem

Überschreiten der maximalen Deviatorspannung ein. Das entfestigende Materialverhalten nach dem Erreichen der maximalen Deviatorspannung kann mit dem verwendeten Stoffmodell nicht simuliert werden

Großödometerversuche

Die aufgebrachte Belastung entspricht den in Kapitel 6.2.2 beschriebenen Versuchen. Dabei werden die Versuche für die sehr dichte und für die mitteldichte Lagerung der *MP -9,0_Oedo* bis zu einer vertikalen Maximalspannung von $\sigma'_v = 500$ kPa gefahren.

In Abbildung 8-8 sind die Ergebnisse der Versuche und der FEM-Simulation vergleichend dargestellt. Insgesamt stellen sich gute Übereinstimmungen zwischen Simulations- und Versuchsergebnissen ein. Die größten Abweichungen zeigen sich für beide Lagerungsdichten im Entlastungszyklus. Die Parameteroptimierung ergibt bei der Nachrechnung des Großödometerversuchs an der sehr dicht gelagerten Probe eine Abweichung der Referenzödometersteifigkeit $E_{\text{Oed}}^{\text{ref}}$ von ca. 4,0 % und beim Ohde-Exponenten m eine Abweichung von ca. 8,6 % zum Versuchsergebnis. Bei der Simulation des Versuchs an der mitteldicht gelagerten Probe stellen sich etwas größere Abweichungen zum Versuchsergebnis ein. Die Referenzödometersteifigkeit $E_{\text{Oed}}^{\text{ref}}$ weicht ca. 9,1 % und der Ohde-Exponenten m ca. 12,7 % vom Versuch ab. Die akzeptablen Abweichungen aus Messung und Simulation können auch bei diesem Versuch aus Vereinfachungen der FE-Simulation, Ungenauigkeiten bei der Versuchsdurchführung und Unregelmäßigkeiten im Probenmaterial herrühren.

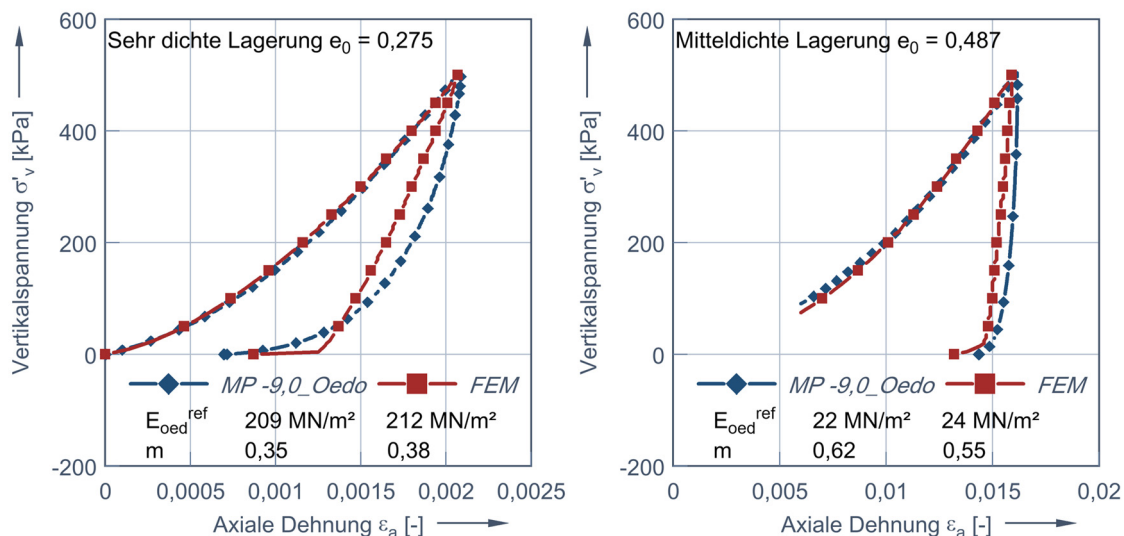


Abbildung 8-8: Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der Großödometerversuche an der Bodenprobe *MP -9,0_Oedo* – sehr dichte Lagerung (links), mitteldichte Lagerung (rechts)

Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit

Nach Gleichung (8.18) enthält das HSS-Modell eine Spannungsabhängigkeit des Schubmoduls bei sehr kleinen Dehnungen G_0 . Um die in situ Verhältnisse bei der FEM-Simulation ausreichend genau nachzubilden, kann eine Kalibrierung anhand der S-CPT Messungen durchgeführt werden. Wie in Kapitel 6.2.1 beschrieben, besteht der Bodenaufbau aus einer 8,0 m mächtigen Tonschicht (TL). Darunter befindet sich eine sehr dicht gelagerte Kiesschicht (GI) mit einer Schichtdicke von ca. 2,8 m. Die darunter

Im Bereich $z = 4,0 \text{ m} \div 6,0 \text{ m}$ weichen die gemessenen Werte stärker von den Werten des HSS-Modells ab. Aus dem in situ Bodenprofil kann keine Erklärung für die abweichende Ausbreitungsgeschwindigkeit in der Tiefe gefunden werden. Eine mögliche Ursache kann im Auftreten der Grundwasserdruckfläche ab einer Tiefe von ca. 5,0 m liegen. Die darunter liegenden wassergesättigten Böden weisen eine Veränderung der Dichte auf, was wiederum verstärkt Reflexionen der eingeleiteten Wellen verursacht (siehe Kapitel 2.2.5.1). Dadurch kann es bei den Messungen der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten zu fehlerhaften Ergebnissen durch Wellenüberlagerung in den Grenzbereichen von Dichteschwankungen kommen. Der gleiche Effekt stellt sich in den Bereichen der Bodenschichtwechsel $z = 8,0 \div 9,0 \text{ m}$ und $z = 11,0 \div 12,0 \text{ m}$ ein. Auch hier weichen die Geschwindigkeiten des HSS-Modells stärker von den gemessenen ab. Im restlichen Bereich stellt sich mit einem Referenzschubmodul $G_0^{\text{ref}} = 280 \text{ MPa}$ in der Kiesschicht eine gute Korrelation mit den Messwerten ein. In der tieferliegenden Tonschicht (TA) können gute Korrelationen mit einem $G_0^{\text{ref}} = 120 \text{ MPa}$ erreicht werden.

Schubmodulreduktion

Um die Schubmodulreduktion und den Wert für $\gamma_{0,7}$ zu kalibrieren, werden die im HSS-Modell berechneten Verläufe des Sekantenschubmoduls nach Gleichung (8.21) mit den empirischen Beziehungen aus VRETTOS (2008) bzw. EA-BAUGRUNDDYNAMIK (2018) nach Gleichung (8.28) für die entsprechenden Plastizitätszahlen I_p verglichen.

$$(8.28) \quad \frac{G}{G_0} = \frac{1,03}{1 + \frac{19\gamma^{0,8}}{1 + (I_p/15)^{1,3}}} \quad \text{für } \gamma \leq 1 \%$$

Die Schubverzerrung und die Plastizitätszahl sind in [%] einzusetzen. Neben den Kurven der Schubmodulreduktion muss bei der Kalibrierung von $\gamma_{0,7}$ auch der Verlauf der Materialdämpfung berücksichtigt werden (Laera, et al., 2015).

Die Kalibrierung des im HSS-Modell hinterlegten Materialdämpfungsverlaufs erfolgt an der Approximationsgleichung (2.41) nach VRETTOS (2008).

In Abbildung 8-10 sind die Schubmodulreduktions- und Materialdämpfungsverläufe der im FEM-Modell verwendeten Böden dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass ab der Schubverzerrungsuntergrenze $\gamma_{\text{cut-off}}$ das HSS-Modell in das HS-Modell mit der elastischen Schubsteifigkeit G_{ur} übergeht. Das elastische Materialverhalten bei kleiner Dehnung gilt somit nur bis zum Erreichen der Schubverzerrungsuntergrenze. Gleiches gilt für das Materialdämpfungsverhältnis, dieses gilt nur so lange Elastizität im Materialverhalten und eine Schubmodulreduktion auftritt. Sobald das HSS-Modell $\gamma_{\text{cut-off}}$ erreicht, nimmt die Dämpfung nicht weiter zu. Eine Zunahme der Dämpfung erfolgt ab der Schubverzerrungsuntergrenze nur noch durch die verfestigende Plastizität im HS-Modell. Die im HSS-Modell implementierten Beziehungen der Materialdämpfung gelten in diesen Bereichen nicht mehr (Brinkgreve, et al., 2007). Im Allgemeinen stellen sich für die in Abbildung 8-10 dargestellten Verläufe des HSS-Modells (FEM) mit den angegebenen Werten von $\gamma_{0,7}$ für alle drei Bodenarten bis zur Schubverzerrungsuntergrenze $\gamma_{\text{cut-off}}$, sehr gute Korrelationen mit den approximierten

Verläufen der Schubmodulreduktionskurven (I_p) nach Gleichung (8.28) ein. Größere Abweichungen sind im Verlauf der Materialdämpfung zu erkennen.

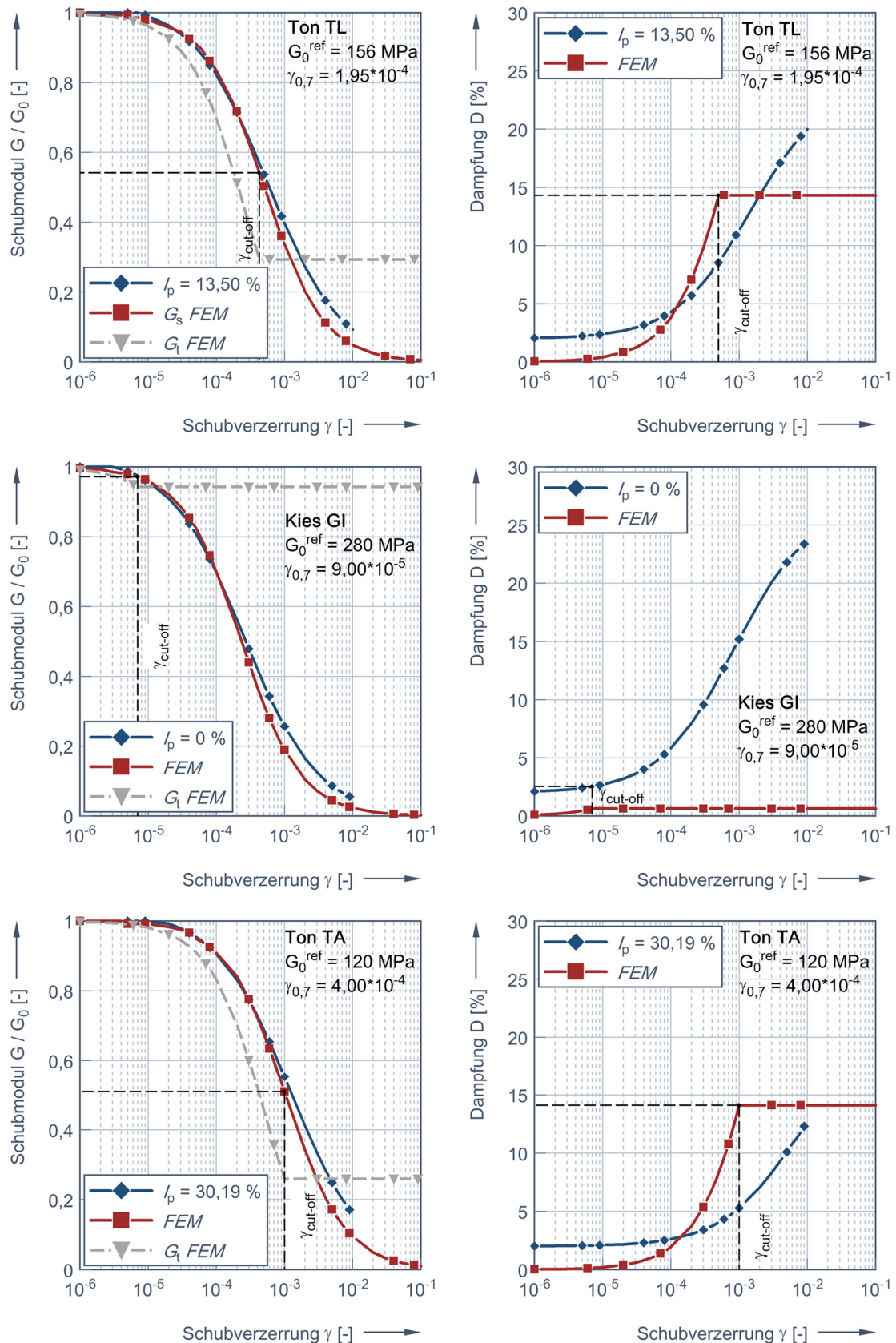


Abbildung 8-10: Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse der analysierten Triaxialversuche *Triax -3,40_CD* für die Seitendrucke $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa , 300 kPa

Bei den Tönen TA und TL ist zu erkennen, dass bis zu einer Schubverzerrung von ca. 10^{-4} die Verläufe des HSS-Modells geringere Dämpfungen ergeben. Ab einer Schubverzerrung von ca. 10^{-4} bis zur Schubverzerrungsuntergrenze $\gamma_{\text{cut-off}}$ stellen sich stärkere Dämpfungen im HSS-Modell ein. Beim Kies sind bis zum Erreichen von $\gamma_{\text{cut-off}}$ große Abweichungen der beiden Verläufe zu erkennen. Dies kann zum einen aus der Approximationsgleichung der Materialdämpfung herrühren, welche für sehr dicht gelagerte Kiese nur bedingt anwendbar ist, und zum anderen bildet der Verlauf des HSS-Modells auf Grund der hohen Schubsteifigkeitsuntergrenze G_{ur} das elastische Materialverhalten und die Schubmodulreduktion nur in einem geringen Schubverzerrungsbereich ab, bevor ein Wechsel ins HS-Modell stattfindet.

8.4 Kalibrierung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter dynamischer Kompressionsbelastung an modifizierten Triaxialversuchen aus YAMAMURO, ET AL. (2011)

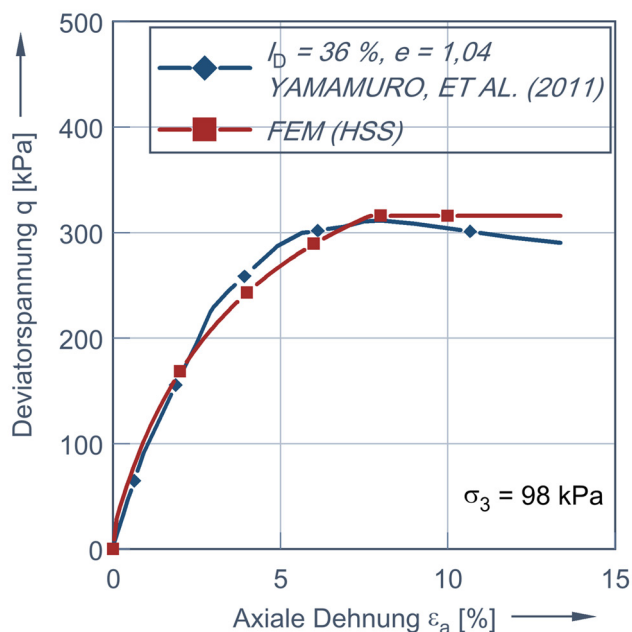
Die Modellierungen der Tragglieder unter dynamischer Belastung mittels MFDS-Modelle haben gezeigt, dass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des nichtbindigen Bodens im Kompressionsbereich unterhalb des Fußes im Vergleich zum Verhalten bei statischer Belastung wesentlich steifer ist. Dieser Effekt stützt sich auf die Annahme, dass es auf Grund von behinderten Kornumlagerungen zu geringen irreversiblen Deformationen aus Scherdehnungen und Volumenverfestigungen bei deviatorischer und isotroper Erstbelastung kommt. Eine Begründung für diese Annahme findet sich in der schnellen Aufbringung hoher Lasten im Zuge dynamischer Probelastungen. Kornumlagerungseffekte benötigen eine gewisse Zeit, um sich einzustellen. Da es durch die Impulsbelastung jedoch zu hohen Dehnungsraten im Be- und Entlastungsvorgang kommt, mangelt es an dieser Zeit weswegen sich ein steiferes Spannungs-Dehnungs-Verhalten einstellt (Zimbelmann, 2015).

Die Validierung des verwendeten Stoffmodells HSS für entsprechende Belastungen wird an modifizierten Triaxialversuchen aus YAMAMURO, ET AL. (2011) durchgeführt. Darin wurden drainierte Triaxialversuche an gebrochenem Korallensand unter statischer ($\dot{\epsilon} = 0,0022 \text{ \%}/\text{s}$) und dynamischer Belastung ($\dot{\epsilon} = 1447 \text{ \%}/\text{s}$) durchgeführt. Um die Proben mit verschiedenen Dehnungsraten $\dot{\epsilon} \leq 17,64 \frac{1}{\text{s}}$ zu belasten, wurde eine Triaxialzelle mit einer Fallapparatur zur Aufbringung von Stoßbelastungen modifiziert.

Für die numerische Nachmodellierung des statisch belasteten Triaxialversuchs wird das in Plaxis 2D enthaltene bodenmechanische Simulationsmodell für Triaxialversuche verwendet. Die verwendeten Bodenparameter sind in YAMAMURO, ET AL. (2011) enthalten bzw. werden aus den darin enthaltenen statisch belasteten Triaxialversuchen ermittelt. Eine Kalibrierung der verwendeten Bodenparameter am statischen Triaxialversuch erfolgt wie in Kapitel 8.4 durch das in *Plaxis 2D* implementierte

Parameteroptimierungsverfahren für Elementversuche. Da keine Daten zum Schubmodul G_{d0} vorliegen, wird dieser mittels empirisch ermittelter Formel aus VRETTOS (2008) über die Porenzahl $e = 1,04$ bestimmt. Die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ wird analog zum Vorgehen in Kapitel 8.4 ermittelt.

In Abbildung 8-11 sind die Spannungs-Dehnungs-Verläufe der FE-Simulation und des statisch belasteten Triaxialversuchs aus YAMAMURO, ET AL. (2011) für einen Seitendruck $\sigma_3 = 98$ kPa dargestellt. Die Modellierung des Korallensandes erfolgt mit dem HSS-Modell. Der Verlauf der Simulationsergebnisse *FEM (HSS)* wurde durch das implementierte Parameteroptimierungsverfahren ausreichend genau an den Messverlauf angepasst. In der Abbildung sind die mittels Optimierungsverfahren bestimmten Materialparameter aufgelistet. Die Simulation des dynamisch belasteten Triaxialversuchs erfolgt rotationssymmetrisch in vier Schritten. In der ersten Berechnungsphase wird der initiale Spannungszustand durch eine Schwerkraftbelastung bestimmt. In der zweiten Phase wird ein plastischer Nullschritt ohne zusätzliche Belastung durchgeführt. In Phase 3 wird die Bodenprobe entsprechend des Versuchs isotrop belastet und in Phase 4 werden die bisherigen Verformungen zu Null gesetzt und die dynamische Last aufgebracht. Die numerische Validierung bezieht sich ausschließlich auf Versuche mitteldicht gelagerter Proben ($I_D = 37$ %, $e = 1,04$) mit Seitendrücken $\sigma_3 = 98$ kPa aus YAMAMURO, ET AL. (2011).



γ	15,00	[kN/m ³]
E_{50}^{ref}	8,32	[MN/m ²]
E_{oed}^{ref}	8,32	[MN/m ²]
E_{ur}^{ref}	18,30	[MN/m ²]
m	0,5	[-]
ν_{ur}	0,2	[-]
c'	0	[kN/m ²]
ϕ'	38,1	[°]
ψ'	8,1	[°]
R_f	0,7	[-]
G_0^{ref}	59,13	[MN/m ²]
$\gamma_{0,7}$	$9 \cdot 10^{-5}$	[-]

Abbildung 8-11: Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse des statisch belasteten, drainierten Triaxialversuchs an Korallensand aus YAMAMURO, ET AL. (2011) für $\sigma_3 = 98$ kPa – q-ε-Diagramm (links), Materialparameter der FE-Simulation (rechts)

Das FE-Modell des dynamisch belasteten Triaxialversuchs ist in Abbildung 8-12 dargestellt. Die Belastung $P(t)$ entspricht dem Verlauf für lokale Dehnraten von ca. 1500 %/s entnommen aus (Yamamuro, et al., 2011). Neben den Versuchsergebnissen und den Simulationsergebnissen des HSS-Modells, sind auch die Ergebnisse der Modellierung mit dem Generalized Hardening Soil Modell (GHS-Modell) dargestellt. Bei der Modellierung mit dem GHS-Modell wurden gleiche Materialparameter verwendet. Der Unterschied liegt in der Deaktivierung der deviatorischen Fließfläche und der

Kappenfließfläche um plastische Verformungen bei Erstbelastung zu unterdrücken. Genauere Erläuterungen zum GHS-Modell folgen in Kapitel 8.6.2. Die Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass mit dem GHS-Modell die Versteifungseffekte des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter dynamischer Kompression deutlich besser abgebildet werden können, wohingegen bei den Ergebnissen des HSS-Modells bei gleichen Deviatorspannungen viel größere axiale Dehnungen als bei den Versuchsergebnissen auftreten. Wie beschrieben stellen sich geringe irreversible Deformationen aus Scherdehnungen und Volumenverfestigungen bei deviatorischer und isotroper Erstbelastung ein, da nicht genügend Zeit für Kornumlagerungen im Boden unter den hohen Dehnungsraten vorhanden ist. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass ein dynamisch stoßbelasteter nichtbindiger Boden nur unzureichend mit dem HSS-Modell modelliert werden kann. Eine Anwendung des GHS-Modells unter Deaktivierung der plastischen Deformationen bei Erstbelastung bildet das Verhalten des Bodens deutlich besser ab. Eine sinnvolle Anwendung des GHS-Modells unter beschriebenen Kompressionsverhalten erfordert jedoch immer eine differenzierte Betrachtung der Dehnungsraten und der maximal auftretenden Dehnungen.

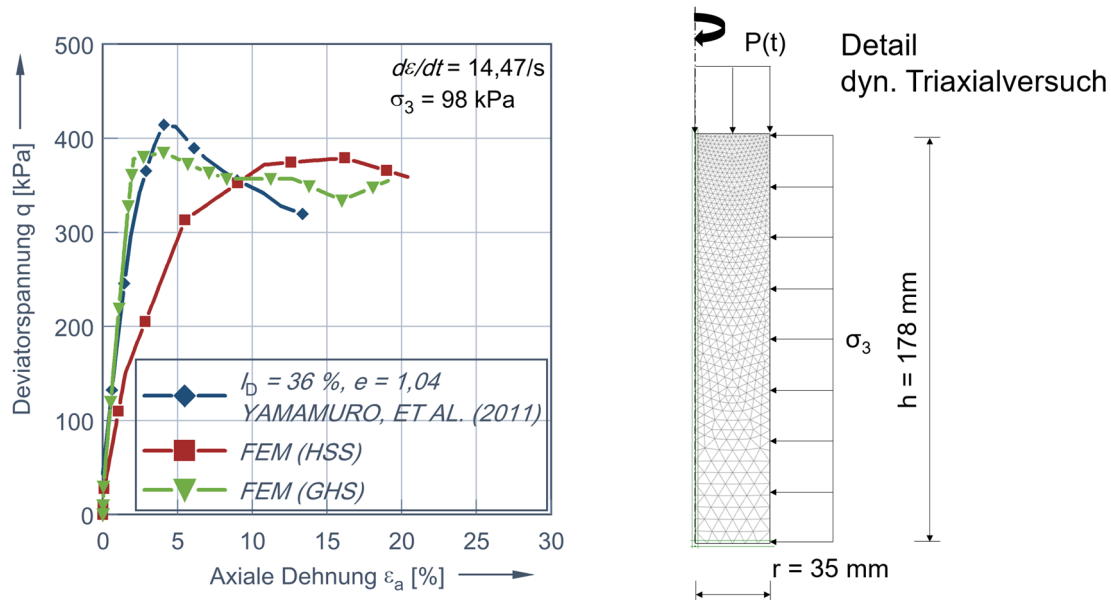


Abbildung 8-12: Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse des dynamisch belasteten, drainierten Triaxialversuchs an Korallensand aus YAMAMURO, ET AL. (2011) für $\sigma_3 = 98 \text{ kPa}$ und $\dot{\varepsilon} = 14,47/s$ – q - ε -Diagramm (links), FE-Modell (rechts)

8.5 Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung

8.5.1 Ermittlung der Zeitschritte und der Elementgrößen

Zur ausreichend genauen Simulation des Wellenausbreitungsverhaltens in den Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern müssen alle relevanten Frequenzen des Wellenausbreitungsproblems in der FE-Berechnung erfasst werden. Nach BATHE (2002) kann eine ausreichende Genauigkeit über die Wahl einer entsprechend großen

Grenzfrequenz des Belastungssignals erfolgen. Die Grenzfrequenz f_g bestimmt sich aus dem Frequenzspektrum des Belastungsimpulses. Die maximale Elementlänge L_{Element} im Tragglied bestimmt sich nach Gleichung (8.29).

$$(8.29) \quad L_{\text{Element}} \leq \frac{c_p}{nf_g}$$

Der Parameter n steht für die Anzahl der Elemente je Wellenlänge. Nach KUHLEMEYER & LYSMER (1973) sollte $n = 8$ gewählt werden. In ELMER (1995) wird für $n \geq 10$ gefordert. Im Rahmen der FE-Berechnungen wird in Anlehnung an FRITSCH (2008) $n = 20$ gewählt um eine hohe Genauigkeit zu erhalten. Die maximale Elementlänge im Interaktionsbereich Tragglied-Boden wird nach LAERA & BRINKGREVE (2015) über die minimale Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit $c_{S,\min}$ des Bodens im FE-Modell bestimmt:

$$(8.30) \quad L_{\text{Element}} \leq \frac{c_{S,\min}}{8f_g}$$

Die Ermittlung des für die FE-Berechnung verwendeten Zeitschritts Δt erfolgt über das im FE-Programm *Plaxis 2D* implementierte Zeitschrittermittlungsverfahren. Dabei wird nach PAL (1998) der kritische Zeitschritt Δt_{krit} für alle im FE-Modell enthaltenen Elemente gemäß Gleichung (8.31) bestimmt. Der minimale Wert wird als Zeitschritt Δt verwendet, um zu garantieren, dass sich die in der FE-Simulation eingeleiteten und entstehenden Wellen je Zeitschritt nicht weiter ausbreiten als die minimale Elementlänge des FE-Modells.

$$(8.31) \quad \Delta t_{\text{krit}} = \frac{L_{\text{Element}}}{\alpha c_p \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left(1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2}\right)}}$$

Bei den Parametern B bzw. S handelt es sich um die größte Abmessung bzw. die Oberfläche des finiten Elements. Der Parameter α steht für den Typ des finiten Elements. Für die im Rahmen der Simulation verwendeten 15 Knoten-Elemente kann nach ZIENKIEWICZ & TAYLOR (1991) ein $\alpha \approx 0,7482$ verwendet werden. In *Plaxis 2D* bestimmt sich der Zeitschritt über die Eingabe von Berechnungsschritten m und Zwischenschritten n und dem Berechnungszeitintervall $t_{\text{dyn,cal}}$. Somit werden m und n so gewählt, dass sich der entsprechende minimale Zeitschritt Δt ergibt:

$$(8.32) \quad \Delta t = \frac{t_{\text{dyn,cal}}}{m \cdot n}$$

Dabei ist darauf zu achten, dass die Berechnungsschritte m den Stützstellen der dynamischen Belastung entsprechen (Laera, et al., 2015).

8.5.2 Finite Element Modelle

Zur Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer Belastung werden rotationssymmetrische FE-Modelle mit 15-knotigen

Dreieckselementen verwendet. Die Modelle haben einen Radius $r = 10,0$ m und eine Gesamthöhe $h = 20,0$ m. Die Knoten der seitlichen Modellränder sind horizontal unverschieblich und die Knoten des unteren Modellrandes sind horizontal und vertikal unverschieblich gelagert. An den unteren und äußeren Modellrändern sind zusätzlich viskose Dämpfungselemente in vertikaler und horizontaler Richtung angebracht, um Wellenreflexionen zu unterdrücken. An diesen Rändern wird das Spannungskrement, welches durch die dynamische Belastung ins Modell eingebracht wird, absorbiert (siehe u.a. GALAVI, ET AL. (2013)).

In Abbildung 8-13 sind die Ergebnisse zum untersuchten Reflexionsverhalten der Wellen an den Modellrändern dargestellt. Um die Wirkung der viskosen Dämpfungselemente im Modell zu untersuchen wird an einem Punkt A im Mantelbereich und einem Punkt B im Fußbereich eines dynamisch belasteten CFA der Schubverzerrungs- bzw. der Volumendehnungs-Zeitverlauf berechnet. Im Mantelbereich kommt es vorwiegend zur Abstrahlung von Scherwellen, die Schubverzerrungen im Modell bewirken. Im Bereich unterm Fuß wiederum dominiert die Abstrahlung von Kompressionswellen, deren Ausbreitung durch volumetrische Kompressions- und Dekompressionseffekte charakterisiert ist.

Die berechneten Schubverzerrungs- bzw. die Volumendehnungs-Zeitverläufe zeigen, dass es zu den Zeitpunkten $t = 2L_{A-Rand}/c_S$ bzw. $t = 2L_{B-Rand}/c_P$, an denen die reflektierten Wellen wieder die Messpunkte durchlaufen, zu vernachlässigbar geringen Reflexion von Scher- oder Kompressionswellen an den Modellrändern kommt. Dies belegt, dass die entsprechenden Modellabmessungen in Kombination mit den Dämpfungselementen ausreichen, um Wellenanteile aus Reflexionen an den Modellrändern in den Systemantworten vernachlässigbar gering zu halten.

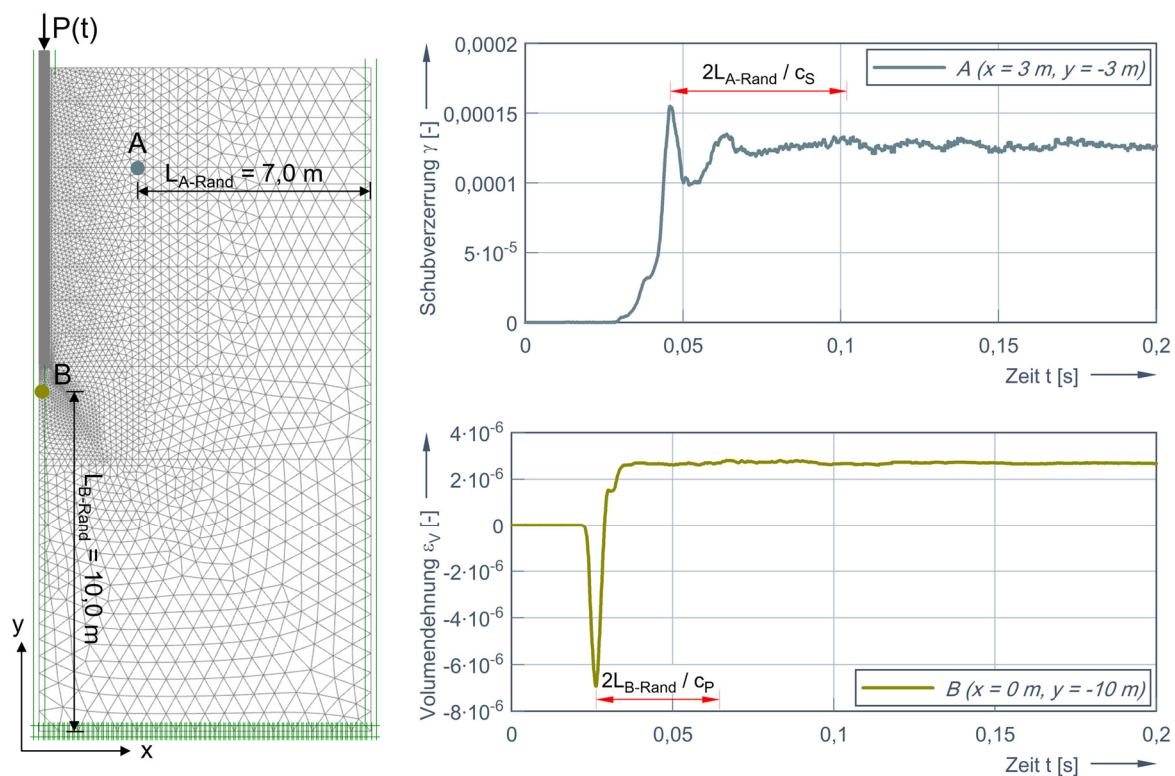


Abbildung 8-13: Numerische Untersuchung zum Wellenreflexionsverhalten an den Modellrändern

Die Traglieder werden linear elastisch modelliert, da die Steifigkeiten des CFA- bzw. BSS-Betons wesentlich größer ist als die des umliegenden Baugrundes.

Im Interaktionsbereich Tragglied-Boden kommen Verfeinerungen des FE-Netzes zur Anwendung, da in diesem Bereich mit Spannungskonzentrationen und größeren Verformung zu rechnen ist. Dadurch kann die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse erhöht werden. Die unter Kapitel 7.3.4 erläuterten mechanischen Veränderungen im Interaktionsbereich Tragglied-Boden, bedingt durch den Herstellungsprozess, werden bei FE-Berechnungen oft durch Interface-Elemente mit veränderten Spannungs- bzw. Scherfestigkeitseigenschaften simuliert (siehe u.a. WEHNERT (2006), WOLFF (2009) und AGHAYARZADEH (2019)). Die Interface-Elemente in *Plaxis 2D* werden durch ein linear-elastisches und ideal-plastisches Materialverhalten mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb beschrieben. Genauere Erläuterungen und die numerischen Formulierungen zu den Interface-Elementen in *Plaxis* sind in VAN LANGEN (1991) und VAN LANGEN & VERMEER (1991) enthalten. Bei der Simulation von dynamischen Wellenausbreitungsproblemen in Pfählen bzw. pfahlartigen Traggliedern führt eine Anwendung von Interface-Elementen im Mantelbereich zu einer Vernachlässigung der Materialdämpfung im direkten Interaktionsbereich Tragglied-Boden. Hysteretisches Materialdämpfungsverhalten kann mit dem Stoffgesetz der Interface-Elemente lediglich vereinfacht über die frequenzabhängige Rayleigh-Dämpfung simuliert werden. Um im Interaktionsbereich Tragglied-Boden die volle Wirkung der Materialdämpfung zu erhalten, wird dieser mittels Kontinuums-elementen mit dem HSS-Stoffmodell modelliert. Diese Modellierungsart des Interaktionsbereichs hat eine starke Netzabhängigkeit der Berechnungsergebnisse zur Folge. Numerische Untersuchungen in REUL (2000) zeigen, dass die Netzabhängigkeit umgangen werden kann, indem am Traggliedmantel Finite Elemente mit einer Dicke von 10 % bis 20 % des Radius angebracht werden. Für die folgende Modellierung werden Finite Elemente der Dicke $d_{IB} = 0,2 \cdot r$ verwendet. Die Variation der Scherfestigkeitsparameter c' und φ' im Mantelbereich wird in diesen Interaktionsbereich durchgeführt (Berechnung der undrainierten Scherfestigkeitsparameter aus den effektiven Scherfestigkeitsparameter nach *Undrained (A)* Methode in *Plaxis*). Dabei erfolgt eine Unterteilung in Abschnitte mit einer Länge $l_{IB} = 1,0$ m.

Bei den FE-Modellierungen werden, wie bei den MFDS-Modellen, unterhalb des Fußes Konusbereiche angewendet. Wie bereits in Kapitel 7.3.2 erläutert, stützt sich die Anwendung der Konusbereiche bei dynamisch belasteten Traggliedern auf das Modell nach LINDER (1977) und konnte im Rahmen dieser Arbeit durch PWD-Messungen im Fußbereich der Tragglieder abgesichert werden. Die Modellierung der Konusbereiche erfolgt unter Verwendung des Stoffmodells Generalized Hardening Soil (GHS). Beim GHS-Modell handelt es sich um ein anwenderdefiniertes Stoffmodell. Es besteht die Möglichkeit verschiedene Eigenschaften des HS- bzw. HSS-Modells, wie beispielsweise die Barotropie, deviatorische Fließfläche, Kappenfließfläche und Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, auszuschalten (siehe u.a. NEJJAR, ET AL. (2019) und ALMUKASHFI (2018)). Bei der Verwendung des Stoffmodells im Konusbereich, unter dem Fuß der Tragglieder, werden die gleichen Materialparameter wie bei der sehr dicht gelagerten Kiesschicht verwendet (siehe Tabelle 8-1). Die dehnungsabhängige Steifigkeit bei kleiner Dehnung und die Barotropie der Steifigkeiten werden analog zum HSS-Modell verwendet. Irreversible Scherdehnungen, wie auch irreversible Volumenverfestigungen aus deviatorischer und isotroper Erstbelastung, werden hingegen ausgeschaltet. Plastifizierungen finden nur bei Überschreitung der Scherfestigkeiten nach dem MC-

Bruchkriterium statt. Somit verhält sich der Boden im Konus bei Erstbelastung analog zum Wiederbelastungsverhalten des HSS-Modells. Die Anwendung dieses Materialverhaltens im Konusbereich stützt auf die numerischen Voruntersuchungen zum steiferen Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei dynamischer Stoßbelastung im triaxialen Spannungszustand nach Kapitel 8.5. Zudem kommt es auf Grund der Auflockerungseffekte im Randbereich des Konus zum Anstieg der radialen Spannungen auf den Kompressionsbereich (vgl. Abbildung 8-14). Dies und die hohe Lagerungsdichte der Kiesschicht begünstigen zusätzlich die Behinderung von Kornumlagerungen bzw. das steifere Materialverhalten.

Nach LAERA & BRINKGREVE (2015) wird zusätzlich eine Rayleighdämpfung im Konusbereich aufgebracht. Die hysteretische Materialdämpfung erfasst Dämpfungseffekte im Bereich von $\gamma = 10^{-4} \div 10^{-2} \%$. In den (hoch)dynamisch belasteten Konusbereichen müssen auch Dämpfungseffekte in den Bereichen $\gamma \leq 10^{-4} \%$ erfasst werden. In LAERA & BRINKGREVE (2015) wird empfohlen diese Dämpfungseffekte über die Rayleighdämpfungskoeffizienten mit einer geringen Dämpfung von $D = 0,5 \div 2 \%$ zu beschreiben. Dabei werden zwei Zielfrequenzen bestimmt. Die erste Zielfrequenz erhält man über die Eigenfrequenz der Bodenschicht f_s nach Gleichung (8.33).

$$(8.33) \quad f_1 = f_s = \frac{c_s}{4d_{\text{Boden}}}$$

$$(8.34) \quad f_2 = f_i / f_1$$

Bei dem angewendeten Verfahren aus LAERA & BRINKGREVE (2015) bestimmt sich die zweite Zielfrequenz aus dem Verhältnis der dominanten Frequenz des Belastungsimpulses und der ersten Zielfrequenz nach Gleichung (8.34). Dabei ist zu beachten, dass nicht das Ergebnis des Verhältnisses eingesetzt wird, sondern die nächste ganzzahlige ungerade Zahl größer als das Ergebnis. Somit würde für ein Verhältnis $f_i/f_1 = 1,34$ die Zielfrequenz $f_2 = 3$ Hz gesetzt werden. Die Berechnung der Rayleighdämpfungskoeffizienten α und β können in BRINKGREVE, ET AL. (2015) nachgeschlagen werden.

In Abbildung 8-14 sind graphisch die Ergebnisse der FE-Simulation des Konusbereichs unter dem Fuß eines dynamisch belasteten CFA bei $P(t) = P_{\max}$ dargestellt. Die ermittelten vertikalen bzw. horizontalen Verschiebungen werden mit dem Modell der Verformungen am Pfahlfuß nach LINDER (1977) verglichen. Dabei zeigt sich, dass durch impulsartige Belastung im Kompressionsbereich die vertikalen Deformationen dominieren. Im Scherbereich sieht man, dass sich die größten horizontalen bzw. radialen Verformungen einstellen. Dies entspricht dem Modell der Verformungen am Pfahlfuß nach LINDER (1977) und zeigt, dass sich bei der numerischen Simulation unter dynamischer Belastung gleiche Verformungsbereiche ausbilden.

Für die unterschiedlichen Tragglieðtypen werden verschiedene FE-Modelle erstellt. Die Berechnungen werden undrainiert gekoppelt mit einer Konsolidationsberechnung durchgeführt. Die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeiten der Böden erfolgt unter Verwendung der in *Plaxis* implementierten *Undrained (A)* Methode. Dabei werden die undrainierten Scherfestigkeitsparameter nicht als Eingabewert in den Materialparametern definiert, sondern aus effektiven Scherfestigkeitsparametern berechnet. Diese Methode sollte eher bei hochwertigen Stoffmodellen wie

beispielsweise beim HSS-Modell verwendet werden. Eine genauere Beschreibung der *Undrained (A)* Methode ist u.a. in WEHNERT (2006) enthalten.

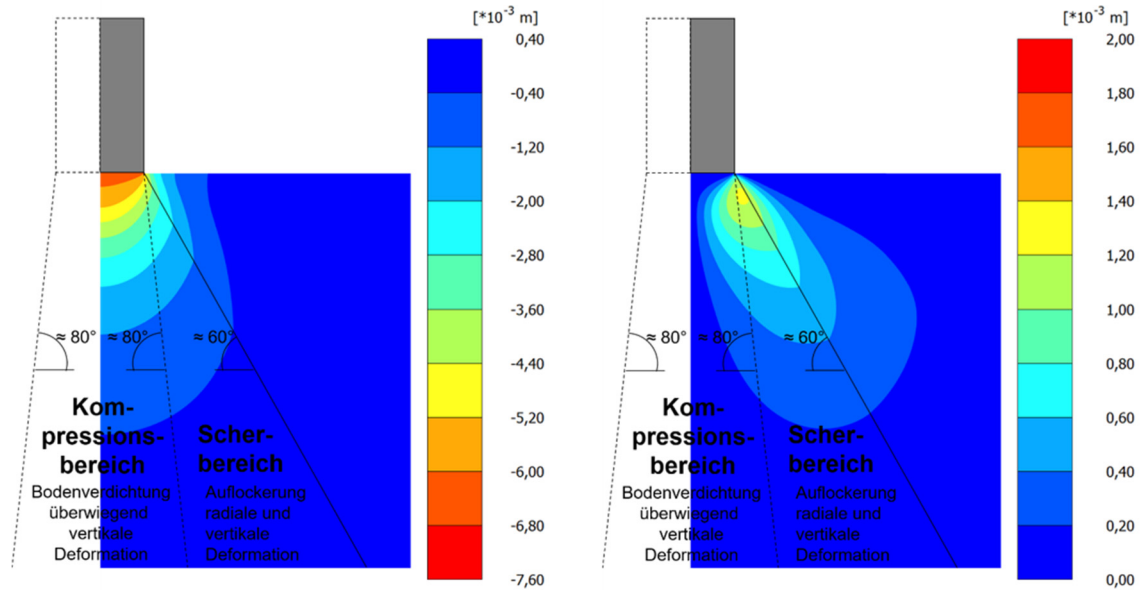


Abbildung 8-14: Vergleich der Simulationsergebnisse eines dynamisch belasteten CFA im Fußbereich mit dem Modell nach LINDER (1977) – vertikale Verformungen u_y (links), horizontale Verformungen u_x (rechts)

In Abbildung 8-15 sind die Ergebnisse der Porenwasserüberdrücke p_{exess} und der mittleren effektiven Hauptspannungen p' bei $P(t) = P_{\text{max}}$ dargestellt. Betrachtet man den Spannungsverlauf der Porenwasserüberdrücke ist zu erkennen, dass sich direkt unterhalb des Fußes die größten Porenwasserüberdrücke ausbilden. Dies kann man auch bei den mittleren effektiven Hauptspannungen erkennen, da in dem Bereich kaum effektive Spannungen auftreten. Die Ergebnisse belegen, dass die gezielten Auflockerungen der fußpunktentkoppelten Tragglieder bei den dynamischen Belastungen ihre Wirkung verlieren, da die eingeleiteten Spannungen nur geringfügig aufs Korngerüst übertragen werden. Um den Bereich der Porenwasserüberdrücke bildet sich ein Bereich, in dem sich Porenwasserunterdrücke ausbilden. Auf Grund von Dilatation kommt es zur Volumenzunahme und zu Porenwasserunterdrücken. Um die Druckunterschiede auszugleichen, stellen sich Saugspannungen in den Poren ein, was wiederum zur Erhöhung der effektiven Spannungen in dem Bereich führt. Nach WHITMAN (1970) entsteht dieser Effekt bei wassergesättigten granularen Böden unter hohen Dehnungsraten auf Grund des dilatanten Materialverhaltens. Versuchsergebnisse in YAMAMURO, ET AL. (2011) belegen, dass sich mit ansteigender Dehnungsrate auch ein Anstieg des dilatanten Materialverhaltens einstellt.

