

Abschlussbericht BMBF-Projekt

## Verbundprojekt COMEXTECH

*Ein kombiniertes Erkundungsverfahren zur  
Bestimmung von Untergrundstrukturen und zur  
Ermittlung der Gesteinsparameter*

FKZ 03G0636A bis C

### **Projektbearbeiter**

Dr. Steffen Popp-Hofmann, Karin Marschall, Dr. Peter Dietrich – UFZ Leipzig

Dr.-Ing. Frank Wuttke, Dr.-Ing. Hans-Gottfried Schmidt, Prof. Dr.-Ing. Tom  
Schanz\* – BUW (\*jetzt Ruhr-Universität Bochum)

Dr. Thomas Fechner – Geotomographie

### **Projektleitung**

Dr. Peter Dietrich – UFZ Leipzig

---

## Inhaltsverzeichnis

1	Kurze Darstellung des Projektes .....	1
1.1	Aufgabenstellung.....	1
1.2	Voraussetzungen, unter denen das Vorhaben durchgeführt wurde.....	2
1.3	Planung und Ablauf des Vorhabens .....	3
1.4	Wissenschaftliche und technische Ausgangsposition .....	4
1.5	Zusammenarbeit mit anderen Stellen .....	6
1.6	Literatur Allgemeiner Teil.....	7
2	Eingehende Darstellung der Ergebnisse der einzelnen Teilprojekte.....	10
2.1	<b>Teilprojekt BUW</b> .....	10
2.1.1	Allgemeiner Trend in der geotechnischen Standorterkundung.....	10
2.1.2	Geotechnische experimentelle Laboruntersuchungen und -entwicklungen.....	11
2.1.2.1	Probengewinnung und Probenqualität.....	12
2.1.3	Identifikation der Wellengeschwindigkeit bzw. initialen Zustände im Labor ..	18
2.1.4	Deformationseigenschaften granularer Böden und Implementierung von small-strain Verhalten in konstitutiven Modellen.....	41
2.1.5	Identifikation initialer Bodenzustände aus konventionellen <i>in situ</i> Untersuchungen.....	56
2.1.6	Anwendung initialer Bodenzustände in Routinedesign .....	62
2.1.7	Falluntersuchungen - Löbnitz.....	66
2.1.8	Literatur Teilprojekt BUW .....	70
2.2	<b>Teilprojekt Geotomographie: Geophysikalische Messtechnikentwicklung</b> ..	82
2.2.1	Entwicklung eines Landstreamers.....	82
2.2.2	Schallquellenentwicklung .....	89
2.2.3	Literatur Teilprojekt Geotomographie .....	94
2.3	<b>Teilprojekt UFZ: Messkonzepte und Feldstudien</b> .....	96
2.3.1	Die Teststandorte.....	96
2.3.2	Darstellung der geophysikalischen Feldmessungen.....	97
2.3.2.1	Refraktionsseismik .....	98
2.3.2.2	VSP Messungen .....	99
2.3.2.3	Reflexionsseismik .....	100
2.3.2.4	Oberflächenwellenseismik .....	102

---

2.3.3	Ergänzende geophysikalische Messungen .....	107
2.3.4	Geotechnische Felduntersuchungen .....	108
2.3.5	Analyse und Weiterentwicklung bestehender Auswertemethoden für die Oberflächenwellenseismik und 2D/3D Tomographie.....	110
2.3.6	Zusammenfassende Beschreibung und Bewertung des Messkonzeptes auf Basis der erzielten Ergebnisse unter den verschiedenen Standortbedingungen.....	113
2.3.6.1	Zusammenfassende Darstellung der Erkundungstechnik.....	113
2.3.6.2	Bewertung der Kombination seismischer und geotechnischer Verfahren sowie der Parameterbeziehungen .....	115
2.3.6.3	Bewertung des Messkonzeptes im Feldversuch unter den verschiedenen Standortbedingungen.....	117
2.3.7	Literatur Teilprojekt UFZ.....	119

Anlagen:

Kurzgefasster Erfolgskontrollbericht

Kurzfassung des Projektes (Berichtsblatt)

---

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1-1:	Kombiniertes Erkundungsverfahren .....	2
Abb. 2.1-1:	Integrierte Standortcharakterisierung (Mayne 2005). .....	11
Abb. 2.1-2:	Spannungsänderung durch Probenahme in gesättigtem Ton, Clayton et al. (1995). .....	13
Abb. 2.1-3:	Dehnungszustände in einem Stutzen durch die Probenahme; (a) Dehnungen in der Achse des Stutzens, (b) Geometrie des Stutzens,(c) Konturen der radialen, tangentialen und vertikalen Dehnungen um den Stutzenfuß, nach Baligh (1987) und Santagata (2006). .....	14
Abb. 2.1-4:	Spannungs-Verformungszustände, Strukturveränderung an einem Bodenstutzen (Spannungsoptische Studie, Radiography (X-rays) of Tubes).....	14
Abb. 2.1-5:	Blockprobenahme in einem Schurf, nach Clayton et al. (1995). .....	16
Abb. 2.1-6:	Natürlich sedimentierte und rekonstruierte Tonprobe (Photographien). .....	17
Abb. 2.1-7:	Natürlich sedimentierte und rekonstruierte Tonprobe. Unterschiede im Spannungs-zustand, in der Spannungsgeschichte und dem spezifischen Volumen .....	17
Abb. 2.1-8:	Block- und Stutzenentnahme in einem Schurf während der Projektbearbeitung (Standort Löbnitz 2007).....	17
Abb. 2.1-9:	Genutztes Laborequipment zur Verwendung der seismischen Messungen.....	20
Abb. 2.1-10:	a) Nutzung unterschiedlicher Vergleichspunkte nach Arulnathan (1998) bei einem 10 kHz Signal, b) die unterschiedlichen Vergleichspunkte bei einem 15 kHz Signal. ....	20
Abb. 2.1-11:	Auftretende Probleme in der Zuordnung des Phasengangs der Kreuzkorrelierten im tieferen Frequenzbereich (Kohärenz deutlich < 1). ....	21
Abb. 2.1-12:	Ermittlung der Gruppengeschwindigkeit aus der Analyse der Zeit-Frequenz-Abhängigkeit von angeregtem und aufgezeichnetem Signal ( $\Delta s$ als Laufweg). .....	22
Abb. 2.1-13:	a)Zeitverlauf und Frequenzinhalt, b) L2-Norm Magnitude, c) Realteil $R(Ws,\tau)$ und d) Imaginärteil $I(Ws,\tau)$ eines Wavelet transformierten linearen Sweepsignals zwischen 1 und 10 kHz.....	24
Abb. 2.1-14:	Harmonische Anregung und Zeitversatz der Anregung in der Bodenprobe mit a) 3 kHz, b) 5 kHz, c) 10 kHz und d) 15 kHz. ....	25
Abb. 2.1-15:	Impulsförmige Anregung und Zeitversatz der Anregung in der Bodenprobe mit a) 3 kHz, b) 5 kHz, c) 10 kHz und d) 15 kHz. ....	25
Abb. 2.1-16:	Sweepanregung der Bodenprobe.....	26
Abb. 2.1-17:	Auswertung der Sweepanregung mit der Phasendifferenzenmethode. ....	26
Abb. 2.1-18:	Auswahl des Phasengangsbereichs und Auswirkungen in der Wahl des Phasenwechsels unterhalb des ausgewählten Phasengangsbereichs. ....	26