Die Materialparameter der Böden, Interaktionsbereiche und Tragglieder die für die dynamischen FE-Simulationen verwendet werden, sind in Anhang A4.1 aufgelistet. Die Größen der Parameter ergeben sich aus durchgeführten Labor- und Feldversuchen sowie numerischen Simulationen der Versuche (siehe Kapitel 6.2 und Kapitel 8.4).

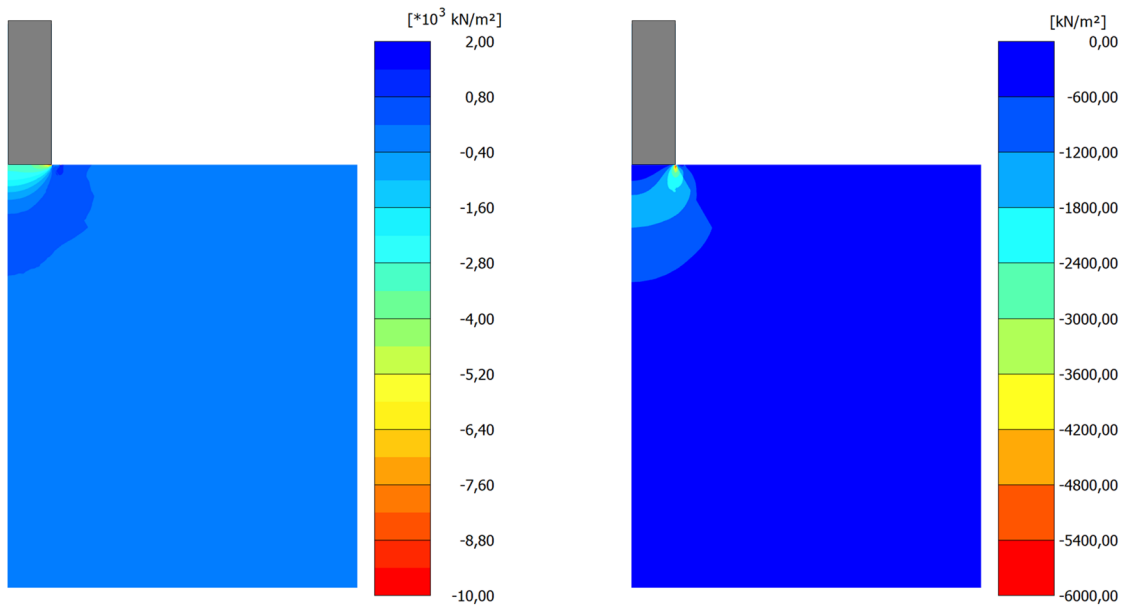


Abbildung 8-15: Simulationsergebnisse eines dynamisch belasteten CFA im Fußbereich – Porenwasserüberdrücke p_{excess} (links), mittlere effektive Hauptspannungen p' (rechts)

CFA-Pfähle

In Abbildung 8-16 ist das FE-Modell der dynamisch axial belasteten CFA dargestellt. In Detail A kann man erkennen, dass der Konus mit konstanter dynamischer Steifigkeit einen Öffnungswinkel von 60° und eine Höhe $h = 2,80$ m aufweist.

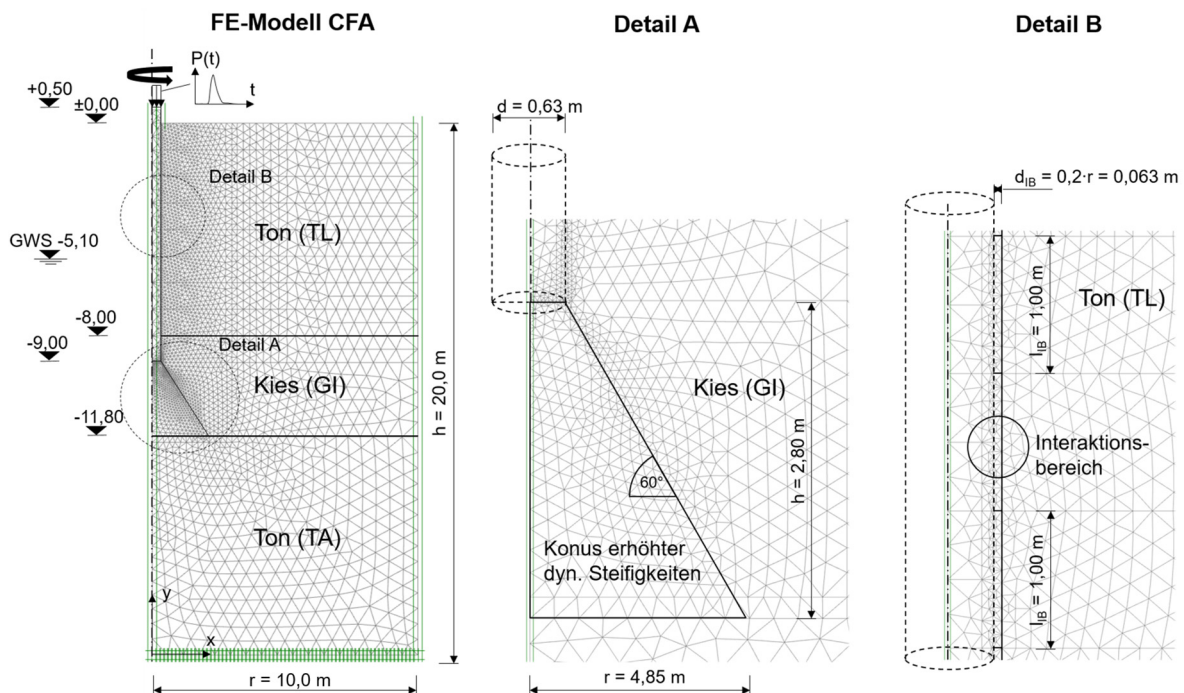


Abbildung 8-16: FE-Modell der dynamisch axial belasteten CFA

Die Höhe und der Öffnungswinkel des Konus stützen sich auf numerische Untersuchungen zum Einfluss der variierenden Randbedingungen auf die Systemantwort des FE-Modells in Kapitel 8.5.5. Die Zielfrequenzen des vereinfachten Ansatzes zur Implementierung der Dämpfungseffekte in den Bereichen $\gamma \leq 10^{-4} \%$

ergeben sich nach Gleichung (8.33) und (8.34) für beide CFA zu $f_1 = 29,28$ Hz. Die Verhältnisse f_i/f_1 für CFA 10 bzw. CFA 7 sind $28,18$ Hz / $29,28$ Hz = $0,96$ bzw. $27,30$ Hz / $29,28$ Hz = $0,93$. Somit werden bei beiden ein $f_2 = 1,00$ Hz angesetzt. In Tabelle 8-1 sind die verwendeten Materialparameter des Konus mit dem Stoffmodell GHS aufgelistet.

Betonstopfsäulen (BSS)

Die Modellierung der dynamisch probebelasteten BSS erfolgt analog zu dem Modell der CFA. Um die veränderlichen Querschnitte und die daraus resultierenden Konsoleffekte durch Verzahnung der BSS mit dem Boden zu berücksichtigen, werden die BSS analog zu dem MFDS-Modell in Segmente mit Länge $l_{se} = 1,0$ m und mittleren Radius $r_{0,se}$ unterteilt (vgl. Abbildung 8-17).

Die Dicken der Interaktionsbereiche bestimmen sich über den mittleren Radius der Segmente $d_{IB} = 0,2 \cdot r_{0,se}$. Die mittleren Radien der BSS werden aus den Abmessungen der ausgegrabenen Stücke ermittelt und über die Tiefe extrapoliert.

Die Materialparameter des Konusbereichs für die FE-Modelle der fußpunktentkoppelten BSS 4 und der aufstehenden BSS 1 sind in Tabelle 8-1 aufgelistet. Die Zielfrequenzen des vereinfachten Ansatzes zur Implementierung der Dämpfungseffekte in den Bereichen $\gamma \leq 10^{-4}$ % ergeben sich nach Gleichung (8.33) und (8.34) für beide BSS zu $f_1 = 29,28$ Hz. Die Verhältnisse f_i/f_1 für BSS 4 und BSS 1 sind $9,76$ Hz / $29,28$ Hz = $0,33$. Somit werden bei beiden ein $f_2 = 1,00$ Hz angesetzt.

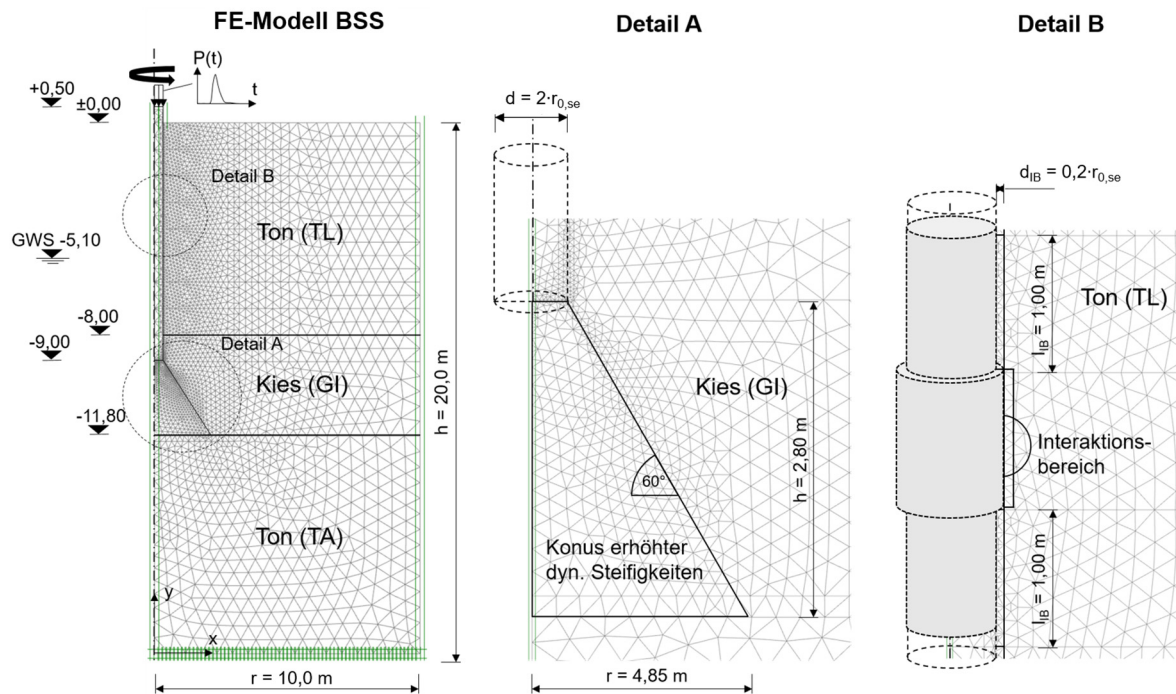


Abbildung 8-17: FE-Modell der dynamisch axial belasteten BSS

Sämtliche manuell einstellbaren Parameter der Spannungsabhängigkeit bzw. der Dehnungsabhängigkeit im GHS-Modell entsprechen denen des HSS-Modells. Bei den Fließflächen kommt lediglich das MC-Bruchkriterium zur Anwendung.

Tabelle 8-1: Für die FE-Simulation der CFA und BSS verwendete Parameterwerte des Konusbereichs unterhalb der Traggliedfußpunkte

Parameter	Einheit	CFA 7 / CFA 10	BSS 1 / BSS 4
Stoffmodell		Generalized Hardening Soil	Generalized Hardening Soil
Wichte γ	[kN/m ³]	21,55	21,55
Kohäsion c'	[kN/m ²]	0,00	0,00
Reibungswinkel φ'	[°]	48,70	48,70
Dilatanzwinkel ψ'	[°]	18,70	18,70
Sekantenmodul E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	212,00	212,00
Tangentenmodul E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	212,00	212,00
Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	636,00	636,00
Exponent m	[-]	0,38	0,38
Schubmodul G_0^{ref}	[MN/m ²]	280,00	280,00
Schubverzerrung $\gamma_{0,7}$	[.]	$0,9 \cdot 10^{-4}$	$0,9 \cdot 10^{-4}$
Querdehnzahl ν_{ur}	[-]	0,2	0,2
Spannungsabhängige Steifigkeit	[-]	2 (HSS)	2 (HSS)
Dehnungsabhängige Steifigkeit	[-]	1 (HSS)	1 (HSS)
Fließfläche	[-]	1 (MC)	1 (MC)
Formel für die Spannungsabhängigkeit	[-]	0 (HSS)	0 (HSS)
Rayleigh α	[-]	0,243	0,243
Rayleigh β	[-]	$0,210 \cdot 10^{-3}$	$0,210 \cdot 10^{-3}$

8.5.3 Berechnungsphasen

Um mit Hilfe der FE-Simulation das Verhalten der Tragglieder unter dynamischer Belastung möglichst realitätsnahe abzubilden, müssen beispielsweise Ausgangsspannungszustände und Veränderung im Baugrund, bedingt durch die Herstellung der Tragglieder, berücksichtigt werden. Es empfiehlt sich hierbei eine schrittweise Simulation der Probelastung durchzuführen. Dabei gliedert sich der Berechnungsablauf bei den CFA und BSS in jeweils fünf Phasen.

In der ersten Berechnungsphase wird mittels Schwerkraftbelastung (*gravity loading*) der initiale Spannungszustand erzeugt. Im Anschluss folgt in Berechnungsphase 2 ein plastischer Nullschritt. Hierbei werden keine weiteren Belastungen in der Simulation aktiviert um sicherzustellen, dass keine plastischen Punkte im Modell auftreten und sich das Spannungsfeld im Gleichgewicht befindet. In Belastungsphase 3 wird die Herstellung der Tragglieder simuliert. Dies erfolgt durch die „Wished-in-Place“-Methode, indem die Materialeigenschaft bestimmter Bodenelemente durch die Materialeigenschaft der CFA- bzw. BSS-Materials getauscht werden. Zudem werden die Interaktionsbereiche im Mantelbereich der Tragglieder modelliert. Diese stark vereinfachte Modellierung bildet die komplexen Veränderungen beim Herstellungsprozess der Tragglieder nur bedingt

ab. Besonders bei den BSS werden Effekte der Bodenverdrängung durch den Einbauprozess nicht berücksichtigt. Ziel der Simulationsmethodik ist es nicht, die Einbauvorgänge möglichst genau nachzubilden, sondern die daraus resultierenden Veränderungen über Parametervariation der Interaktionsbereiche am Mantel zu erfassen, indem die Systemantworten der Variationsberechnungen an den Messergebnissen der dynamischen Probelastung kalibriert werden. In Berechnungsphase 4 wird eine Konsolidationsberechnung durchgeführt. Diese erstreckt sich über ein Zeitintervall von 63 Tagen, was im Mittel der Zeit zwischen Herstellung und dynamischer Belastung der Tragglieder in situ entspricht. In der fünften Belastungsphase wird die dynamische Belastung aufgebracht und der Konusbereich mit konstanter dynamischer Steifigkeit unterhalb des Fußes im Modell aktiviert. Eventuelle Verformungen aus den vorherigen Phasen werden zu Null gesetzt. Die Simulation der dynamischen Probelastung erfolgt lastgesteuert. Der zeitliche Belastungsverlauf $P(t)$ wird analog zur MFDS-Simulation nach Kapitel 7.3.3 bestimmt.

8.5.4 Parametervariation und Kalibrierung der FE-Modelle

Die Parametervariation der FE-Simulation erfolgt analog zum Vorgehen bei der MFDS-Simulation. Die Scherfestigkeiten der Interaktionsbereiche werden so lange iterativ angepasst bis sich zwischen Simulations- und Messergebnis eine ausreichend genaue Übereinstimmung einstellt. Dabei werden die Kenntnisse der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten im Tragglied verwendet, um die Bereiche stärkerer Mantelreibungen zu detektieren und entsprechend bei der Anpassung der Scherfestigkeit zu berücksichtigen. Eine Variation der Scherfestigkeit erfolgt lediglich über die effektiven Parameter der Kohäsion c' und des Reibungswinkels φ' . Die Berücksichtigung von Dilatanzeffekten erfolgt über den Dilatanzwinkel ψ' . Dabei wird der vereinfachte Zusammenhang für $\varphi' > 30^\circ$ mit $\psi' = \varphi' - 30^\circ$ verwendet. Neben den Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten erfolgt zudem eine Betrachtung der Mantelreibungsverläufe, um Erkenntnis über spezifische Effekte der Scherfestigkeitsentwicklung zu detektieren und diese wiederum in der Variation der Scherfestigkeitsparameter zu berücksichtigen. Dabei geht es speziell um die Unterschiede bei fußpunktentkoppelten und aufstehenden Traggliedern. Wie in den Auswertungen der Mantelreibungen gemäß Kapitel 6.5.3 festgestellt werden konnte, zeigt sich bei den entkoppelten Traggliedern ein mit zunehmender Belastung fortlaufender Anstieg der Mantelreibungen in bestimmten Bereichen. Dies kann durch dilatantes Materialverhalten im Zuge der Entfestigung und einem damit verbundenen Anstieg der Kontaktnormalspannungen im Interaktionsbereich Tragglied-Boden erklärt werden. Um solche Effekte in der FE-Simulation zu berücksichtigen, muss die zusätzliche Miteinbeziehung der Mantelreibungsentwicklung bei der Parametervariation der Scherfestigkeiten im Interaktionsbereich erfolgen.

Die Ergebnisse der MFDS zur Simulation der dynamischen Probelastung an den BSS haben gezeigt, dass sich die Messverläufe der Schwinggeschwindigkeit und die daraus bestimmten dynamischen Kopfsetzungen nur bedingt zur Kalibrierung der Simulationsmodelle eignen. Wie bereits beschrieben, liegt dies an den deutlichen Variationen der Material- und Querschnittsverhältnisse und den daraus resultierenden Impedanzänderungen der BSS. Reflexionen der eingeleiteten Welle entlang des

Mantelbereiches resultieren nicht überwiegend aus Bodeneinflüssen, sondern auch aus Impedanzwechseln im Tragglied. Dieser Effekt hat zur Folge, dass sich der gemessene Schwinggeschwindigkeitsverlauf am Kopf mitunter aus reflektierten Wellenanteilen zusammensetzt, die nicht auf Mantelreibungseffekten basieren. Aus diesem Grund wird bei den BSS die Kalibrierung der Scherfestigkeitsparameter an den statischen Probelastungen durchgeführt. Um eine Aussage über die Anwendbarkeit des Kalibrierverfahrens an den Messergebnissen der dynamischen Probelastung bei den BSS treffen zu können, werden die Systemantworten der Modelle, deren Scherfestigkeitsparameter an den Ergebnissen aus statischer Probelastung kalibriert wurden, mit den in situ Messungen verglichen.

CFA-Pfähle

Die Kurvenverläufe *FEM-Lab* bzw. *FEM-Opt* in den Abbildung 8-18 und Abbildung 8-19 beziehen sich auf die Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen mit Scherfestigkeitsparametern c' und φ' im Interaktionsbereich aus bodenmechanischen Untersuchungen bzw. auf die Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen mit optimierten Scherfestigkeitsparametern gemäß Tabelle 8-2.

In Abbildung 8-18 werden die gemessenen Schwinggeschwindigkeitsverläufe und die zeitlichen Verläufe der axialen Kopfsetzung des aufstehenden CFA 7 mit den Ergebnissen der FE-Simulation verglichen. Die Verläufe der axialen Kopfsetzungen wurden für alle Tragglieder aus den Messergebnissen der Schwinggeschwindigkeitsverläufe durch Integration über die Zeit bestimmt. Vergleicht man den Kurvenverlauf der Schwinggeschwindigkeit am Kopf des CFA 7, wird deutlich, dass durch die Variation der Scherfestigkeitsparameter (*FEM-Opt*) eine optimale Angleichung im Bereich der beiden Maxima erzielt wurde. Im weiteren Verlauf kann man erkennen, dass die negativen Schwinggeschwindigkeiten der beiden FE-Simulationskurven schneller abklingen, als dies bei den Messergebnissen der Fall ist. Genauer kann man dies beim Verlauf der Kopfsetzungen $s(t)$ erkennen.

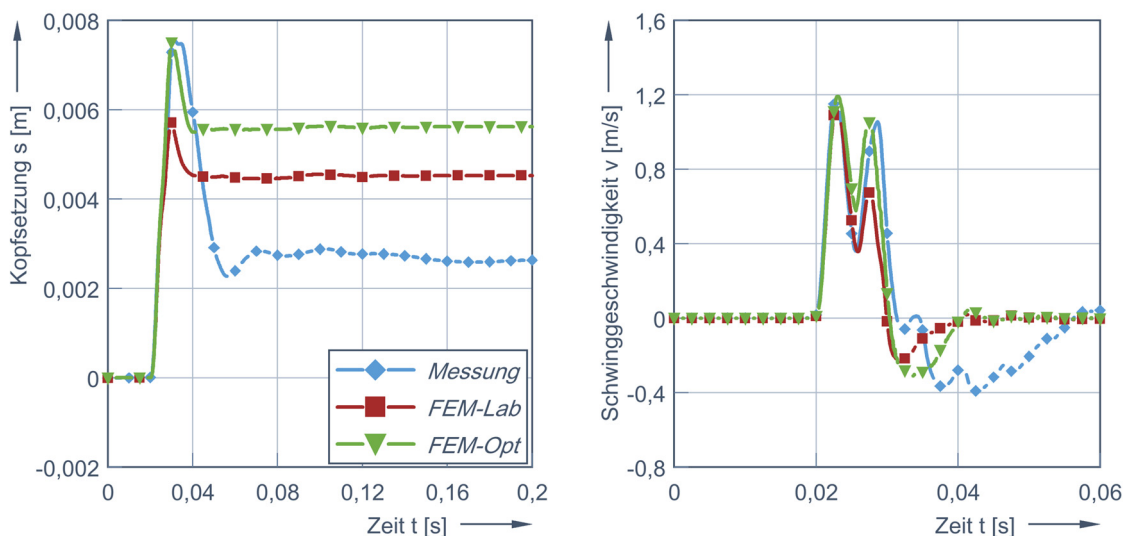


Abbildung 8-18: Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse des aufstehenden CFA 7 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

Durch die Parametervariation konnten bis zum Maximalwert nahezu identische Verläufe

der zwischen *Messung* und *FEM-Opt* erreicht werden. Im Bereich der permanenten Setzungen stellen sich größere Abweichungen zu den Messergebnissen ein. Der Unterschied zwischen den permanenten Setzungen in situ und den Ergebnissen der FE-Simulation kann von der erhöhten dynamischen Scherfestigkeit im Kompressionsbereich unterhalb des Fußes herrühren. Die Ergebnisse aus YAMAMURO, ET AL. (2011) zeigen, dass sich mit zunehmender Dehnungsrate eine Erhöhung des Hauptspannungsverhältnisses σ_1/σ_3 von bis zu 30 %, verglichen mit den Ergebnissen konventionell durchgeführter Triaxialversuche, einstellt. Nach WHITMAN (1970) kann es unter hohen Dehnungsraten bei wassergesättigten granularen Böden zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit von 100 ÷ 200 % kommen. In Kapitel 8.6.5 wird dieses Verhalten näher untersucht.

In Abbildung 8-19 sind die Gegenüberstellungen der Messergebnisse und der FE-Simulationen mit optimierten und laboratorisch ermittelten Parametern des fußpunktentkoppelten CFA 10 dargestellt.

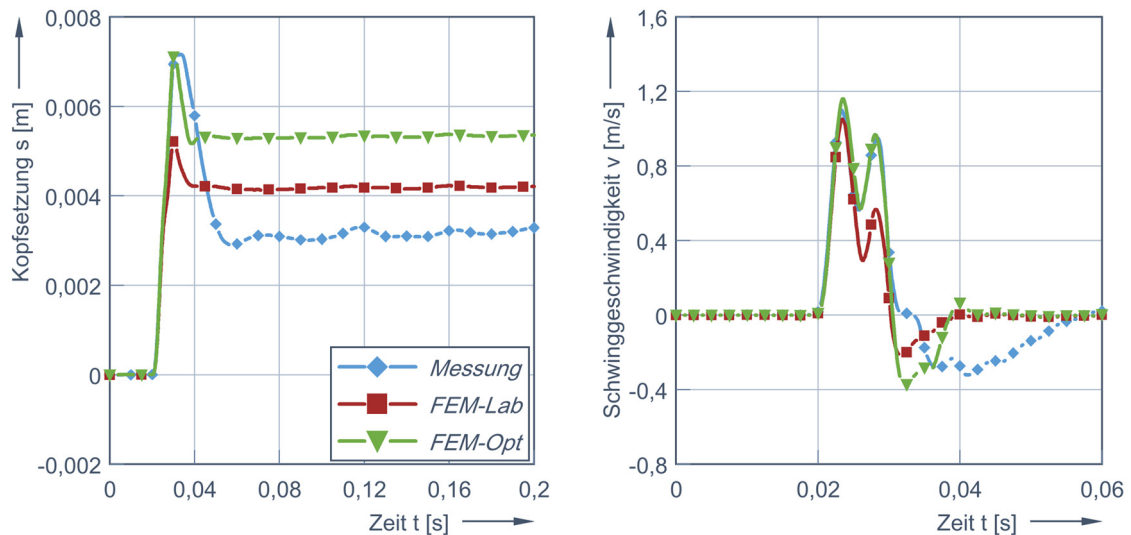


Abbildung 8-19: Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 10 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

Beim Verlauf der Schwinggeschwindigkeiten kann man erkennen, dass die Parameteroptimierung im Bereich der Maxima eine hohe Übereinstimmung mit den Messungen aufweist. Gleiches gilt für den zeitlichen Verlauf der Kopfsetzungen bis zum Maximum. Danach stellen sich auch beim fußpunktentkoppelten CFA 10 größere Abweichungen in den Beiden Verläufen der *FEM-Opt* mit den Verläufen der *Messung* ein. Die Abweichungen können auch bei diesem Tragglied durch die beschriebenen Effekte begründet werden. In Summe kann man bei den Ergebnissen der FE-Simulation mit den optimierten Parametern im Vergleich zu den Kurvenverläufen *FEM-Lab* eine deutlich bessere Angleichung zu den Messergebnissen erkennen.

Tabelle 8-2: Materialdatensätze der Scherfestigkeitsparameter der CFA als Ergebnis der Parametervariation (Opt) im Vergleich mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab)

Abschnitt [m u. GOF]	CFA 7		CFA 10	
	Kohäsion c' Lab / Opt [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' Dilatanzwinkel ψ' Lab / Opt [°]	Kohäsion c' Lab / Opt [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' Dilatanzwinkel ψ' Lab / Opt [°]
0 – 1	52 / 45	30 / 30 0 / 0	52 / 0	30 / 25 0 / 0
1 – 2	52 / 45	30 / 30 0 / 0	52 / 0	30 / 25 0 / 0
2 – 3	52 / 0	30 / 30 0 / 0	52 / 0	30 / 25 0 / 0
3 – 4	52 / 0	30 / 25 0 / 0	52 / 0	30 / 25 0 / 0
4 – 5	52 / 0	30 / 10 0 / 0	52 / 0	30 / 31,4 0 / 1,4
5 – 6	52 / 0	30 / 12 0 / 0	52 / 0	30 / 30,8 0 / 0,8
6 – 7	52 / 0	30 / 28 0 / 0	52 / 0	30 / 30,8 0 / 0,8
7 – 8	52 / 0	30 / 30 0 / 0	52 / 0	30 / 25 0 / 0
8 – 9	0 / 0	37 / 22 7 / 0	0 / 0	37 / 22 7 / 0

Betonstopfsäulen (BSS)

Wie eingangs erläutert kommt bei den BSS eine andere Kalibrierungsstrategie zum Einsatz. Die MFDS haben gezeigt, dass Kalibrierungen an den Messergebnissen der dynamischen Probelastungen nur sinnvoll sind, wenn statische Referenzmessungen vorliegen, um eine Aussage über die Anwendbarkeit treffen zu können. Aus diesem Grund werden bei den BSS die Scherfestigkeitsparameter c' und φ' an den FE-Simulationen der statischen Probelastung kalibriert, in die Modelle der dynamisch probelasteten BSS übertragen und die Systemantworten mit den Messungen der Schwinggeschwindigkeit und Kopfsetzung verglichen. Dadurch soll überprüft werden, ob sich die FE-Simulationen für die Anwendung des Kalibrierverfahrens der BSS an den Ergebnissen der dynamischen Probelastung besser eignen. Auf Grund der deutlich höheren Simulationsqualität der FEM soll mit dem Vorgehen überprüft werden, ob die FE-Modellierung entsprechendes Wellenreflexionsverhalten, bedingt durch Mantelreibung und Querschnittsveränderung, abbildet.

Die Kurvenverläufe *FEM-Opt-stat* zeigen die Systemantworten der dynamisch belasteten FE-Modelle mit den Scherfestigkeitsparametern, ermittelt aus der Kalibrierung am statischen Last-Setzungs-Verhalten nach Kapitel 8.7.3. Die Kurvenverläufe *FEM-Lab* beziehen sich analog zu den CFA auf die Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen

mit Scherfestigkeitsparametern c' und φ' im Interaktionsbereich aus bodenmechanischen Untersuchungen.

In Abbildung 8-20 sind die Ergebnisse der FE-Simulationen mit den Messungen an der aufstehenden BSS 1 dargestellt. Betrachtet man die Schwinggeschwindigkeitsverläufe erkennt man, dass sowohl die Simulationsergebnisse mit den *Lab-Parametern* als auch die mit den *Opt-stat-Parametern* bis zum ersten Maximum gut korrelieren. Beim weiteren Verlauf weichen jedoch beide von den Messergebnissen ab. Der Verlauf *FEM-Lab* liegt deutlich unterhalb des zweiten Maximums und der Verlauf *FEM-Opt-stat* übersteigt die Messung. Beide Verläufe klingen nach dem Erreichen des 2. Peaks deutlich schneller ab, als dies beim gemessenen Verlauf der Fall ist. Die negativen Schwinggeschwindigkeiten werden, wie bei den CFA, nicht im Umfang der Messung abgebildet. Betrachtet man den integralen Verlauf von v , erkennt man bei den Kopfsetzungen, dass die Simulation mit den optimierten Parametern um ca. 1,5 mm größere Maximalsetzungen als die mit den laboratorisch ermittelten Parametern aufweist. Dies entspricht eher den Messergebnissen, weicht aber immer noch um ca. 1,5 mm ab. Im Allgemeinen kann man erkennen, dass der Verlauf der *FEM-Opt-stat* nicht annähernd so gut korreliert, wie die optimierten Verläufe der Simulationsergebnisse der CFA.

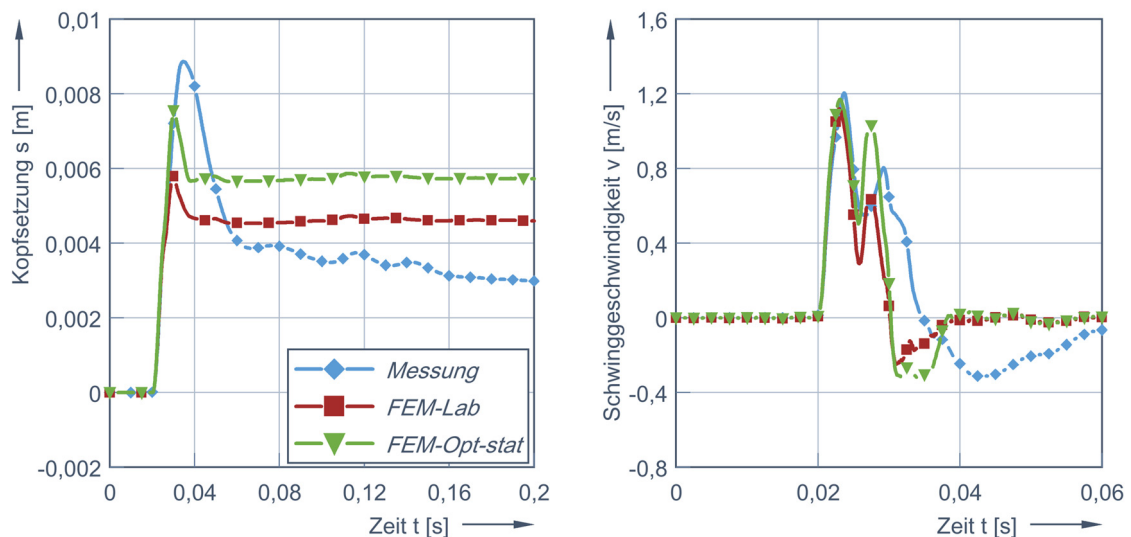


Abbildung 8-20: Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse der aufstehenden BSS 1 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

Die Verläufe in Abbildung 8-21 zeigen die Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 4. Vergleicht man die Verläufe der *FEM-Opt-stat* und der *FEM-Lab* Simulationen mit den Messergebnissen kann man nahezu das gleiche Verhalten wie bei den Simulationsergebnissen der BSS 1 erkennen. Die an den statischen Probelastungen kalibrierten Scherfestigkeitsparameter ergeben im Simulationsmodell der dynamischen Probelastung keine ausreichende Übereinstimmung mit den Verläufen der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten und Kopfsetzungen. Bei Letzteren kann man jedoch erkennen, dass eine bessere Übereinstimmung im Vergleich zu den Ergebnissen der *FEM-Lab* auftritt.

In Summe zeigt sich, dass auch die FE-Simulation der dynamischen Probelastung an den BSS keine ausreichend genauen Korrelationen zwischen Messung und

Systemantwort der Simulation ergibt. Somit kann bei diesem Traggliedtypus kein ausreichender Zusammenhang zwischen den Ergebnissen der dynamischen Probelastung und dem Widerstands-Setzungsverhalten unter statischer Belastung für die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten FE-Simulationsmodelle aufgezeigt werden.

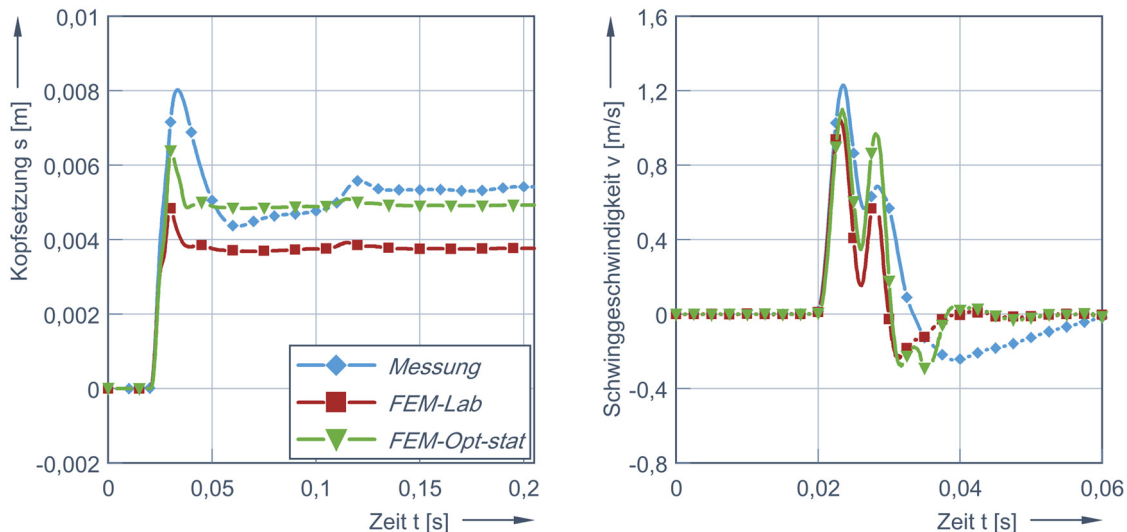


Abbildung 8-21: Gegenüberstellung der Mess- und FE-Simulationsergebnisse der fußpunktentkoppelten BSS 4 – Kopfsetzung $s(t)$ (links), Schwinggeschwindigkeit $v(t)$ (rechts)

8.5.5 Einfluss veränderlicher Randbedingungen auf die Systemantwort

Die Problematik des steiferen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens bei nichtbindigen Böden unter hohen Dehnungsraten wurde im Rahmen der Arbeit mittels MFDS-Modelle und FE-Modellen aufgezeigt. In der Literatur finden sich zahlreiche Abhandlungen zu dieser Thematik (u.a. YAMAMURO, ET AL. (2011), ZIMBELMANN (2015), OMIDVAR, ET AL. (2012)). In diesem Kapitel wird analysiert, welche Wirkung die Form und Dimension entsprechender Bereiche mit erhöhter dynamischer Steifigkeit auf die Systemantworten der FE-Simulationen hat. Zudem wird gezeigt, welchen Einfluss erhöhte dynamische Scherfestigkeiten im Konusbereich haben und wie sich unterschiedliche Stoffgesetze auf die Simulationsergebnisse auswirken. Die Variationsrechnungen wurden an dem Modell des aufstehenden CFA 7 mit optimierten Scherfestigkeitsparametern c' und φ' nach Tabelle 8-2 durchgeführt.

Ergebnis der verschiedenen Stoffmodelle

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse des HSS-Stoffmodells mit dem GHS-Stoffmodell im Konusbereich sind in Abbildung 8-22 dargestellt. Dabei zeigt sich, dass sich mit dem HSS-Modell größere maximale und permanente Kopfsetzungen einstellen. Beim Schwinggeschwindigkeitsverlauf wird der Unterschied vor allem im zweiten Peak deutlich, hier weicht der Verlauf des HSS-Modells um ca. 0,5 m/s vom GHS-Modell ab. Diese Abweichungen resultieren aus dem weniger steifen Materialverhalten des HSS-Modells und den höheren plastischen Verformungen durch deviatorische und isotrope Verfestigung. Die Ergebnisse zeigen, dass die Wahl der richtigen Steifigkeit im Fußbereich von großer Bedeutung ist.

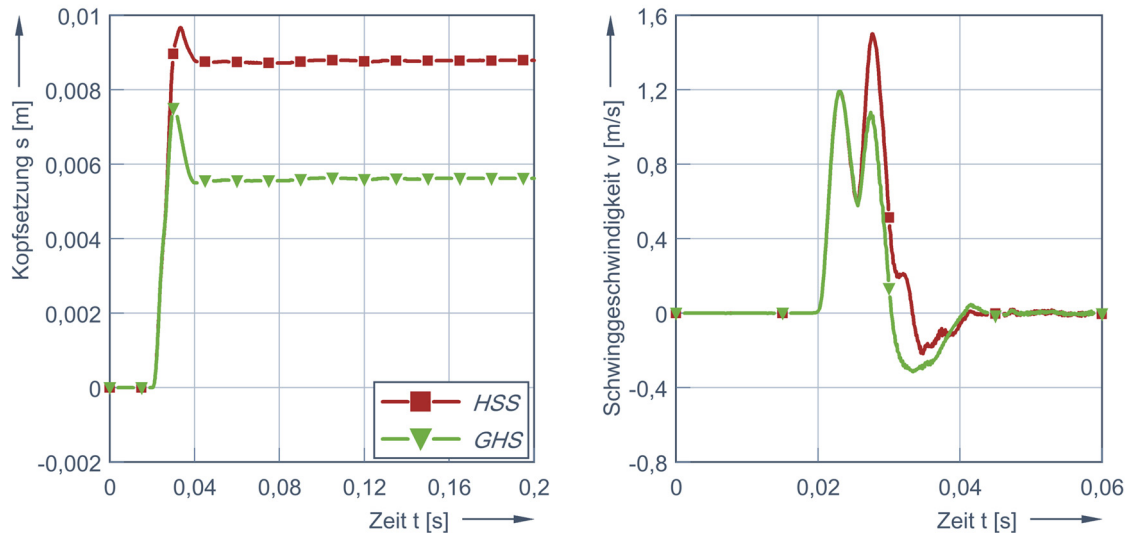


Abbildung 8-22: Gegenüberstellung der unterschiedlichen Stoffmodelle im Konusbereich

Ergebnis der variierenden Konusabmessungen

Um den Einfluss der Konusabmessungen auf die Schwinggeschwindigkeit und Setzung am Pfahlkopf zu überprüfen, werden verschieden große Koni modelliert und die Ergebnisse der Variationsrechnungen miteinander verglichen. Dabei werden der Einfluss der Höhe und des Winkels, unter dem sich der Kompressionskonus mit erhöhter Steifigkeit ausbildet, untersucht.

In Abbildung 8-23 sind die Verläufe der Kopfsetzungen und Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Höhe des Konusbereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit dargestellt. Dabei wird ein konstanter Ausbreitungswinkel des Konus von 60° für alle Höhen angewendet und die Höhe h als n -faches des Traglieddurchmessers d gesteigert. Allgemein ist zu beobachten, dass sich die permanenten Kopfsetzungen mit zunehmender Höhe des Konusbereichs reduzieren. Dieser Effekt spiegelt sich im Anstieg der negativen Schwinggeschwindigkeiten wieder.

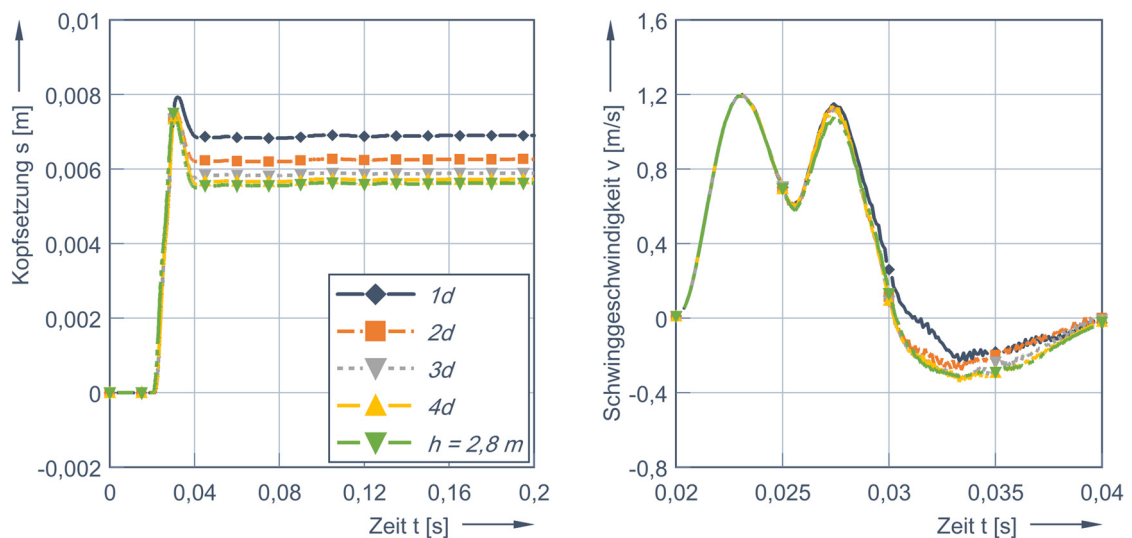


Abbildung 8-23: Entwicklung der Setzungen und Schwinggeschwindigkeiten am Pfahlkopf in Abhängigkeit der Höhe des Konusbereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit

Durch die Vergrößerung des Bereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit kommt es zu geringeren maximalen Setzungen. Auf Grund der behinderten plastischen Verformungen durch Verfestigung im Stoffmodell GHS des Konus, treten mit zunehmender Konushöhe verringerte permanente Kopfsetzungen auf. Zudem reduzieren sich die Werte des zweiten Peaks im Verlauf der Schwinggeschwindigkeiten, was aus der Vergrößerung des versteiften Bereichs resultiert. Nach Theorie des Reflexionsverhaltens von 1D-Wellen im Pfahl (Kapitel 2.2.5.1), bedingt eine erhöhte Steifigkeit im Fußbereich, eine Verringerung der reflektierten Schwinggeschwindigkeit. Die Ergebnisse zeigen, dass sich ab einer Konushöhe von $h = 4d$ nur noch geringe Veränderungen ergeben. Bei den Simulationsmodellen kommen Konusbereiche erhöhter dynamischer Steifigkeit mit einer Höhe $h = 2,8 \text{ m} \geq 4d$ zur Anwendung.

In Abbildung 8-24 sind die Ergebnisse des variierenden Ausbreitungswinkels des Konusbereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit dargestellt. Die Variationen erfolgten bis zu einem Ausbreitungswinkel von 60° . Die Simulationen wurden mit einer konstanten Höhe des Konus von $h = 2,8 \text{ m}$ durchgeführt. Bei den Verläufen kann man analog zur Variation der Höhe die gleichen Effekte auf die Systemantworten erkennen.

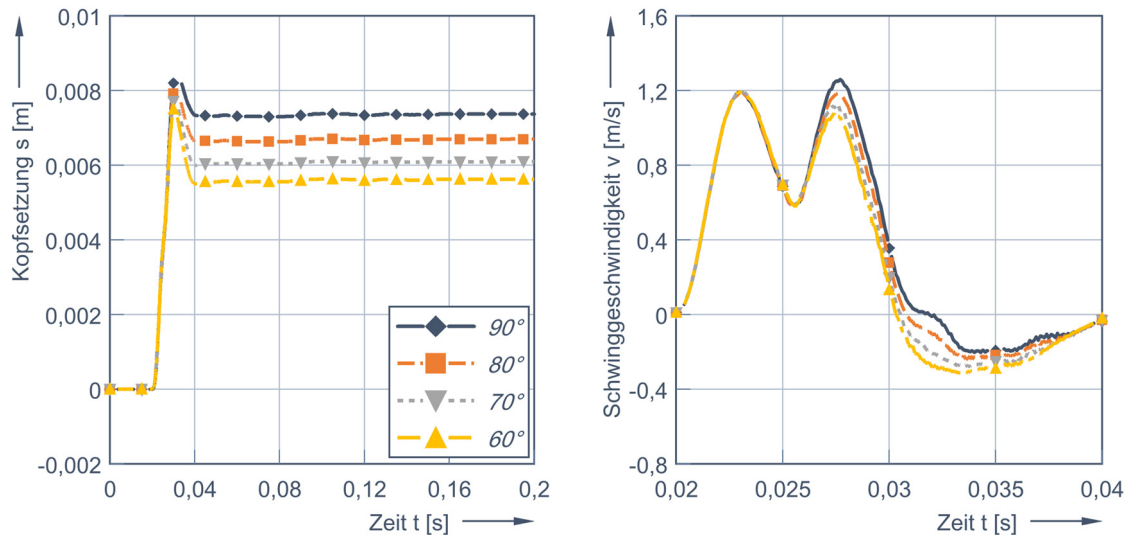


Abbildung 8-24: Entwicklung der Setzungen und Schwinggeschwindigkeiten am Pfahlkopf in Abhängigkeit des Ausbreitungswinkels des Konusbereichs mit erhöhter dynamischer Steifigkeit

Je größer die Fläche bzw. das Volumen des Konusbereichs und damit des Bereichs mit dem steiferen Spannungs-Dehnungs-Verhalten ist, umso mehr reduzieren sich die zweiten Schwinggeschwindigkeitspeaks und die maximale Kopfsetzung. Analog zu dem erläuterten Verhalten verhält es sich mit den permanenten Setzungen bzw. den negativen Schwinggeschwindigkeiten. Bei den Simulationsmodellen kommen Konusbereiche erhöhter dynamischer Steifigkeiten mit einem Ausbreitungswinkel von 60° zur Anwendung.

Ergebnis der erhöhten Scherfestigkeiten

In WHITMAN (1970) wird erläutert, dass sich die Scherfestigkeiten bei wassergesättigten granularen Böden unter dynamischer Belastung um das bis zu dreifache des Ausgangswerts unter statischer Belastung erhöhen kann. Um diesen Einfluss auf die Systemantworten des Simulationsmodells zu überprüfen, wurden die Scherfestigkeiten

des Materials im Konusbereich sukzessive erhöht. Durch das Aufbringen einer fiktiven Kohäsion im Material des Konus konnte die Scherfestigkeit relativ zum Ausgangswert um bis zu 200 % erhöht werden. Dabei wurde der Konusbereich mit einer Höhe $h = 2,8$ m und einem Ausbreitungswinkel von 60° modelliert.

Die Veränderung auf die Systemantworten am Pfahlkopf, durch die erhöhten Scherfestigkeiten, ist in Abbildung 8-25 dargestellt. Eine Erhöhung der Scherfestigkeiten zeigt eine Verminderung der permanenten Kopfsetzungen bzw. eine Erhöhung der negativen Schwinggeschwindigkeiten nach den Maxima. Je mehr die Scherfestigkeit im Bereich des Konus erhöht wird, umso besser nähert sich die permanente Kopfsetzung dem Messwert (ca. 2,8 mm) an.

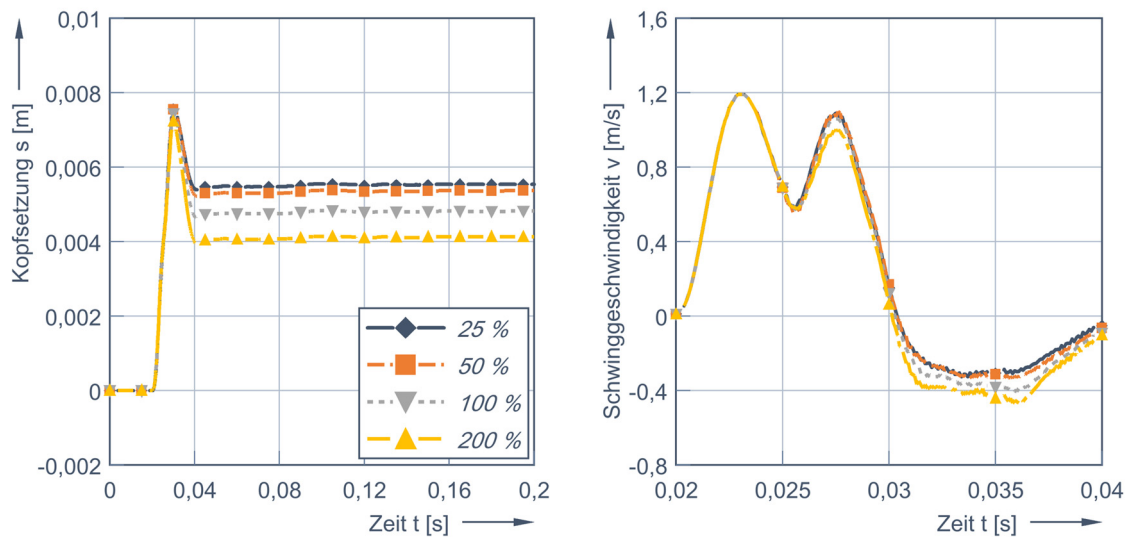


Abbildung 8-25: Entwicklung der Setzungen und Schwinggeschwindigkeiten am Pfahlkopf in Abhängigkeit der erhöhten dynamischen Scherfestigkeiten im Konusbereich

In den Simulationsmodellen der dynamischen Probelastung wurden keine erhöhten Scherfestigkeiten im Material des Konusbereichs verwendet, da die Simulationen gezeigt haben, dass es bei der Kalibrierung der Scherfestigkeitsparameter am Mantel vorwiegend auf gute Korrelation im Bereich der beiden Schwinggeschwindigkeitsmaxima (Einleitung und Reflexion der Stoßwelle im Tragglied) ankommt. Zudem kann keine klare Aussage getroffen werden, ob es wirklich an den erhöhten Scherfestigkeiten liegt, dass sich der Verlauf noch besser an die Messung annähert. Es könnten ebenso nicht beachtete Dämpfungseffekte im Bereich unterhalb des Fußes entsprechendes Verhalten bewirken.

8.6 Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter statischer Belastung

8.6.1 Finite Element Modelle

Die FE-Modelle der CFA und BSS zur Simulation des Last-Setzungs-Verhaltens der Tragglieder unter statischer Belastung basieren auf den Modellen zur Simulation der dynamischen Probelastung nach Kapitel 8.6.2. Die Abmessungen und Vernetzungen der statisch belasteten FE-Modelle entsprechen denen der dynamischen Modelle. Zwischen den Traggliedern und dem Interaktionsbereich, in dem die Variation der Scherfestigkeitsparameter durchgeführt wird, werden bei den Modellen zur Ermittlung des statischen Last-Setzungsverhaltens auf Grund von großen Relativverschiebungen zwischen den Traggliedern und dem umliegenden Boden Interface-Elemente (IF-Elemente) modelliert. Die Anwendung der IF-Elemente ist im Gegensatz zu den dynamischen Modellen unproblematisch, da keine Effekte aus Materialdämpfung berücksichtigt werden müssen, was das Ausschlusskriterium für IF-Elemente bei den Modellierungen der dynamischen Probelastung darstellt. Die Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter der IF-Elemente entsprechen denen der Interaktionsbereiche. Eine Reduzierung der Festigkeiten in den IF-Elementen wird nicht angewendet ($R_{\text{inter}} = 1,0$). Die Wahl der virtuellen Interfacedicke t_i erfolgt durch den Standardwert des Programms *Plaxis 2D*. Dabei wird der Wert so generiert, dass die Berechnungen numerisch stabil verlaufen und dass keine unrealistisch großen Verformungen im IF-Element auftreten (Wehnert, 2006). Die IF-Elemente werden im Bereich des Fußes jeweils um 0,2 m über die Eckbereiche in vertikale und horizontale Richtung verlängert. Dies bewirkt, dass numerische Singularitäten an Bauwerksecken vermieden werden (siehe Abbildung 8-26).

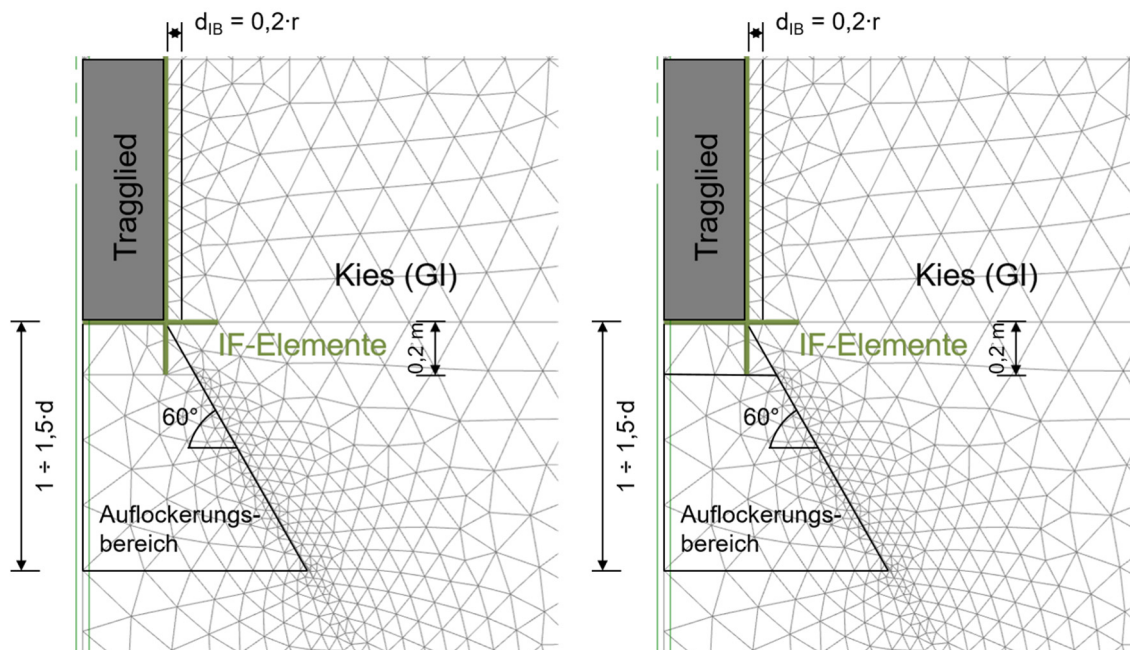


Abbildung 8-26: FE-Modell der statisch axial belasteten Tragglieder – aufstehende Tragglieder (links), fußpunktentkoppelten Tragglieder (rechts)

In den Modellen werden unterhalb des Fußbereichs nach WOLFF (2009) trapezförmige Auflockerungsbereiche der Höhe $h = d \div 1,5 \cdot d$ zur Simulation der herstellungsbedingten Auflockerungen modelliert. Bei den fußpunktentkoppelten Traggliedern werden zusätzlich die gezielten Auflockerungsbereiche mit einer Höhe $h = 0,2 \text{ m}$ direkt unterhalb des Fußes modelliert. Die Simulationen der aufstehenden Tragglieder haben gezeigt, dass sich mit einer Höhe $h = 1,5 \cdot d$ des trapezförmigen Auflockerungsbereichs die beste Übereinstimmung mit den Messergebnissen ergibt. Bei den fußpunktentkoppelten Traggliedern stellt sich mit $h = d$ die beste Übereinstimmung ein. Auf Grund der geringen Belastungsgeschwindigkeiten bei den statischen Probelastungen und den daraus resultierenden geringen Dehnungsraten im Boden unterm Traggliedfuß kommt es zu keinen Versteifungen und die entsprechenden Auflockerungsbereiche wirken auf das Last-Setzungsverhalten ein (siehe Kapitel 8.5). Eine Behinderung der Kornumlagerung findet nicht statt, was eine Modellierung des Konusbereichs mit erhöhter Steifigkeit in den statisch belasteten Modellen ausschließt. Für den herstellungsbedingten Auflockerungsbereich werden die Materialparameter für die locker bis mitteldicht gelagerte Kiesschicht verwendet. Die Materialparameter für den gezielten Auflockerungsbereich unter den fußpunktentkoppelten Traggliedern wurden aus numerischen Variationsrechnungen bestimmt, da keine bodenmechanischen Daten zu diesen Bereichen vorliegen.

Die Simulationen werden drainiert durchgeführt. Bei den in situ vorhandenen steifen bis halbfesten Tönen entspricht dies einer Vereinfachung. FE-Simulationen des statischen Last-Setzungs-Verhaltens in WEHNERT (2006) bzw. REUL (2000) an steifen bis halbfesten Tönen haben gezeigt, dass die Ergebnisse drainierter Berechnungen gut mit den in situ Messergebnissen korrelieren bzw. dass sich nur geringe Unterschiede zwischen drainierten und undrainierten Berechnungen einstellen.

Die Materialparameter, die zur Simulation des statischen Last-Setzungsverhaltens verwendet werden sind in Anhang A4.2 aufgelistet.

8.6.2 Berechnungsphasen

Analog zum Vorgehen bei den dynamischen Simulationsmodellen wird eine schrittweise Simulation der Probelastung durchgeführt.

In Phase 1 wird mittels Schwerkraftbelastung (*gravity loading*) der initiale Spannungszustand erzeugt. Die Berechnungsphase 2 besteht aus dem plastischen Nullschritt. In Belastungsphase 3 wird die Herstellung der Tragglieder mittels „Wished-in-Place“-Methode simuliert. Zudem werden die IF-Elemente, die Interaktionsbereiche zur Berücksichtigung der Herstellungseffekte im Mantelbereich und die Auflockerungsbereiche unterm Fuß der Tragglieder modelliert. In der vierten Phase werden die Verformungen aus Herstellung der Tragglieder zu Null gesetzt und mit der Belastung begonnen. In den Berechnungen werden die Probelastungen zur Ermittlung des Last-Setzungsverhaltens weggesteuert simuliert. Dabei werden je nach Tragglied die einzelnen Laststufen gemäß der resultierenden Verformungen aufgebracht (siehe Kapitel 6.5.2). Die Simulation der Entlastungsstufen erfolgt lastgesteuert. Dabei wird in den drei Entlastungsphasen immer auf 100 kN entlastet.

8.6.3 Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen

Bei den Simulationsergebnissen der statischen Pfahlprobelastung bzw. des Last-Setzungsverhaltens der Tragglieder erfolgt sowohl eine Betrachtung des setzungsbezogenen Gesamtwiderstandes, als auch eine Betrachtung der setzungsbezogenen Einzelwiderstände. Die Ermittlung des mobilisierten Mantelwiderstandes erfolgt durch aufintegrieren der mobilisierten Schubspannungen der IF-Elemente über die Mantelfläche der Tragglieder am Ende jeder Belastungsphase, abzüglich des Mantelwiderstandes der Herstellungsphase (Phase 3). Der mobilisierte Spitzenwiderstand wird durch die Differenz aus Mantel- und Gesamtwiderstandes gebildet.

CFA-Pfähle

Bei der Simulation des Last-Setzungsverhaltens der CFA Pfähle beziehen sich die Ergebnisse *FEM-Opt* auf die Berechnungen mit den an den dynamischen Messungen kalibrierten Scherfestigkeitsparametern nach Tabelle 8-2.

In Abbildung 8-27 links sind die WSL der Probelastung (*Messung*) vergleichend mit den WSL der FE-Simulation für den aufstehenden CFA 9 dargestellt. Rechts sind jeweils die mobilisierten Mantel- und Fußwiderstände vergleichend dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Simulationsergebnisse des Last-Setzungsverhaltens mit den Scherfestigkeitsparametern aus bodenmechanischen Versuchen (*FEM-Lab*) das in situ bestimmte Last-Setzungsverhalten des CFA 9 überschreiten. Im Mittel stellen sich, bezogen auf die Setzung, Simulationswiderstände ein, die ca. 1000 kN über den Messwerten liegen. Beim Verlauf der Einzelwiderstände der Ergebnisse aus *FEM-Lab* kann man erkennen, dass die Mantelwiderstände zu hoch sind. Im Maximum weichen diese um über 300 % von den gemessenen Werten ab. Die WSL der *FEM-Opt* zeigt über den gesamten Setzungsbereich eine gute Korrelation mit den Messergebnissen. Die größten Abweichungen stellen sich mit ca. 5 ÷ 35 % bei Erstbelastung ein. Mit zunehmender Setzung reduzieren sich die Abweichungen. In den beiden Wiederbelastungsphasen weichen die Simulationsergebnisse um ca. 2 ÷ 9 % von den Messungen ab. Das gleiche Verhalten zeigt sich bei den mobilisierten Spitzenwiderständen. Mit zunehmender Setzung verringern sich die Abweichungen von 7 ÷ 35 % bei Erstbelastung auf 4 ÷ 12 % in der zweiten Wiederbelastungsphase. Die Ergebnisse zeigen, dass die Steifigkeiten des Bodens unterm Fuß bei Erstbelastung zu hoch sind. Im rein elastischen Wiederbelastungsverhalten des HSS-Modells ergibt sich mit der gewählten Wiederbelastungssteifigkeit eine bessere Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Die FE-Simulation zeigt, dass die Wahl der Steifigkeiten des Bodens unterm Fuß entscheidend für den mobilisierten Spitzenwiderstand ist. Beim Verlauf des mobilisierten Mantelwiderstandes zeigt sich, dass auch hier im Bereich der Erstbelastung größere Abweichungen auftreten (max. 36 %). Dies resultiert z.T. aus den hohen Schubsteifigkeiten des HSS-Modells bei kleinen Dehnungen. Das abnehmende Verhalten des Mantelwiderstandes in der Zweitbelastungsphase konnte mit den Simulationen nicht abgebildet werden, dadurch kommt es in dem Bereich zu maximalen Abweichungen von ca. 30%.

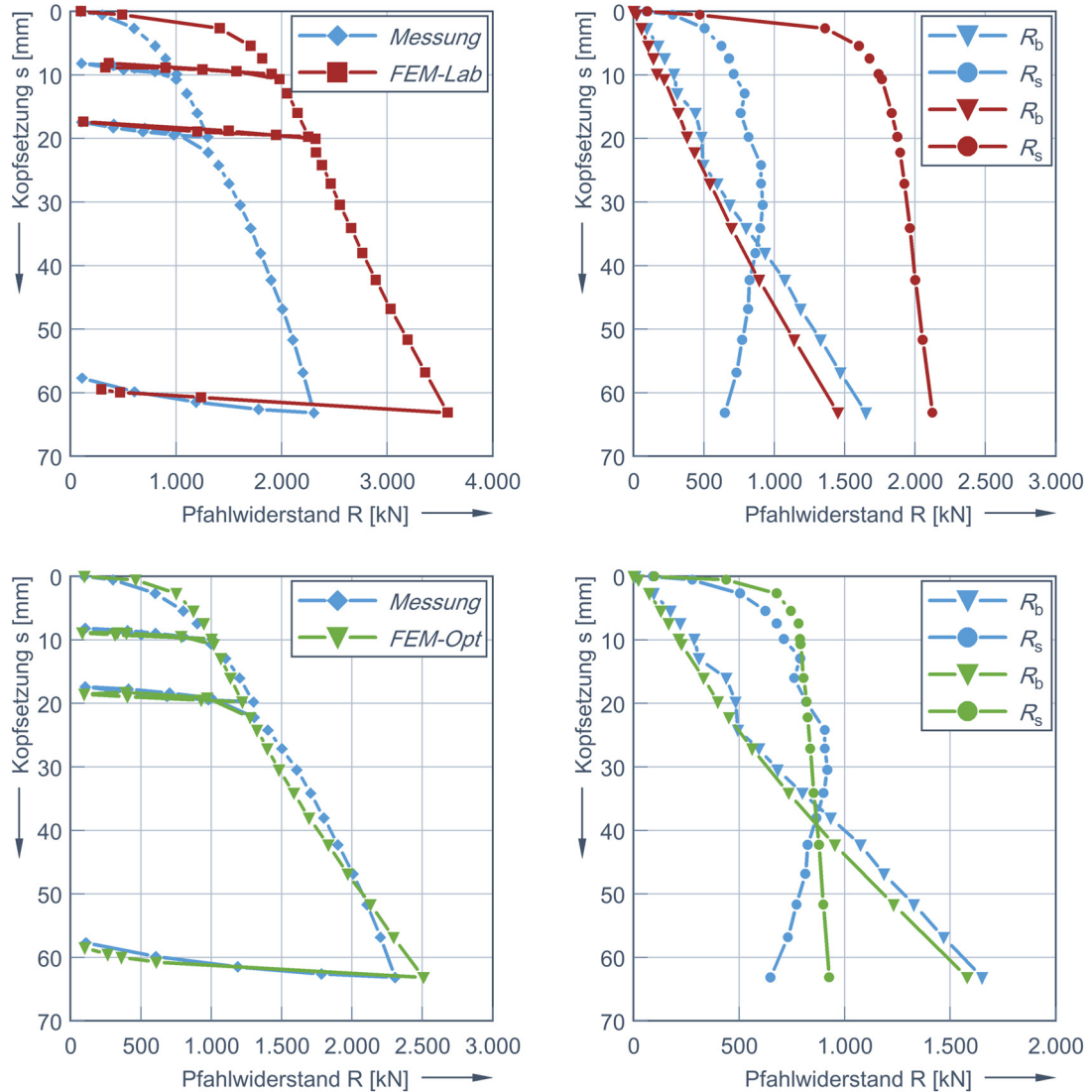


Abbildung 8-27: Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen *FEM-Lab* (oben) und *FEM-Opt* (unten) des aufstehenden CFA 9 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

In Summe zeigen die WSL und die Verläufe der mobilisierten Einzelwiderstände der FE-Simulation mit den an den dynamischen Messungen kalibrierten Scherfestigkeitsparametern (*FEM-Opt*) gute Korrelationen mit den Messverläufen. Zudem ist anzumerken, dass Differenzen aus Messung und FE-Simulation der Einzelwiderstände neben gewissen Vereinfachungen der Simulationsmodelle auch auf den Verlauf der erfassten Mantelreibungen zurückzuführen sind. Messtechnisch konnten diese nur bis zu einer Tiefe von ca. 8,2 m u. GOF erfasst werden. Bei der FE-Simulation hingegen werden zur Bestimmung des Mantelwiderstandes die Mantelreibungsverläufe über die Gesamtlänge des Tragglieds aufintegriert.

In Abbildung 8-28 sind die gemessenen und durch FE-Simulation mit den Opt-Scherfestigkeitsparametern bestimmten Mantelreibungsverläufe über die Tiefe für die jeweiligen Endsetzungen der drei Belastungsphasen dargestellt. Bei den Verläufen der Mantelreibung am Ende der Erstbelastung und der ersten Wiederbelastungsphase treten die besten Korrelationen zu den Messungen im Bereich von ca. 4,0 ÷ 7,8 m auf.

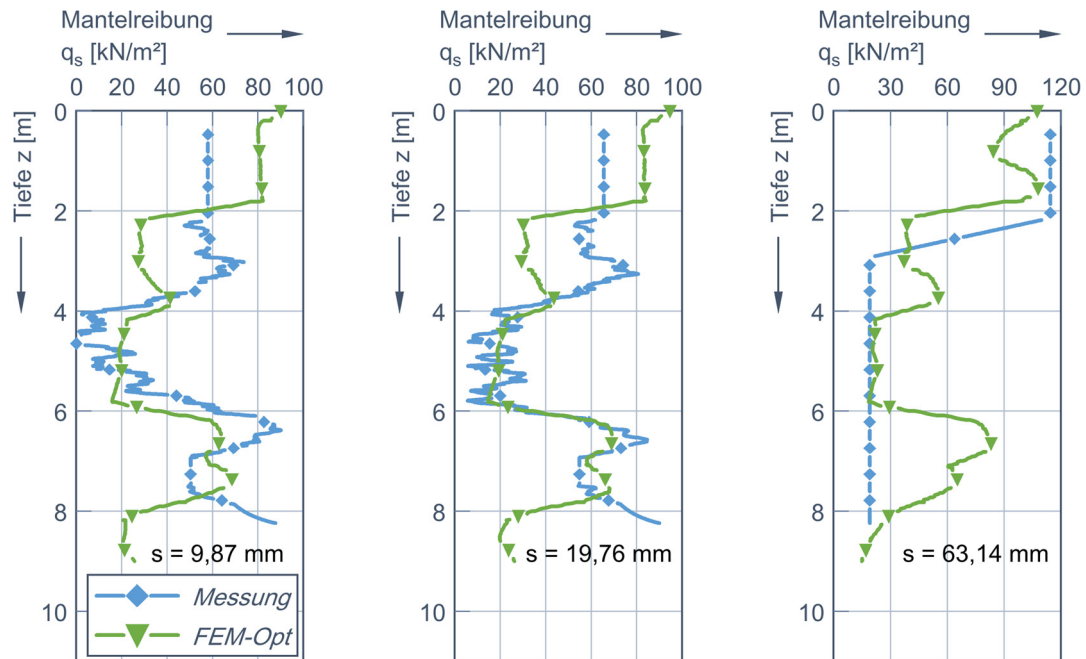


Abbildung 8-28: Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase des CFA 9

Im Bereich von $0,0 \div 2,0$ m liegen die Simulationsergebnisse ca. 20 % über den Messwerten und im Bereich von $2,0 \div 4,0$ m werden um ca. 50 % geringere Verläufe der Mantelreibungen in den FE-Simulationen erzielt. Der Verlauf der Mantelreibung bei der Setzung $s = 63,14$ mm zeigt, dass der Rückgang der Mantelreibung bei höheren Setzungen im Bereich von $3,0 \div 8,0$ m nicht erfasst wird. In den Bereichen darüber stellen sich akzeptable Korrelationen zwischen Simulation und Messung ein.

In Abbildung 8-29 sind die Ergebnisse der Messung und der FE-Simulationen des fußpunktentkoppelten CFA 8 dargestellt. Die Ergebnisse der Simulation des Last-Setzungsverhaltens mit den Scherfestigkeitsparametern aus bodenmechanischen Versuchen (*FEM-Lab*) ergeben analog zu den Ergebnissen des CFA 9, zu hohe Gesamtwiderstände. Es stellen sich mobilisierte Simulationswiderstände ein, die ca. $600 \div 1000$ kN über den Messwerten liegen. Beim Verlauf der Einzelwiderstände kann man erkennen, dass die Mantelwiderstände analog zum CFA 9 zu hoch sind. Im Maximum weichen diese um über 150 % von den gemessenen Werten ab. Es zeigt sich auch bei den Ergebnissen der FE-Simulation des CFA 8, dass die Spitzenwiderstände bei beiden Simulationen relativ gut mit den Messungen übereinstimmen. Der Unterschied ergibt sich vorwiegend im mobilisierten Mantelwiderstand. Die WLS der *FEM-Opt* zeigt nur geringfügige Abweichungen in den Wiederbelastungsphasen (< 10 %). Bei Erstbelastungen stellen sich anfangs große Abweichungen von fast 100 % ein, diese klingen jedoch mit zunehmender Setzung auf ca. 3 % zum Ende der Erstbelastung hin ab. Im Verlauf der Einzelwiderstände kann man erkennen, dass dies vom steifen Anfangsverhalten der Mantelwiderstände herrührt.

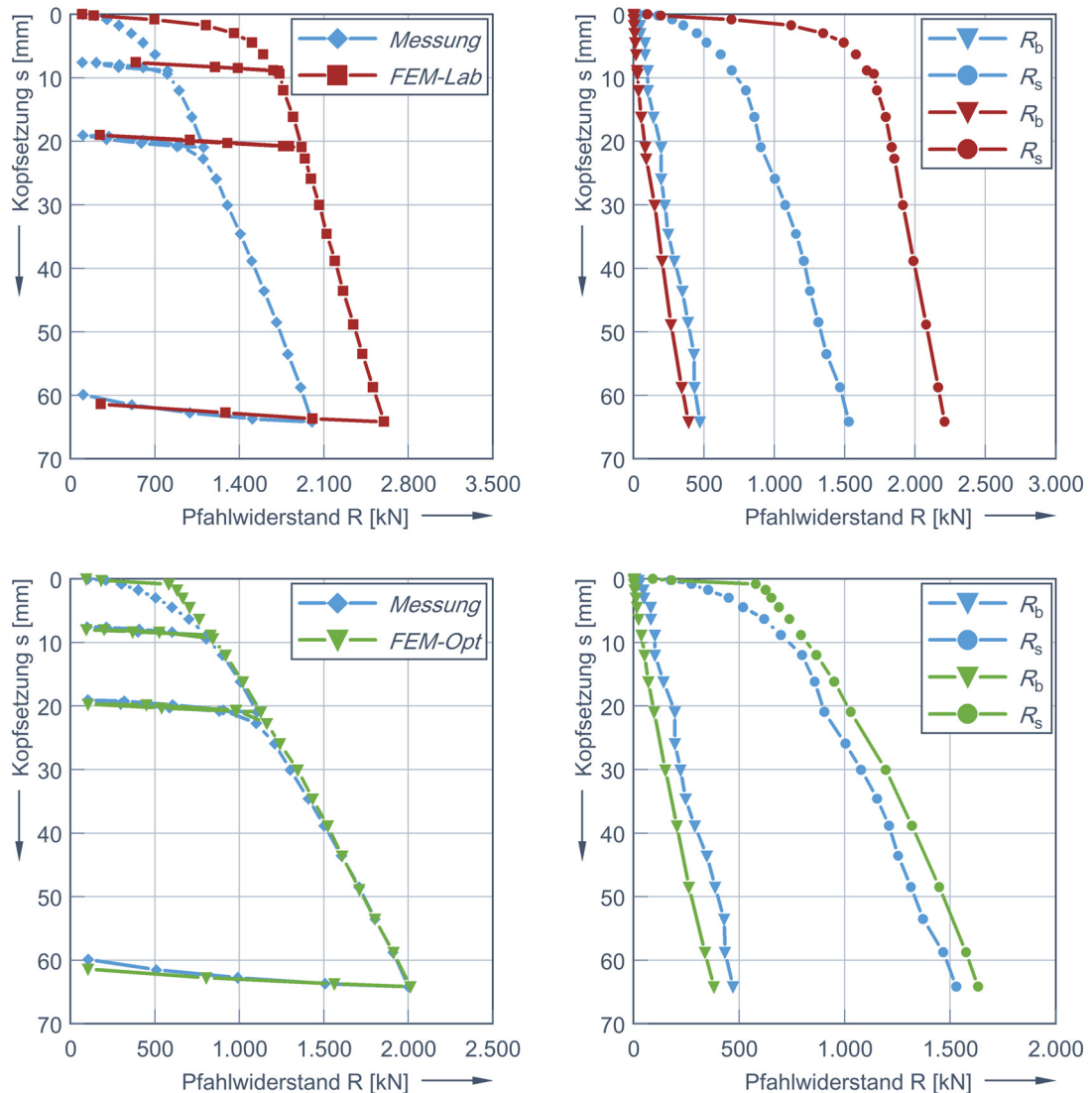


Abbildung 8-29: Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen *FEM-Lab* (oben) und *FEM-Opt* (unten) des fußpunktentkoppelten CFA 8 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

Im weiteren Verlauf weichen die Mantelwiderstände ca. 6 ÷ 12 % von den Messergebnissen ab. Der ansteigende Verlauf der mobilisierten Mantelwiderstände konnte mit der FE-Simulation gut abgebildet werden. Die Abweichungen können, wie beschrieben, von den unterschiedlichen Integrationslängen der Mantelreibung herrühren. Der Verlauf des mobilisierten Spitzenwiderstands zeigt anfangs große Abweichungen von der Messung, da die Mantelwiderstände in dem Bereich der Setzungen bis ca. 10 mm stark überschätzt werden. Mit zunehmender Setzung reduzieren sich die Abweichungen aus *FEM-Opt* und den Messungen auf einen Wert von ca. 20 % bei $s = 64$ mm.

Die in Abbildung 8-30 dargestellten Mantelreibungsverläufe des CFA 8 zeigen zwischen den Mess- und Simulationsverläufen in den Bereichen ab einer Tiefe von 1,0 m u. GOF eine gute Übereinstimmung. Lediglich in dem Bereich zwischen 4,0 m und 5,0 m stellt sich eine größere Abweichung zwischen den Verläufen bei höheren Setzungen ein.

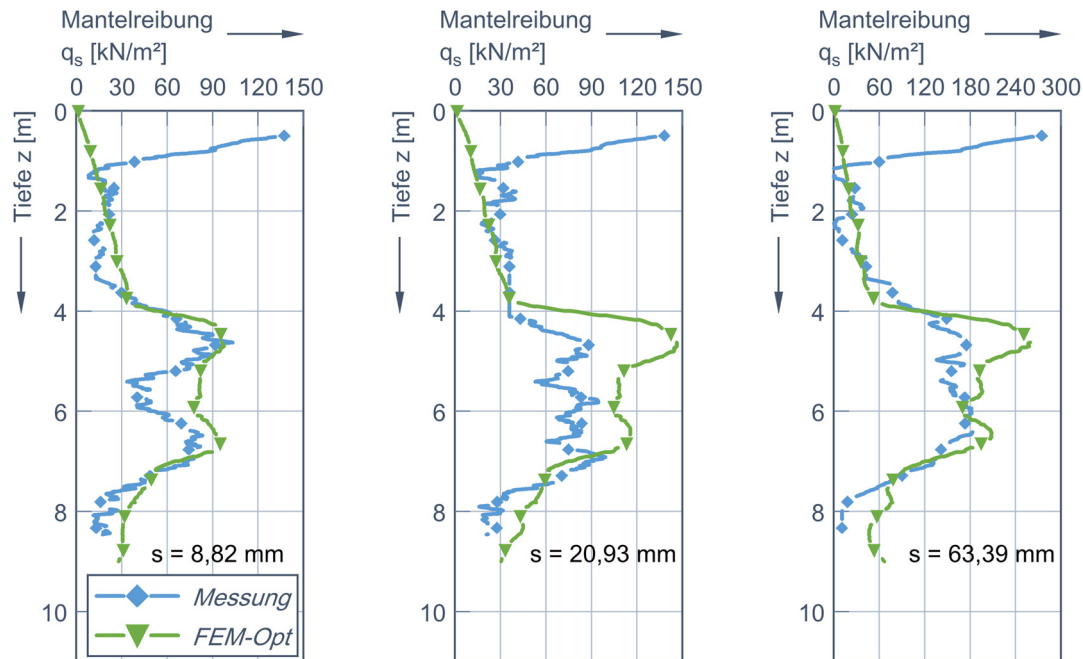


Abbildung 8-30: Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase des CFA 8

Die Ergebnisse zeigen, dass die entwickelten FE-Modelle an zuverlässigen und repräsentativen Messergebnissen aus dynamischen Probelastungen kalibriert werden müssen. Dadurch können die herstellungsbedingten Effekte der Lastabtragung am Mantel und die Auswirkungen auf das Interaktionsverhalten realistisch abgebildet werden. Zudem müssen beschriebene Auflockerungseffekte unterm Fuß der CFA in der Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter statischer Belastung berücksichtigt werden. Ein wesentlicher Einfluss auf die Anwendbarkeit der Simulationsmodelle zur Prognose des Tragverhaltens stellt die genaue Erfassung der jeweiligen Messgrößen dar. Neben den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung stellen die Messergebnisse der WSL und der mobilisierten Einzelwiderstände eine weitere Referenz dar, die eine noch genauere Simulation des Last-Setzungsverhaltens ermöglicht.

Betonstopfsäulen (BSS)

Bei den BSS kommt, wie bereits in Kapitel 8.6.4 erläutert, eine umgekehrte Simulationsstrategie zur Anwendung. Die Kalibrierung der Scherfestigkeitsparameter der Mantelsegmente (*FEM-Opt*) erfolgt an den WSL bzw. den Verläufen der mobilisierten Einzelwiderstände der FE-Modelle zur Simulation des statischen Tragverhaltens (siehe Tabelle 8-3). Wie in Kapitel 8.6.4 aufgezeigt, kann keine ausreichende Korrelation zwischen den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung und den Systemantworten der FE-Modelle unter dynamischer Stoßbelastung mit den kalibrierten Scherfestigkeitsparametern der BSS erzielt werden. Durch die Kalibrierung der FE-Modelle an den statischen Messergebnissen können die Modelle zur Prognose des Tragverhaltens von BSS unter vergleichbaren Randbedingungen (Herstellungsart, Baugrundverhältnisse) herangezogen werden.

Tabelle 8-3: Materialdatensätze der Scherfestigkeitsparameter der BSS als Ergebnis der Parametervariation (Opt) im Vergleich mit den experimentell ermittelten Parametern (Lab)

Abschnitt [m u. GOF]	BSS 3		BSS 2	
	Kohäsion c'	Reibungswinkel φ' Dilatanzwinkel ψ'	Kohäsion c'	Reibungswinkel φ' Dilatanzwinkel ψ'
	Lab / Opt [kN/m ²]	Lab / Opt [°]	Lab / Opt [kN/m ²]	Lab / Opt [°]
0 – 1	52 / 0	30 / 10 0 / 0	52 / 0	30 / 10 0 / 0
1 – 2	52 / 20	30 / 30 0 / 0	52 / 30	30 / 30 0 / 0
2 – 3	52 / 30	30 / 30 0 / 0	52 / 15	30 / 30,5 0 / 0,5
3 – 4	52 / 30	30 / 30 0 / 0	52 / 15	30 / 30 0 / 0
4 – 5	52 / 0	30 / 15 0 / 0	52 / 20	30 / 30,8 0 / 0,8
5 – 6	52 / 15	30 / 30 0 / 0	52 / 0	30 / 15 0 / 0
6 – 7	52 / 15	30 / 30 0 / 0	52 / 20	30 / 30,8 0 / 0,8
7 – 8	52 / 0	30 / 15 0 / 0	52 / 0	30 / 12 0 / 0
8 – 9	0 / 0	37 / 22 7 / 0	0 / 0	37 / 22 7 / 0

In Abbildung 8-31 sind die Simulations- und Messergebnisse der WSL der aufstehenden BSS 3 gegenübergestellt. Bei den Verläufen der mobilisierten Einzelwiderstände konnten in situ keine Messungen durchgeführt werden, somit werden lediglich die Verläufe der *FEM-Opt* und *FEM-Lab* miteinander verglichen. Bei der FE-Simulation des Last-Setzungsverhalten der BSS 3 stellt sich unter Verwendung der Lab-Scherfestigkeitsparameter gleiches Verhalten, wie bei den CFA ein. Die simulierte WSL übersteigt deutlich den Verlauf der in situ bestimmten WSL. Die berechneten Widerstände liegen im Mittel ca. 1000 kN über den gemessenen Werten. Die Optimierung der Scherfestigkeitsparameter an der messtechnisch bestimmten WSL ergibt bei Erstbelastung eine Abweichung von ca. 2 ÷ 35 %. Mit fortschreitender Setzung bei den Widerbelastungsphasen stellen sich maximale Abweichungen zur Messung von ca. 10 % ein. Vergleicht man die Verläufe der simulierten Einzelwiderstände, kann man erkennen, dass die Hauptunterschiede in den Mantelwiderständen liegen. Die Mantelwiderstände der FE-Simulation mit optimierten bzw. kalibrierten Scherfestigkeitsparametern weicht nahezu 100 % von den Werten der *FEM-Lab* ab. Bei Spitzenwiderstand stellen sich im Vergleich dazu nur geringe Unterschiede ein.