---

Abb. 2.1-19:	Verlauf der Zeit-Frequenz-Abhängigkeit des a) Transmittersignals, b) des Receiversignals, c) der bestimmten Gruppengeschwindigkeit aus den beiden transformierten Signalen und d) die idealisierte Gruppengeschwindigkeit aus den abgetasteten linearen Funktionen in den Abbildungen von a) und b).....	27
Abb. 2.1-20:	Vergleich der unterschiedlichen Analyseverfahren. ....	27
Abb. 2.1-21:	Unterschiede der Wellenlaufzeit in Abhängigkeit von den gewählten Ersteinsatzzeiten des Wellenfeldes. ....	28
Abb. 2.1-22:	Frequenz und Zelldruckabhängigkeit während der Labormessungen.....	29
Abb. 2.1-23:	Anwendung der sweep-Anregung zur Bestimmung der Phasengeschwindigkeit der Welle in Labormessungen. ....	29
Abb. 2.1-24:	Extraktion der Phaseninformation der Kreuzkorrelierten und der Entfaltung des Phasengangs. ....	30
Abb. 2.1-25:	a) Anwendung der Phasendifferenzenmethode auf ein Impulssignal, b) Darstellung des Frequenzinhaltes und der schlechten Kohärenz der Signale bei Impulsanregung. ....	30
Abb. 2.1-26:	Zunahme des Schermoduls $G_{max}$ mit dem Umgebungsdruck $p$ für die natürlichen Materialien #1, #2 and #3.....	32
Abb. 2.1-27:	Zunahme des Schermoduls $G_{max}$ mit der Umgebungsspannung $p$ für natürliche Materialien #4, #5 and #6.....	33
Abb. 2.1-28:	Zunahme der normierten Schermodulfunktion $G_{max}$ mit Umgebungsdrücken $p$ für alle trockenen natürlichen Proben. ....	34
Abb. 2.1-29:	Porenzahländerung mit den Umgebungsdrücken $p$ für alle Versuche. Die Porenzahlfunktion ist normiert bezüglich der initialen Werte zu 10 kPa für jeden Versuch. ....	35
Abb. 2.1-30:	Zunahme der normierten Schermodulfunktion $G_{max}$ mit Umgebungsdrücken $p$ für alle gesättigten natürlichen Versuche.....	35
Abb. 2.1-31:	Abhängigkeit der Exponenten $n$ von $C_u$ für alle Versuche. ....	36
Abb. 2.1-32:	Schermodul $G_{max}$ versus relative Dichte $D_r$ für jede Schrittweite des Umgebungsdrucks.....	37
Abb. 2.1-33:	Schermodul $G_{max}$ versus Relative Dichte $D_r$ für jeden Versuch. ....	38
Abb. 2.1-34:	Schermodul $G_{max}$ versus Porenzahl $e$ für alle Umgebungsdrücke aller Versuche.....	38
Abb. 2.1-35:	Gradient der Scherwellengeschwindigkeit gegenüber der Porenzahl $e$ . ....	38
Abb. 2.1-36:	Vergleich zwischen $G_{max}$ bestimmt durch BE und $G_{max}$ mit ursprünglicher Hardin's-Gleichung.....	39
Abb. 2.1-37:	Vergleich zwischen $G_{max}$ bestimmt durch BE und $G_{max}$ bestimmt mit einer $D_r$ Korrelation. ....	39
Abb. 2.1-38:	Vergleich zwischen $G_{max}$ bestimmt durch BE und empirisch bestimmten $G_{max}$ Werten durch eine modifizierte Hardin Gleichung.....	40
Abb. 2.1-39:	Vergleich zwischen $G_{max}$ bestimmt durch BE und empirisch bestimmten $G_{max}$ Werten durch eine modifizierte Hardin Gleichung.....	40

Abb. 2.1-40:	Vergleich zwischen $G_{max}$ gemessen durch Piezoelemente via <i>CrossCorr</i> und <i>FirstDeflect</i> Methode, empirisch ermittelten Werten, und Werten aus RC Messungen. ....	40
Abb. 2.1-41:	Darstellung der hyperbolischen Stoffbeziehung mit Hystereseschleife. ....	42
Abb. 2.1-42:	Dehnungsabhängige Beschreibung von Schubmodul und Dämpfung. ....	42
Abb. 2.1-43:	Tangenten- und Sekantenmoduln $G_t$ und $G_s$ in einem undrainierten Triaxialversuch (a), $G_s$ in einem Belastungszyklus eines undrainierten Triaxialversuch (b) .....	43
Abb. 2.1-44:	Dehnungsabhängige Beschreibung des Sekantenmoduls $E_u$ . ....	43
Abb. 2.1-45:	Dehnungsabhängige Steifigkeit nach Vorschlag von Fahay & Carter (1993) .....	44
Abb. 2.1-46:	Normierte Spannungs-Dehnungskurve (Puzrin & Burland 1996) .....	45
Abb. 2.1-47:	Modellierung des Bodenverhaltens in Abhängigkeit von der Größe der Scherdehnungen (Ishihara 1996). ....	46
Abb. 2.1-48:	Beziehung zwischen dem Dämpfungsverhältnis $D$ und dem Schubmodulverhältnis $G/G_0$ (Ishihara 1996). ....	48
Abb. 2.1-49:	a) Fließflächenfelder bei differenten Spannungspfaden (Houlsby & Puzrin 2000), b) Spannungs-Dehnungsdegradation im <i>small-strain</i> Überlagerungsmodell (Benz 2007). ....	49
Abb. 2.1-50:	Kompressionsversuche von Sand mit verschiedenen Ausgangsporenzahlen $e$ unter hydrostatischem Druck. ....	51
Abb. 2.1-51:	MIT-S1-Modell für die Erstbelastung und die Ent- und Wiederbelastung bei hydrostatischer und 1D – Kompression (Pestana 1994). ....	51
Abb. 2.1-52:	Hyperbolisches Modell - Scherspannungen vs. Scherdehnungen. ....	54
Abb. 2.1-53:	Hyperbolisches Modell - Dämpfungsverhältnis vs. Scherdehnung. ....	54
Abb. 2.1-54:	Hyperbolisches Modell – Schubmodulreduzierung vs. Scherdehnung. ....	54
Abb. 2.1-55:	Hyperbolisches Modell – Simulation der Schermodulreduktion vs. Scherdehnung. ....	55
Abb. 2.1-56:	SimSoil Simulation - Scherspannungen vs. Scherdehnungen. ....	55
Abb. 2.1-57:	SimSoil Simulation - Dämpfungsverhältnis vs. Scherdehnung. ....	55
Abb. 2.1-58:	SimSoil Simulation Schubmodulreduzierung vs. Scherdehnung. ....	56
Abb. 2.1-59:	CPT Messung (Jamiolkowski et al. 1985). ....	57
Abb. 2.1-60:	Versagensmechanismen für eine CPT-Sonde. (Yu & Mitchell 1998) .....	58
Abb. 2.1-61:	Theorie der Hohlraunaufdehnung - Generierung elastischer und plastischer Zonen. ....	59
Abb. 2.1-62:	Ermittlung des Steifigkeitsindex $I_r$ mit dem Plastizitätsindex und OCR (Keaveny & Mitchell 1986). ....	60
Abb. 2.1-63:	Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Setzungen, Lehane et al. (2008). ....	62