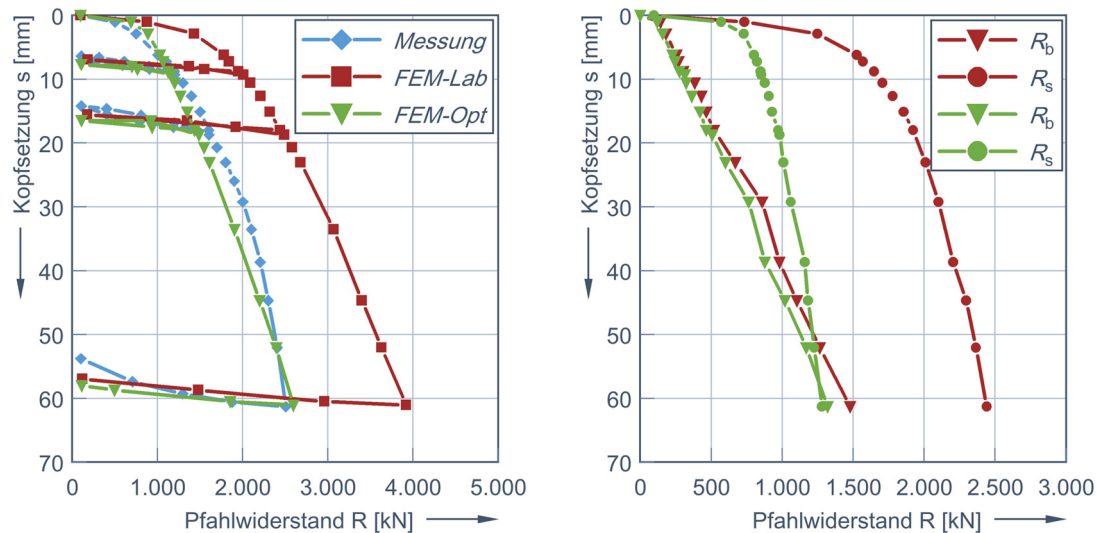


Abbildung 8-31: Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen der aufstehenden BSS 3 – WSL (links), mobilisierter Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

Die in Abbildung 8-32 dargestellten Mantelreibungsverläufe der FE-Simulation mit den Opt-Scherfestigkeitsparametern zeigen, dass sich sprunghafte Verläufe über die Tiefe einstellen. Dies resultiert aus der Modellierung der BSS mit variierenden Querabmessungen. Dadurch kommt es in den auskragenden Bereichen der BSS zu Spannungskonzentrationen und zur vorwiegenden Lastabtragung am Mantel. Dies entspricht den messtechnisch erfassten Lastabtragungsverhalten am Mantel der BSS (siehe Kapitel 6.5.3).

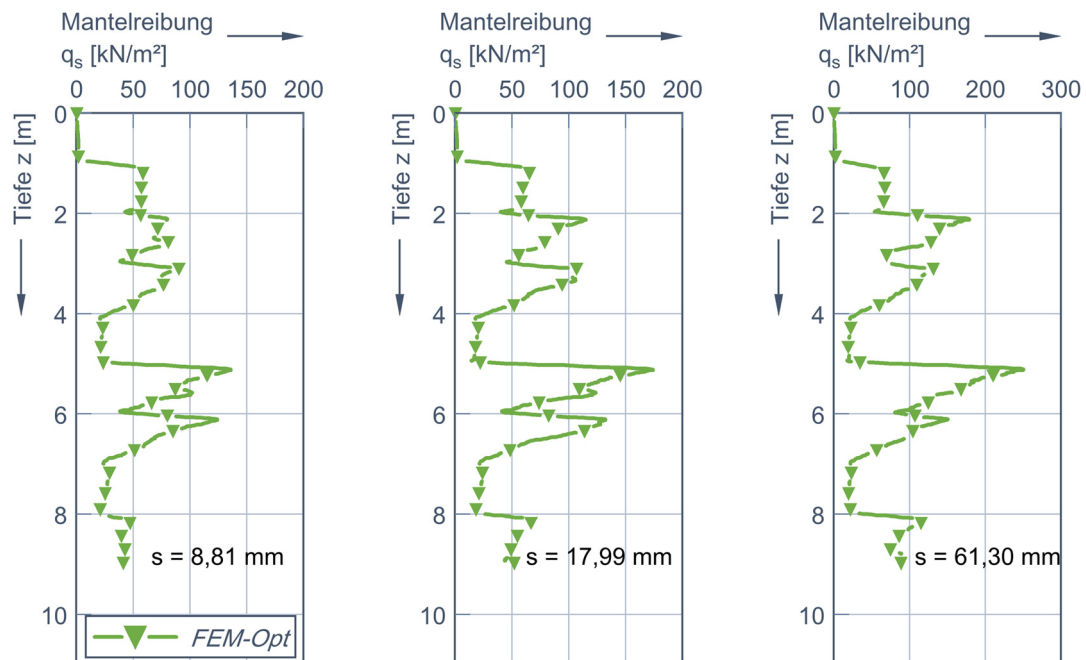


Abbildung 8-32: Simulierte Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase der BSS 3

Bei der fußpunktentkoppelten BSS 2 konnten die FE-Simulationen an den Messergebnissen der WSL und mobilisierten Einzelwiderständen kalibriert werden. In Abbildung 8-33 sind die Verläufe der *FEM-Lab* und *FEM-Opt* vergleichend mit den Messergebnissen dargestellt. Vergleicht man die Ergebnisse der *FEM-Lab* stellen sich

auch bei der BSS 2 zu hohe Mantelwiderstände ein, was den Verlauf der WSL deutlich überschätzt.

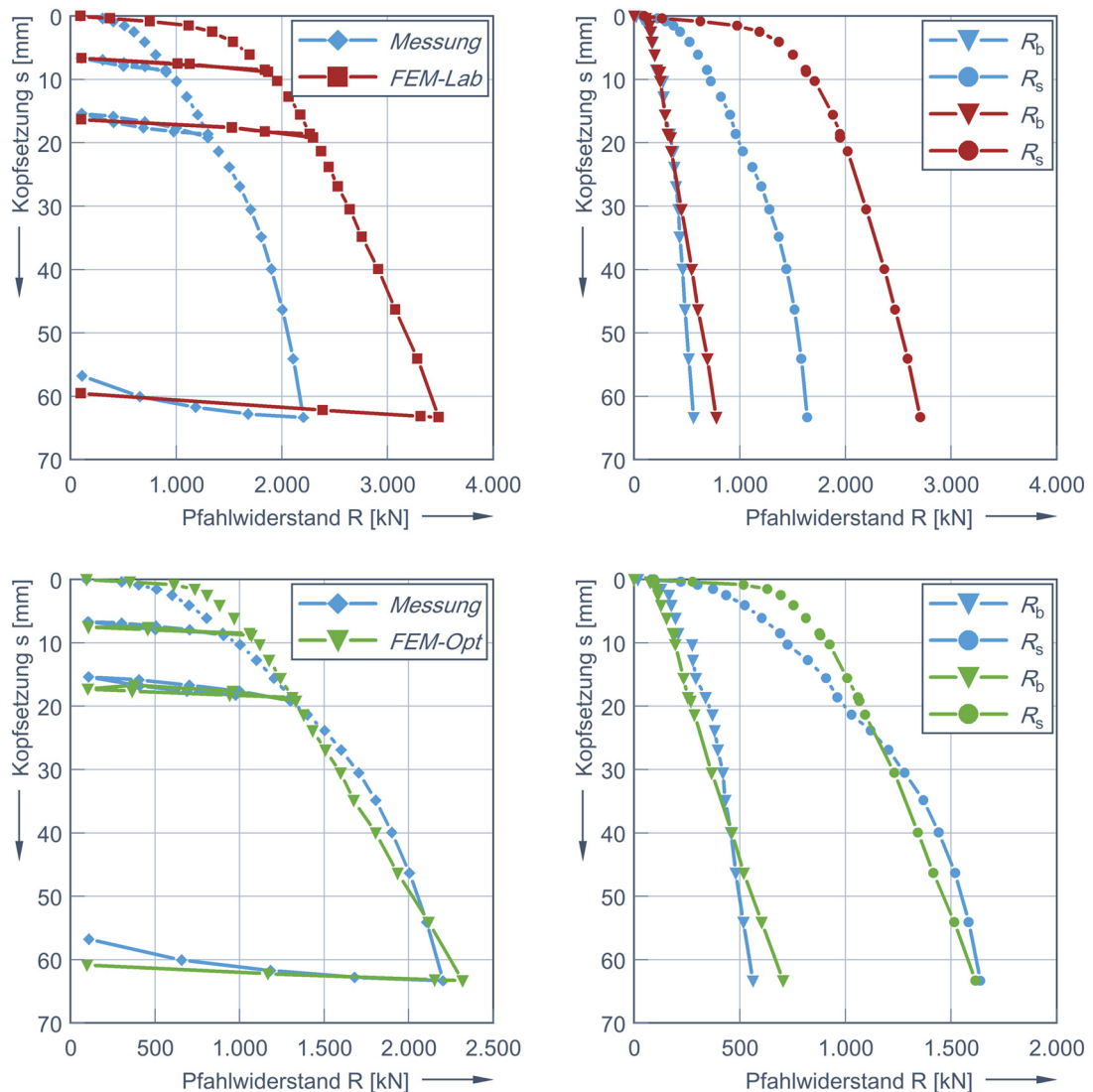


Abbildung 8-33: Gegenüberstellung der Messergebnisse mit den Simulationsergebnissen *FEM-Lab* (oben) und *FEM-Opt* (unten) der fußpunktentkoppelten BSS 2 – WSL (links), Spitzen- und Mantelwiderstand (rechts)

Die Abweichungen der WSL zwischen den Messergebnissen und der FE-Simulation mit optimierten Scherfestigkeitsparametern beträgt bei Erstbelastung ca. 15 ÷ 50 % und reduziert sich mit fortschreitender Setzung auf einen Wert von ca. 1 ÷ 5 % (zweite Wiederbelastungsphase). Der Verlauf des mobilisierten Mantelwiderstandes zeigt das gleiche Verhalten und reduzieren sich von anfänglich 15 ÷ 70 % auf 2 ÷ 25 % in den Wiederbelastungsphasen. Auch die FE-Simulation des Last-Setzungsverhaltens der BSS 2 zeigt bei den Anfangssetzungen ein zu steifes Verhalten. Der Spitzenwiderstand zeigt im Mittel eine Abweichung von ca. 12 %, wobei diese bei den großen Setzungen wieder zunimmt. Für die Materialparameter der gezielten Auflockerung unterm Fuß der BSS 2 wurden die gleichen Werte wie bei dem CFA 8 verwendet, in situ könnte die Wirkung der Auflockerung jedoch größer sein, was die Abweichung der Spitzenwiderstände zu den Messungen erklärt.

Vergleicht man die Mantelreibungsverläufe der FE-Simulation mit den gemessenen Verläufen zeigt sich auch bei BSS 2, dass die Modellierung der variablen Querabmessungen den sprunghaften Verlauf gut abbildet (siehe Abbildung 8-34). Man kann erkennen, dass die jeweiligen Peaks um ca. 0,5 m in der Tiefe versetzt auftreten. Der Grund dafür liegt in der vereinfachten Modellierung. Die Querabmessungen wurden für Segmente mit 1,0 m Länge gemittelt modelliert und über die Tiefe extrapoliert, da keine Kenntnisse über die tiefer liegenden Querschnitte vorliegen. Zudem werden bei den BSS die Modelle und Abmessungen der dynamisch belasteten Tragglieder verwendet um die Korrelation zwischen den Systemantworten von statisch und dynamisch stoßbelasteten FE-Modell zu untersuchen. Die Abweichungen der Querabmessungen sind zwar gering resultieren jedoch in dem Versatz der Mantelreibungsverläufe.

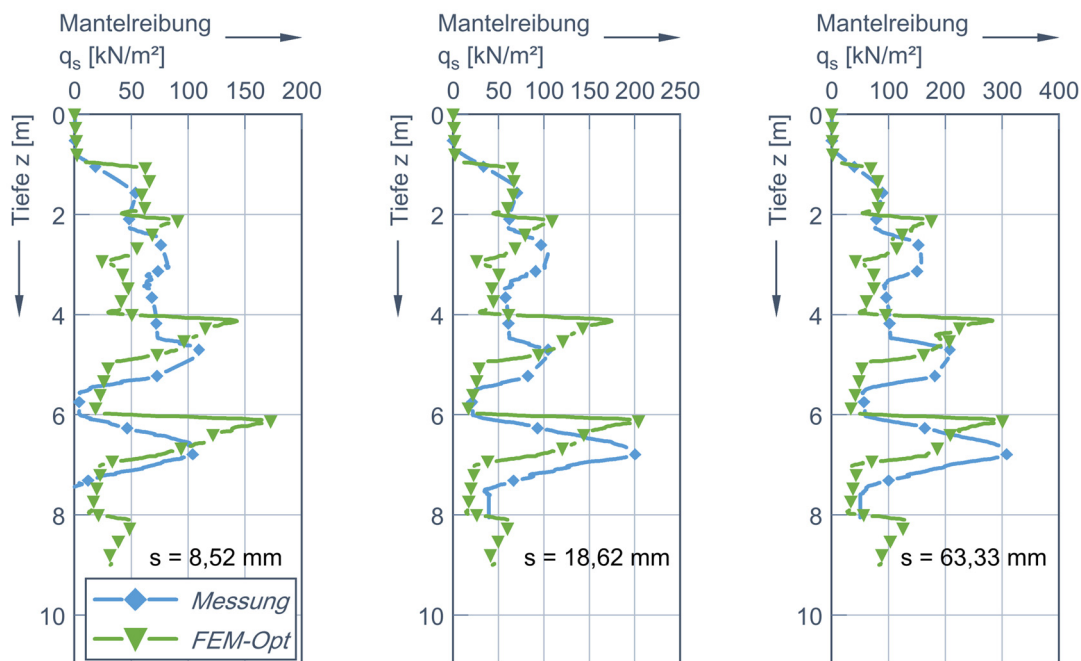


Abbildung 8-34: Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Mantelreibungsverläufe der Endsetzungen je Belastungsphase der BSS 2

Die FE-Modellierung und Parameteroptimierung an den Messergebnissen der BSS zeigt jedoch, dass in Summe eine gute Korrelation zwischen den Messungen und den numerischen Berechnungen erzielt werden konnte. Die Kenntnis über den Mantelreibungsverlauf bei BSS 2 reduziert den Aufwand der Parametervariation deutlich, was zeigt, dass eine genaue und aussagekräftige Erfassung der Lastabtragungsmechanismen essenziell für die Qualität der Simulation ist. Auch bei den BSS müssen Auflockerungseffekte im Fußbereich, sowohl herstellungsbedingt als auch gezielt, berücksichtigt werden, um das Last-Setzungs-Verhalten in situ in guter Näherung abzubilden.

8.7 Vergleich der Simulationsergebnisse der FE- und MFS-Modelle

In Abbildung 8-35 bis Abbildung 8-38 sind die Simulationsergebnisse der FE-Modelle und MFS-Modelle mit den Ergebnissen der Messung gegenübergestellt. Sämtliche Simulationsergebnisse der WSL und der mobilisierten Einzelwiderstände wurden mit den Ergebnissen aus dynamischen und statischen Probelastungen kalibrierten Scherfestigkeitsparametern (Opt-Parameter) berechnet. Bei allen Traggliedern zeigt sich, dass die Entlastungsphasen mit den FE-Simulationen deutlich besser nachgebildet werden können. Auf Grund der vereinfachten Modellierung des Interaktionsverhalten Tragglied-Boden bei den MFS-Modellen kommt es lediglich bei Überschreitung der maximal aufnehmbaren Fließkraft in den Bodenelementen zu plastischen Verformungen. Etwaige Plastifizierungen unterhalb der definierten Grenzbedingung werden nicht abgebildet. Die Rückverformung der elastischen Anteile der Kopfsetzung bei Entlastung zeigt, dass bei den MFS-Modellen zu geringe plastische Verformungen auftreten. Mit dem Stoffmodell HSS können die beschriebenen Verfestigungen bei Erstbelastung abgebildet werden. Dadurch kommt es bei den Entlastungsphasen zu den deutlich besseren Korrelationen mit den Messergebnissen.

Vergleicht man die Belastungsphasen und mobilisierten Einzelwiderstände der Simulationen des aufstehenden CFA 9 mit den Messungen, zeigen die Verläufe beider Simulationsmethoden in Abbildung 8-35 eine gute Korrelation mit den in situ Messergebnissen. Es zeigt sich, dass mit dem MFS-Modell der Verlauf der Belastungsphasen und der mobilisierten Einzelwiderstände besser abgebildet werden kann.

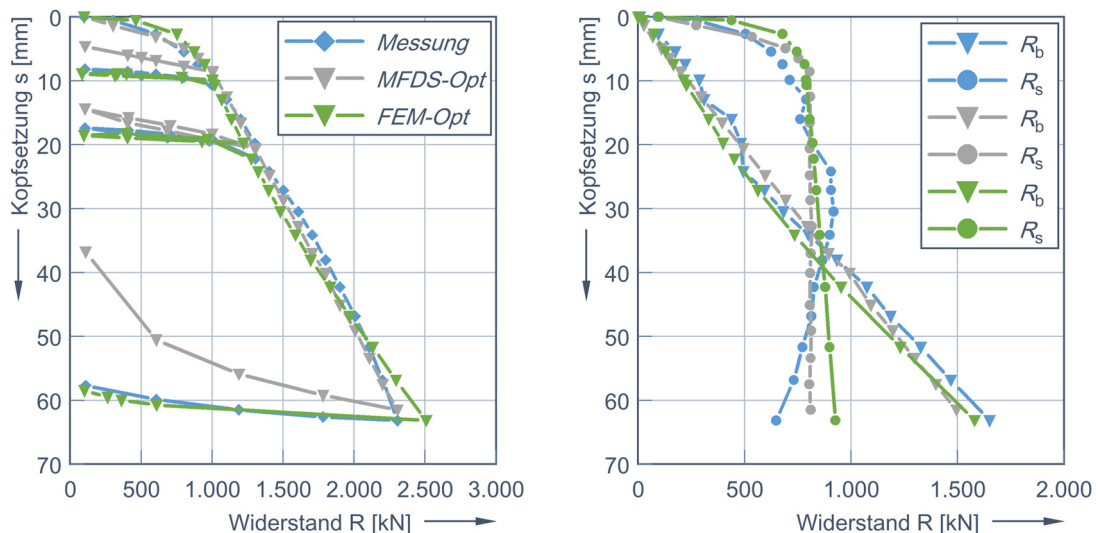


Abbildung 8-35: Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen des aufstehenden CFA 9 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)

Der Vergleich belegt, dass in Summe die Simulationstechnik der MFS-Modelle bei aufstehenden CFA-Pfählen eine ähnlich gute Ergebnisqualität wie die der FE-Modelle liefert.

Die Simulationsergebnisse des fußpunktentkoppelten CFA 8 in Abbildung 8-36 zeigen, dass das FE-Modell sowohl den Verlauf der gemessenen WSL als auch den Verlauf der mobilisierten Einzelwiderstände besser abbildet. Dies resultiert vorwiegend aus der genaueren Nachbildung der mobilisierten Mantelwiderstände. Da es bei dem fußpunktentkoppelten CFA 8 im Mantelbereich durch Dilatanzeffekte im Boden zum Anstieg der effektiven Kontaktnormalspannungen und dadurch zum Anstieg der Mantelreibungen bei fortschreitender Kopfsetzung kommt, kann ein entsprechendes Verhalten nur mit dem FE-Modell simuliert werden. Eine Simulation von dilatantem Materialverhalten ist mit den verwendeten Bodenelementen der Mantelsegmente in den MFS-Modellen nicht möglich. Das HSS Stoffmodell hingegen kann ein solches Verhalten in der Kontaktzone Tragglie-Boden durch geeignete Wahl der Materialparameter abbilden.

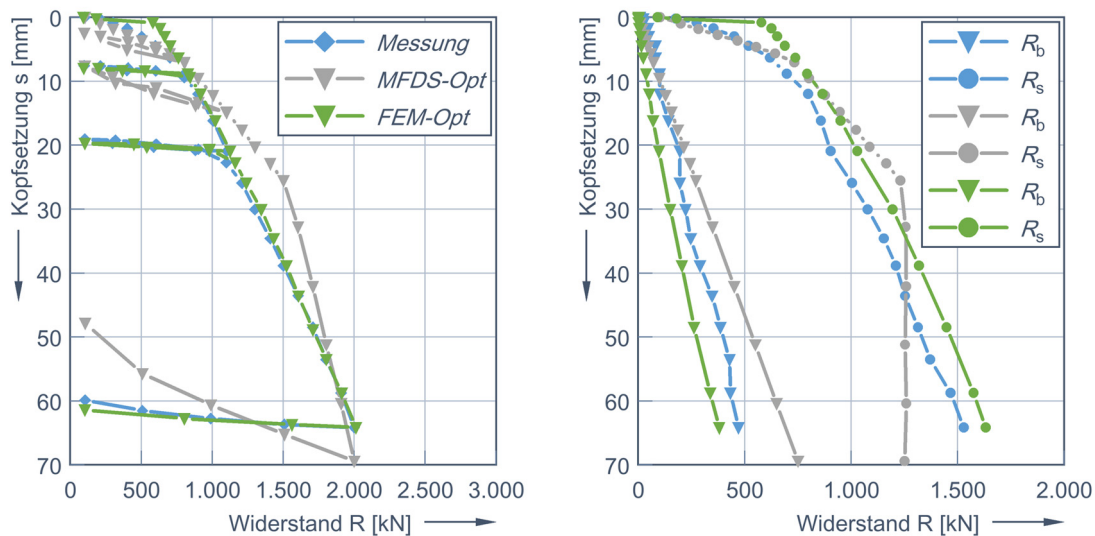


Abbildung 8-36: Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen des fußpunktentkoppelten CFA 8 – WSL (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)

Die Ergebnisse aus FE- und MFS-Simulation des Lastabtragungsverhaltens der aufstehenden BSS 3 sind in Abbildung 8-37 dargestellt. Bei den Belastungsphasen weichen die Verläufe der WSL beider Simulationsmethoden nur geringfügig voneinander ab. Mit dem FE-Modell kann der Verlauf des Widerstands-Setzungsverhalten im Bereich der Erstbelastung besser nachgebildet werden. Bei den mobilisierten Einzelwiderständen kann kein Vergleich zu Messergebnissen gezogen werden. Vergleicht man die Simulationsergebnisse wird beim FE-Modell mit zunehmender Setzung mehr Mantelwiderstand mobilisiert. Der Mantelwiderstandsverlauf des MFS-Modells zeigt eher einen bilinear elastisch-plastischen Verlauf. Nach dem Erreichen des maximalen Mantelwiderstandes stellt sich ein ideal-plastisches Verhalten am Mantel ein. Beim FE-Modell hingegen stellt sich bis zum Erreichen der Endsetzung ein ansteigender Mantelwiderstandsverlauf ein. Vergleicht man die ermittelten mobilisierten Mantelwiderstandsverläufe der BSS 3 mit den Messungen der BSS 2 würde der Verlauf der FE-Simulation eher dem einer Betonstopfsäule entsprechen.

Die Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modell der fußpunktentkoppelten BSS 2 sind in Abbildung 8-38 dargestellt. Beim Verlauf der WSL zeigen sich zwischen den

Ergebnissen der verschiedenen Simulationismethoden ausgenommen der Entlastungsphasen nur geringe Unterschiede.

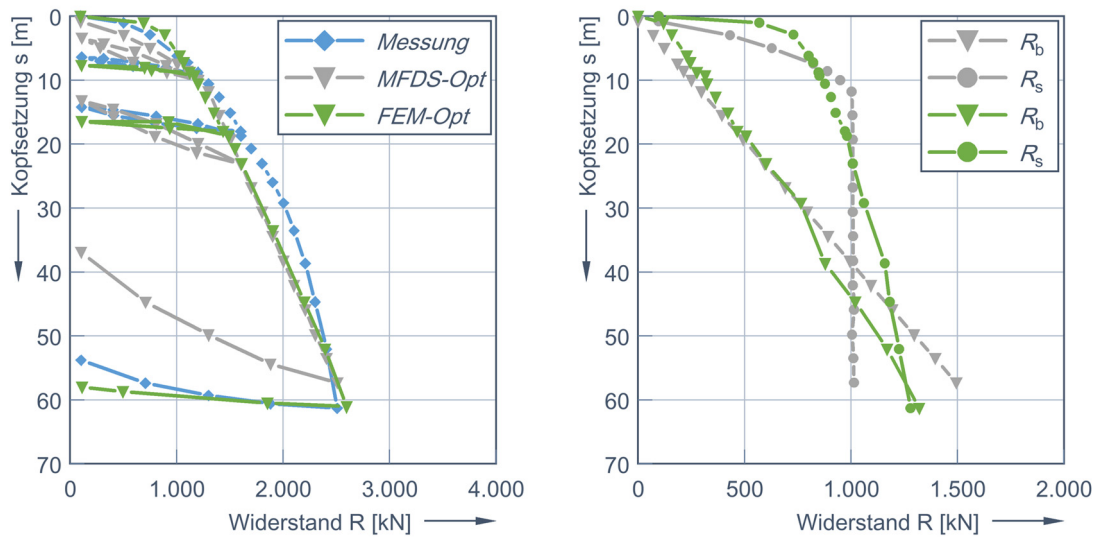


Abbildung 8-37: Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen der aufstehenden BSS 3 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)

Im Bereich der Erstbelastung kann mit der MFS-Simulation eine bessere Korrelation mit dem gemessenen Verlauf der WSL erzielt werden. Zudem zeigt die Simulation der WSL mit dem FE-Modell einen zu hohen Gesamtwiderstand bei maximaler Setzung. Vergleicht man die mobilisierten Einzelwiderstände kann man deutliche Unterschiede in den Ergebnissen aus FE- und MFS-Simulation erkennen. Der mobilisierte Spitzen- und Mantelwiderstand kann mit dem FE-Modell wesentlich besser abgebildet werden. Dabei zeigt sich, dass die Simulationsqualität des FE-Modells das Interaktionsverhalten am Mantel der BSS, bedingt durch die Verzahnungen und die Konsoleffekte mit dem umgebenden Boden, wirklichkeitsnäher wiedergeben kann.

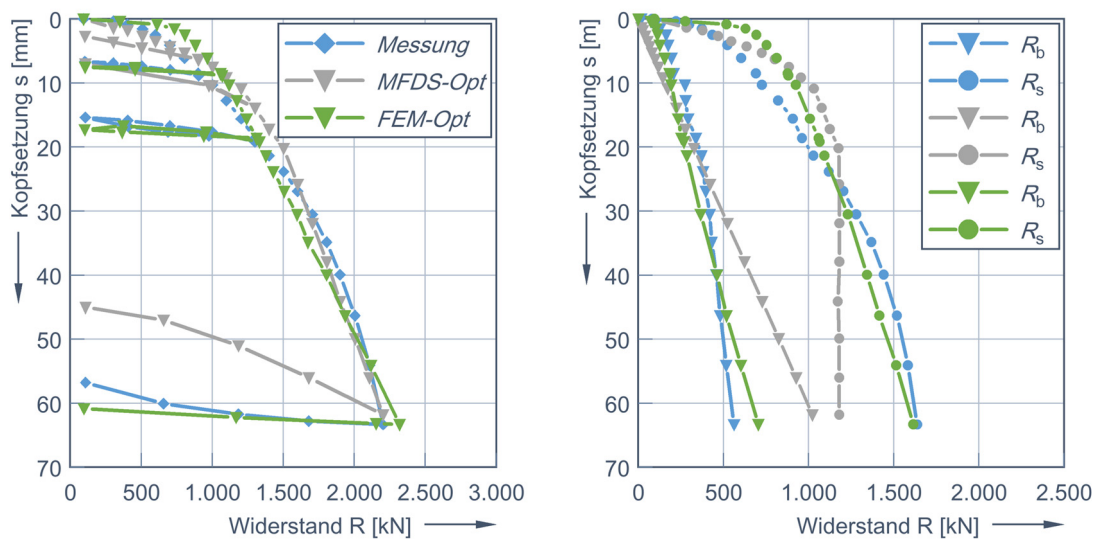


Abbildung 8-38: Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse aus FE- und MFS-Modellen mit den Messergebnissen des fußpunktentkoppelten BSS 2 – WLS (links), mobilisierte Einzelwiderstände (rechts)

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Einführung

Eine zuverlässige Prognostizierung des Tragverhaltens bzw. des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern kann nur mit einer guten Kenntnis über die charakteristischen Eigenschaften des Baugrundes und des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden erfolgen. Die ausführliche Baugrunderkundung und die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der Böden stellt die Grundlage zur Ermittlung von geeigneten Prognosemodellen dar. Diese hängen wiederum stark von der Art und den Einbaubedingungen der Tragglieder ab. Eine begrenzte Kenntnis der Baugrundeigenschaften und des Lastabtragungsverhaltens der Tragglieder führt in Kombination mit verwendeten Sicherheitskonzepten oft zu unterschätzten Traggliedwiderständen.

In dieser Arbeit werden die Lastabtragungsverhalten von CFA-Pfählen und Betonstopfsäulen durch in situ durchgeführte dynamische und statische Probelastungen auf einem geotechnisch ausführlich erkundeten Testfeld wissenschaftlich analysiert. Aus den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen können neue Erkenntnisse über die Lastabtragungsmechanismen der Tragglieder und über Korrelationen zwischen den Ergebnissen aus dynamischer und statischer Probelastung gezogen werden. Zudem bilden die gewonnenen Erkenntnisse und Messergebnisse aus den verschiedenen Belastungsversuchen die Grundlage für die Entwicklung von innovativen Simulationsmodellen auf Basis von Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Systemen und Finiter-Elemente-Methode zur Prognostizierung des Lastabtragungsverhalten der unterschiedlichen Traggliedtypen.

Die Literaturanalyse zu dieser Thematik ergab, dass sich die Eigenschaften des Baugrundes im Interaktionsbereich Tragglied-Boden auch durch Effekte aus der Herstellung maßgeblich verändern. Neben den eingeleiteten Lasten und den Traggliedabmessungen kommt es durch die veränderten Interaktionseffekte im Kontaktbereich zwischen den Traggliedern und anstehenden Boden zum entsprechenden Lastabtragungsverhalten. Zudem ergab die Literaturrecherche, dass zwischen den am Mantel wirkenden Widerständen des Bodens und dem Wellenausbreitungsverhalten im Tragglied ein Zusammenhang besteht.

9.2 Baugrund und Messtechnik

Um die genannten Effekte im Lastabtragungsverhalten der Tragglieder genauer zu untersuchen, wurde im Rahmen dieser Arbeit faseroptische Sensorik verwendet. Dabei kam bei den statischen Probelastungen erstmals quasi-kontinuierlich messende faseroptische Sensorik mit einer Ortsauflösung von 5,0 mm zur Erfassung der Dehnungen in den unbewehrten CFA-Pfählen und in den Betonstopfsäulen zum Einsatz. Zur Aufnahme der Wellenausbreitung in den Traggliedern im Zuge der dynamischen Probelastungen wurde faseroptische FBG-Sensorik mit einer Abtastrate von 50,0 kHz verwendet. Die hohen Abtastraten ermöglichten Aliasing-Fehler im Zuge der Messungen des Wellendurchlaufs in den Traggliedern zu reduzieren. Zudem war dadurch eine Aufnahme der Wellenausbreitung in Messabschnitten von minimal 1,0 m möglich, was wiederum eine feine orts aufgelöste Betrachtung der Korrelationen zwischen Widerständen am Traggliedmantel und Wellenausbreitungsverhalten im Tragglied ermöglichte. Die Voruntersuchungen zur Kalibrierung und Validierung der Sensorik haben gezeigt, dass mit den verwendeten faseroptischen Messmitteln sowohl die Dehnungsübertragung von Betonbauteil auf die Fasersensorik als auch das Wellenausbreitungsverhalten entsprechend den Anforderungen genau erfasst werden kann. Zudem zeigten kleinmaßstäbliche Installationsversuche, dass ein nachträglicher Einbau in unbewehrte Betonbauteile mit ausreichendem Verbundverhalten zur Sensorfaser möglich ist.

Im Vorfeld der Probelastungen wurden zunächst die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse des Baugrundes und die bodenmechanischen Eigenschaften in situ auf dem Testfeld und durch Laboruntersuchungen bestimmt. Die Untersuchungen ergaben relativ gleichmäßige Schichtenfolge des Baugrunds. Die Bestimmung der mechanischen Bodeneigenschaften erfolgte durch eine Vielzahl von Labor- und in-situ Versuchen. Somit bildete die sorgfältige Ermittlung von bodenmechanisch relevanten Parametern und Baugrundverhältnissen zum einen die Grundlage zur Interpretation spezifischer Lastabtragungsmechanismen aus den Messergebnissen der probelasteten Tragglieder und zum anderen konnten dadurch die geotechnischen Verhältnisse in den Simulationsmodellen wesentlich genauer abgebildet werden. Durch den erhöhten Aufwand an geotechnischen Vorerkundungen im Testfeld konnte die Ergebnisqualität der Simulationsmodelle zur Prognostizierung des Lastabtragungsverhaltens der Tragglieder erheblich gesteigert werden.

9.3 Statische Probelastungen

Um genauere Erkenntnisse über das Last-Setzungsverhalten und über die mobilisierten Mantel- und Spitzenwiderstände der einzelnen Traggliedtypen zu erhalten, wurden im Rahmen dieser Arbeit statische Probelastungen im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die mobilisierten Mantelwiderstände wurden über die faseroptischen Dehnungsmessungen und dem daraus ermittelten Lastabtragungsverhalten am Mantel der Tragglieder ermittelt. Die Bestimmung des mobilisierten Spitzendrucks erfolgte über die Differenzbildung des mobilisierten Traggliedwiderstands zum mobilisierten Mantelwiderstand. Die Tragglieder wurden zum einen aufstehend mit Fußeinbindung in

der tragfähigen Kiesschicht und zum anderen fußpunktentkoppelt durch gezielte Auflockerungen im Einbindebereich des Fußes gefertigt. Ziel war es verschiedene Wechselwirkungsbedingungen zwischen Spitzen- und Mantelwiderständen zu schaffen und deren Auswirkung auf das Lastabtragungsverhalten der jeweiligen Traggliedtypen zu untersuchen. Die Ergebnisse aus den Probelastungen zeigten, dass die BSS sowohl aufstehend als auch fußpunktentkoppelt gefertigt um ca. 10 % größere Widerstände beim Grenzsetzungskriterium $0,1 \cdot d$, im Vergleich zu den CFA-Pfählen mit gleichen Randbedingungen, mobilisieren. Somit konnte belegt werden, dass die BSS bei gleichen Längen, im Mittel vergleichbaren Durchmessern, gleichen Baugrundverhältnissen und gleichen Einbindebedingungen des Fußes im Vergleich zu den CFA größere Lasten aufnehmen und ableiten können.

Zur genaueren Untersuchung der mobilisierten Einzelwiderstände mussten die axialen Dehnungsmessungen in den Traggliedern ausgewertet und in Normalkraft- bzw. Mantelreibungsverläufe über die Einbindetiefe umgerechnet werden. Die Normalkraft- und Mantelreibungsverläufe zeigten deutlich den Unterschied im Lastabtragungsverhalten der Traggliedtypen und der jeweiligen Fußeinbindung. Mit den Ergebnissen konnte belegt werden, dass bei den BSS die Lastabtragung am Mantel deutlich durch die variierenden Querabmessungen und unregelmäßigen Manteloberfläche bestimmt wird. Dabei wurde festgestellt, dass die Bereiche mit hohen Querabmessungen in den umliegenden Boden auskragen und Verzahnungen bilden. Dadurch kommt es in den auskragenden Bereichen zu „Konsoleffekten“ des Traggliedmantels mit dem umliegenden Boden. Dies bewirkt lokal starke Stauchungen im Tragglied. Dabei erfolgt die Lastabtragung überwiegend im Bereich der rückläufigen Querschnittsaufweitung, da die Verzahnungen im unteren Auflagerbereich, ähnlich wie Konsolen, die meisten Lasten in den umgebenden Boden abführen. Die Auswertungen ergaben zudem, dass die Normalkraftverläufe, um belastbare Mantelwiderstandsverläufe der Tragglieder über die Tiefe zu bestimmen, korrigiert werden müssen. In den Traggliedern treten Normalkraftanstiege bedingt durch Lastzyklus, Imperfektionen und Verzahnungseffekten mit dem umliegenden Boden auf. Diese können für die Ermittlung der Mantelreibung nicht herangezogen werden und müssen aus den Normalkraftverläufen herausgefiltert werden. Aus den korrigierten Normalkraftverläufen konnten in dieser Arbeit erstmals kontinuierliche Mantelreibungsverläufe über die Tiefe an BSS und CFA ermittelt werden. Die Ergebnisse belegten den beschriebenen Lastabtragungsmechanismus am Mantel der BSS und zeigten bei den CFA, dass es bei aufstehender Fußpunktausbildung nicht zur vollständigen Ausnutzung der Mantelwiderstände kommt. Das Interaktionsverhalten zwischen mobilisierten Spitzen- und Mantelwiderständen bestimmt die Lastabtragung der aufstehenden CFA. Es konnte zudem aus den Messungen abgeleitet werden, dass die verschiedenen Fußpunktlagerungen zur unterschiedlichen Ausbildung des Traggewölbes im Boden führen und dass dieser Effekt eine maßgebende Auswirkung auf die Kontaktnormalkräfte im Interaktionsbereich Tragglied-Boden und somit auf die Entwicklung der Mantelreibungen hat.

Aus den Messungen konnten die jeweiligen mobilisierten Verläufe der Einzelwiderstände ermittelt werden. Dabei zeigte die Auswertung, dass bei dem aufstehenden CFA maximale mobilisierte Mantelwiderstände von ca. 900 kN aktiviert werden. Bei dem fußpunktentkoppelten CFA hingegen wurden maximal mobilisierte Mantelwiderstände von ca. 1500 kN ermittelt. Diese Ergebnisse belegten die Annahme, dass bei den Traggliedern deutlich mehr Mantelwiderstand aktiviert werden kann und dass die

Interaktion zwischen Mantel- und Spitzenwiderstand die Lastabtragung am Mantel deutlich beeinflusst. Der Vergleich der mobilisierten Mantelwiderstände zwischen den BSS und CFA zeigte, dass bei der BSS mehr Mantelwiderstand mobilisiert wird. Dabei stellen sich bei den BSS je nach Setzung im Maximum ca. 15,0 % höhere Mantelwiderstände ein. Die Ergebnisse belegen, dass die allgemein höheren Traggliedwiderstände der BSS im Vergleich zu den CFA aus den höheren mobilisierten Mantelwiderständen resultieren. Die unterschiedlichen Herstellungsverfahren der Tragglieder wiederum beeinflussen die Größe der mobilisierbaren Mantelwiderstände.

9.4 Dynamische Probelastung

Im Zuge der in situ durchgeführten Versuche dieser Arbeit wurden zudem dynamische Probelastungen an den Traggliedern durchgeführt. Dafür wurden separate Tragglieder mit identischen Randbedingungen und mit den variierenden Fußpunktauflagerungen analog zu den statisch belasteten Traggliedern gefertigt. Durch diese Methodik konnten eindeutige Korrelationen zwischen angreifenden Mantelreibungen im Interaktionsbereich Tragglied-Boden und Veränderungen der Ausbreitungsgeschwindigkeit des eingeleiteten Wellenzuges in den Traggliedern ermittelt werden. Die Aufnahme des Wellenausbreitungsverhaltens in den Traggliedern erfolgte mittels FBG-Sensorik in verschiedenen Messebenen axial über die Einbindelänge der Tragglieder verteilt.

Durch die vergleichende Betrachtung des Wellenausbreitungsverhaltens in den dynamisch belasteten Traggliedern mit dem ermittelten kontinuierlichen Mantelreibungsverlauf aus statisch belasteten Traggliedern gleicher Randbedingungen konnten neuartige Erkenntnisse über den Zusammenhang zwischen Mantelreibung und Veränderung der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit gewonnen werden. Die Auswertungen im Zeitbereich belegten, dass es in Bereichen höherer Mantelreibungen zu einer Erhöhung der Ausbreitungsgeschwindigkeit des eingeleiteten Wellenzuges kommt. In Bereichen verminderter Mantelreibung treten überwiegend Verlangsamungen der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ein. Neben den neuartigen Erkenntnissen, die aus den Auswertungen im Zeitbereich gewonnen werden konnten, konnten durch Transformation der gemessenen Dehnungs-Zeitverläufe der einzelnen Messebenen in den Frequenzbereich und durch Bildung von Transferfunktionen der Frequenzspektren benachbarter Messebenen, Zusammenhänge zwischen longitudinaler Wellenausbreitungsgeschwindigkeit, Mantelreibung und Veränderungen im Frequenzbereich detektiert werden. Die Auswertungen im Frequenzbereich zeigten, dass es vorwiegend durch die Dämpfung höherfrequenter Amplituden des Frequenzspektrums zu einer Beschleunigung des Wellenzuges kommt. Bei Verlangsamung des eingeleiteten Wellenzuges im Tragglied zeigten die Ergebnisse, dass es bei den Amplitudendichten im höherfrequenten Bereich zu Erhöhungen kommt. Da zwischen den höherfrequenten Anteilen des Wellenzuges und dem Auftreten von Querschwingungen im Wellenausbreitungsprozess ein Zusammenhang besteht, konnte mit den Ergebnissen belegt werden, dass durch erhöhte Mantelreibungen in bestimmten Bereichen der Tragglieder Querschwingungen behindert werden und somit eine Dämpfung dieser Anteile im Wellenzug erfolgt. Eine Erhöhung der höherfrequenten

Anteile im Wellenzug zeigte ein vermehrtes Auftreten von Querschwingungen im Wellenausbreitungsprozess an, was sich überwiegend in den Bereichen verminderter Mantelreibung einstellt. Mit den Messergebnissen des Wellenausbreitungsverhaltens und deren Auswertung im Zeit- und Frequenzbereich konnte erstmals durch einen Vergleich mit den bestimmten Mantelreibungsverläufen aus quasi-kontinuierlicher Messung der Zusammenhang zwischen Mantelreibung und Ausbreitungsgeschwindigkeit des eingeleiteten Wellenzuges in den Traggliedern qualitativ belegt werden.

9.5 MFS- bzw. MFDS-Prognosemodelle

Entsprechend der Zielstellung wurden im Rahmen der Arbeit Prognosemodelle auf der Basis von Masse-Feder-Dämpfer-Systemen bzw. Masse-Feder-Systemen (MFDS bzw. MFS) zur Simulation des Tragglied-Boden-Interaktionsverhaltens unter dynamischer bzw. statischer Belastung entwickelt. Dabei wurden dynamische Simulationsmodelle unter Anwendung der Konusmodelle nach WOLF & DEEKS (2004) zur Bestimmung der relevanten dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungsparameter im Interaktionsbereich Tragglied-Boden angewendet. Die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Scherkräfte im Interaktionsbereich Traggliedmantel-Boden erfolgte durch Kalibrierung der MFDS-Modelle an den Messergebnissen aus dynamischen Probelastungen. Durch die Unterteilung der Modelle in Segmente mit Längen von ca. 1,0 m konnten die aufnehmbaren Scherkräfte entsprechend den Erkenntnissen aus Korrelationsbeziehung zwischen Mantelreibung und Wellenausbreitungsverhalten so lange variiert werden, bis sich eine ausreichende Übereinstimmung zwischen gemessenen und simulierten Schwinggeschwindigkeits-Zeit- bzw. Zeit-Setzungs-Verläufen am Kopf der Tragglieder einstellte. Zudem wurden bei den dynamischen Simulationsmodellen Modellierungen eines Kompressionskegels unterhalb des Fußes angesetzt. Bisherige Modelle zur Simulation bzw. Prognose des Lastabtragungsverhaltens verwendeten diesen Ansatz im Fußbereich lediglich bei statisch belasteten Traggliedern. Als Belastungsimpuls wurden Fallhöhen im Bereich von $h_{FG} = 36 \text{ cm} \div 40 \text{ cm}$ verwendet. Bei diesen Fallhöhen kommt es zu einer ausreichenden Aktivierung der Mantelwiderstände.

Die an den Ergebnissen der dynamischen Probelastung kalibrierten maximal aufnehmbaren Scherkräfte wurden in die MFS-Modelle zur Prognoseberechnung des Last-Setzungsverhaltens unter statischer Belastung übertragen. Die Ermittlung der Steifigkeiten in den MFS-Modellen erfolgte am Mantel unter Verwendung eines Ansatzes nach RANDOLPH (2003) und am Fuß unter Verwendung eines statischen Konusmodells nach WOLF & DEEKS (2004). Zudem wurde im Modell die spannungsabhängige Steifigkeit des Bodens im Interaktionsbereich mit dem Ansatz nach JANBU (1963) berücksichtigt. Die Ergebnisse zeigten, dass speziell bei dem aufstehenden CFA die Simulationsergebnisse des Gesamtwiderstandes und der Einzelwiderstände nur gering von den Messungen abweichen. Die Simulationen der mobilisierten Widerstände der BSS weisen eine stärkere Abweichung von den Messergebnissen auf. Die Ergebnisse belegten, dass die Kalibrierung der MFDS-Modelle zur Simulation des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden der BSS unter dynamischer Belastung an den Messergebnissen bei diesen Traggliedtypus nur bedingt anwendbar ist. Dadurch kann

eine Kalibrierung der Scherfestigkeiten bei den BSS nur mit Kenntnis des Last-Setzungsverhaltens aus statischen Probelastungen erfolgen.

Die Kalibrierung der Modelle anhand der Messergebnisse der dynamischen Probelastung kann die herstellungsbedingte Veränderung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes im Interaktionsbereich Tragglied-Boden vor allem bei den CFA gut erfassen. Kenntnisse über das Wellenausbreitungsverhalten der Tragglieder entlang deren Achse stellen die Grundlage zur Parametervariation der maximal aufnehmbaren Scherkräfte dar. Dadurch können qualifizierte Aussagen über die Tragfähigkeitsvariation im Mantelbereich getroffen werden.

Defizite der Simulationsmodelle gründen in der vereinfachten Annahmen zur Abbildung der mechanischen Tragglied- und Bodeneigenschaften. Geringe Kenntnisse über die Variation der Materialeigenschaften der BSS begrenzen die Anwendbarkeit der Simulationsmethodik zur Prognose des Lastabtragungsverhaltens dieses Traggliedtyps. Variable dynamische Impedanzen in den BSS machen eine Kalibrierung der dynamischen MFDS-Modelle an den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung nur eingeschränkt möglich. Es müssen statische Referenzmessungen zum Last-Setzungsverhalten vorliegen um eine Aussage über die Übertragbarkeit der, an den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung kalibrierten, Scherkräfte im Mantelbereich treffen zu können.

9.6 FEM-Prognosemodelle

Neben den MFDS- bzw. MFS-Modelle wurden auf Basis der Finiten-Elemente-Methode Simulationsmodelle zur Abbildung und Prognose des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden unter dynamischer und statischer Belastung erstellt. Die Simulationsmethodik basiert auf dem Vorgehen der MFDS- bzw. MFS-Modelle. An den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung wurden die Scherfestigkeiten im Interaktionsbereich Tragglied-Boden kalibriert und in die FEM-Modelle zur Prognostizierung des Last-Setzungsverhaltens unter statischer Belastung übertragen. Dabei konnte erstmals gezeigt werden, wie sich die Ergebnisqualität der FE-Simulationen des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden signifikant verbessert, wenn die Scherfestigkeitsparameter im Mantelbereich anhand von Messergebnissen aus dynamischer Probelastung (Schwinggeschwindigkeits-Zeit- bzw. Zeit-Setzungsverläufe am Kopf der Tragglieder) kalibriert werden.

Das mechanische Verhalten der Böden wurde in den FE-Modellen überwiegend mit dem elasto-plastischen Hardening Soil Small-Strain Modell (HSS-Modell) mit Erweiterung für kleine Dehnung abgebildet. Eine Validierung des Stoffmodells erfolgte mittels numerischer Simulation von Feld- und Laborversuchen. Die Ergebnisse zeigten, dass das nichtlineare Materialverhalten und die mechanischen Eigenschaften der Böden bei kleinen Dehnungen mit dem HSS-Modell ausreichend realitätsnah simuliert werden konnten.

Die Literatursauswertung zum Thema Spannungs-Dehnungs-Verhalten nichtbindiger Böden unter dynamischer Kompressionsbelastung ergab, dass die Steifigkeiten der

Böden stark von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. den durch Belastung hervorgerufenen Dehnraten abhängt. Um zu überprüfen, inwieweit mit dem HSS-Modell dieses Verhalten abgebildet werden kann, wurden stoßbelastete Triaxialversuche an Korallensand aus YAMAMURO, ET AL. (2011) numerisch nachmodelliert und die Simulations- und Messergebnisse miteinander verglichen. Neben dem HSS-Modell wurde der Korallensand mit dem Stoffgesetz Generalized Hardening Soil (GHS-Modell) modelliert. Dieses anwenderspezifische Stoffmodell ermöglichte die Deaktivierung plastischer Dehnungen aus deviatorischer und isotroper Erstbelastung. Dadurch konnte das in der Literatur beschriebene Verhalten der behinderten Kornumlagerungen auf Grund von hohen Dehnraten simuliert werden. Die Simulationsergebnisse der FE-Berechnungen zeigten, dass mit dem GHS-Modell die Versteifungseffekte des Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter dynamischer Kompressionsbelastung deutlich besser abgebildet werden konnten. Die Ergebnisse der Simulation mit dem HSS-Modell ergaben bei gleichen Deviatorspannungen größere axiale Dehnungen, als bei den Versuchsergebnissen in YAMAMURO, ET AL. (2011) auftraten. Mit den Simulationsergebnissen konnte erstmals numerisch belegt werden, dass ein dynamisch stoßbelasteter nichtbindiger Boden nur unzureichend mit dem HSS-Modell modelliert werden kann. Eine Anwendung des GHS-Modells unter Deaktivierung der plastischen Deformationen bei Erstbelastung bildet das Verhalten des Bodens deutlich genauer ab.

Bei der Modellierung des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden unter dynamischer Last wurde unter dem Fuß der Tragglieder ein Konus mit Öffnungswinkel 60° und Höhe $h = 2,8 \text{ m}$ mit dem GHS-Modell und entsprechend steiferem Materialverhalten angebracht. Die Abbildung des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden im Mantelbereich erfolgte mittels Interaktionsbereiche der Länge $1,0 \text{ m}$ und wurde mit Kontinuumselementen modelliert. Unter Anwendung der gleichen Simulationsmethodik, wie bei den Berechnungen mit den MFDS-Modellen, wurden bei den FE-Simulationen der CFA die effektiven Scherfestigkeitsparameter c' und ϕ' (Berechnung der undrainierten Scherfestigkeitsparameter aus den effektiven Scherfestigkeitsparameter nach *Undrained (A)* Methode in *Plaxis*) im Interaktionsbereich Traggliedmantel-Boden so lange variiert bis eine ausreichend genau Übereinstimmung der Systemantworten am Pfahlkopf ($s(t)$ und $v(t)$) des FE-Modells mit den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung auftrat.

Die an den Ergebnissen aus dynamischer Probelastung kalibrierten Scherfestigkeitsparameter wurden in die FE-Modelle zur Prognose des Last-Setzungsverhaltens unter statischer Belastung übertragen. Zudem wurden im FE-Modell zur Prognostizierung des Last-Setzungsverhaltens unterm Fuß der Tragglieder in Anlehnung an WOLFF (2009) Auflockerungsbereiche der Höhe $h = 1 \div 1,5 \cdot d$ modelliert, um herstellungsbedingte Auflockerungseffekte im Fußbereich zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der FE-Modelle zur Prognostizierung des Last-Setzungsverhaltens der CFA zeigten sowohl eine sehr gute Übereinstimmung mit den in situ ermittelten mobilisierten Tragglied- und Einzelwiderständen als auch mit den messtechnisch ermittelten Mantelreibungsverläufen der CFA.

Bei den FE-Modellen zur Simulation der BSS unter dynamischer und statischer Belastung wurden die Scherfestigkeitsparameter an den FE-Modellen zur Simulation des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden unter statischer Belastung kalibriert und in die dynamisch belasteten FE-Modelle übertragen. Dadurch konnte überprüft werden, ob sich die FE-Simulationen für die Anwendung des Kalibrierverfahrens der BSS an den

Ergebnissen der dynamischen Probelastung besser eignen. Die Ergebnisse haben jedoch gezeigt, dass auch die deutlich höhere Simulationsqualität der FEM keine zielführende Abbildung des Wellenreflexionsverhaltens bedingt durch Mantelreibung und Querschnittsveränderung abbildet. Es konnte im Rahmen der Arbeit keine ausreichende Korrelation zwischen den Messergebnissen aus dynamischer Probelastung und den Systemantworten der FE-Modelle unter dynamischer Stoßbelastung mit den kalibrierten Scherfestigkeitsparametern der BSS erzielt werden. Jedoch zeigen die Simulationsergebnisse, dass durch die Kalibrierung der FE-Modelle an den statischen Messergebnissen entsprechende Modelle zur Prognose des Tragverhaltens von BSS unter vergleichbaren Randbedingungen (Herstellungsart, Baugrundverhältnisse) herangezogen werden.

9.7 Folgerung

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte und dargestellte Vorgehen zur Prognostizierung des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern kann fallspezifisch verwendet werden, um eine Optimierung des Planungsprozesses der beschriebenen Tragglieder zu erreichen. Zur Ermittlung des Lastabtragungsverhaltens der Tragglieder muss nicht, wie üblich, ein umfangreiches Testprogramm an statischen bzw. dynamischen Probelastungen durchgeführt werden. Anhand von Probelastungen an ausgewählten und sorgfältig instrumentierten Traggliedern können die benötigten Referenzdaten ermittelt werden, um das Last-Setzungsverhalten bzw. die mobilisierten Widerstände im Tragglied-Boden Interaktionsverhalten mit den vorgestellten Simulationsverfahren und Simulationsmethodiken zu prognostizieren. Dabei haben die Ergebnisse der Arbeit gezeigt, dass bei CFA-Pfählen Messdaten zum Wellenausbreitungsverhalten in den Traggliedern und konventionelle Messungen der Schwinggeschwindigkeit an den Belastungsköpfen ausreichen, um das Lastsetzungsverhalten in guter Korrelation zu den Messungen aus statischer Probelastung abzubilden. Dabei sollten die Fallhöhen der Belastungseinrichtung so gewählt werden, dass ca. 1 ÷ 2 % des Tragglieddurchmessers bei Stoßbelastung an Kopfsetzung aktiviert werden. Dies reicht aus, um die Mantelwiderstand ausreichend zu aktivieren und ermöglicht die Anwendung der in der Arbeit beschriebenen Modellierungsmechanismen im Fußbereich der Tragglieder.

Bei den BSS empfiehlt es sich die Simulationsmodelle an Ergebnissen aus statischer Probelastung zu kalibrieren und das kalibrierte Modell zur Prognostizierung des Last-Setzungsverhaltens bzw. zur Prognostizierung der mobilisierten Widerstände für Tragglieder unter gleichen Randbedingungen zu verwenden.

Den Kern der Simulationsverfahren stellt zum einen die Ermittlung der notwendigen mechanischen Bodeneigenschaften und zum anderen die Ermittlung des axialen Lastabtragungs- bzw. des Wellenausbreitungsverhaltens in den Traggliedern dar.

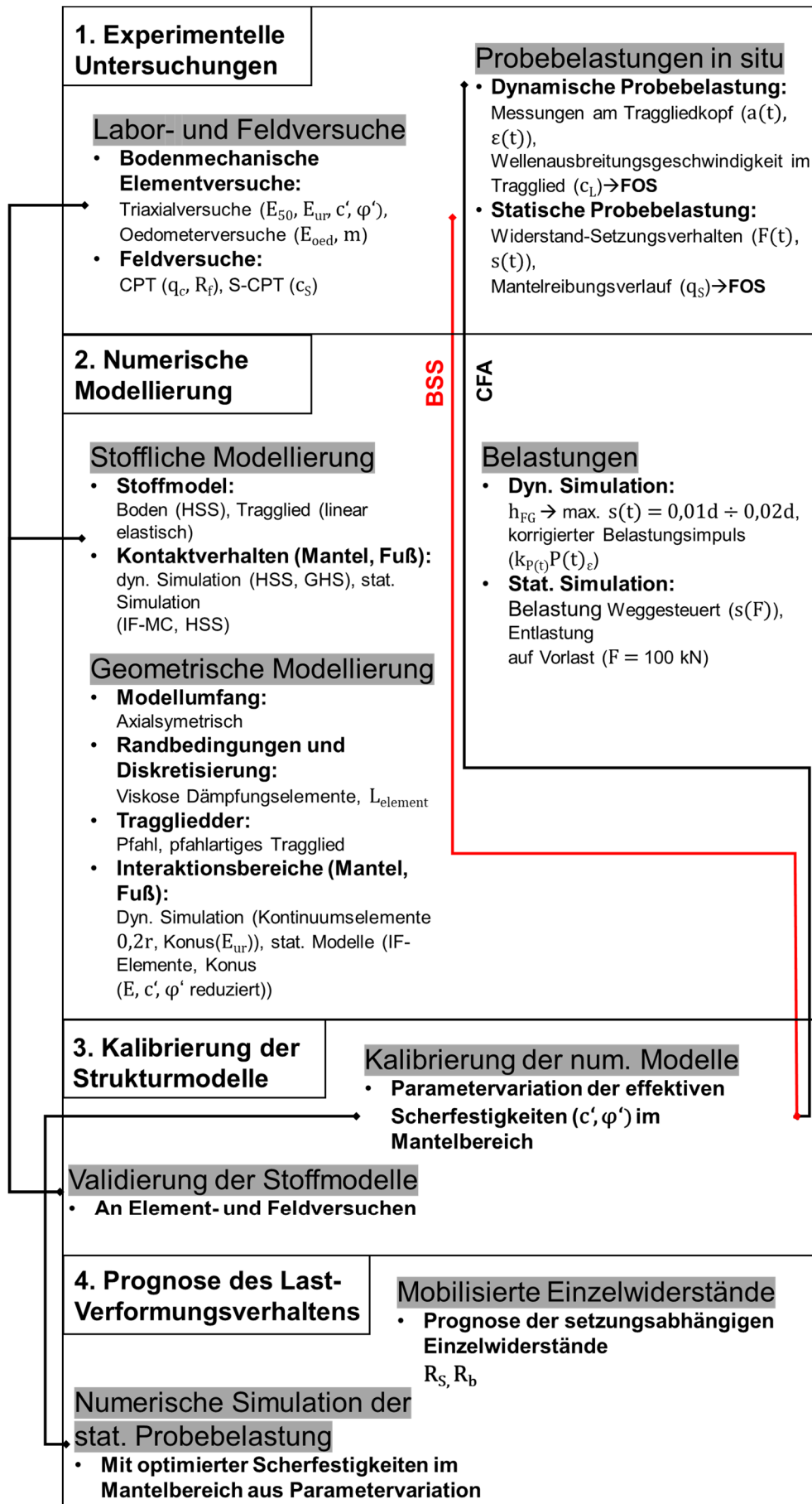


Abbildung 9-1: Methodische Vorgehensweise zur Prognoseberechnung des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen (CFA) und pfahlartigen Traggliedern (BSS)

9.8 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten neuartigen Erkenntnisse zum Lastabtragungsverhalten von Pfählen und pfahlartigen Traggliedern konnten nur durch in situ Großversuche im Maßstab 1:1 und der Verwendung innovativer faseroptischer Messtechnik in den Tragglieder gewonnen werden. Dies ermöglichte einen Beitrag zum Verständnis des Last-Setzungsverhaltens der unterschiedlichen Traggliedtypen zu leisten. Jedoch müssen weitere Untersuchungen angestellt werden, um noch offene Fragen zu den wirkenden Mechanismen im Interaktionsverhalten Tragglied-Boden zu klären. Um dies zu gewährleisten, besteht gerade bei der faseroptischen Messtechnik noch Forschungsbedarf im Hinblick auf den Einsatz der Messtechnik im Langzeitmonitoring. Im Zuge der Rekonsolidierung des Bodens nach dem Einbringen und dem Abbinde- und Aushärtevorgangs der Tragglieder entstehen bereits im Interaktionsbereich Tragglied-Boden Verformungen und Spannungen, deren Einfluss auf das spätere Lastabtragungsverhalten genauer untersucht werden muss. Dazu benötigt man faseroptische Messtechnik, die für den Langzeiteinsatz geeignet ist und die vor allem Effekte aus temperaturabhängiger Dehnung ermitteln und kompensieren kann.

Die in der Arbeit vorgestellten Korrelationen zwischen dem Wellenausbreitungsverhalten in den Traggliedern und den auftretenden Mantelwiderständen konnten lediglich qualitativ im Zeit- und Frequenzbereich belegt werden. Ein weiterer Forschungsbedarf besteht in der Klärung, ob ein quantitativer Zusammenhang für unterschiedliche Traggliedtypen und unterschiedliche Traggliedmaterialien hergestellt werden kann.

Im Hinblick auf die Simulationen des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden unter dynamischer Belastung mittels Masse-Feder-Dämpfer-Modelle sollte eine genauere Betrachtung und Untersuchung des visko-plastischen Verhaltens in Bezug auf Material- und Abstrahldämpfung des Bodens im Interaktionsbereich durchgeführt werden. Zudem sollte eine weiterführende Betrachtung zur dynamischen Lasteinleitung angestellt werden. Die komplexen Kontaktmechanismen zwischen Fallmasse und Belastungskopf erfordern genauere Untersuchungen. Nur so können die Belastungsimpulse in den MFDS- und FE-Modellen realitätsgetreuer simuliert werden.

Weiterhin besteht experimenteller und numerischer Forschungsbedarf zur Gewinnung neuartiger Erkenntnisse im Bereich des mechanischen Verhaltens von Böden unter dynamischer Kompressionsbelastung. Dabei stellt vor allem die Ermittlung von quantitativen Zusammenhängen zwischen Dehnrates und der Steifigkeitsentwicklung im Spannungs-Dehnungs-Verhalten bindiger und nichtbindiger Böden die Hauptaufgabe dar. Dies würde zum einen das Verständnis und die Aussagefähigkeit von dynamischen Probelastungen und den daraus gewonnenen Messergebnissen verbessern und zum anderen könnten die Interaktionsvorgänge Tragglied-Boden unter dynamischer Belastung dadurch besser numerisch simuliert werden. Zudem würden neuartige Erkenntnisse auf dem Gebiet nicht nur einen Erkenntnisgewinn bei dynamisch belasteten Traggliedern ergeben, sondern auch zum genaueren Verständnis anderer komplexer geotechnischer Verfahren und Problemstellungen, wie beispielsweise der dynamischen Intensivverdichtung, beitragen.

10 Verzeichnisse

10.1 Literaturverzeichnis

- Achenbach, J. D. 1999. Wave propagation in elastic solids. 8. Auflage. Amsterdam : Elsevier, 1999.
- Adam, D. und Kopf, F. 2003. Dynamische Effekte durch bewegte Lasten auf Fahrwegen. *Bauingenieur*. 2003, S. 1-12.
- Aghayarzadeh, M. 2019. Continuum-Based Numerical Simulation of Static and High-Strain Pile Load Testing Adopting Advanced Soil Models. Sydney : University of Sydney, 2019. Dissertation.
- Aki, K. und Richards, P. 1980. Quantitative seismology: Theory and Methods. Volumes 1 and 2. San Francisco : W.H. Freeman, 1980.
- Almukashfi, A. 2018. Comparison of Different Constitutive Models for Deep Excavation Analysis. Graz : Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Computational Geotechnics Graz University of Technology, 2018. Master's Thesis.
- Atkinson, J. H. und Salfors, G. 1991. Experimental determination of soil properties. *Proc. 10th ECSMFE*. 1991, S. 915-956.
- Balthaus, H. G. 1986. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethode. *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*. 1986. Heft 21. Dissertation.
- Balthaus, H. und Kielbassa, S. 1991. Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren. *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*. 1991, S. 41-72.
- Bathe, K. J. 2002. Finite-Elemente-Methoden. Heidelberg : Springer Verlag, 2002.
- Belal, M. und Newson, T. P. 2012. Experimental Examination of the Variation of the Spontaneous Brillouin Power and Frequency Coefficients Under the Combined Influence of Temperature and Strain. *JOURNAL OF LIGHTWAVE TECHNOLOGY*. 2012, Vol. 30, S. 1250-1255.
- Benz, T. 2007. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. *Mitteilung des Instituts für Geotechnik Stuttgart*. 2007. Mitteilung 55. Dissertation.
- Benz, T., Schwab, R. und Vermeer, P. 2007. Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen. *Bautechnik*. November 2007, S. 749-761.

Benz, T., Wehnert, M. und Vermeer, P. A. 2008. A Lode angle dependent formulation of the hardening soil model. *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*. 2008, S. 1-6.

Berezantev , V. G., Khristoforov, V. S. und Golubkov, V. N. 1961. Load bearing capacity and deformation of piled foundations. *Proc 5th Int Conf on Soil Mech. and Found Eng., speciality session 10*. 1961, Vol. 2, S. 11-15.

Bergmann, L. 1954. Der Ultraschall und seine Anwendung in Wissenschaft und Technik. Stuttgart : S. Hirzel Verlag, 1954.

Boley, C. und Zou, Y. 2012. Bodenmechanik. [Herausgeber] C. Boley. *Handbuch Geotechnik*. Wiesbaden : Vieweg und Teubner, 2012, S. 139-224.

Bonfig, K. W. 1995. Technische Druck- und Kraftmessung. 2. Auflage. Renning-Malmsheim : Expert-Verlag, 1995.

Brigham, E. O. 1985. FFT: Schnelle Fourier-Transformation. 2. Auflage. München : Oldenbourg, 1985.

Brinkgreve, R. B., Kumarswamy, S. und Swolfs, W. M. 2015. Plaxis 2D Manual. Delft : Plaxis bv, 2015.

Brinkgreve, R. B.J., Kappert, M. H. und Bonnier, P. G. 2007. Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. Numerical Models in Geomechanics: *Proceedings of the Tenth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*. 25-27. April 2007, S. 737-742.

Brugg , Cables. Fibre Optic Sensing Cables BRUsens strain V9 Datenblatt. Brugg : Brugg Cables.

Campanella, R. G. und Stewart, W. P. 1991. Downhole Seismic Cone Analysis Using Digital Signal Processing. *Proceedings: Second International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. 11. März 1991, S. 77-82.

Curtiss, C. F. und Hirschfelder, J. O. 1952. Integration of stiff equations. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*. 1952, S. 235-243.

Doyle, J. F. 1997. Wave Propagation in Structures, Spectral Analysis Using Fast Discrete Fourier Transforms. 2. Auflage. New York : Springer Verlag, 1997.

Duncan, J. M. und Chang, C. Y. 1970. Nonlinear Analysis of stress and strain in soil. *J. of Soil Mech. Found. Division* 96. 1970, S. 1629-1653.

EA-Baugrunderdynamik. 2018. Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunderdynamik. Berlin : Ernst & Sohn, 2018.

EA-Pfähle. 2012. Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle. 2. Auflage. Berlin : Ernst & Sohn, 2012.

Ebert, M. 2001. Experimentelle und numerische Untersuchung des dynamischen Verhaltens von Stahlbetontragwerken unter Berücksichtigung stochastischer Eigenschaften. Weimar : Bauhaus- Universität Weimar, 2001. Dissertation.

- Ecke, Wolfgang. 2002. Sensorik-Laborpraktikum. Fasergitter-Dehnungssensor. Jena : Institut für Physikalische Hochtechnologie e.V. Jena, 2002.
- Elmer , K.-H. 2004. Three-Dimensional Wave Propagation and Energy Flow. 2004, Band 5, S. 481-494.
- Elmer, K. H. 1995. Modellierung und Simualtion einer Dehnwelle zur Reißerkennung im Stab. *Technische Mechanik*. 17. März 1995, S. 33-42.
- Fecker, E. 2018. Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels. 2. Auflage. Berlin : Springer Spektrum, 2018.
- Fellenius, B. H. 2002. Determing the resitance distribution in piles. Part 1. *Geotechnical News Magazine*. 2002, S. 35-38.
- Fellenius, B. H. und Nguyen, B. N. 2019. Common mistakes in static loading-test procedureds an result analyses. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*. September 2019, S. 20-31.
- Fischer, O., Thoma, S. und Crepaz, S. 2019. Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. *Beton-und Stahlbetonbau*. 2019, Nr. 3, S. 150-159.
- Fritsch, Maik. 2008. Zur Modelbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen. *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*. 2008. Heft 86. Dissertation.
- Galavi, H., Petalas, A. und Brinkgreve, R. B. J. 2013. Finite element modelling of seismic liquefaction in soils. *Geotechnical Engineering*. September 2013, S. 55-64.
- Gear, C. W. 1971. Simultaneous Numerical Solution of Differential-Algebraic Equations. *IEEE Transactions on Circuit Theory*. 1971, S. 89-95.
- Goble, G., Likins, G. und Rausche , F. 1975. Bearing capacity of piles from dynamic measurements. 1975.
- Goldscheider, M. und Krieg, S. 1998. Bodenviskosität und ihr Einfluß auf das Tragverhalten von Pfählen. *Bautechnik*. Oktober 1998, S. 806-820.
- Graff, K. F. 1991. Wavemotion in elastic solids. New York : Dover Publications, 1991.
- Habel, W. 2003. Faseroptische Sensoren für Deformationsmessungen - Kriterien für eine zuverlässige Nutzung. *GESA-Symposium "Sicherheit und Wirtschaftlichkeit durch Messtechnik, Monitoring und Beanspruchungsanalyse"*. Braunschwig : VDI Berichte 1757, 2003, S. 141-158.
- Hardin, B. O. und Black, W. L. 1969. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1969, S. 1531-1537.
- Hardin, B. O. und Drnevich, V. P. 1972. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of the soil mechanics and foundation division - Proceeedings of the ASCE*. Juli 1972, S. 667-692.

Hauswirth, D. 2015. A Study of the Novel Approaches to Soil Displacement Monitoring Using Distributed Fiber Optic Strain Sensing. Zürich : ETH Zürich, 2015. Dissertation.

Hering, E. und Schönfeld, G. 2018. Sensoren in Wissenschaft und Technik. 2. Auflage. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2018.

Herle, I. und Wiebicke, M. 2014. Vergleich von statischen und dynamischen Probelbelastungen -Abschlussbericht-. Dresden : TU Dresden, 2014.

Hiermaier, S. 2008. Structures under Crash and Impact. New York : Springer, 2008.

Holeyman, A. E. 1988. Modelling of Dynamic Behaviour at the Pile Base. *Proceedings of the Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. 1988, S. 174-185.

Holschemacher, K., Müller , T. und Lobisch, F. 2012. Bemessungshilfsmittel für Betonbauteile nach Eurocode 2. Leipzig : Ernst & Sohn, 2012.

Hölscher , P., Brassinga, H., Brown, M., Middendorp, P., Proffitlich, M., van Tol , F. A. 2011. Rapid load testing on piles: interpretation guidelines. Boca Raton : CRC Press, 2011.

Hölscher, P. und van Tol, F. A. 2008. Rapid load testing on piles. Boca Raton : CRC Press, 2008.

Hornberg, A. 2014. Polarisationsoptik. [Herausgeber] H. Naumann, G. Schröder und M. Löffler-Mang. *Handbuch Bauelemente der Optik*. München : Carl Hanser Verlag, 2014, S. 465-516.

Hubler, J., Zekkos, A. A. und Zekkos, D. 2017. Pore Pressure Generation of Pea Gravel, Sand, and Gravel-Sand Mixtures in Constant Volume Simple Shear. *Conference-Paper: 3rd International Conference on Performance-Based Design*. Juli 2017.

Huch , T., Kirsch, F. und Schallert, M. 2001. Der Einsatz dynamischer Pfahlprüfungen zur Gründungsoptimierung des Container Terminals Altenwerder. *Pfahl-Symposium 2001-Mitteilungen des Instituts Für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*. Heft 65. 2001, S. 261-280.

Hudson, M., Idriss, I. und Beirkae, M. 1994. Quad4m user's manual. 1994.

Ishibashi, K. und Zhang, X. 1993. Shear modulus and damping relationships. *Soils and Foundations*. März 1993, S. 182-191.

Janbu, N. 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proc. ECSMFE Wiesbaden*. 1963, S. 19-25.

Jänke, Siegfried. 1969. Untersuchung der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse. *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau*. Karlsruhe : BAW, 1969. Nr. 28.

Kania, J. und Sørensen, K. K. 2018. A Static Pile Load Test on a Bored Pile Instrumented with distributed fibre optic sensors. *10th International symposium on field measurement in geomechanics*. Rio de Janeiro, 2018.

Kashyap, R. und López-Higuera, J. M. 2002. Fiber grating technology: Theory, photosensitivity, fabrication and characterization. [Herausgeber] J. M. López-Higuera. *Handbook of optical fibre sensing technology*. West Sussex : John Wiley & Sons Ltd., 2002, S. 350-377.

Kempfert, H. G. und Moormann, C. 2018. Pfahlgründungen. [Herausgeber.] K. J. Witt. *Grundbau-Taschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke*. Berlin : Ernst & Sohn, 2018, S. 79-323.

Kindler , Arne, et al. 2017. Statische Pfahlprobelbelastungen unter Verwendung faseroptischer Dehnungsmessungen mit sehr hoher Ortsauflösung. *Pfahl-Symposium 2017 - Mitteilungen des Instituts Für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*. 2017. Heft 102, S. 259-286.

Kirsch, F. und Klingmüller, O. 2003. Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – *Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. Bautechnik*. September 2003, S. 640-650.

Klingmüller, O. und Schallert, M. 2018. Dynamische Probelbelastung an Betonstopfsäulen (BSS) und Schneckenbohrpfählen (CFA) für Keller Grundbau GmbH. Probefeld Burgweinting : Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH, 2018. unveröffentlicht.

Klingmüller, O. 2013. Vorgaben des EC7 für dynamische Pfahlprobelbelastungen und Regelungen im deutschen Normenhandbuch - Vorschlag zur Vereinfachung. *Geotechnik*. 30. Januar 2013, Nr. 1, S. 3-9.

Kolymbas, D. 1989. Pfahlgründungen. Berlin : Springer Verlag, 1989.

Kondner, R. L. und Zelasko, J. S. 1963. A hyperbolic stress strain formulation for sand. *Proc. 2nd Pan. Am. Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.* 1963, S. 289-394.

Krebs, E. S. 2019. Seismic wave theory. Cambridge : Cambridge University Press, 2019.

Kreger, S. T., et al. 2009. Distributed strain and temperature sensing in plastic optical fiber using Rayleigh scatter. [Herausgeber.] E. Udd, H. H. Hu und A. Wang. *Fiber Optic Sensors and Applications VI Vol. 7316*. Orlando : International Society for Optics and Photonics, 2009, S. 73160A.

Kreuzer, M. 2006. Dehnungsmessung mit Faser-Gragg-Gitter. Darmstadt : Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, 2006.

Kuhlemeyer, R. L. und Lysmer, J. 1973. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 99. 1973, S. 421-427.

Kuttner , T. 2015. Verfahren und Beispiele zur Sigalanalyse. Praxiswissen Schwingungsmesstechnik. Wiesbaden : Springer Fachmedien, 2015, S. 263-334.

Laera, A. und Brinkgreve, R. B.J. 2015. Ground response analysis in PLAXIS 2D. Delft : Plaxis, 2015.

Lai, C. G. und Wilmanski, K. 2005. Surface waves in geomechanics: Direct and inverse modelling for soils and rocks. Udine : Springer, 2005.

- Lerch, M., Neidhart, T. und Bubenicek, M. 2020. Messtechnische Ausrüstung von Betonstopfsäulen bei Probelbelastungen. *Messen in der Geotechnik 2020 - Mitteilung des Institut für Geomechanik und Geotechnik TU Braunschweig*. 2020, S. 275-296.
- Lerch, R., Sessler, G. und Wolf, D. 2009. Technische Akustik - Grundlagen und Anwendungen. Berlin : Springer Verlag, 2009.
- Lieberenz , K., et al. 2013. Rechnerische Verfahren zur Untersuchung der dynamischen Stabilität des Eisenbahnfahrweges bei Zugüberfahrt. *Planungshilfe Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten*. DB Netze, 2013.
- Linder, W. R. 1977. Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand. Berlin : Technische Universität Berlin, 1977. Dissertation.
- Linkins, G. und Rausche , F. 2004. Correlation of CAPWAP with Static Load Tests. *Proceedings of the Seventh International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. 2004, S. 153-165.
- Love, A. E.H. 1944. A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity. New York : Dover Publactions, 1944.
- Luna. 2017. ODiSI-B. User's Guide. 2017.
- Marcher , T. 2002. Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel. *Mitteilung des Institutes für Geotechnik Stuttgart*. 2002. Mitteilungsheft 49.
- Masing, G. 1926. Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. *Proc. 2nd Int. Congr. Appl. Mech.* 1926.
- Matsuoka, H. und Nakai, T. 1982. A new failure criterion for soils in three dimensional stresses. *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*. 1982, S. 253-263.
- Mayne, P. W. 2007. Cone Penetration Testing. *NCHRP SYNTHESIS 368*. Washington D.C. : TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 2007. S. 37.
- Mc Manus, K. J. und Kulhawy, F. H. 1994. Cyclic axial loading of drilled shafts in cohesive soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1994, Vol. 9, S. 1481-1497.
- Meskouris, K., Hinzen, K.-G., Butenweg, C., Mistler, M. 2011. Bauwerke und Erdbeben: Grundlagen - Anwendungen - Beispiele. 3. Auflage. Wiesbaden : Vieweg und Teubner, 2011.
- Meyerhoff, G. G. 1976. Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1976, S. 197-228.
- Meyers, M. A. 1994. Dynamic Behavior of Materials. New York : Wiley & Sons, 1994.
- Middendorp, P. und van Weele, A. F. 1986. Application of characteristic stress wave method in offshore practice. *Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*. Januar 1986.

- Mildner, C. 2012. Numerische und experimentelle Untersuchungen des Crashverhaltens von FVK-verstärkten Metallstrukturbauteilen. München : Technische Universität München, 2012. Dissertation.
- Millett, J. F.C., Meziere, Y. J.E. und Bourne, N.K. 2007. The response to shock loading of aglass-fibre–epoxy composite: effects of fibre orientation to the loading axis. *Journal of Physics D: Applied Physics*. 2007, S. 5358-5365.
- Mohamad, H., Tee, B. P., Ang, K. A., Chong, M. F. 2016. Characterizing anomalies in distributed strain measurement of cast-in-situ bored piles. *Jurnal Teknologi*. 18. März 2016, S. 75-82.
- Mörchen, N. 2003. Zur Grenzlast eines Druckpfahls - Untersuchungen für den Einzel- und den Gruppenpfahl. *Berichte aus Bodenmechanik und Grundbau der Bergischen Universität Wuppertal Fachbereich Bauingenieurwesen*. 2003. Band 26. Dissertation.
- Mosberger, C. 2015. Verteilte faseroptische Dehnungsmessung mit dem hochauflösenden. Graz : TU Graz, 2015. Master's Thesis.
- Möser, M. und Kropp , W. 2009. Übersicht über die verschiedenen Wellenarten. Körperschall - Physikalische Grundlagen und technische Anwendungen. Berlin : Springer, 2009, S. 29-138.
- Muszynsky, Z. und Wyjadlowski, M. 2012. Assessment of the Shear Strength of Pile-to-Soil Interfaces Based on Pile Surface Topography Using Laser Scanning. *Sensors*. 2012, S. 1012-1032.
- Natke , H. G. 1983. Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalysen. 2. Auflage. Braunschweig : Vieweg & Sohn, 1983.
- Natke, H. G. 1989. Baudynamik, Einführung in die Dynamik mit Anwendungen aus dem Bauwesen. Stuttgart : Teubner Verlag, 1989.
- Nejjar, K., et al. 2019. Accounting for nonlinear behavior of ground for the prediction of settlements due to deep excavations. *Proceedings of the XVII ECSMGE*. 2019, S. 1-8.
- Nendza, M. 2006. Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens. Braunschweig : Technische Universität Braunschweig, 2006. Dissertation.
- Nie, R., et al. 2018. Effects of pile residual loads on skin friction and toe resistance. *Soil mechanics and foundation engineering*. 2. Mai 2018, S. 76-81.
- Novak, M., Nogami, T. und Aboul-Ella, F. 1978. Dynamic soil reactions for plane strain case. *Proceedings ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division*. August 1978, S. 953-959.
- Omidvar, M., Iskander, M. und Bless, S. 2012. Stress-Strain Behaviour of Sand at High Strain Rates. *International Journal of Impact Engineering*. 2012, S. 192-213.
- Pal, O. 1998. Modélisation du comportement dynamique des ouvrages grâce à des éléments finis de haute précision. Grenoble : L'université Joseph Fourier, 1998.

- Pauer, H. 2017. Auf metrischen und differentialgeometrischen Konzepten basierende neue mathematische Algorithmen zur Sensordatenfusion mit Anwendungen in der Faser-Bragg-Gitter-Formsensorik. Karlsruhe : Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2017. Dissertation.
- Pfeifer, W. 2016. Experimentalphysik Band 1 Mechanik, Schwingungen, Wellen. Berlin, Boston : Walter de Gruyter, 2016.
- Platzmann, B. 2002. Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfung. Heft 67 Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. 2002. Heft 67.
- Poulos, H. G. 1981. Cyclic axial response of single pile. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1981, Vol. 107, S. 41-58.
- Poulos, H. G. und Davis, E. H. 1980. Pile foundation analysis and design. 1. Ausgabe. Sidney : Wiley, 1980.
- Press, W. H., et al. 1992. Numerical recipes in C++: The art of scientific computing. 2. Ausgabe. Cambridge : Cambridge University Press, 1992.
- Prinz, H. und Strauß, R. 2017. Ingenieurgeologie. 6. Auflage. Berlin : Springer Spektrum, 2017.
- Proakis, J. G. und Manolakis, D. K. 2007. Digital Signal Processing. 4. Auflage. Upper Saddle River : Pearson, 2007.
- Randolph, M. F. 2003. Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique*. 2003, S. 847-875.
- Randolph, M.F. und Wroth, C. P. 1978. Analysis of deformation of vertically loaded piles. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1978, S. 1465-1488.
- Rausche, F., Likins, G., Liang, L., Hussein, M. 2008. The effect of ram mass on pile stresses and pile penetration. *Science, Technology and Practice*. 2008, S. 389-394.
- Rausche, F., Goble, G. und Likins, G. 1985. Dynamic determination of pile capacity. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1985, S. 367-383.
- Rausche, F. 1983. CHAPWP - CAPWAP/C. Philadelphia, 1983.
- Rausche, F. 2000. Wave Mechanics and the Wave Equation. Cleveland, 2000.
- Rausche, F., et al. 2010. Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching. *The Art of Foundation Engineering Practice*. 2010, S. 534-553.
- Reul, O. 2000. In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. *Mitteilung des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*. 2000. Heft 53. Dissertation.
- Reul, O., et al. 2006. Untersuchungen zum Tragverhalten von gerammten Verdrängungspfählen im überkonsolidierten Ton. *Mitteilung des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*. 16. März 2006, S. 171-193.

- Reynolds, W. N. und Wilkinson, S. J. 1978. The analysis of fibre-reinforced porous composite materials by the measurement of ultrasonic wave velocities. *Ultrasonics*. 16. Juli 1978, S. 159-163.
- Richart, F. E., Hall, J. R. und Woods, R. D. 1970. Vibrations of Soils and Foundations. Englewood Cliffs, New Jersey : Prentice-Hall, 1970.
- Riesner, M. 2020. Von der Baugrunderkundung über die geotechnischen Untersuchungen hin zur numerischen Modellierung. Regensburg : OTH Regensburg, 2020. Master's Thesis, unveröffentlicht.
- Ripper, P. 1984. Studie zum Tragverhalten eines Pfahles im radial vorgespannten Boden. *Mitteilung des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*. 1984. Heft 25. Dissertation.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., Rice, A. 1986. Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* . 1986, Vol. 112, S. 791-804.
- Rowe, P. W. 1962. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Science*. 1962, S. 500-527.
- Samiec, Dirk. 2011. Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. *Photonik*. Juni 2011, S. 34-37.
- Santos, J. A. und Correia, A. G. 2001. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings 15th International Conference on soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2001, S. 267-270.
- Savitzky, A. und Golay, M. J.E. 1964. Smoothing and differentiation of data by simplified least squares procedures. *Analytical chemistry*. 1964, S. 1627-1639.
- Schallert, M. 2009. Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen. *Mitteilung des Institut für Geomechanik und Geotechnik TU Braunschweig*. 2009. Heft 93. Dissertation.
- Schallert, M., et al. 2004. Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik. *Messen in der Geotechnik 2004 - Mitteilung des Institut für Geomechanik und Geotechnik TU Braunschweig*. 2004. S. 309-328.
- Schanz, T. 1998. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibmaterialien. Stuttgart : Institut für Geotechnik Universität Stuttgart, 1998. Dissertation.
- Schanz, T. und Vermeer, P. A. 1996. Angle of friction and dilatancy of sand. *Géotechnique*. 1996, S. 145-151.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. und Bonnier, P. G. 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. *Plaxis-Symp.: Beyond 2001 in Computational Geotechnics*. 1999.
- Schmidt, H. H., Buchmaier, R. F. und Vogt-Breyer, C. 2014. Grundlagen der Geotechnik. 4. Auflage. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2014.