Abb. 2.1-64:	Nichtlineare Setzungsberechnung.....	64
Abb. 2.1-65:	Vergleich zwischen nichtlinearer Setzungsberechnung und Messung (Brioud & Gibbens 1994).....	65
Abb. 2.1-66:	Vergleich unterschiedlicher dehnungsabhängiger Steifigkeitsbeschreibungen mit einer vorhandenen Setzungsmessung.....	65
Abb. 2.1-67:	Interpretations-möglichkeiten von CPT-Messungen (Lunne 1977).....	66
Abb. 2.1-68	Ausgewähltes Bodenprofil 2 + 725: Bohrprofil und mögliche Interpretation der Drucksondierung.....	67
Abb. 2.1-69:	Geschwindigkeitsprofile, abgeleitet aus Oberflächenwellenseismik und CPT-Spitzendrücken am Standort Löbnitz, Untersuchungspunkt 2+725.....	68
Abb. 2.1-70:	Versuchsstand für die Benderelementuntersuchungen.....	68
Abb. 2.1-71:	Vergleich der Scherwellengeschwindigkeiten aus Feld- und Laboruntersuchungen in Löbnitz, Messpunkt 2+725.....	69
Abb. 2.2-1:	Landstreamer (Modell Geostuff).....	83
Abb. 2.2-2:	Versuchsaufbau Wasserschlauchmodell (1), PCB Beschleunigungsaufnehmer 1V/g (2), 4,5 Hz Geophon (3) Brüel&Kjar Beschleunigungsaufnehmer 100mV/g (4), 10Hz Geophon (5), 4,5 Hz Geophon (6) und kardanisches Geophone von Sensor Holland (7).....	83
Abb. 2.2-3:	Mini-Schlagplatte.....	84
Abb. 2.2-4:	Seismische Signale 10 m Entfernung, normiert vom Wasserschlauchmodell (1), PCB Beschleunigungsaufnehmer 1V/g (2), 4,5 Hz Geophon (3) Brüel&Kjær Beschleunigungsaufnehmer 100mV/g (4), 10 Hz Geophon (5), 4,5 Hz Geophon (6) und kardanisches Geophone von Sensor Holland (7).....	84
Abb. 2.2-5:	Vergleich PCB Sensor (sw) und kardanisches Geophon (rot).....	85
Abb. 2.2-6:	Linkes Bild: gestecktes Geophon (oben), Wasserschlauch-Streamer (mittig) und kardanisches Geophon (unten); rechte Bilder: Wasserschlauch-Streamer.....	85
Abb. 2.2-7:	Schallsignale für Wasserschlauch-Streamer (oben), 10 Hz gesteckte Geophone (mittig) und kardanische Geophone (unten).....	86
Abb. 2.2-8:	Piezostreamer.....	87
Abb. 2.2-9:	Test auf Asphalt (links) und Schotter (rechts).....	87
Abb. 2.2-10:	Test auf Gehweg (links) und Grasfläche (rechts).....	88
Abb. 2.2-11:	Overtone-Analyse (Asphalt) für Piezostreamer (links) und 4,5 Hz Landstreamer.....	88
Abb. 2.2-12:	Overtone-Analyse (Gehweg) für Piezostreamer (links) und 4,5 Hz Landstreamer.....	88
Abb. 2.2-13:	Overtone-Analyse (Gras) für Piezostreamer (links) und 4,5 Hz Landstreamer.....	89
Abb. 2.2-14:	Wirkungsprinzip Ein-Spulensystem (links) und Zwei-Spulensystem (rechts).....	90

Abb. 2.2-15:	Wurfhöhenmessung eines elektromagnetisches Zwei-Spulensystem.....	91
Abb. 2.2-16:	Wurfhöhenmessung eines elektromagnetisches Ein-Spulensystem.....	91
Abb. 2.2-17:	ComexHammer .....	92
Abb. 2.2-18:	800V Impulsgenerator LV-IPG800V (Bild links: Innenaufbau, Bild rechts Bedienelemente). .....	92
Abb. 2.2-19:	Seismische Signale (Gummihammer – sw, ComexHammer – rot). .....	93
Abb. 2.2-20:	Unnormierte Seismische Signale (Gummihammer – sw, ComexHammer – rot).....	93
Abb. 2.2-21:	Feldmessung ComexHammer in Löbnitz.....	94
Abb. 2.2-22:	Normierte seismische Signale (Kanal 1-24 14Hz Geophone, Kanal 25-48 4.5Hz Geophone, Kanal 49-60 Piezostreamer).....	95
Abb. 2.3-1:	Geschwindigkeitsprofile am Standort Löbnitz an den Messpunkten 2725 m (links) und 2775 m (rechts), (nach Linder 2007). .....	99
Abb. 2.3-2:	Geschwindigkeitsmodell der oberflächenbasierten Refraktionsseismik (oben), und das invertierte Geschwindigkeitsmodell der Sparker-Daten in Kombination mit der Hammerschlag-Refraktionsseismik (unten). Die Quellpositionen der Sparker-Anregung sind mit den grauen Punkten markiert, (nach Paasche et al. 2009). .....	100
Abb. 2.3-3:	Vergleich der Aufnahmequalität zwischen gesteckten Geophonen (links) und dem UFZ-Landstreamer (rechts), nach Wahle (2008). .....	101
Abb. 2.3-4:	Tiefenzeitschnitte der Aufnahmen mit gesteckten Geophonen (oben) und dem Landstreamer (unten). Die geologischen Verhältnisse werden ähnlich korrekt wieder gegeben (dicke farbige Linien: Braunkohleflöze, gestrichelte Linie: Festgesteinsoberkante, nach Wahle (2008). .....	102
Abb. 2.3-5:	Dispersions-(oder Overtone-) Analyse und extrahierte Dispersionskurve (links) und invertierte Scherwellen-Geschwindigkeitsfunktion (rechts) über eine Auslage mit 24 Geophonen mit 4,5 Hz Eigenfrequenz. ....	103
Abb. 2.3-6:	2D-Profil der Scherwellengeschwindigkeit, aufgenommen mit 24 Geophonen mit 14 Hz Eigenfrequenz (oben) und 24 Geophonen mit 4,5 Hz Eigenfrequenz (unten). Die Stationsnummern beziehen sich auf die Geophonauslage entlang des Deiches (nach Linder 2007). .....	104
Abb. 2.3-7:	Einsatz eines Direct-Push Trailers für seismischen Messungen: links Geotomographie-streamer; rechts UFZ-Landstreamer. Das Fallgewicht PEG-40 ist am Trailer befestigt.....	104
Abb. 2.3-8:	2D-Scherwellenprofil in Hin-(oben) und Rückrichtung (unten) auf lockerem Ackerboden am Standort Nauen; Anregung mit Fallgewicht. ....	105
Abb. 2.3-9:	2D-Scherwellenprofil des UFZ-Landstreamers in Rück-(oben) und Hinrichtung (unten) auf Feldweg am Standort Nauen; Anregung durch Hammerschlag, nach Haider (2009).....	106
Abb. 2.3-10:	Vergleich des 2D-Scherwellenprofils der Rückmessung zwischen Geotomographie-Landstreamer (oben) und UFZ-Landstreamer (unten), nach Haider (2009). .....	106