- Seward, L. 2009. The effect of Continuous Flight Auger pile installation on the soil-pile interface in the Mercia Mudstone Group. London : City University London, 2009. Dissertation.
- Siegel, T. C. 2010. Load testing an dinterpretation of instrumented augered cast-in-place piles. *DFI Journal*. 2. 12 2010, Vol. 4, S. 65-71.
- Sieńko, R., Bednarski, L., Kanty, P., Howiacki, T. 2018. Application of Distributed Optical Fibre Sensor For Strain and Temperature Monitoring within Continuous Flight Auger Columns. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2018, Vol. 221, S. 1-11.
- SimulationX. 2020. SimulationX Hilfe-Center. [Online] 2020. [Zitat vom: 28. September 2020.] <http://doc.simulationx.com/4.1/1031/Content/Modeling/ModelingInSimulationX.htm>.
- Solan , S. W. und Randolph, M. F. 1982. Numerical prediction of collapse loads using finite element methods. *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 47-76. März 1982.
- Soller, B. J., Wolfe, M. und Froggatt, M. E. 2005. Polarized resolved measurement of Rayleigh backscatter in fiber-optic components. *National Fiber Optic Engineers Conference*. 2005, S. NWD 3.
- Sondermann, W. und Kirsch, F. 2017. Baugrundverbesserung und Injektionen. [Herausgeber] Karl Josef Witt. *Grundbautaschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren*. Weimar : Ernst & Sohn, 2017, S. 167-262.
- Spang, J. 1970. Pfahlversuch Duisburg-Kaiserberg der Deutschen Bundesbahn. *Vorträge der Baugrundtagung in Düsseldorf*. 1970, S. 199-261.
- Speck, K., Vogdt, F., Curbach, M., Petryna, Y. 2019. Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton. [Herausgeber] Curbach, M., Opitz, H., Scheerer, S., Hampel, T. *10. Symposium experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen*. Dresden : TU Dresden, 2019, S. 71-82.
- Stahlmann, J., Kirsch, F., Schallert, M., Klingmüller, O., Elmer, K.-H. 2004. Pfahltests - modern dynamisch und / oder konservativ statisch. Esslingen : Technische Akademie Esslingen, 2004.
- Starke, W. F. und Janes, M. C. 1988. Accuracy and Reliability of Low Strain Integrity Testing. *Proceedings of the third international conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*. Ottawa : BiTech Publishers, 1988, S. 19-32.
- Stas, C. V. und Kulhawy, F. H. 1994. Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading. Ithaca : Cornell University, 1994.
- Stelzmann, U., Groth, C. und Müller, G. 2008. FEM für Praktiker - Band 2: Strukturdynamik. 5. Auflage. Renningen : expert verlag, 2008.
- Strehmel, K., Weiner, R. und Podhaisky, H. 2012. Numerik gewöhnlicher Differentialgleichungen. 2. Auflage. Wiesbaden : Springer Spektrum, 2012.
- Strobel, O. 2014. Lichtwellenleiter - Übertragungs- und Sensortechnik. 3.Auflage. Berlin : VDE Verlag, 2014.

- Studer, J. A., Laue, J. und Koller, G. 2007. Bodendynamik. 3. Auflage. Berlin : Springer, 2007.
- Terzaghi, K. 1936. Stress distribution in dry and saturated Sand above a yielding trap-door. *Proc. ICSMFE*. 1936, Vol. 1, S. 307-311.
- Thayagarajan, K. und Ghatak, A. 2007. Fiber Optik Essenstials. Hoboken : Wiley & Sons, 2007.
- Thévenaz, L. 2011. Advanced fiber optics - Concepts and technology. Lausanne : EPFL Press, 2011.
- Timoshenko, S. P. und Goodier, J. N. 1970. Theory of Elasticity. 3. Auflage. New York : McGraw-Hill, 1970.
- Tomlinson, M. J. 2004. Pile Design and Construction Practice. 4. Auflage. Padstow : TJ Int. Ltd., 2004.
- Turner, J. P. und Kulhawy, F. H. 1990. Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1990, Vol. 3, S. 470-491.
- Van Foeken, R. J. und Middendorp, P. 1997. Von vergangenen zu jüngsten Fortschritten bei Integritätsprüfungen durch die TNO. *Pfahl-Symposium 1997 - Mitteilungen des Instituts Für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig*. 1997. S. 107-119.
- Van Langen, H. 1991. Numerical Analysis of Soil-Structure Interaction. Delft : Depart. of Civil Engineering and Geosciences TU Delft, 1991. Dissertation.
- Van Langen, H. und Vermeer, P. A. 1991. Interface Elements for Singular Plasticity Points. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* . 1991, Vol. 15, S. 301-315.
- Vermeer, P. A. 1978. A double hardening model for sand. *Geotechnique*. Dezember 1978, S. 413-433.
- Vesic, A. S. 1977. Design of pilie foundation. Washington D.C. : NCHRP Synthesis 42 Transportation Research Board, 1977.
- Vesic, A. S. 1975. Principles of pile foundation design. Durham N.C. : Duke University School of Engineering, 1975.
- von Grüning, D. 2014. Digitale Signalverarbeitung. 5. Auflage. München : Hanser Verlag, 2014.
- von Wolffersdorff, P. A. 2012. Praxisorientierte Ermittlung von Parametern moderner bodenmechanischer Stoffgesetze. 10. *Tiroler Geotechnik- und Tunnelbautag*. Innsbruck : Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau, 2012.
- Vrettos, C. 2008. Bodendynamik. [Hrsg.] K. J. Witt. *Grundbautaschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Berlin : Ernst&Sohn, 2008, S. 451-500.

Wegener, D. 2013. Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren. *Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden*. 2013. Nr. 17. Dissertation.

Wehnert, M. 2006. Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. *Mitteilung des Instituts für Geotechnik Stuttgart*. 2006. Mitteilung 53. Dissertation.

Welsch, J., Gesellmann, S. und Voigt, M. 2018. Abschlussbericht: Abschlussbericht: Auswertung Laborversuche - Nachrechnung von dynamischen Probelastungen an Betonsäulen. Dresden : TU Dresden: Institut für Geotechnik Professur für Bodenmechanik und Grundbau, 2018. unveröffentlicht.

Whitman, R. V. 1970. The Response of Soils to Dynamic Loadings - Final Report. Vicksburg, 1970. Report 26.

Wichtmann, T. und Triantafyllidis, T. 2011. Abschätzung der dynamischen Kenngrößen nichtbindiger Böden anhand der Korngrößenverteilungskurve. *Bautechnik*. 2011, S. 627-639.

Wichtmann, T. und Triantafyllidis, T. 2006. Über die Korrelation der ödometrischen und der "dynamischen" Steifigkeit nichtbindiger Böden. *Bautechnik*. 2006, S. 482-491.

Witzel, Melanie. 2004. Zur Tragfähigkeit und Gebrauchs-tauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. *Schriftenreihe Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Universität Kassel*. 2004. Nr. 15. Dissertation.

Wolf, J. 2017. Schadenserkennung in Beton durch Überwachung mit eingebetteten Ultraschallprüfköpfen. Potsdam : Universität Potsdam, 2017. Dissertation.

Wolf, J. P. und Deeks, A. J. 2004. Foundation Vibration Analysis: A Strength-of-Materials Approach. Oxford : Elsevier, 2004.

Wolff, T. 2009. Ein methodischer Bemessungsansatz zur Abschätzung des Tragverhaltens von Pfahlgründungen in weichem kalkigem Sedimentgestein. *Bauhaus-Universität Weimar - Schriftreihe Geotechnik*. 2009. Heft 22. Dissertation.

Wuttke, F. 2005. Beitrag zur Standortidentifizierung mit Oberflächenwellen. Weimar : Bauhaus-Universität Weimar, 2005. Dissertation.

Yamamuro, J. A., Abrantes, A. E. und Lade, P. V. 2011. Effect of Strain Rate on the Stress-Strain Behaviour of Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2011, S. 1169-1178.

Zhang, J. und Tang, Y. 2007. RADIATION DAMPING OF SHALLOW FOUNDATIONS ON NONLINEAR SOIL MEDIUM. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. 25-28. Juni 2007.

Zienkiewicz, O. C. und Taylor, R. L. 1991. The Finite Element Method: Solid and Fluid Mechanics - Non Linear Problems. Volume 2: Dynamics and Non-Linearity. U.K. : McGraw-Hill, 1991.

Zimbelmann, J. 2015. Beitrag zur Boden-Bauwerk-Interaktion in nichtbindigen Böden infolge hochdynamischer Anregung. München : Universität der Bundeswehr München, 2015. Dissertation.

Zscherpe, G. und Steinbrecher, D. 2005. Bohrlochgeophysik. [Herausgeber] K. Knödel, H. Krummel und G. Lange. *Geophysik*. Berlin : Springer Verlag, 2005, S. 811-919.

10.2 Normenverzeichnis

- DIN 1054:2010-12, *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*
- DIN EN 1997-1:2014-03, *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013*
- DIN EN 1997-2:2010-10, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010*
- DIN EN ISO 7500-1:2018-06, *Metallische Werkstoffe - Kalibrierung und Überprüfung von statischen einachsigen Prüfmaschinen - Teil 1: Zug- und Druckprüfmaschinen - Kalibrierung und Überprüfung der Kraftmesseinrichtung (ISO 7500-1:2018); Deutsche Fassung EN ISO 7500-1:2018*
- DIN EN 12390-13:2014-06, *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013*
- DIN EN ISO 14688-2:2018-05, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2017); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2018*
- DIN EN ISO 17892-1:2015-03, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts (ISO 17892-1:2014); Deutsche Fassung EN ISO 17892-1:2014*
- DIN 18122-1:1997-07, *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze*
- DIN 18128:2002-12, *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Glühverlustes*
- DIN 18135:2012-04, *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch*
- DIN 18137-2:2011-04, *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch*
- DIN 18137-3:2002-09, *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch*
- DIN 18196:2011-05, *Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*

DIN 45672-1:2018-02, *Schwingungsmessung an Schienenverkehrswegen - Teil 1:*
Messverfahren für Schwingungen

Anhang A1

Ergebnisse der Untersuchungen an Baugrund und Tragglieder des Großversuchs

Da der Umfang der durchgeführten Untersuchungen sehr groß war, würde eine detaillierte und lückenlose Auflistung und Abbildung der Untersuchungsergebnisse den Rahmen der überschreiten. Sämtliche Messergebnisse aus Baugrunduntersuchungen und Probelastungen der Tragglieder sind in digitaler Form an der OTH Regensburg, Fakultät Bauingenieurwesen, Fachbereich Geotechnik hinterlegt. Im Folgenden sind exemplarisch Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen aufgeführt.

Anhang A1.1

Feldversuche zur Baugrunderkundung

Die in der Anlage enthaltene Abbildung A1-1 zeigt die mittels Cross-Over-Methode bestimmte Scherwellenausbreitung über die Tiefe der S-CPT 5.1.

In Abbildung A1-2 ist der Bodenaufschluss im geotechnischen Querschnitt des Testfeldes dargestellt.

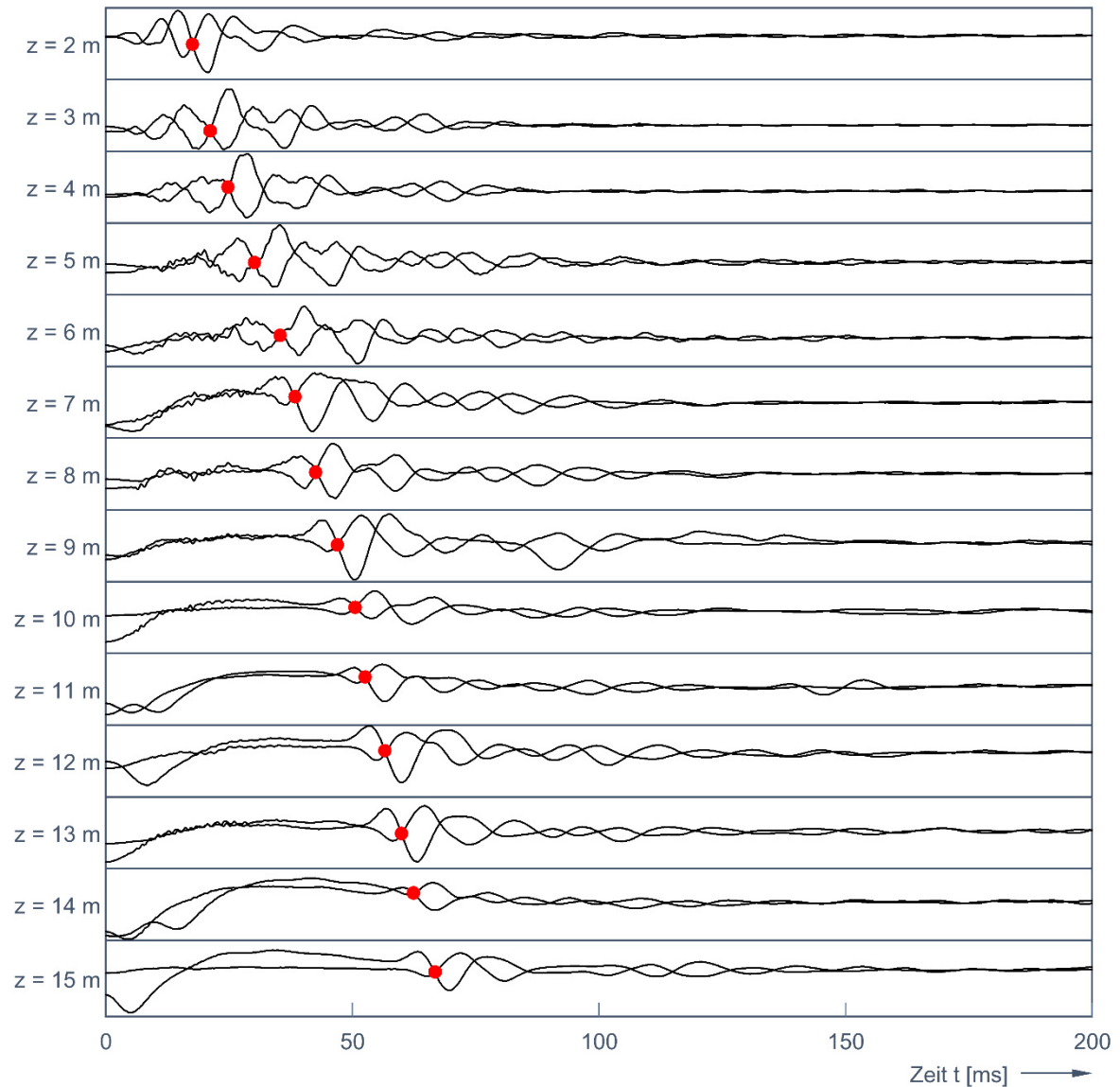


Abbildung A1-1: Wellenausbreitungsprofil der S-CPT 5.1 Messung



mpus

Anhang A1.2

Kornverteilungskurven der untersuchten Böden

Die Kornverteilungskurven der Abbildungen A1-3 bis A1-5 sind aus dem Abschlussbericht der ausgewerteten Laborversuche des Institutes für Geotechnik der TU Dresden (WELSCH, ET AL. (2018, unveröffentlicht)) entnommen.

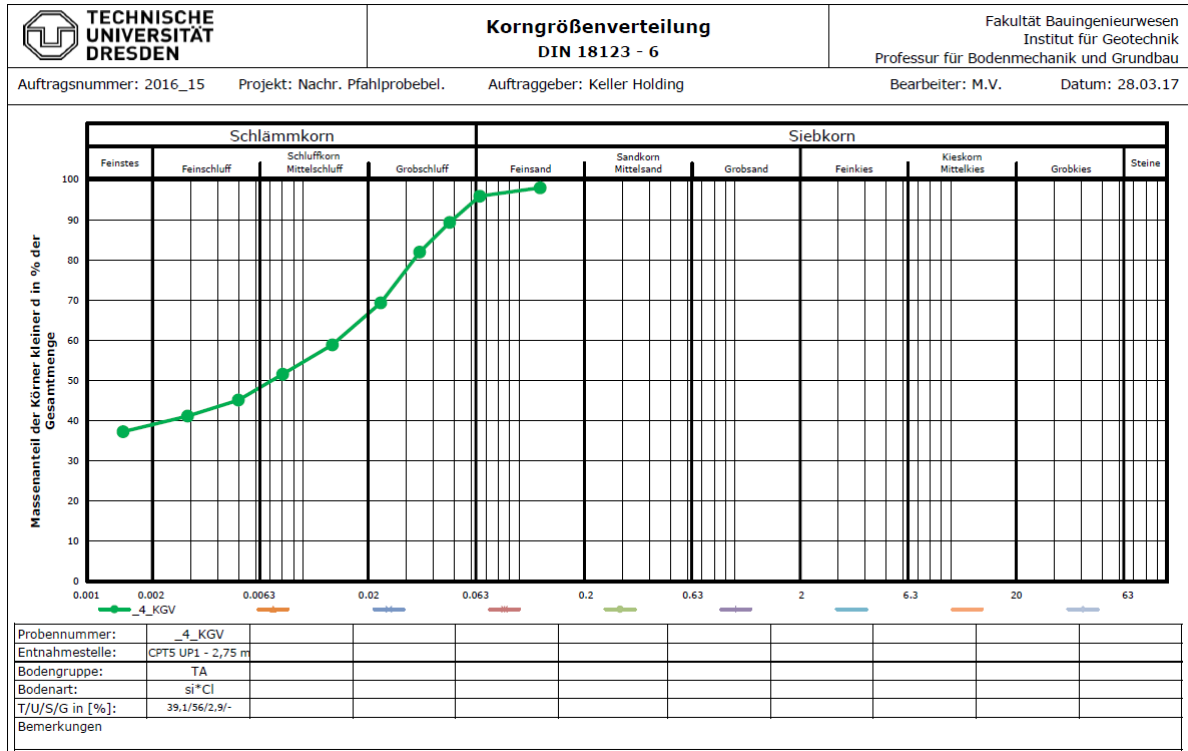


Abbildung A1-3: Kornverteilung des si*Cl der Tiefe z = 2,75 m

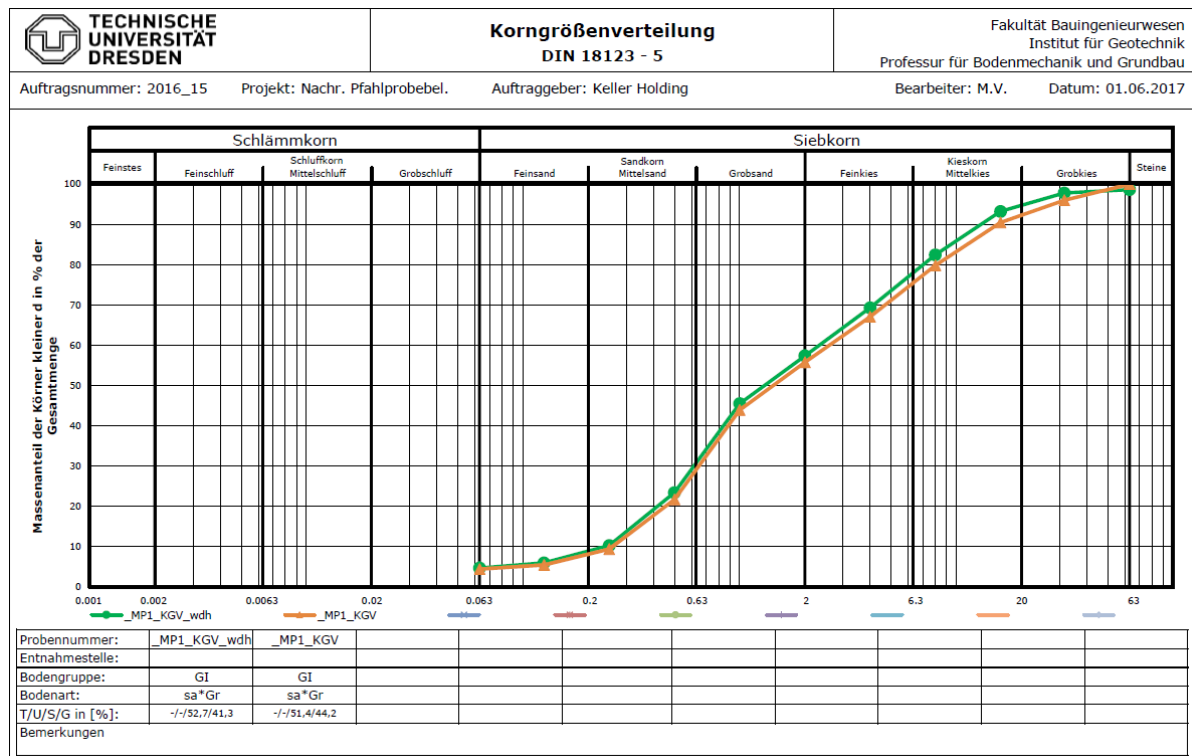


Abbildung A1-4: Kornverteilung des sa*Gr der Tiefe $z = 9 \div 11,8$ m

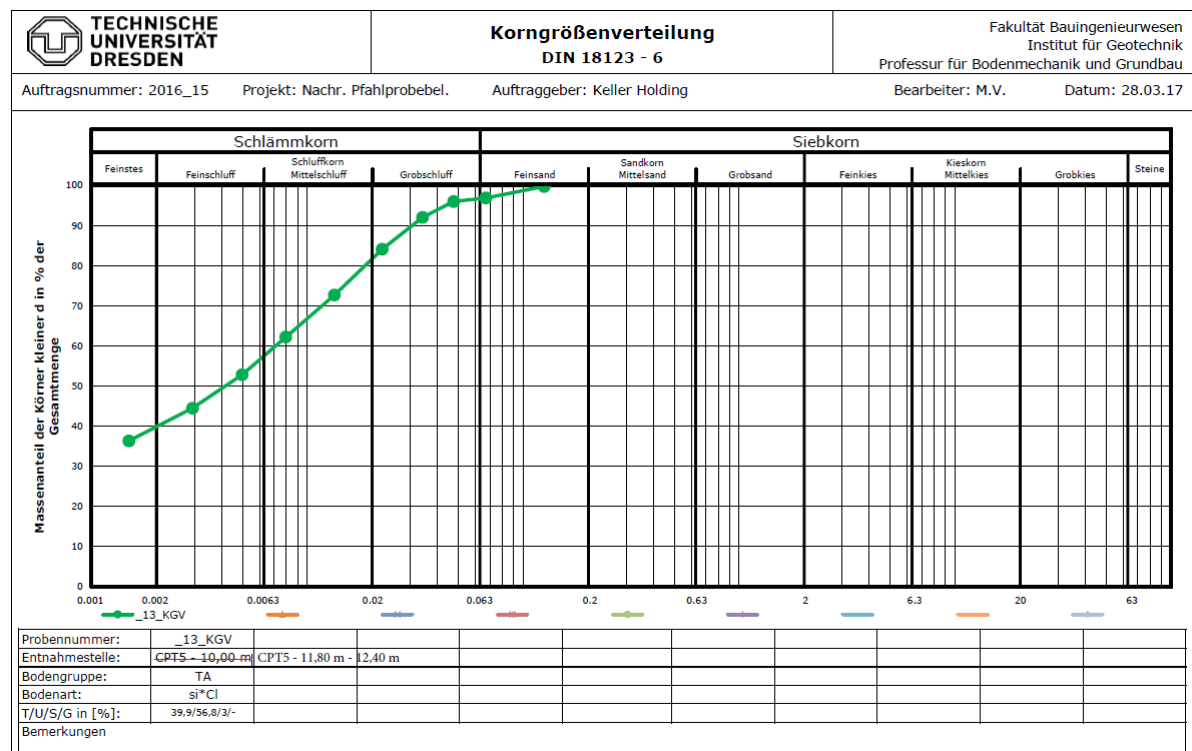


Abbildung A1-5: Kornverteilung des si*Cl der Tiefe $z = 11,8 \div 12,4$ m (verändert)

Anhang A1.3

Laborversuche zur Bestimmung des E-Moduls an geborgenen Traggliedstücken

In den Abbildungen A1-6 bis A1-7 sind die gemessenen Dehnungsverläufe der verschiedenen Tragglieder mit den zeitlichen Kraftverläufen aus den durchgeführten Belastungsversuchen gegenübergestellt. Bei den CFA wurde neben den Dehnungsmessungen mittels LVDT auch Dehnungsmessungen mit FBG-Sensoren durchgeführt.

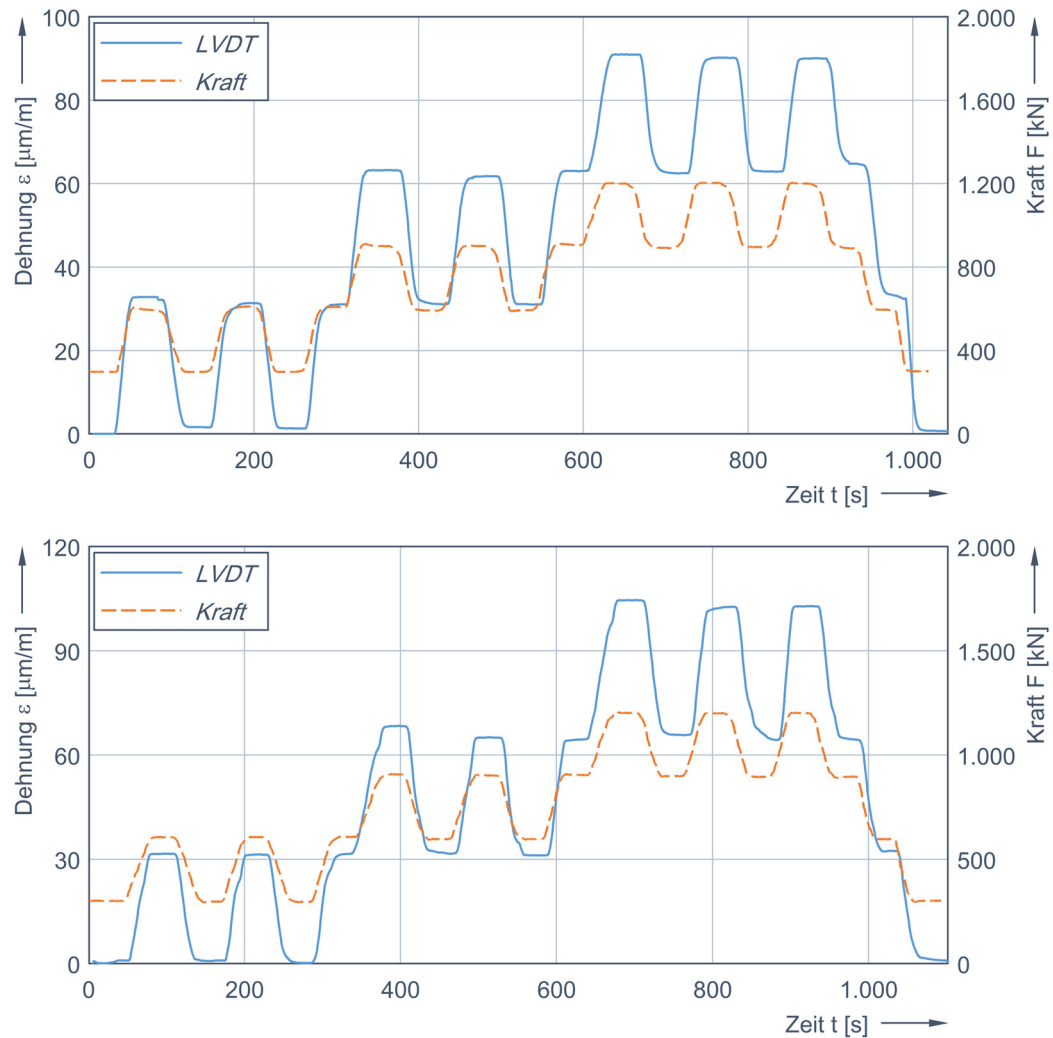


Abbildung A1-6: Dehnungs- und Kraftverläufe über die Zeit zur Bestimmung des E-Moduls – BSS 1 (oben), BSS 2 (unten)

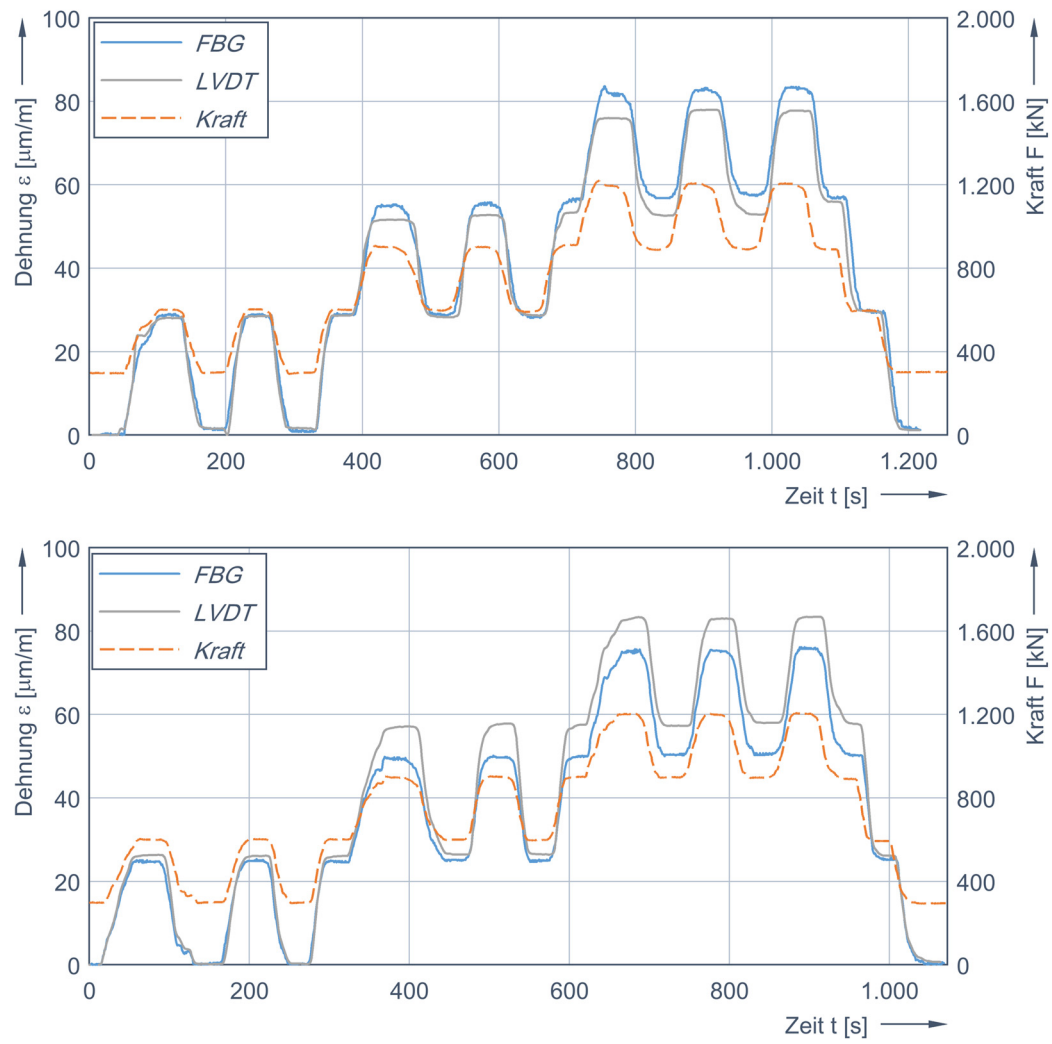


Abbildung A1-7: Dehnungs- und Kraftverläufe über die Zeit zur Bestimmung des E-Moduls – CFA 7 (oben), CFA 8 (unten)

Anhang A2

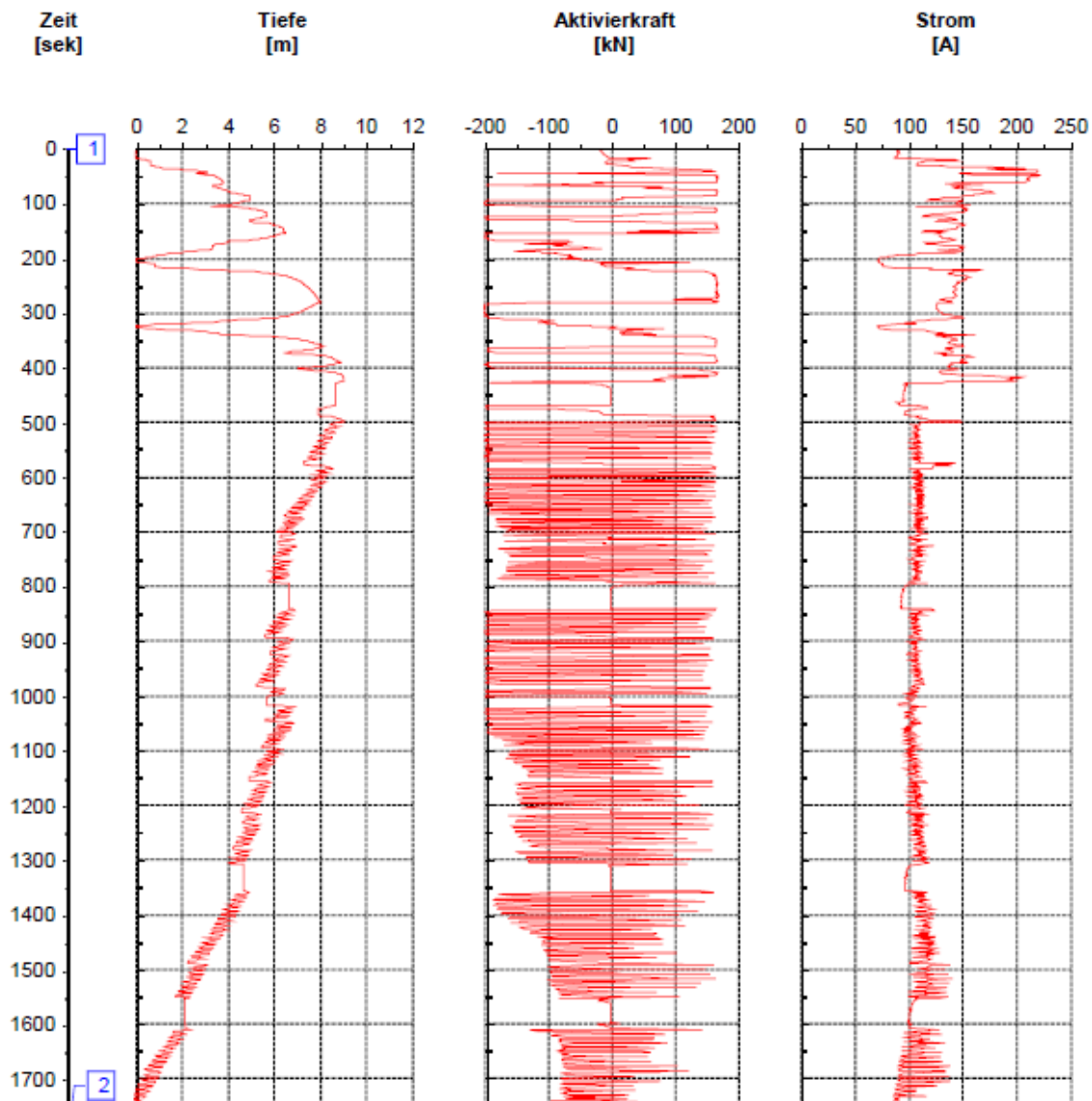
Herstellprotokolle und Ergebnisse der Messungen an den Traggliedern aus dem Großversuch

Neben den Herstellungsprotokollen sind zudem ausgewählte Messergebnisse, die im Zuge der Probelastungen aufgenommen wurden, dargestellt. Da der Umfang der durchgeführten Messungen an den Traggliedern sehr groß war, würde eine detaillierte und lückenlose Auflistung und Abbildung der Untersuchungsergebnisse den Rahmen der überschreiten. Sämtliche Messergebnisse im Rahmen der statischen und dynamischen Probelastungen an den Traggliedern sind in digitaler Form an der OTH Regensburg, Fakultät Bauingenieurwesen, Fachbereich Geotechnik hinterlegt. Im Folgenden sind exemplarisch Messergebnisse der Integritätsprüfung an den Traggliedern, des Wellenausbreitungsverhalten in den Traggliedern sowie quasi-kontinuierliche Stauchungsmessungen der Tragglieder aufgeführt.

Anhang A2.1

Herstellungsprotokoll der BSS 1

Baustellenname:	Testfeld	Gerät Inv. Nr.:	41000292	
Baustellennummer:	120 12 19593	Gerät Typ:	TR05	
Punktnummer:	1	Prozess ID/ Version:	5150 / V3.5.2.09	
Datum/Zeit Lokal:	05.09.2018 07:48:10			
				Keller Grundbau GmbH
Tiefenrüttelverfahren				

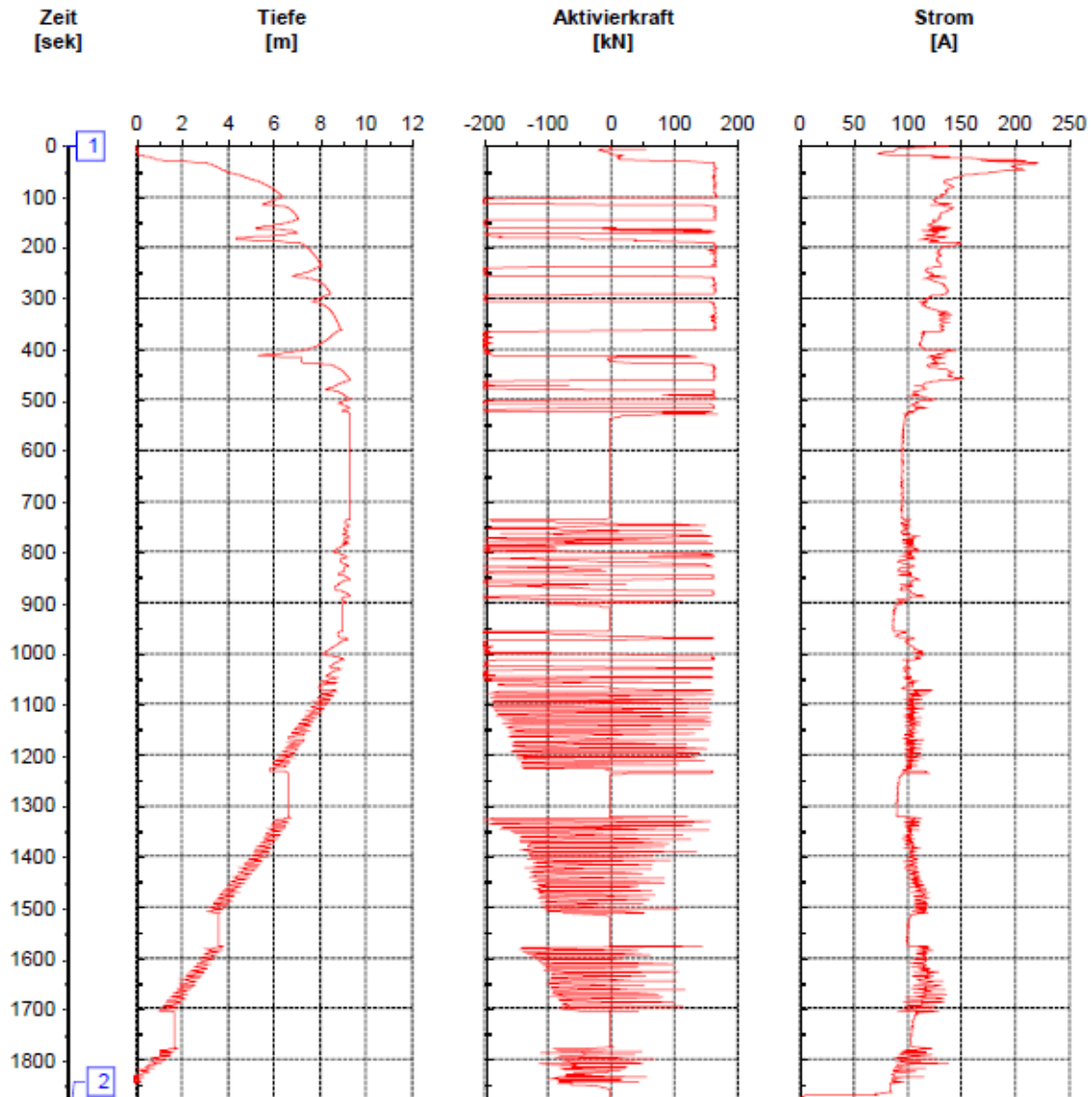


Ereignis	Bezeichnung	Uhrzeit	Tiefe
Nr		[hh:mm:ss]	[m]
9	Punkt Anfang	07:48:10	-0,04
10	Punkt Ende	08:17:15	-0,38

Punktdauer [hh:mm:ss]: 00:29:05	Max. Tiefe [m]: 9,00
Bemerkungen:	
Logfiled by KGS Keller Geräte & Service GmbH, Kalkhofstraße 9, 80907 Offenbach / Germany, V13.5.2.09	

Herstellungsprotokoll der BSS 2

Baustellenname:	Testfeld	Gerät Inv. Nr.:	41000292	
Baustellennummer:	120 12 19593	Gerät Typ:	TR05	
Punktnummer:	2	Prozess ID/ Version:	5150 / V3.5.2.09	
Datum/Zeit Lokal:	05.09.2018 09:26:19			
				Keller Grundbau GmbH
Tiefenrüttelverfahren				



Ereignis	Bezeichnung	Uhrzeit	Tiefe
Nr		[hh:mm:ss]	[m]
9	Punkt Anfang	09:26:19	0,00
10	Punkt Ende	09:57:39	-0,52

Punktdauer [hh:mm:ss]: 00:31:19	Max. Tiefe [m]: 9,30
Bemerkungen:	
Logfile by KGS Keller Geräte & Service GmbH, Kalkofeldstraße 5, 80057 Offenbach / Germany, V13.0.8756 (05.12.2016)	

Herstellungsprotokoll der BSS 3

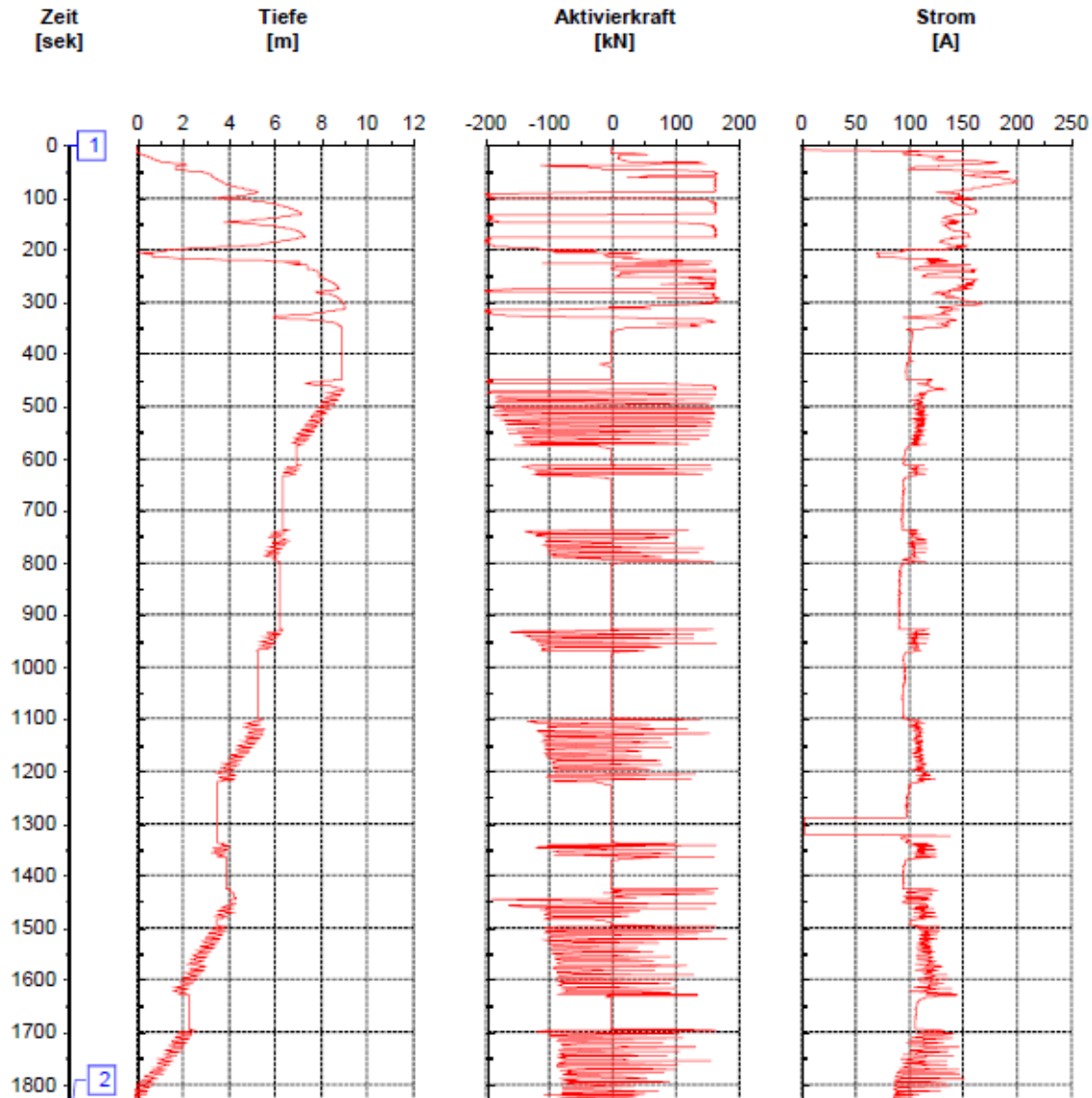
Baustellename: Testfeld
 Baustellennummer: 120 12 18593
 Punktnummer: 3
 Datum/Zeit Lokal: 05.09.2018 08:23:33

Gerät Inv. Nr.: 41000292
 Gerät Typ: TR05
 Prozess ID/ Version: 5150 / V3.5.2.09



Keller Grundbau GmbH

Tiefenrüttelverfahren



Ereignis	Bezeichnung	Uhrzeit	Tiefe
Nr		[hh:mm:ss]	[m]
9	Punkt Anfang	08:23:33	0,00
10	Punkt Ende	08:54:03	-0,35

Punktdauer [hh:mm:ss]: 00:30:29 Max. Tiefe [m]: 9,02

Bemerkungen:

Herstellungsprotokoll der BSS 4

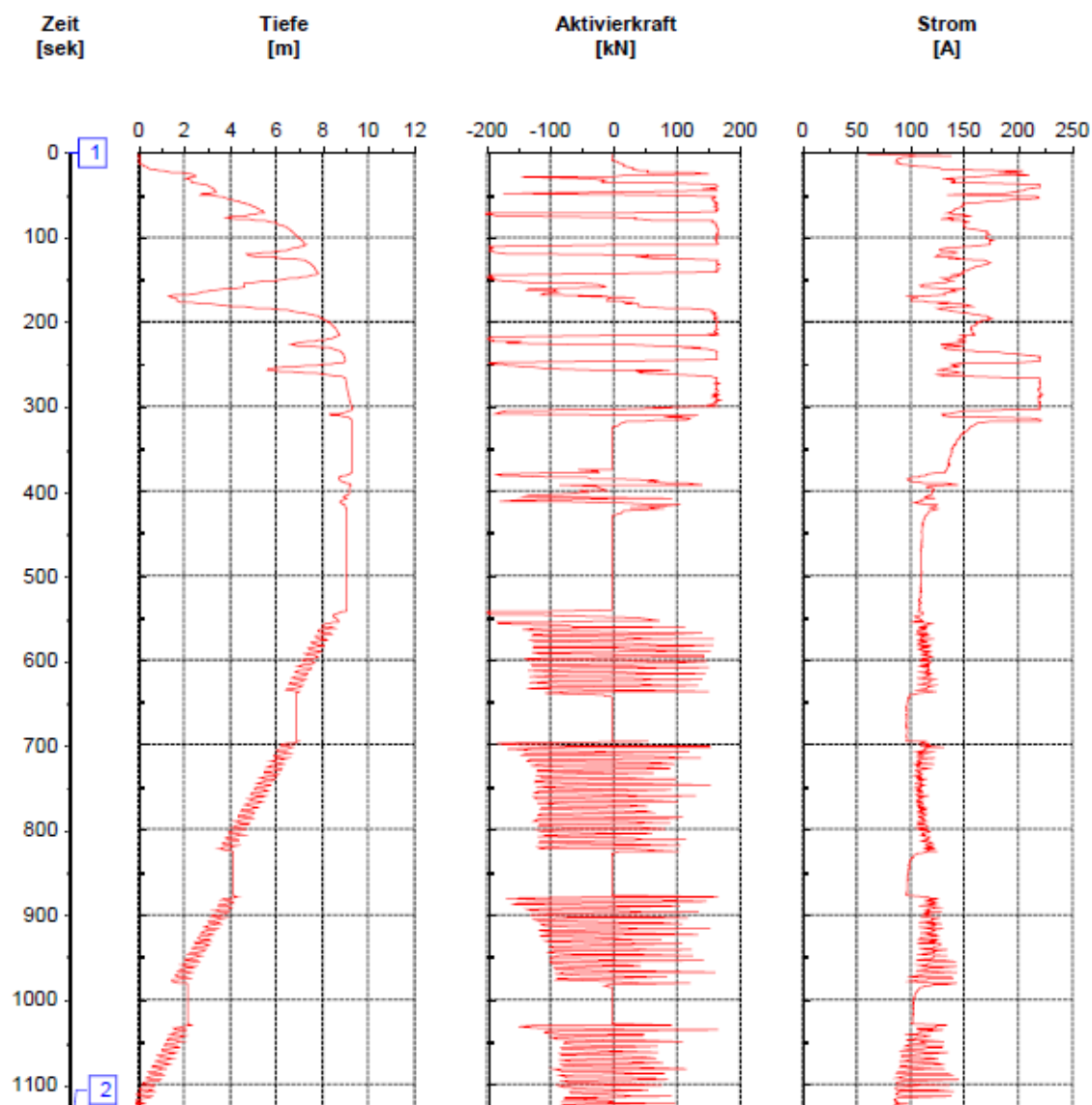
Baustellenname: Testfeld
 Baustellennummer: 120 12 19593
 Punktnummer: 4
 Datum/Zeit Lokal: 04.09.2018 15:18:16

Gerät Inv. Nr.: 41000292
 Gerät Typ: TR05
 Prozess ID/ Version: 5150 / V3.5.2.09



Keller Grundbau GmbH

Tiefenrüttelverfahren



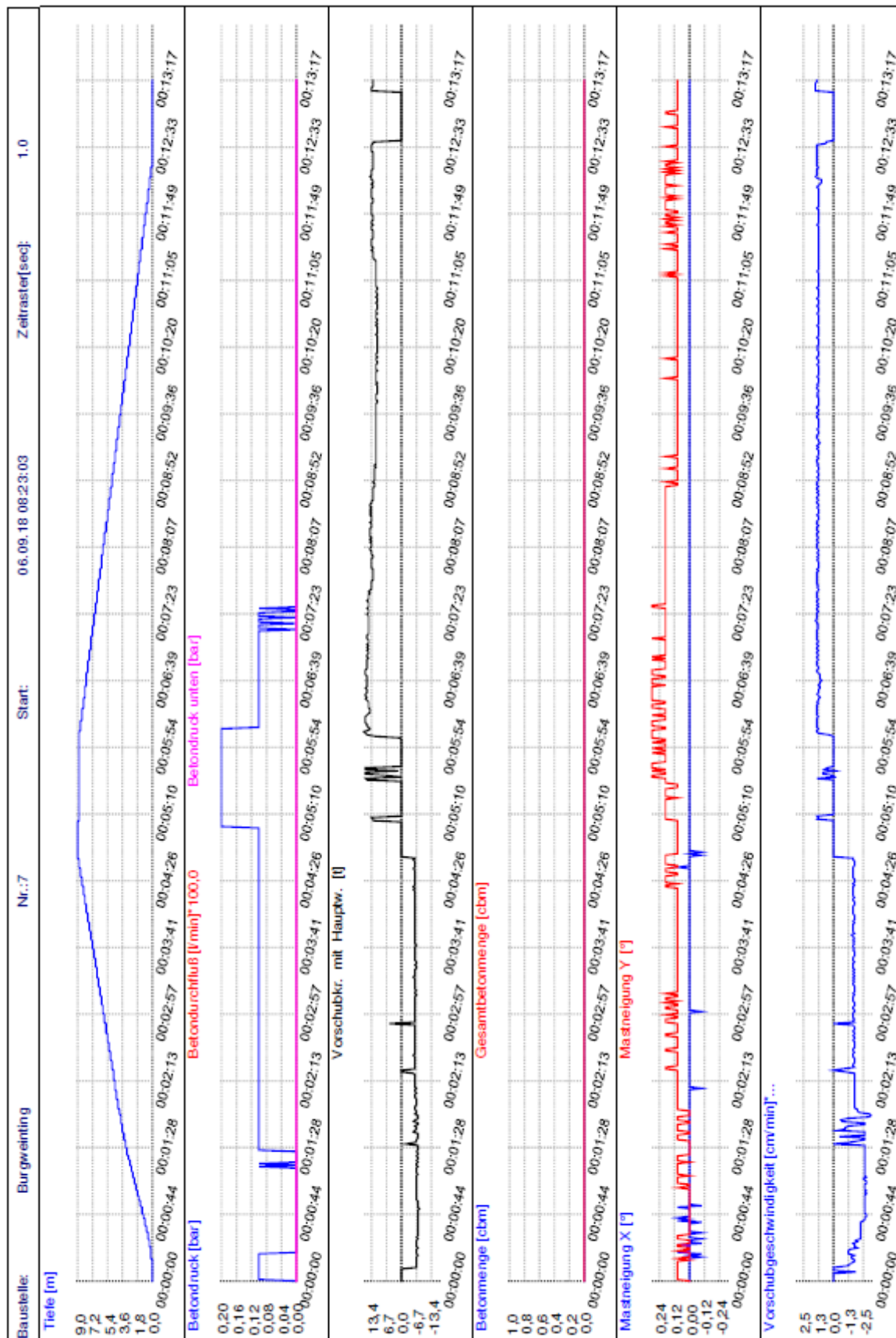
Ereignis	Bezeichnung	Uhrzeit	Tiefe
Nr		[hh:mm:ss]	[m]
9	Punkt Anfang	15:18:16	0,02
10	Punkt Ende	15:37:06	-0,47

Punktdauer [hh:mm:ss]: 00:18:48 Max. Tiefe [m]: 9,31

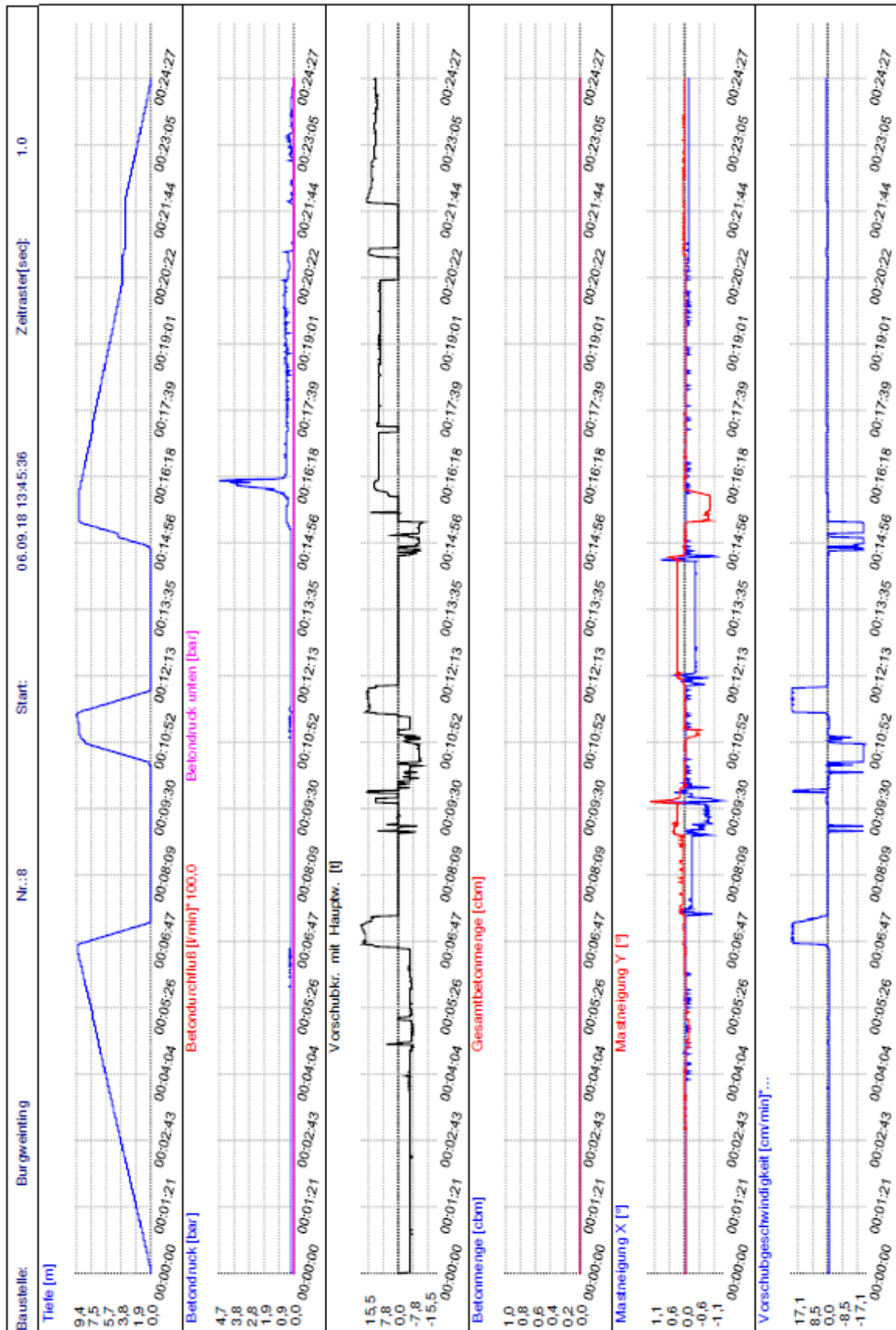
Bemerkungen:

Logfile by KGS Keller Geräte & Service GmbH, Kalkofelstraße 5, 80057 Offenbach / Germany, V13.0.0.0 (05.12.2016)

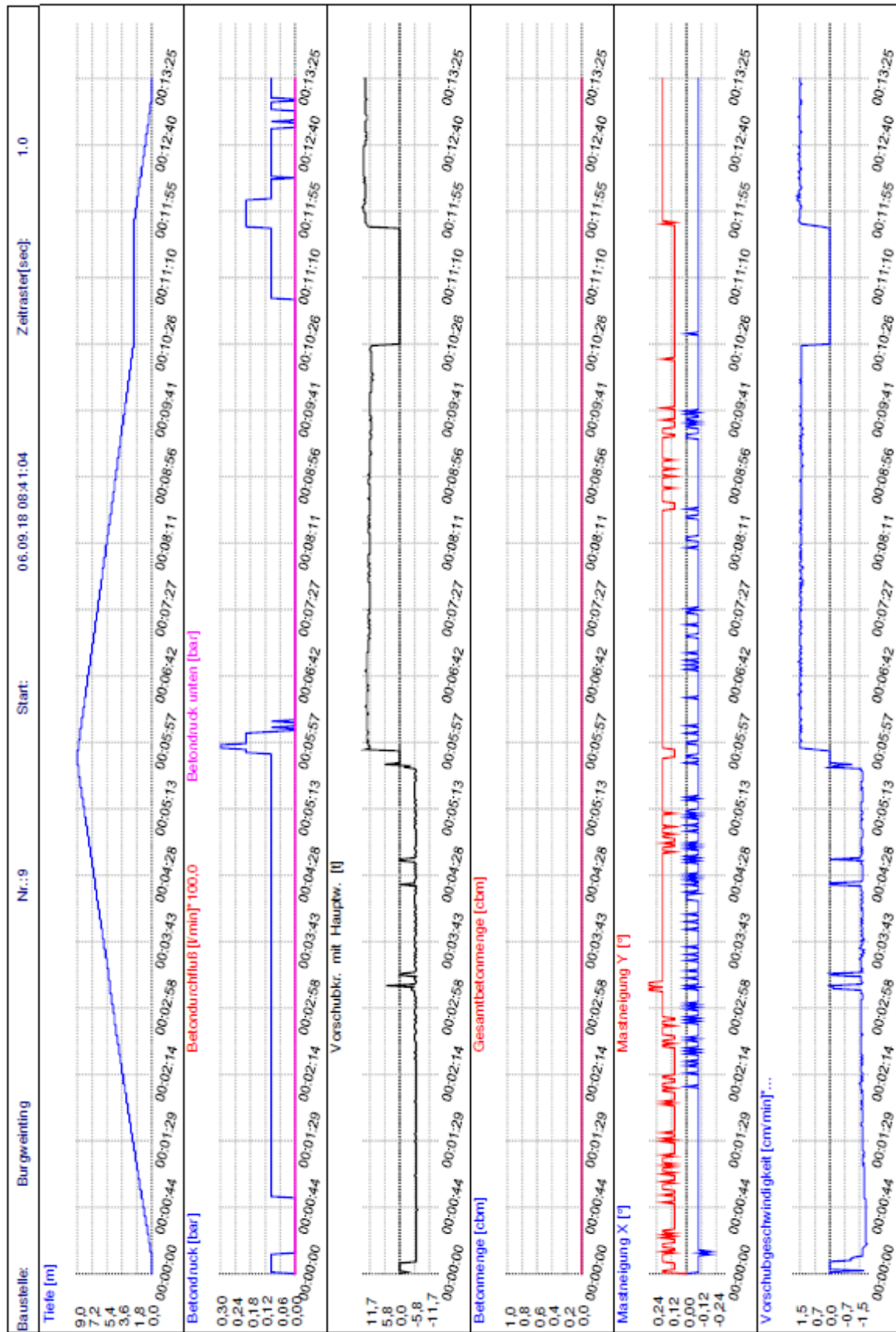
Herstellungsprotokoll des CFA 7



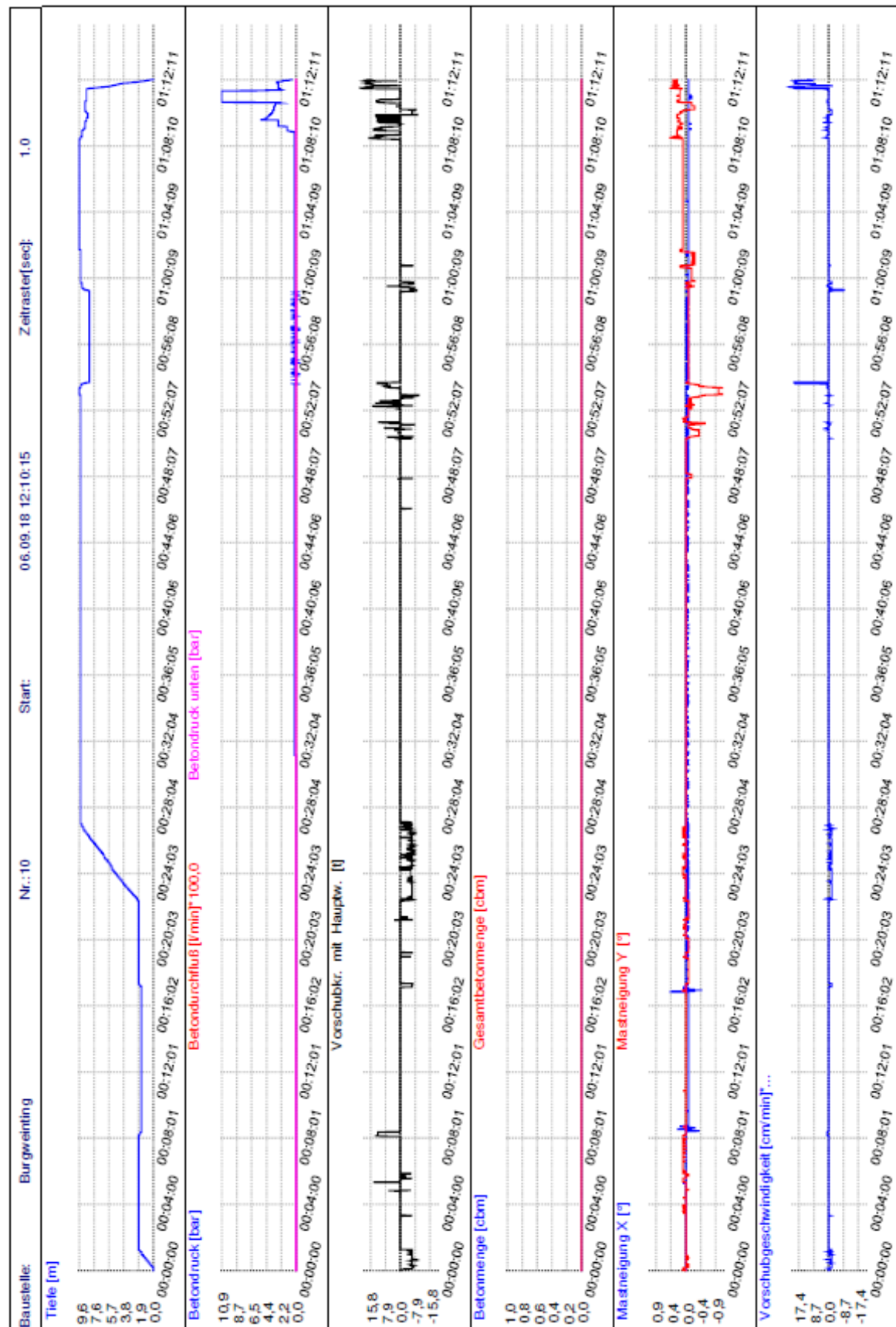
Herstellungsprotokoll des CFA 8

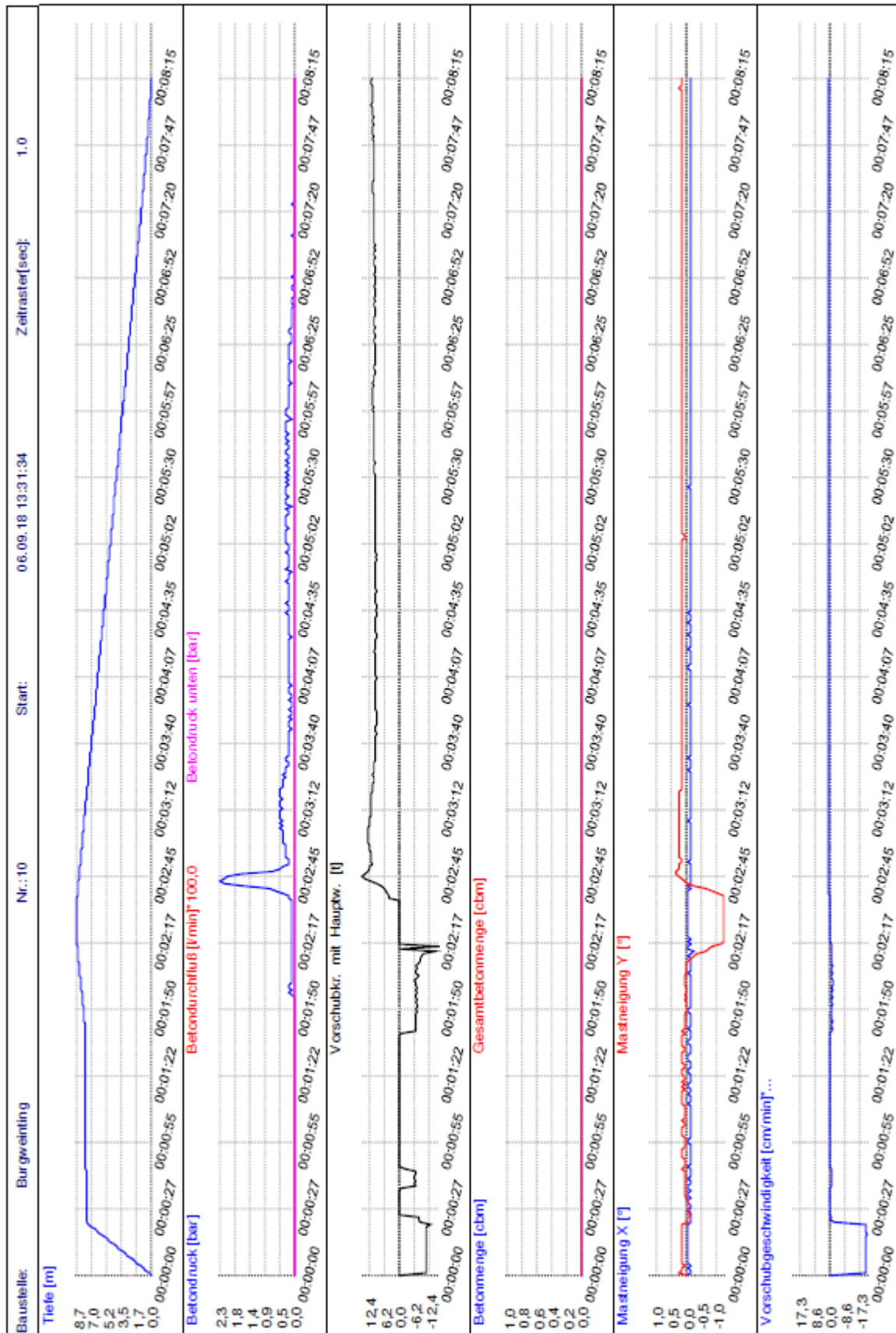


Herstellungsprotokoll des CFA 9



Herstellungsprotokoll des CFA 10





Anhang A2.2

Low-Strain-Integritätsmessungen an den Traggliedern

In den Abbildungen A2-1 bis A2-2 sind die in Kapitel 6.3 diskutierten Ergebnisse der Low-Strain-Integritätsprüfungen für die CFA und BSS dargestellt. Anhand der Messungen konnten die Unversehrtheit der CFA vor den Belastungen ermittelt werden. Bei den BSS zeigen die Ergebnisse, dass auf Grund der variablen dynamischen Impedanzen die Anwendung keine belastbaren Ergebnisse liefert.

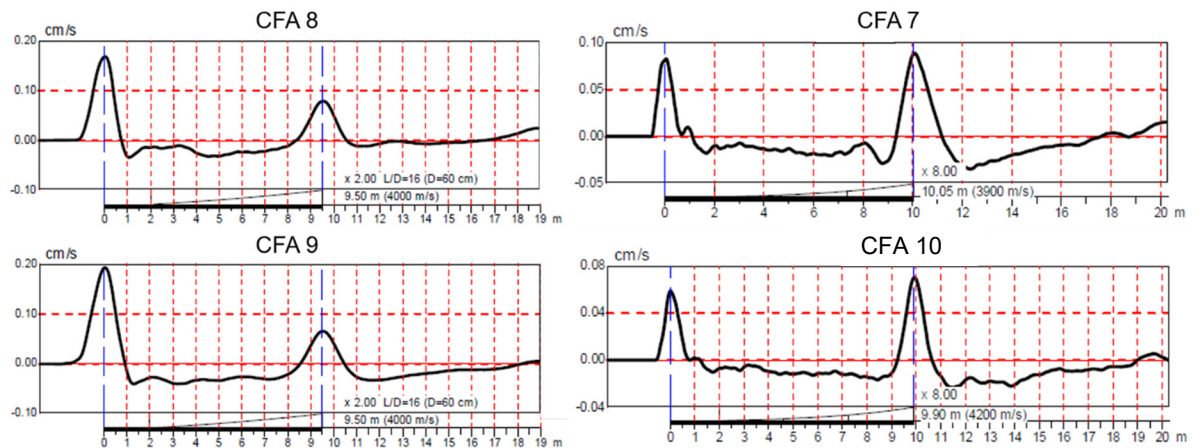


Abbildung A2-1: Ergebnisse der Low-Strain-Integritätsprüfungen an den CFA

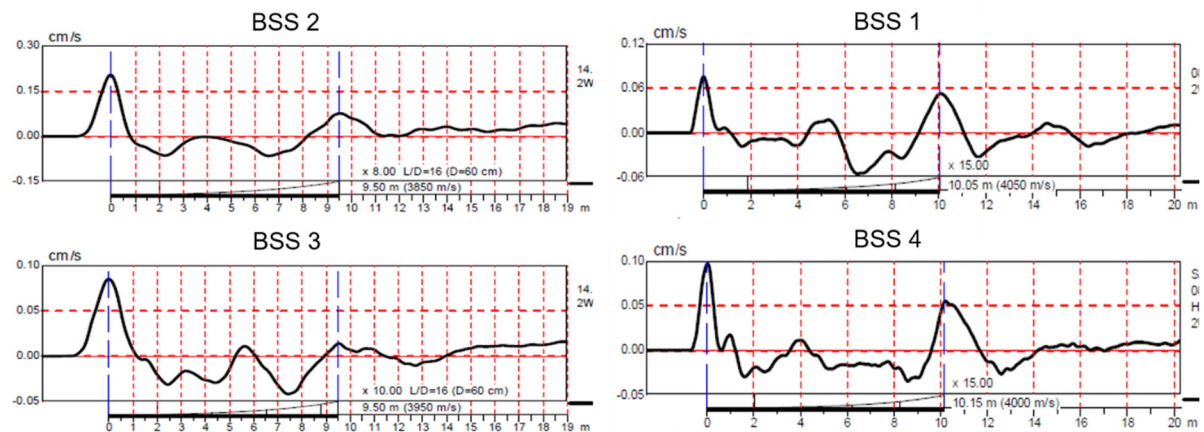


Abbildung A2-2: Ergebnisse der Low-Strain-Integritätsprüfungen an den BSS

Anhang A2.3

Axiale Dehnungsmessungen bei statischer Probelastung

In den Abbildungen A2-3 bis A2-5 sind die mittels FOS gemessenen Dehnungsverläufe der Tragglieder für die jeweiligen Belastungsstufen aus statischer Probelastung dargestellt. Bei den Dehnungsverläufen handelt es sich um die nicht korrigierten Messdaten.

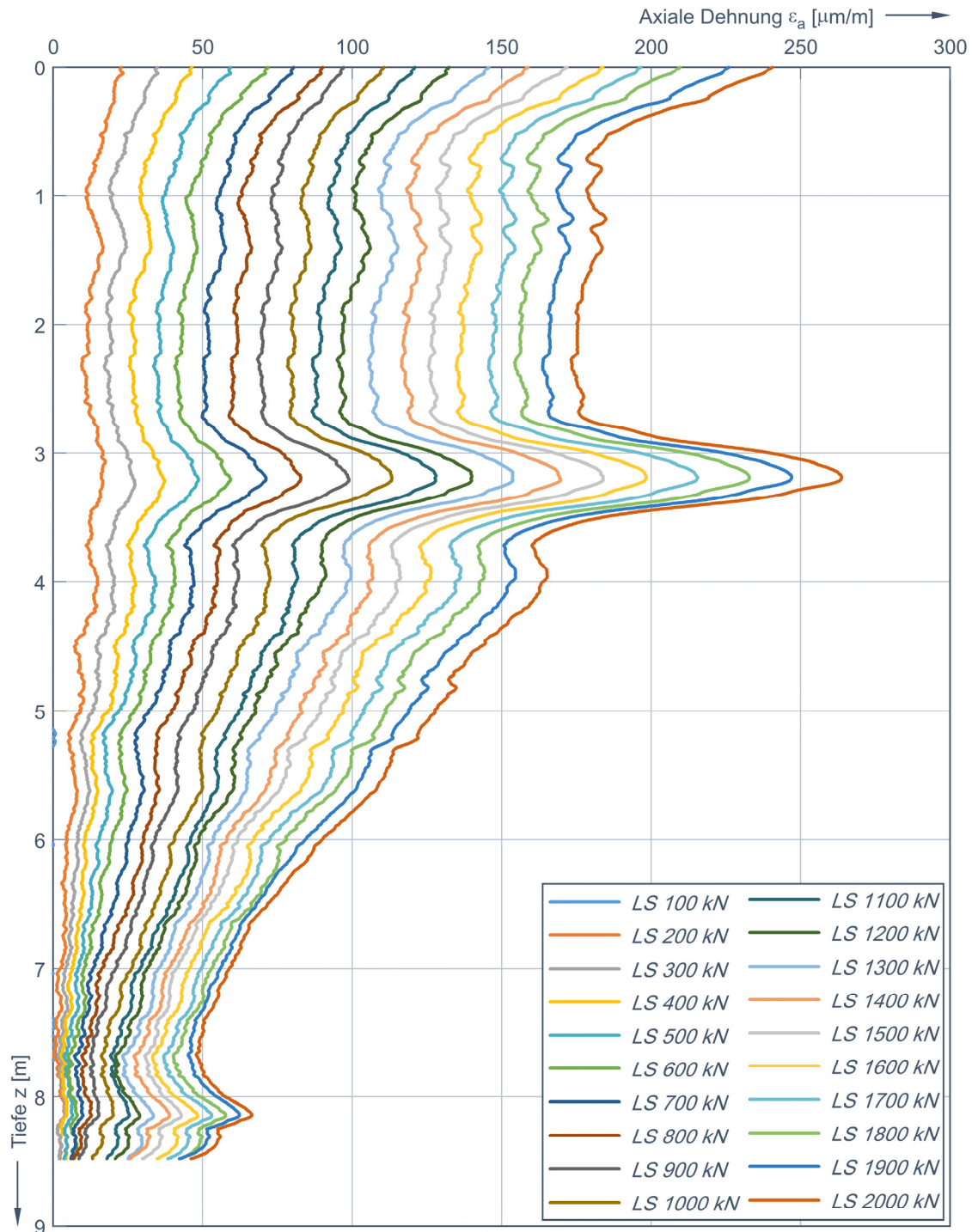


Abbildung A2-3: Gemessene axiale Dehnungen über die Tiefe des fußpunktentkoppelten CFA 8

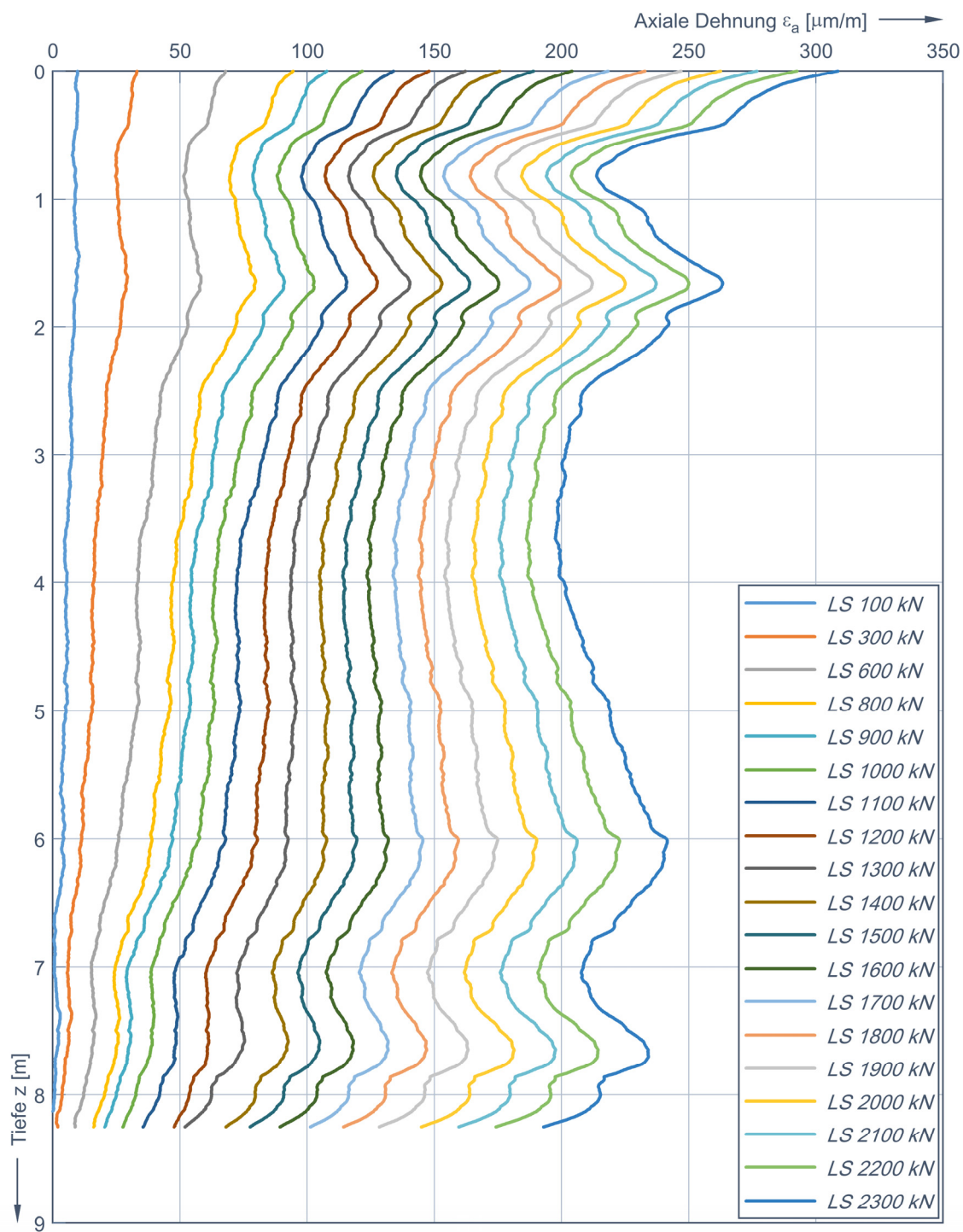


Abbildung A2-4: Gemessene axiale Dehnungen über die Tiefe des aufstehenden CFA 9

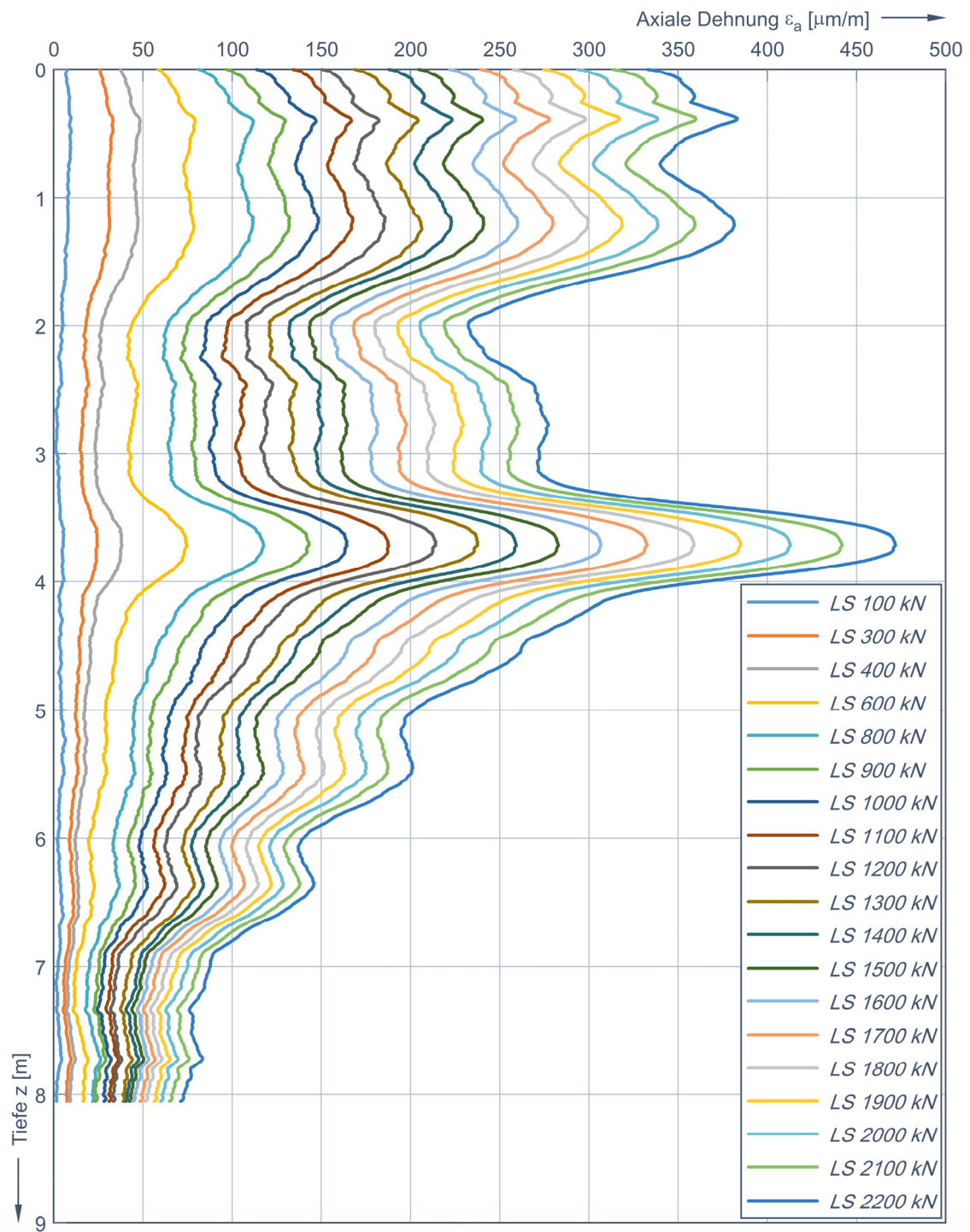


Abbildung A2-5: Gemessene axiale Dehnungen über die Tiefe der fußpunktentkoppelten BSS 2

Anhang A2.4

Messung der Wellenausbreitung bei dynamischer Probelastung

In den Abbildungen A2-6 bis A2-19 sind die mittels FBG-Sensorik gemessenen Dehnungs-Zeitverläufe der jeweiligen ME für verschiedene Fallhöhen der Prüfschläge aus dynamischer Probelastung dargestellt.