Abb. 2.3-11:	Invertierte Sektion der elektrischen Widerstandsverteilung (mit Software SensInv2D). .....	107
Abb. 2.3-12:	Radargramm (200 MHz Antenne) des Profils zwischen Deichkilometer 2+700 und 3+000. Die roten Linien verdeutlichen relevante Sedimentstrukturen, die durch fluviatile Erosion und Akkumulation entstanden. ....	107
Abb. 2.3-13:	Übersichtskarte des Teststandortes Löbnitz. Die roten Punkte markieren die CPT-Sondierungen entlang des Deiches. Die Nummer geben den Deichkilometer an (in km+m). Quelle: <i>Google Maps</i> . ....	108
Abb. 2.3-14:	Verhältnis von Spitzendruck zu Mantelreibung von CPT-Messungen in 0 -12 m Tiefe an 15 Messpunkten (Angabe der Deichkilometer) entlang des Messprofils am Standort Löbnitz. ....	109
Abb. 2.3-15:	Lage der CPT-Sondierungen (gelbe Sterne) und der seismischen Profile (farbige Linien) am Standort Nauen. ....	109
Abb. 2.3-16:	Korrigierte Spitzendruckkurven (qt) der Sondierungen am Standort Nauen. Für die Korrektur wurden der Porenwasserdruck und ein sonderspezifischer Faktor eingerechnet. Die resultierenden Werte unterscheiden sich jedoch nur unwesentlich von den Rohdaten der Spitzendruckwerte (qc). ....	110
Abb. 2.3-17:	Matrix der Scatterplots und Histogramme der P- und S-Wellengeschwindigkeit und deren Verhältnis als Ergebnis der Clusteranalyse. Die unterschiedlichen Farben beschreiben die verschiedenen Cluster (aus Dietrich & Tronicke 2009). ....	111
Abb. 2.3-18:	Ergebnisse der Clusteranalyse: a) räumliche Verteilung der Clusterzugehörigkeit; Vergleich der räumlichen Verteilung der Cluster mit b) dem P-Wellentomogramm, c) dem S-Wellentomogramm, und d) dem Verhältnis $V_p/V_s$ (Dietrich und Tronicke 2009). ....	112
Abb. 2.3-19:	Prinzip der adaptiven Standorterkundung. Jeder Untersuchungsschritt setzt eine Bewertung der Standortsituation anhand verfügbarer Informationen und erzielter Ergebnisse vorangegangener Erkundungen voraus. ....	113
Abb. 2.3-20:	Einsatz des beschleunigten Fallgewichts PEG-40, montiert an einem DP-Sondiergerät (links, vgl. auch Abb. 2.3-7) und an einem Landrover Defender (mitte). Die Schlagplatte ist ebenfalls am Fahrzeug befestigt und wird mitgezogen. Rechtes Bild: VSP-Messungen unter Einsatz des Sparkers mit einer festen Geophonauslage. ....	114
Abb. 2.3-21:	Beispielhaftes Messprinzip der Schleppgeophysik mit 4,5 Hz und 14 Hz Geophonen, montiert auf dem seismischen Landstreamer. Der Geophonabstand ist 1 m, die Entfernung zum Schusspunkt (SP) beträgt 2 m. ....	114
Abb. 2.3-22:	Kombinierte Darstellung der 2D-Scherwellengeschwindigkeit am Standort Löbnitz (aufgenommen mit 4,5 Hz Geophonen) und der CPT-Spitzendruckkurven an verschiedenen Punkten des Profils. Die Entfernung ist durch den Deichkilometer (km+m) angezeigt. ....	115

---

Abb. 2.3-23:	Kombinierte Darstellung der 2D-Scherwellengeschwindigkeit am Standort Nauen und der CPT-Spitzendruckkurven von drei Punkten nahe des Profils. Exemplarisch ist hier nur die Rückmessung dargestellt. Die Situation ist ähnlich für die Hinmessung.....	116
Abb. 2.3-24:	Vergleich des Spitzendruckes und des 1D- $V_s$ -Profils für zwei Punkte am Standort Löbnitz, an denen Sedimentkerne geborgen worden sind (Säule links neben den Kurven). Die Lage der Punkte ist mit den Deichkilometern 2+725 und 2+775 angegeben. ....	116
Abb. 2.3-25:	Vergleich des Arbeitsaufwandes für Messungen eines 1000 m Profils mit dem Streamer (36 Personenstunden) und gesteckten Geophonen (118 Personenstunden).....	118

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.4-1:	Formeln für die Berechnung elastischer Module unter Verwendung seismischer Geschwindigkeiten. ....	5
Tabelle 2.1-1:	Initiale Parameter aller untersuchten natürlichen Materialien. ....	31
Tabelle 2.1-2:	Exponenten n für alle trockenen und gesättigten Versuche. ....	34
Tabelle 2.3-1:	Übersicht über die Teststandorte im Comextech-Projekt .....	97
Tabelle 2.3-2:	Messkonfiguration der Reflexionsseismik am Standort Dreiskau-Muckern .....	101
Tabelle 2.3-3:	Petrophysikalische Parameter, die aus dem Clustermodell berechnet wurden.....	112