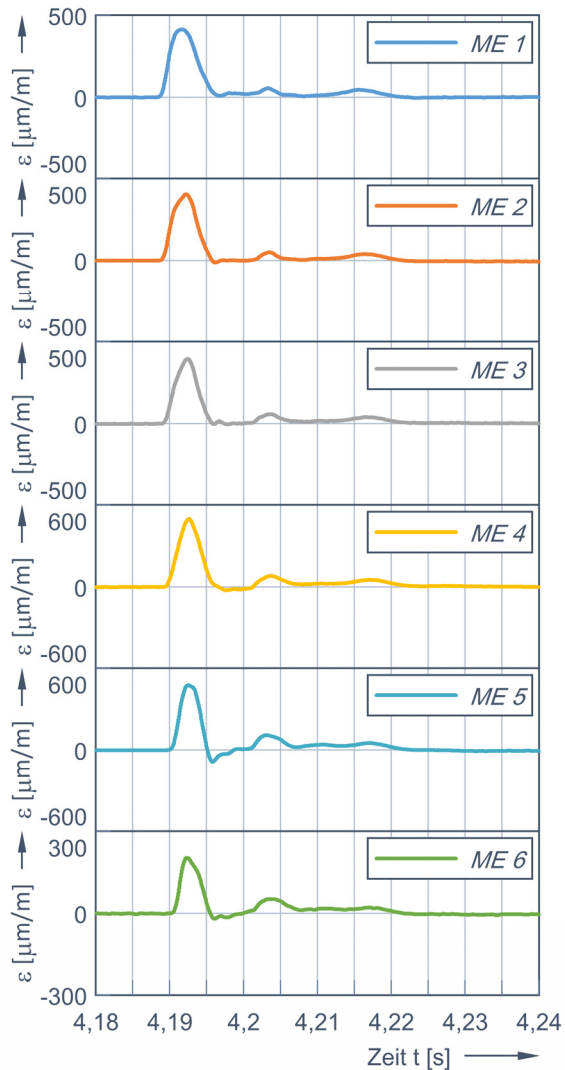


Abbildung A2-6: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 6 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 65$ cm

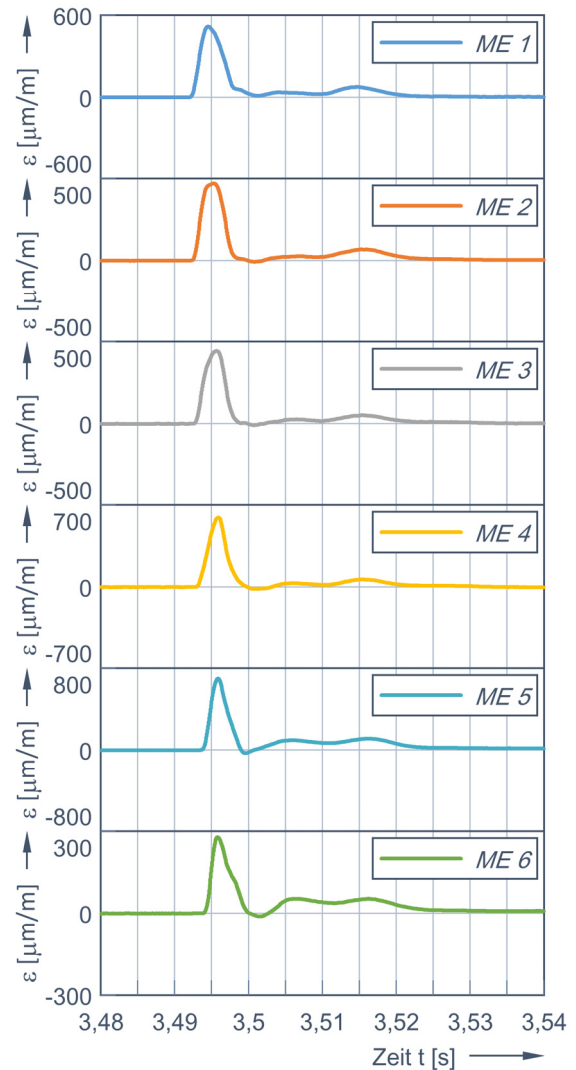


Abbildung A2-7: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 6 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 91$ cm

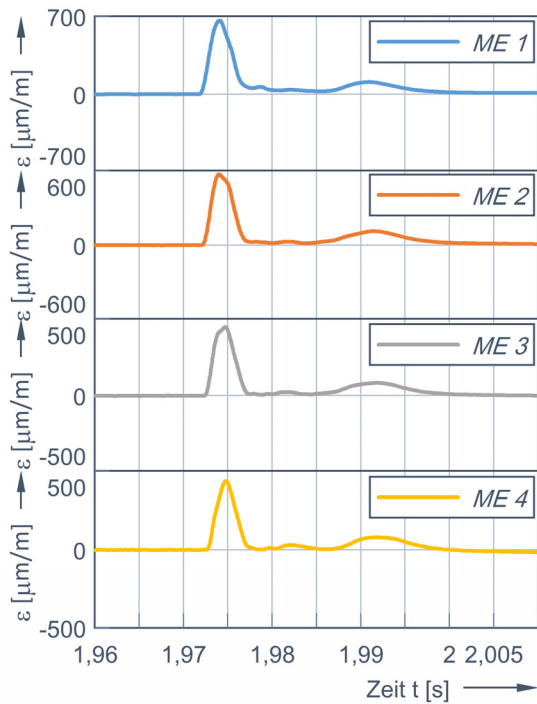


Abbildung A2-8: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 1 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 117$ cm

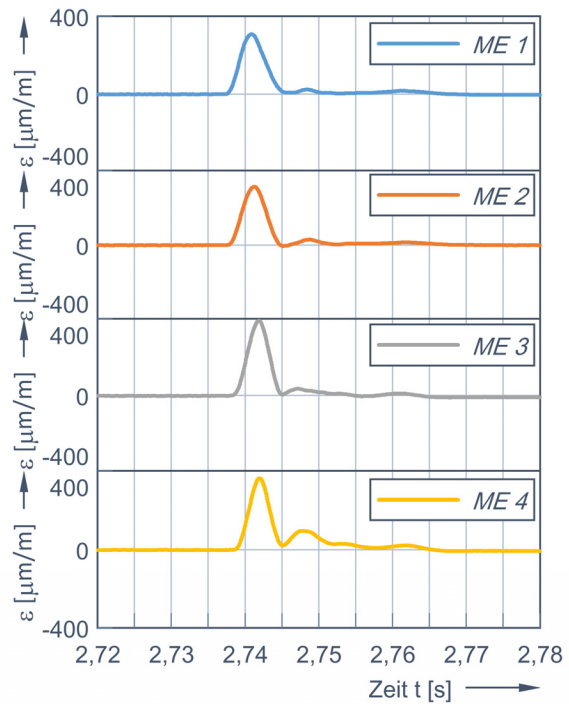


Abbildung A2-9: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 4 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 39$ cm

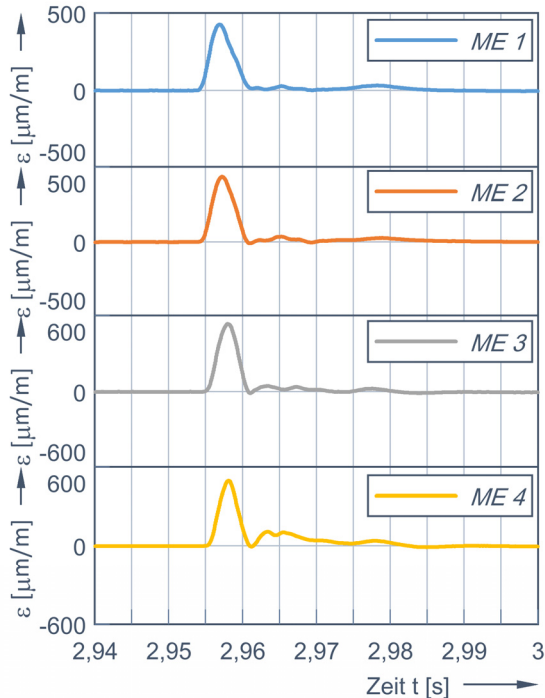


Abbildung A2-10: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 4 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 65$ cm

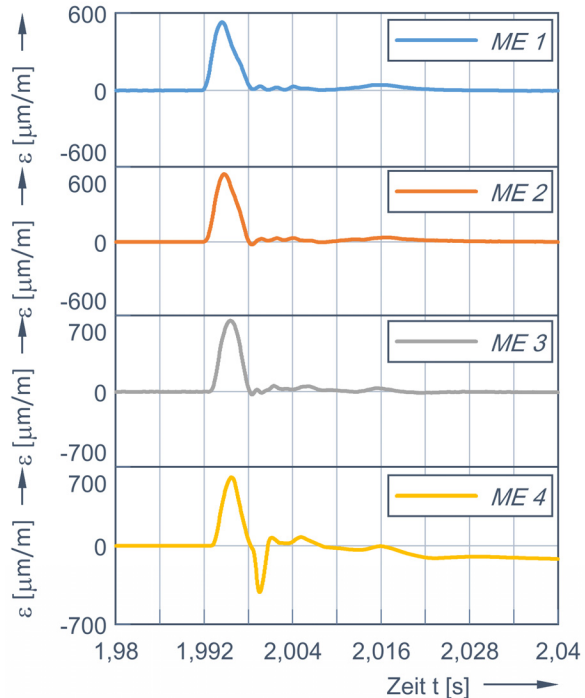


Abbildung A2-11: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 4 der BSS 4 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 91$ cm

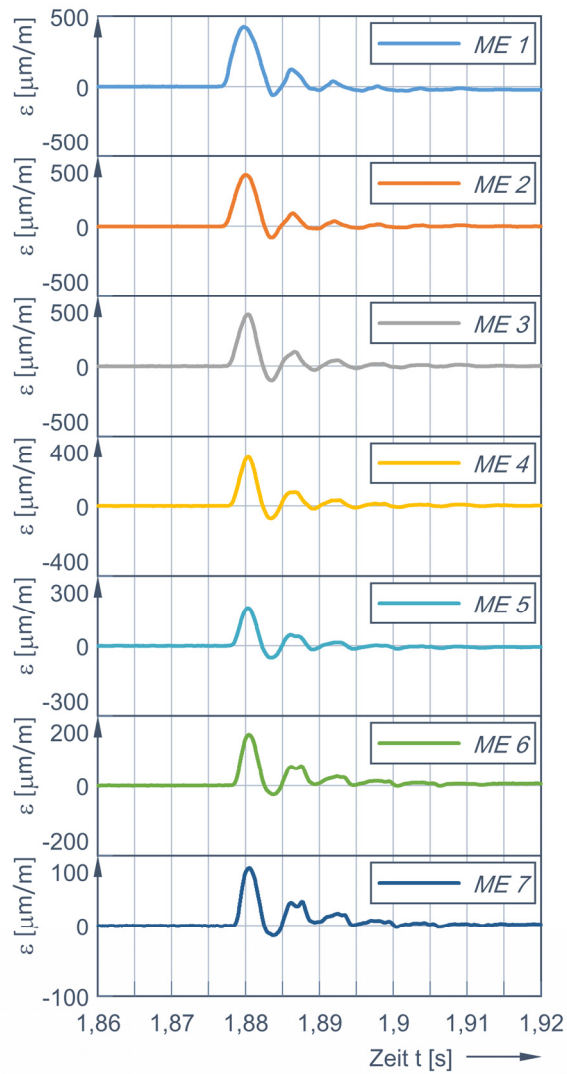


Abbildung A2-12: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 36$ cm

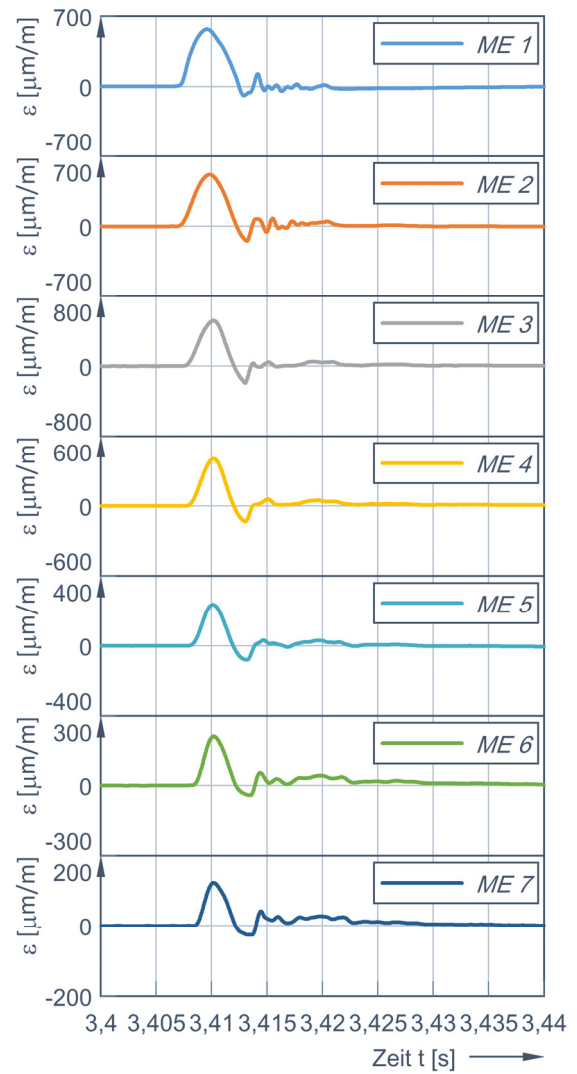


Abbildung A2-13: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 63$ cm

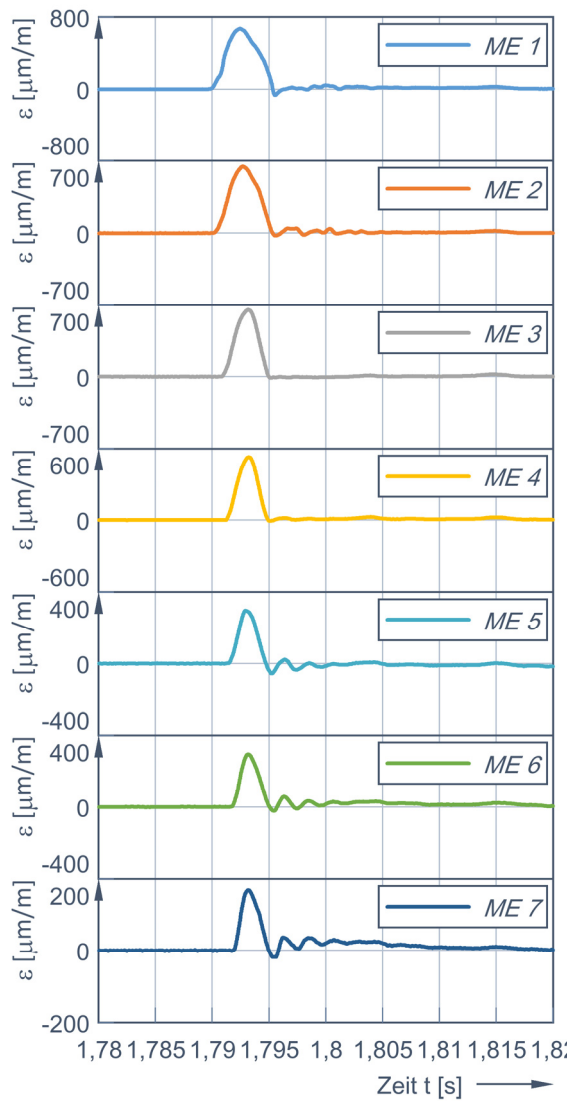


Abbildung A2-14: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 88$ cm

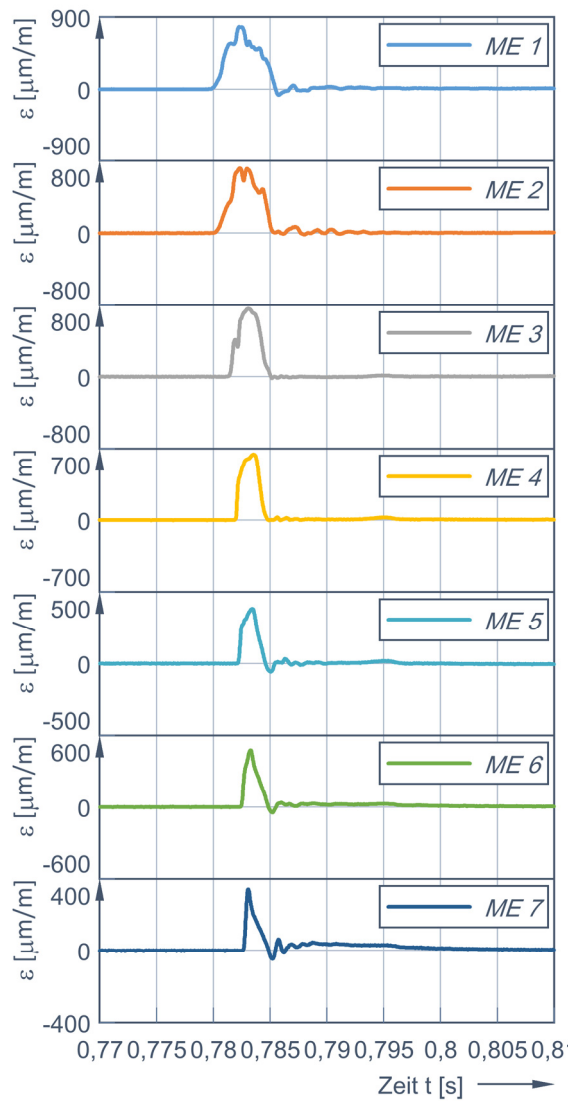


Abbildung A2-15: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 7 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 113$ cm

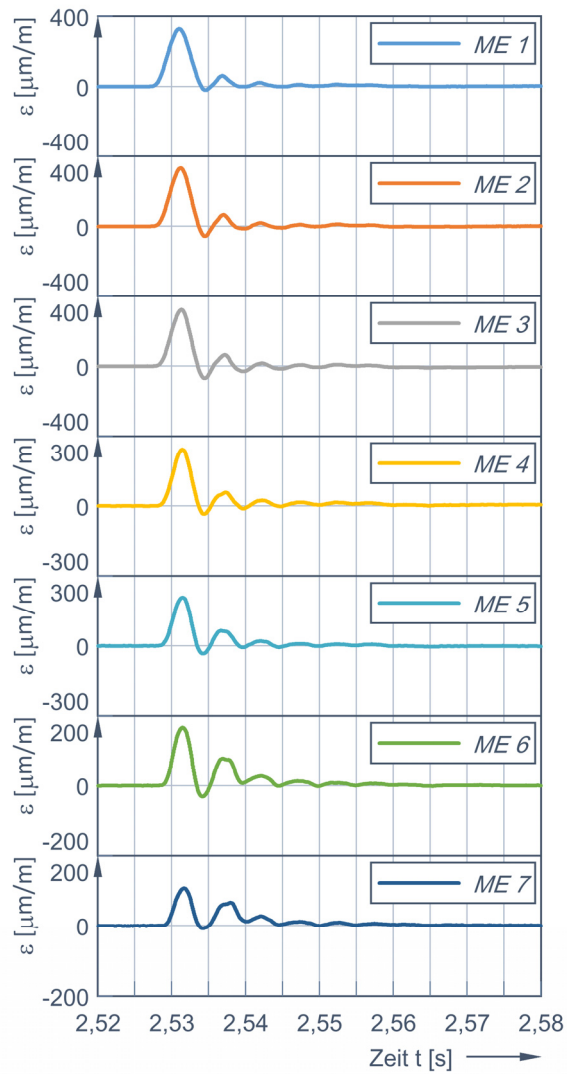


Abbildung A2-16: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 38$ cm

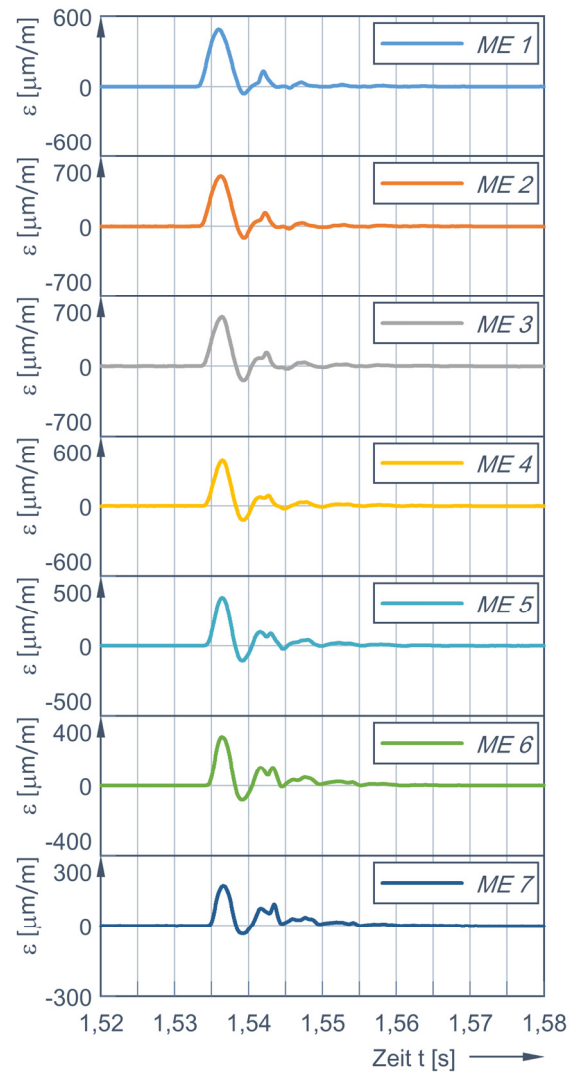


Abbildung A2-17: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 64$ cm

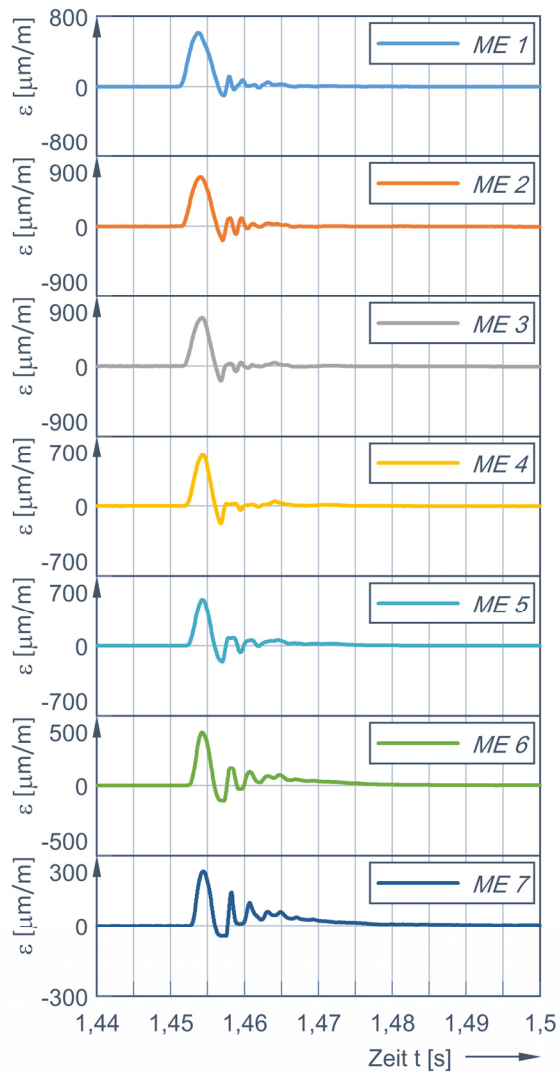


Abbildung A2-18: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 90$ cm

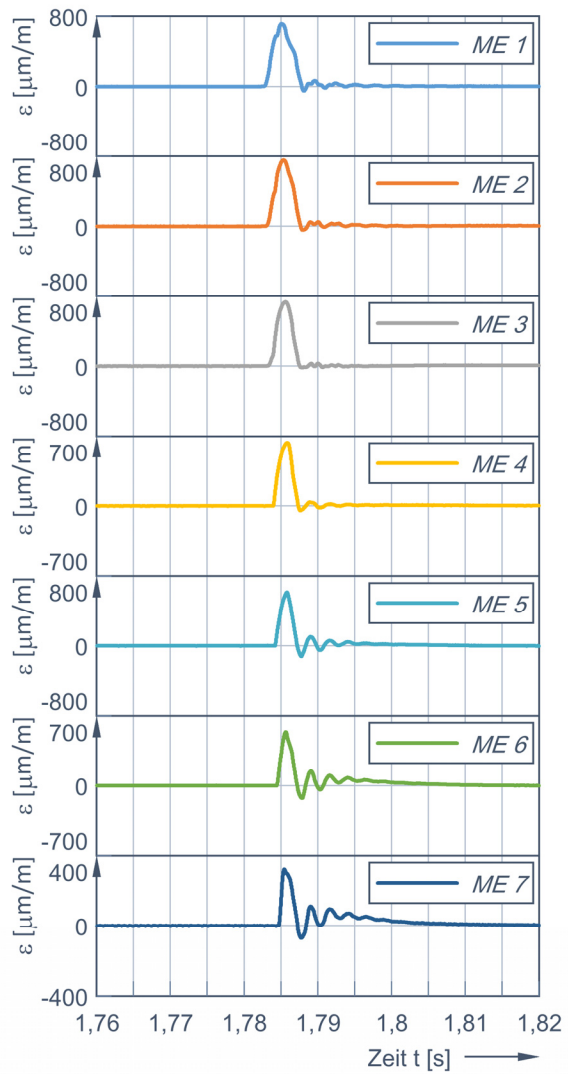


Abbildung A2-19: Dehnungs-Zeitverläufe der FBG-Sensoren an den ME 1 bis ME 7 der CFA 10 für einen Prüfschlag mit Fallhöhe $h_{FG} = 115$ cm

Anhang A3

Simulationsparameter der Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Modelle

In Kapitel 7 werden mittels Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Modelle statische und dynamische Probelastungen an verschiedenen Traggliedern simuliert. Die zu den Berechnungen verwendeten Modellparameter der Tragglieder und des Bodens sind im Folgenden jeweils für die dynamischen und statischen Modelle aufgelistet.

Zur Berechnung der Traggliedmassen werden für die CFA eine Materialdichte $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ und für die BSS eine Materialdichte $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ verwendet. Für die CFA wird ein mittlerer E-Modul $E = 34000 \text{ MN/m}^2$ und für die BSS ein mittlerer E-Modul $E = 30000 \text{ MN/m}^2$ verwendet. Zur Bestimmung der Parameter wird bei den CFA mit einem mittleren Radius der Abschnittselemente $r_{0,e} = 0,315 \text{ m}$ ausgegangen. Die mittleren Radien der BSS wurden aus den Abmessungen der geborgenen Teilstücke ermittelt und über die Tiefe extrapoliert.

Zur Ermittlung der Dämpfungs- und Steifigkeitsparameter der Fußsegmente werden für die CFA Fußradien $r_{0,b} = 0,315 \text{ m}$ und für die BSS Fußradien $r_{0,b} = 0,323 \text{ m}$ angesetzt.

Für die Ton-Schicht wird eine Querdehnzahl $\nu = 0,45$ und für die Kies-Schicht $\nu = 0,33$ angesetzt.

In Tabelle A3-1 sind die Massen und Federsteifigkeiten der Traggliedelemente aufgelistet.

Tabelle A3-1: Massen und Federsteifigkeiten der Traggliedelemente

	CFA 7 / CFA 9		CFA 10 / CFA 8		BSS 1 / BSS 3			BSS 4 / BSS 2		
Abschnitt [m u. GOF]	Masse m [kN]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Masse m [kN]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Radius r [m]	Masse m [kN]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Radius r [m]	Masse m [kN]	Feder- steifigkeit K [MN/m]
-1 – 0	1094	11534	1094	11534	0,315	1094	11534	0,315	1094	11534
0 – 1	748	10599	748	10599	0,3	637	8314	0,32	754	9833
1 – 2	748	10599	748	10599	0,34	821	10704	0,34	835	10895
2 – 3	748	10599	748	10599	0,32	754	9833	0,32	754	9833
3 – 4	748	10599	748	10599	0,3	637	8314	0,34	835	10895
4 – 5	748	10599	748	10599	0,34	821	10704	0,32	754	9833
5 – 6	748	10599	748	10599	0,32	754	9833	0,34	835	10895
6 – 7	748	10599	748	10599	0,3	637	8314	0,32	754	9833
7 – 8	748	10599	748	10599	0,34	821	10704	0,34	835	10895
8 – 9 (CFA 10: 8 – 8,7; BSS 4: 9 – 9,1)	748	10599	523	15140	0,32	754	9833	0,32	829	8939

Anhang A3.1

Parameter zur Simulation des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden unter dynamischer Belastung

In den Tabellen A3-2 bis A3-6 sind die Parameter der Mantel- und Fußsegmente der MFDS-Simulationsmodelle für die verschiedenen Tragglieder aufgelistet.

Tabelle A3-2: Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente des CFA 7

Abschnitt [m u. GOF]	Dichte ρ [kg/m³]	Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Material- dämpfung D [%]	Komplexe Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Dämpfung C [kNs/m]	Flie ßkraft F _y [kN]	Gleitrei- bungskraft F _{sl} [kN]
0 – 1	2040	250,71	7,94	251,50	531,08	1005,94	197,92	197,92
1 – 2	2040	250,71	7,94	251,50	531,08	1005,94	197,92	197,92
2 – 3	2040	250,71	7,94	251,50	531,08	1005,94	197,92	197,92
3 – 4	2040	266,48	7,94	267,32	599,99	1069,21	231,57	231,57
4 – 5	2040	180,7	7,94	181,27	275,89	725,03	231,57	231,57
5 – 6	2090	186,72	7,94	187,31	301,80	767,55	231,57	231,57
6 – 7	2090	287,94	7,94	288,85	717,69	1183,63	231,57	231,57
7 – 8	2090	259,7	7,94	260,52	583,81	1067,55	231,57	231,57
8 – 9	2240	219,57	10,1	220,69	414,01	969,23	296,88	296,88

Tabelle A3-3: Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente des CFA 10

Abschnitt [m u. GOF]	Dichte ρ [kg/m³]	Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Material- dämpfung D [%]	Komplexe Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Dämpfung C [kNs/m]	Flie ßkraft F _y [kN]	Gleitrei- bungskraft F _{sl} [kN]
0 – 1	2040	250,71	7,94	251,50	531,08	1005,94	197,92	197,92
1 – 2	2040	250,71	7,94	251,50	531,08	1005,94	197,92	197,92
2 – 3	2040	250,71	7,94	251,50	531,08	1005,94	197,92	197,92
3 – 4	2040	266,48	7,94	267,32	599,99	1069,21	231,57	231,57
4 – 5	2040	180,7	7,94	181,27	275,89	725,03	231,57	231,57
5 – 6	2090	186,72	7,94	187,31	301,80	767,55	231,57	231,57
6 – 7	2090	287,94	7,94	288,85	717,69	1183,63	231,57	231,57
7 – 8	2090	259,7	7,94	260,52	583,81	1067,55	231,57	231,57
8 – 8,7	2240	219,57	10,1	220,69	386,72	676,49	207,81	207,81

Tabelle A3-4: Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente der BSS 1

Abschnitt [m u. GOF]	Dichte ρ [kg/m ³]	Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Material- dämpfung D [%]	Komplexe Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Dämpfung C [kNs/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]
0 – 1	2040	250,71	7,94	251,50	511,37	955,65	186,61	186,61
1 – 2	2040	250,71	7,94	251,50	545,14	1083,79	211,74	211,74
2 – 3	2040	250,71	7,94	251,50	529,46	1031,56	202,95	202,95
3 – 4	2040	266,48	7,94	267,32	577,73	1015,76	218,33	218,33
4 – 5	2040	180,7	7,94	181,27	283,19	781,14	247,74	247,74
5 – 6	2090	186,72	7,94	187,31	300,88	787,10	237,45	237,45
6 – 7	2090	287,94	7,94	288,85	691,06	1124,46	218,33	218,33
7 – 8	2090	259,7	7,94	260,52	599,28	1150,17	247,74	247,74
8 – 9	2240	219,57	10,1	220,69	447,65	993,93	304,42	304,42

Tabelle A3-5: Dynamische Modellparameter der Mantelsegmente der BSS 4

Abschnitt [m u. GOF]	Dichte ρ [kg/m ³]	Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Material- dämpfung D [%]	Komplexe Scherwellen- geschwindig- keit c_s [m/s]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Dämpfung C [kNs/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]
0 – 1	2040	250,71	7,94	251,50	529,46	1031,56	202,95	202,95
1 – 2	2040	250,71	7,94	251,50	504,76	1083,79	213,63	213,63
2 – 3	2040	250,71	7,94	251,50	529,46	1031,56	202,95	202,95
3 – 4	2040	266,48	7,94	267,32	570,26	1151,96	249,95	249,95
4 – 5	2040	180,7	7,94	181,27	275,05	743,50	237,45	237,45
5 – 6	2090	186,72	7,94	187,31	286,84	826,95	249,95	249,95
6 – 7	2090	287,94	7,94	288,85	715,51	1213,79	237,45	237,45
7 – 8	2090	259,7	7,94	260,52	554,89	1150,17	249,95	249,95
8 – 9,1	2240	219,57	10,1	220,69	517,31	1148,61	334,86	334,86

Tabelle A3-6: Dynamische Modellparameter der Fußsegmente

Tragglied	Dichte ρ [kg/m ³]	Kom- pressions- wellenge- schwindig- keit c_p [m/s]	Material- dämpfung D [%]	Komplexe Kom- pressions- wellenge- schwindig- keit c_p [m/s]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Dämpfung C [kNs/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]
CFA 7	2178	624,99	10,1	628,18	487,20	426,57	2509,57	1505,74
CFA 10	2178	624,99	10,1	628,18	487,20	426,57	2257,17	1354,30
BSS 1	2178	624,99	10,1	628,18	512,25	448,51	2545,30	1527,18
BSS 4	2178	624,99	10,1	628,18	512,25	448,51	2290,35	1374,21

Anhang A3.2

Parameter zur Simulation des Interaktionsverhaltens Tragglied-Boden unter statischer Belastung

In den Tabellen A3-7 bis A3-9 sind die Parameter der Mantel- und Fußsegmente der MFS-Simulationsmodelle für die verschiedenen Tragglieder aufgelistet.

Tabelle A3-7: Statische Modellparameter der Mantelsegmente des CFA 9 und CFA 8

	CFA 9			CFA 8		
Abschnitt [m u. GOF]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]
0 – 1	11,26	100	100	11,26	70	70
1 – 2	11,84	100	100	11,84	70	70
2 – 3	12,39	70	70	12,39	45	45
3 – 4	12,92	50	50	12,92	70	70
4 – 5	13,43	50	50	13,43	350	350
5 – 6	13,92	50	50	13,92	350	350
6 – 7	14,39	70	70	14,39	100	100
7 – 8	14,85	70	70	14,85	100	100
8 – 9	130,74	230	230	130,74	100	100

Tabelle A3-8: Statische Modellparameter der Mantelsegmente des BSS 3 und BSS 2

	BSS 3			BSS 2		
Abschnitt [m u. GOF]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]	Feder- steifigkeit K [MN/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitrei- bungskraft F_{sl} [kN]
0 – 1	11,05	100	100	11,35	80	80
1 – 2	12,10	130	130	12,14	80	80
2 – 3	12,49	100	100	12,49	60	60
3 – 4	12,68	80	80	13,25	60	60
4 – 5	13,73	80	80	13,54	100	100
5 – 6	14,03	60	60	14,27	150	150
6 – 7	14,13	160	160	14,51	150	150
7 – 8	15,18	160	160	15,22	300	300
8 – 9	131,74	160	160	131,74	200	200

Tabelle A3-9: Statische Modellparameter der Fußsegmente

Tragglied	Gemittelt Steifemodul E_c [MN/m²]	Federsteifigkeit K [MN/m]	Fließkraft F_y [kN]	Gleitreibungskraft F_{sl} [kN]
CFA 9	149,34	25	2509,57	1505,74
CFA 8	63,42	11	2257,17	1354,30
BSS 3	150,09	27	2545,30	1527,18
BSS 2	87,96	17	2290,35	1374,21

Anhang A4

Parameter der FE-Berechnungen

In Kapitel 8 werden mittels Finiter Element Methode dynamische und statische Probelastungen an verschiedenen Traggliedern simuliert. Die zu den Berechnungen verwendeten Boden- und Traggliedparameter sind im Folgenden jeweils für die dynamischen und statischen Modelle aufgelistet.

Die Bestimmung der ungesättigten und gesättigten Wichten erfolgt nach Gleichung (A4.1) und (A4.2). Dabei werden die Werte für den Wassergehalt w , die Porenzahl e und die Kornwichte γ_s der Böden gemittelt aus einer Vielzahl von Klassifikationsversuchen bestimmt.

$$(A4.1) \quad \gamma_{\text{unsat}} = \frac{1+w}{1+e} \gamma_s$$

$$(A4.2) \quad \gamma_{\text{sat}} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1+e}$$

Für den Ton (TL) wird $w = 0,16$, $e = 0,50$ und $\gamma_s = 26,49 \text{ kN/m}^3$ verwendet. Für den Kies (GI) sehr dicht gelagert ($I_D = 1,45$) bestimmen sich die Wichten nach (A4.1) und (A4.2) mit $w = 0,06$, $e = 0,275$ und $\gamma_s = 26,32 \text{ kN/m}^3$ und für den Ton (TA) mit $w = 0,22$, $e = 0,60$ und $\gamma_s = 26,90 \text{ kN/m}^3$.

Die Überkonsolidierungsverhältnisse OCR der Tonschichten werden unter Verwendung der in situ ermittelten dynamischen Schubmodule G_0 mit der empirischen Beziehung nach MAYNE (2007) folgendermaßen bestimmt:

$$(A4.3) \quad \text{OCR} = \frac{\sigma'_{v,\text{max}}}{\sigma'_v} = \frac{0,101 \cdot p_{\text{ref}}^{0,102} G_0^{0,478} \sigma_v'^{0,42}}{\sigma'_v}$$

Dabei ergibt sich für die Tonschicht (TL) der Tiefe $z = 0,0 \div 8,0 \text{ m}$ ein $\text{OCR} = 3,3$ und für die tieferliegende Tonschicht (TA) $z = 11,8 \div 15,0 \text{ m}$ ein $\text{OCR} = 2,8$.

Nach VON WOLFFERSDORFF (2012) wird für den Kies (GI) ein $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3,00 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$ und für Ton (TA) ein $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 8,00 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$ verwendet. Bei allen Böden wird vereinfacht $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \approx 1,00 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$ angenommen.

Für die Querdehnzahl der Ent- und Wiederbelastung wird nach BOLEY & ZOU (2012) für alle Böden ein $\nu_{\text{ur}} = 0,2$ angesetzt.

Anhang A4.1

Materialparameter der FE-Simulationsmodelle des Tragglied-Boden-Interaktionsverhalten unter dynamischer Belastung

In Tabelle A4-1 sind die Materialparameter der Tragglieder und der Bodenschichten aufgelistet. In Tabelle A4-1 sind die Materialparameter der Interaktionsbereich mit den Ausgangsscherfestigkeiten enthalten.

Tabelle A4-1: Materialparameter der dynamischen FE-Simulationsmodelle

Parameter	Einheit	Ton (TL)	Kies (GI) sehr dicht gelagert	Ton (TA)	Beton (CFA)	Beton (BSS)
Stoffmodell		HSS	HSS	HSS	LE	LE
Wichte γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,47	21,80	20,45	24,00	23,00
Kohäsion c'	[kN/m ²]	52,00	0,00	14,30	-	-
Reibungswinkel φ'	[°]	30	48,70	22,10	-	-
Dilatanzwinkel ψ'	[°]	0	18,70	0	-	-
Sekantenmodul E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	23,33	212,00	8,50	-	-
Tangentenmodul $E_{\text{ned}}^{\text{ref}}$	[MN/m ²]	21,02	212,00	8,50	-	-
Elastizitätsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[MN/m ²]	98,79	636,00	68,00	$39,21 \cdot 10^3$	$33,76 \cdot 10^3$
Exponent m	[-]	0,50	0,38	0,96	-	-
Schubmodul G_0^{ref}	[MN/m ²]	156,00	280,00	120,00	$16,21 \cdot 10^3$	$14,07 \cdot 10^3$
Schubverzerrung $\gamma_{0,7}$	[.]	$1,95 \cdot 10^{-4}$	$0,9 \cdot 10^{-4}$	$4,0 \cdot 10^{-4}$	-	-
Querdehnzahl ν_{ur} / ν	[-]	0,2 / -	0,2 / -	0,2 / -	- / 0,2	- / 0,2
P-Wellengeschw. c_p	[m/s]	-	-	-	4220	4000
S-Wellengeschw. c_s	[m/s]	-	-	-	2584	2449

Tabelle A4-2: Materialparameter der Interaktionsbereiche (*FEM-Lab*)

Parameter	Einheit	Tiefe $z = 0,0 \div 8,0$ m (TL)	Tiefe $z = 8,0 \div 9,0$ m (Gl, mitteldicht gelagert)
Stoffmodell		HSS	HSS
Wichte γ	[kN/m ³]	20,47	21,80
Kohäsion c'	[kN/m ²]	52,00	0,00
Reibungswinkel φ'	[°]	30	37,00
Dilatanzwinkel ψ'	[°]	0	7,00
Sekantenmodul E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	23,33	24,36
Tangentenmodul E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	21,02	24,36
Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	98,79	66,00
Exponent m	[-]	0,50	0,55
Schubmodul G_0^{ref}	[MN/m ²]	156,00	132,00
Schubverzerrung $\gamma_{0,7}$	[.]	$1,95 \cdot 10^{-4}$	$0,9 \cdot 10^{-4}$
Querdehnzahl ν_{ur} / ν	[-]	0,2 / -	0,2 / -
P-Wellengeschw. c_p	[m/s]	-	-
S-Wellengeschw. c_s	[m/s]	-	-

Anhang A4.2

Materialparameter der FE-Simulationsmodelle des Tragglied-Boden-Interaktionsverhalten unter statischer Belastung

In Tabelle A4-1 sind die Materialparameter der Tragglieder und der Bodenschichten aufgelistet. In Tabelle A4-1 sind die Materialparameter der Interaktionsbereich mit den Ausgangsscherfestigkeiten enthalten.

Tabelle A4-3: Materialparameter der statischen FE-Simulationsmodelle

Parameter	Einheit	Ton (TL)	Kies (GI) sehr dicht gelagert	Ton (TA)	Beton (CFA)	Beton (BSS)
Stoffmodell		HSS	HSS	HSS	LE	LE
Wichte γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,47	21,80	20,45	24,00	23,00
Kohäsion c'	[kN/m ²]	52,00	0,00	14,30	-	-
Reibungswinkel φ'	[°]	30	48,70	22,10	-	-
Dilatanzwinkel ψ'	[°]	0	18,70	0	-	-
Sekantenmodul E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	23,33	212,00	8,50	-	-
Tangentenmodul $E_{\text{ned}}^{\text{ref}}$	[MN/m ²]	21,02	212,00	8,50	-	-
Elastizitätsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[MN/m ²]	98,79	636,00	68,00	34,00·10 ³	30,00·10 ³
Exponent m	[-]	0,50	0,38	0,96	-	-
Schubmodul G_0^{ref}	[MN/m ²]	156,00	280,00	120,00	14,17·10 ³	12,50·10 ³
Schubverzerrung $\gamma_{0,7}$	[.]	1,95·10 ⁻⁴	0,9·10 ⁻⁴	4,0·10 ⁻⁴	-	-
Querdehnzahl ν_{ur} / ν	[-]	0,2 / -	0,2 / -	0,2 / -	- / 0,2	- / 0,2
P-Wellengeschw. c_p	[m/s]	-	-	-	-	-
S-Wellengeschw. c_s	[m/s]	-	-	-	-	-

Tabelle A4-4: Materialparameter der Auflockerungsbereiche unterm Fuß der Tragglieder

Parameter	Einheit	Gezielte Auflockerung (Fußpunktentkopplung)	Herstellungsbedingte Auflockerung
Stoffmodell		HSS	HSS
Wichte γ	[kN/m ³]	21,80	21,80
Kohäsion c'	[kN/m ²]	0,00	0,00
Reibungswinkel φ'	[°]	37,00	37,00
Dilatanzwinkel ψ'	[°]	7,00	7,00
Sekantenmodul E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	2,00	24,36
Tangentenmodul E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	2,00	24,36
Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	6,00	66,00
Exponent m	[-]	0,55	0,55
Schubmodul G_0^{ref}	[MN/m ²]	3,75	132,00
Schubverzerrung $\gamma_{0,7}$	[.]	$0,9 \cdot 10^{-4}$	$0,9 \cdot 10^{-4}$
Querdehnzahl ν_{ur} / ν	[-]	0,2 / -	0,2 / -
P-Wellengeschw. c_p	[m/s]	-	-
S-Wellengeschw. c_s	[m/s]	-	-