# 1 Kurze Darstellung des Projektes

Thema: Ein kombiniertes Erkundungsverfahren zur Bestimmung von Untergrundstrukturen und zur Ermittlung der Gesteinsparameter

UFZ – Helmholtz-Zentrum für Umweltforschung GmbH Department Monitoring- und Erkundungstechnologien Permoserstr. 15 04318 Leipzig Projektleiter: Dr. Peter Dietrich (ebenfalls Gesamtprojektleitung)  FKZ: 03G0636A	Bauhaus – Universität Weimar Fakultät Bauingenieurwesen Labor für Bodenmechanik Coudraystr. 11C 99423 Weimar Teilprojektleitung: Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schanz, Dr.-Ing. H.-G. Schmidt  FKZ: 03G0636B	Geotomographie GmbH Am Tonnenberg 18 56567 Neuwied Teilprojektleiter: Dr. Th. Fechner  FKZ: 03G0636C
---	--	---

## 1.1 Aufgabenstellung

Die zentrale Aufgabe des Verbundprojektes ist die (Weiter-) Entwicklung, Kombination sowie Anwendung seismischer und geotechnischer Methoden zur Baugrunduntersuchung. Beide methodischen Ansätze werden je nach Aufgabenstellung und verfügbaren Ressourcen zur Erkundung des oberflächennahen Untergrundes eingesetzt. Dabei liefern geotechnische Untersuchungen im Allgemeinen eher punktuelle Daten, da sowohl Feld-, als auch Laboruntersuchungen nur einen sehr begrenzten Raum des Bodens erfassen. Seismische Verfahren werden traditionell zur Abbildung von großräumigeren Untergrundstrukturen eingesetzt. Ziel des Projektes ist es, den Einsatz seismischer Verfahren zu optimieren, um eine räumliche Auflösung von Dezimetern bis Metern zu erreichen, und um eine ausreichend genaue Datengrundlage für die Bestimmung geotechnischer Bodenparameter (z. B. Steifigkeit) aus den seismischen Wellengeschwindigkeiten zu schaffen. Dies erfordert ein besseres Verständnis der Beziehungen zwischen seismischen und geotechnischen Parametern sowie die Kombination seismischer, geotechnischer und geologischer Erkundungsmethoden.

Die Grundannahme zur erfolgreichen Umsetzung der Projektziele ist, dass eine Kombination von seismischen Messungen mit geringen elastischen Verformungen und geotechnischen Feldmessungen mit größeren Verformungsraten zu einer verlässlicheren Beschreibung der Beziehung zwischen Steifigkeit des Materials und Scherverformungen führt (Abb. 1.1-1). Die detaillierte Untersuchung dieser Beziehungen wird anhand von Feld- und Laborversuchen durchgeführt. Hochauflösende seismische Methoden wie die Oberflächenwellenseismik und die seismische Tomographie in Verbindung mit „Direct Push“ (DP)-Techniken werden zur Erkundung der Steifigkeit entlang kontinuierlicher Profile eingesetzt und weiter entwickelt. Dies erfordert auch Weiterentwicklungen im Bereich der Messtechnik und Interpretationsmethodik. Die Evaluierung der Entwicklungen wird durch Felduntersuchungen auf Standorten, von denen bereits detaillierte Informationen über den Untergrund vorliegen, vorgenommen.

Am Ende des Projektes soll eine Mess- und Erkundungstechnik zur Verfügung stehen, welche die gemeinsame Durchführung von verschiedensten seismischen und geotechnischen Messungen erlaubt. Diese Mess- und Erkundungstechnik ist so konzipiert, dass sie sich insbesondere für die Vorerkundung neu zu errichtender Verkehrswege (z. B. flache Tunnel, Autobahnen) eignet. Im Fall wiederholter Anwendungen an einem Standort kann die Technik auch zum Monitoring der zeitlichen Veränderung des Untergrundes während der Baumaßnahme genutzt werden.

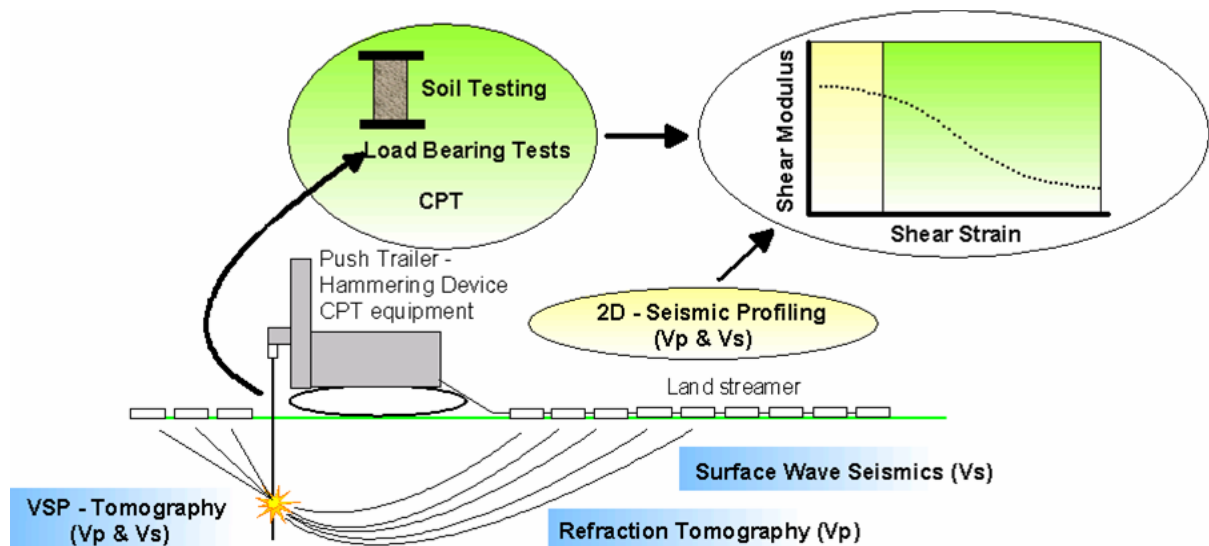


Abb. 1.1-1: Kombiniertes Erkundungsverfahren

Die erfolgreiche Umsetzung der Projektziele erfordert die enge Zusammenarbeit von Geotechnikern, Geophysikern und Geräteherstellern. Diese ist durch die Kooperation zwischen dem Department MET des Helmholtz-Zentrums für Umweltforschung - UFZ, dem Labor für Bodenmechanik der Bauhaus Universität Weimar und der Firma Geotomographie gewährleistet.

## 1.2 Voraussetzungen, unter denen das Vorhaben durchgeführt wurde

Die zu bearbeitende Fragestellung sowie die Arbeitsaufgaben innerhalb der Teilprojekte liegen im Forschungsfokus der jeweiligen Projektpartner und schließen u. a. an langjährige Vorarbeiten an.

Die Voraussetzungen für dieses Projekt von Seiten der **Bauhaus-Universität Weimar** waren durch verschiedene eigene Vorarbeiten, ein entsprechendes Geräte- und Hardwaretechnisches Umfeld an der Universität und den Laboreinrichtungen gegeben. Aus den Vorarbeiten zu diesem Projekt lässt sich neben der eigenen Leistungsfähigkeit auch der entsprechende Stand der Forschung ableiten. Mit den Forschungsgebieten der Bodenmechanik, der Bodendynamik und dem geotechnischen Erdbebeningenieurwesen bietet die Professur Bodenmechanik an der Bauhaus-Universität, ein Forschungs- und Ausbildungsgebiet an, welches ein Alleinstellungsmerkmal unter den deutschen Universitäten besitzt. Die Professur Bodenmechanik besitzt seit vielen Jahren Erfahrungen in der experimentellen und theoretischen Bodenmechanik. Das komplette Gebiet der konventionellen Geotechnik in Feld- und Laboruntersuchungen wird genutzt. Neben den konventionellen Untersuchungen bestehen seit vielen Jahren grundsätzliche Untersuchungen in der numerischen und experimentellen Bodenmechanik, in der Stoffgesetzentwicklung und in der theoretischen und experimentellen Bodendynamik. Für das Projekt spezielle Voraussetzungen waren das spezielle Know-how in der experimentellen Bestimmung / theoretischen Beschreibung von Bodenparametern und Materialeigenschaften unter monotonen und dynamischen Lasten aus Felduntersuchungen als auch die zur Verfügung stehende spezielle Labortechnik für die den Feldanalysen nahe stehenden Untersuchungen im Labor, wie Piezotechnik. Eine weiter besondere Voraussetzung waren die Forschungserfahrungen zur Wellenausbreitung in heterogenen Böden, die Kenntnisse zur Inverisonstheorie und in der Detektion von *small-strain* Parametern.

Die **Geotomographie GmbH** beschäftigt sich seit 1999 mit der Entwicklung und dem Bau von geophysikalischen Messgeräten für seismische Anwendungen. Die Geotomographie GmbH verfügt über qualifizierte und motivierte Mitarbeiter, deren hohes technisches Verständnis mit entscheidend bei der Verbesserung der Messgeräte ist. Am Standort Bad Salzdetfurth (bei Hannover) steht neben einer Elektronikwerkstatt auch ein Bereich für feinmechanische Entwicklungsarbeiten zur Verfügung. Damit bietet die Geotomographie GmbH beste Voraussetzungen zur qualifizierten Durchführung eines solchen Projektes.

Das im Jahr 2005 neu gegründete Department Monitoring- und Erkundungstechnologien (MET) am **Helmholtz-Zentrum für Umweltforschung** (UFZ) beschäftigt sich u. a. mit der (Weiter-) Entwicklung von Messtechnologien und Messstrategien für die Erkundung des oberflächennahen Untergrundes. Die dafür zur Verfügung stehende Forschungsplattform MOSAIC (*MOdel driven site Assessment, Information and Control*) umfasst verschiedenste geophysikalische und hydrogeologische Erkundungsverfahren. Das Grundkonzept besteht im Einsatz von Schleppegeophysik in Kombination mit der „Direct Push“-Technologie (Dietrich & Leven 2006). Dieses Messkonzept wird an die speziellen Erfordernisse des Projektes angepasst und eingesetzt. Dr. Peter Dietrich, Leiter des Departments und vormals Leiter der AG Hydrogeophysik an der Universität Tübingen hat umfangreiche Erfahrungen und Kenntnisse im Bereich der Entwicklung und Anwendung hochauflösender geophysikalischer Verfahren und Messkonzepte für die Charakterisierung und Parametrisierung hydrogeologisch und geotechnisch relevanter Sedimentstrukturen.

### 1.3 Planung und Ablauf des Vorhabens

Das gesamte Projekt konnte im Wesentlichen wie beantragt und geplant durchgeführt werden.

Die Ablaufplanung des Teilprojekts der **Bauhaus-Universität Weimar** erfolgte entsprechend den Vorgaben aus dem Forschungsantrag. Während der Bearbeitung des Projektes ergaben sich verschiedene Verzögerungszeiten speziell im Ablauf der Laboruntersuchungen durch defekte Geräteteile, in der schwierigen Umsetzung der geplanten sehr feinen Versuchsabläufe als auch in der Erstellung und Konstruktion spezieller noch benötigter Versuchstechnik, wie der Fertigstellung einer entsprechend Scherwellen-Ultraschalltechnik (Piezoelemente) mit einem entsprechenden frei programmierbaren Funktionsgenerator.

Während dem Ablauf des Forschungsprojektes wurden folgende Punkte bearbeitet:

- 1) Methoden zur Entnahme von strukturell möglichst ungestörten Bodenproben zur Untersuchung der erzielten Wellengeschwindigkeiten im Labor als Vergleichswerte zu den *in situ* Untersuchungen. Entnahme von Bodenmaterial mit entsprechenden Probenahmen.
- 2) Analyse vorhandener und Entwicklung neuer Methoden zur Untersuchung der Wellengeschwindigkeiten im Labor. Mit dem so vorhandenen Methodenvorrat erfolgten Parameterstudien an acht unterschiedlichen Bodenarten, drei unterschiedlichen Böden und vier verschiedenen Glasskugelmischungen zur Untersuchung des Einflusses auf die *in situ* Wellenausbreitungen bzw. Initialwertbestimmung.
- 3) Analyse von vorhanden hyperbolischen dehnungsabhängigen Degradationskurven für Statik und Dynamik, Kontrolle dieser Erkenntnisse mit eigenen und fremder Labortechnik (z.B. Resonant Column Test) und die Aufbereitung der Kurven für eine numerische Nutzung

- 4) Analyse vorhandener konstitutiver Ansätze unter Berücksichtigung von *small-strain* Formulierungen. Aufarbeitung der ermittelten Dehnungskurven in entsprechende Software und numerische Untersuchungen. Letztlich sollten aus den so abgeleiteten Kurven entsprechende praktische Ansätze für ein Routedesign abgeleitet werden.

Der Kosten- und Zeitplan des Teilprojekts der **Geotomographie GmbH** erfolgte entsprechend dem vorgesehenen Projektrahmen. Während des Forschungsprojektes wurden folgende Punkte bearbeitet:

- 1) Konstruktion und Bau einer seismischen Direct-Push Schallquelle
- 2) Konstruktion und Bau eines Piezo-Streamers mit verbesserter Signalcharakteristik

Im Teilprojekt des **UFZ** ergaben sich zu Beginn der Projektes Abweichungen im Zeitplan durch Schwierigkeiten bei der Besetzung der Doktorandenstelle aufgrund der hohen Nachfrage nach Geophysikabsolventen. Die Verzögerung betraf den Arbeitsschwerpunkt „Weiterentwicklung und Kombination numerischer Algorithmen“. Der Rückstand wurde im Laufe des Projektes aufgearbeitet. Eine weitere Personalfrage, die sich mit der Elternzeit der eingestellten Doktorandin auftrat, wurde innerhalb des Departments schnell gelöst und führte zu keinen Beeinträchtigungen der Projektaufgaben.

#### **1.4 Wissenschaftliche und technische Ausgangsposition**

Die Charakterisierung des Baugrundes und die Bestimmung bautechnisch relevanter Eigenschaften und Stoffkennwerte des Bodens erfolgen durch geotechnische Untersuchungen. Da der Untergrund nicht homogen aufgebaut ist, und die Stoffkennwerte nicht konstant sondern beanspruchungsabhängig sind, muss das mechanische Verhalten des Bodens unter monotonen und zyklischen Beanspruchungspfaden in einem weiten Bereich der Scherdehnung beschrieben werden. Diese dehnungsabhängige Beschreibung der Bodensteifigkeit erfordert die Bereitstellung von realitätsnahen Eingangswerten, d.h. die Bereitstellung von Startwerten (Maximalwert der Steifigkeit, Minimalwert der Dämpfung) im Bereich kleiner Dehnungen  $<10^{-5}$ . Konventionelle Laborversuche sind dafür zurzeit nicht ausreichend gut geeignet (vgl. Lacasse 1986, Burland 1989). Zuverlässige Startwerte können durch Resonant-Columns-Tests, Benderelemente bzw. lokalen Dehnungsmessungen direkt an der Probe bei Triaxialtests ermittelt werden, was ungestörte Bodenproben erfordert. Die Entnahme ungestörter Proben ist jedoch ein noch nicht zufrieden stellend gelöstes und viel diskutiertes Problem.

Alternativ können Bodenkennwerte durch Plattendruckversuche (DIN 18134) und Drucksondierungen (DIN 4094-1) *in situ* im Gelände ermittelt werden. Diese Tests erfassen aber nur einen sehr begrenzten Raum des Untergrundes, und sind somit in ihrer räumlichen Aussagekraft ebenso wie Laborversuche sehr beschränkt.

Seismische Feldmessungen ermöglichen die zerstörungsfreie Bestimmung der Startwerte räumlich kontinuierlich in natürlichen Böden. Verschiedene seismische Verfahren werden bereits zur Charakterisierung des Untergrundes eingesetzt: die Refraktionstomographie (Lanz et al. 1998, Ditmar et al. 1999, Musil et al. 2002), die Reflexionsseismik (Büker et al. 2000, Steeples & Miller, 1998, Baker et al., 1999, Steeples et al., 2000), die seismische Tomografie (Fechner, 1998, Teutsch et al. 1999, Musil et al., 2003) und die Mehrkanal-Analyse von Oberflächenwellen - MASW (Park, 1999; Xia et al. 2004). Die Erkundungstiefen dieser Methoden reichen von wenigen Metern bis mehreren Dekametern. Das Auflösungsvermögen hängt von der jeweiligen Messkonfiguration und den vorliegenden Gesteinsparametern ab,

wobei vertikale seismische Profilierungen (VSP) und bohrlochgestützte tomografische Messungen eine besonders hohe Auflösung bieten.

Aufgrund des Arbeitsaufwandes und der damit verbundenen Kosten werden seismische Methoden in der Regel nur einzeln eingesetzt. Je nach eingesetzter Methode kann dann die Verteilung der Scherwellengeschwindigkeit ( $V_s$ ) oder der Kompressionswellengeschwindigkeit ( $V_p$ ) ermittelt werden. Eine Kombination von Verfahren zur Bestimmung beider seismischen Wellengeschwindigkeiten wäre von besonderem Interesse, da die kombinierte Auswertung von  $V_s$  und  $V_p$  Mehrdeutigkeiten in der Dateninterpretation minimiert und insbesondere auch direkte Aussagen zu verschiedenen elastischen Modulen der Untergrundmaterialien ermöglicht (vgl. Tabelle 1.4-1). Bisher existieren jedoch kaum praktische Erfahrungen über den kombinierten Einsatz beider Wellentypen zur Baugrunderkundung.

**Tabelle 1.4-1: Formeln für die Berechnung elastischer Module unter Verwendung seismischer Geschwindigkeiten.**

Parameter	Symbol	Formel
<u>Elastizitätsmodul</u> Dichte	$E_\rho$	$v_s^2 \cdot \frac{3v_p^2 - 4v_s^2}{v_p^2 - v_s^2}$
<u>Schermodul</u> Dichte	$\mu_\rho$	$v_s^2$
<u>Kompressionsmodul</u> Dichte	$K_\rho$	$v_p^2 - \frac{4}{3}v_s^2$
Poissonzahl	$\nu$	$v_p^2 v_s^2 / (v_p^2 - v_s^2)$

( $v_p$  - Kompressionswellengeschwindigkeit,  $v_s$  - Scherwellengeschwindigkeit)

Ein relativ neues, und in Deutschland bisher selten eingesetztes Verfahren zur Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit im oberflächennahen Untergrund ist die Mehrkanal-Analyse von Oberflächenwellen, die u. a. von Park et al. (1999) in die Geophysik eingeführt wurde. Mit dieser Methode wird die Scherwellengeschwindigkeit durch die Analyse von Mehrkanalaufzeichnungen hinsichtlich des so genannten Dispersionsverhaltens von seismischen Oberflächenwellen (Rayleigh-Typ) ermittelt. Oberflächenwellen werden bei den anderen seismischen Verfahren allgemein als Störwellen betrachtet und werden möglichst unterdrückt. Für die MASW sind sie die eigentlichen Nutzsignale. Aufgrund dieser entgegengesetzten Definition von Nutz- und Störsignal erfordert die MASW im Vergleich zu klassischen seismischen Verfahren Modifizierungen bei der Datenakquisition. Ein besonders kritischer Punkt der MASW ist die Dispersionsanalyse, d. h. das Picken der Dispersionskurve entlang der Energiemaxima der Fundamentalmode, woraus durch Inversion die Scherwellengeschwindigkeit ermittelt wird. Die Qualität der Dispersionsanalyse bestimmt damit die Qualität und Zuverlässigkeit der Scherwellengeschwindigkeit und der abgeleiteten geotechnischen Parameter.

Neue Entwicklungen zur Reduzierung des Personal- und Zeitaufwandes bei der Durchführung langer seismischer Profilmessungen zielen auf den Einsatz von Geophon-Streamer ab (z. B. Inazaki 1999, Pugin et al. 2002 & 2004, Van der Veen 1998). Die bisher eingesetzten Streamer sind auf Grund des Designs für die Geophonankopplung und der dadurch verursachten Reibung nur schwer zu schleppen. Des Weiteren werden Geophone verwendet, die nur mit einer guten vertikalen Ausrichtung zuverlässig arbeiten. Für eine Erhöhung der Datenqualität und des Messfortschritts ist die Lösung dieser beiden Probleme erforderlich.

Im Bereich der geophysikalischen Messtechnik stehen für die Anregung und Registrierung seismischer Signale verschiedene Schallquellen und Geophontypen zur Verfügung. International werden zunehmend VSP- (*Vertical Seismic Profiling*) Messungen durchgeführt, bei denen einzelne, in Sondengestängen untergebrachte Geophone oder Beschleunigungssensoren die an der Oberfläche angeregten Signale registrieren (Baziw 2000, Lunne 1997, Robertson 1995). Für diese Methode entwickelte der Projektpartner Geotomographie GmbH bereits geeignete Aufnehmerkonzepte. Da bisher jedoch nur einzelne Aufnehmer verwendet werden, kann die bisher zur Verfügung stehende Messtechnik nicht für hochauflösende tomographische Messungen eingesetzt werden, die eine Vielzahl von Anregungs- und Aufnahmepunkten erfordern. Darüber hinaus ist der Frequenzinhalt von an der Erdoberfläche angeregten Schallsignalen technisch bedingt sehr beschränkt und gering. Eine Alternative hierzu bietet der Einsatz von Schallquellen im Sondengestänge. Kombiniert mit einer Vielzahl von Geophonen an der Erdoberfläche ließen sich mit derartigen Quellen tomographische Messungen mit erheblich geringerem Zeit- und Kostenaufwand durchführen.

Für die Interpretation der Ergebnisse der seismischen Untersuchungen hinsichtlich der geotechnische Charakterisierung des Untergrundes sind petrophysikalische Betrachtungen erforderlich. Diese Betrachtungen können auf der Grundlage bekannter theoretischer Parameterrelationen sowie unter Verwendung von Gesteinsmodellen und/ oder statistischen Methoden durchgeführt werden. Wenn z. B. die Kompressions- und Scherwellengeschwindigkeit zur Verfügung stehen, ist eine Berechnung der elastischen Module möglich (Angenheister 1982; siehe Tabelle 1.4-1). Bei der geotechnischen Interpretation muss jedoch berücksichtigt werden, dass auf diese Weise die dynamischen und nicht die statischen Module ermittelt werden (Schön 1983 & 1996).

Zur Analyse und Ableitung der Zusammenhänge zwischen seismischen und geotechnischen Gesteinsparametern können auch Gesteinsmodelle verwendet werden (Schön 1996). Dabei müssen jedoch die Komplexität der verwendeten Modelle und die verfügbaren Informationen über die standortspezifischen Bedingungen berücksichtigt werden.

Für die Ableitung von standortspezifischen Parameterbeziehungen eignen sich ebenfalls statistische Methoden. Die multivariate Statistik wurde z. B. bereits in nahezu allen Bereichen der Geologie und Geophysik eingesetzt (siehe z. B. Malmgrem & Haq 1982, Schad 1997, Meng & Maynard 2001, Brauchler et al., 2002b). Die Voraussetzung für eine erfolgreiche Anwendung der statistischen Methoden ist jedoch eine profunde Kenntnis der Methoden und ihrer Anwendbarkeit für verschiedene wissenschaftliche Probleme. Beispiele für die erfolgreiche Anwendung statistischer Methoden zur Interpretation seismischer Geschwindigkeitsverteilungen sind u. a. bei Fechner & Dietrich (1997), Fechner (1998), Dietrich et al. (1998 & 2001) und Teutsch et al. (1999) zu finden.

## 1.5 Zusammenarbeit mit anderen Stellen

Von Seiten der **Bauhaus-Universität Weimar** erfolgte während der Projektbearbeitung ein vielfältiger Austausch und Zusammenarbeit mit weiteren Forschungsinstituten. Insbesondere in der Fragestellung der Wellenausbreitung in porösen, mehrphasigen Materialien erfolgte ein reger Austausch und Aufenthalt am *Center for Wave phenomena - Colorado School of Mines* (Prof. Roell Snieder). Im Zusammenhang mit der numerischen Analyse von Wellenausbreitungen in heterogenen Mehrphasenmaterialien erfolgte eine intensive Zusammenarbeit mit der Bulgarischen Akademie der Wissenschaften (Prof. Petia Dineva) und der Aristoteles Universität Thessaloniki (Prof. Manolis). Wesentliche Publikationen sind aus diesen Zusammenarbeiten hervorgegangen. In der Fragestellung der praktischen Nutzung



der gesammelten Erkenntnisse in Routinedesign wurde eine Zusammenarbeit mit Prof. di Prisco (Universität Milano) gestartet.

Die vom UFZ durchgeführten geophysikalischen Feldmessungen sowie die Bearbeitung der Daten erfolgte z. T. in enger Zusammenarbeit mit der Universität Potsdam, Arbeitsgruppe Angewandte Geophysik (Prof. Jens Tronicke), aus der auch projektrelevante Publikationen hervorgingen. Ein reger fachlicher Austausch bestand auch zwischen dem Department MET und dem *Kansas Geological Service*, USA, bezüglich der Direct Push Technologie.

## 1.6 Literatur Allgemeiner Teil

- Angenheister, G. (1982): Physikalische Eigenschaften der Gesteine. Bd. 1a & 1b. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York.
- Baker, G.S., Schmeissner, C., Steeples, D.W., Plumb, R.G. (1999): Seismic reflections from depths of less than two meters. *Geophysical Research Letters*, 26, 279-282.
- Baziw, E.J., Tichy, J., Caprona, G. (2000): Data Acquisition in Seismic Cone Penetration. Integrated Technical Approaches to Site Characterization, 3rd Inter'l Symposium. Argonne Nat. Lab. Sept 12-14.
- Brauchler, R. Leven, C., Sauter, M., Liedl, R., Teutsch, G., Dietrich, P. (2002b): Investigation of fractured porous media - Systematical evaluation of tracer tests at the laboratory scale. Proceedings of the International Groundwater Symposium "Bridging the Gap between Measurement and Modeling in Heterogeneous Media." Berkeley 2002, pp. 202-206.
- Büker, F., Green, A. G., Horstmeyer, H. (2000): 3-D high-resolution reflection seismic imaging of unconsolidated glacial and glaciolacustrine sediments; processing and interpretation. *Geophysics*, 65, 18-34.
- Burland, J.B. (1989): Small is beautiful – Soil stiffness of soils at small strains, *Can.Geotechnical J.* 26, 499-516.
- Dietrich, P. & Leven, C. (2006): Direct push-technologies; *In: Kirsch, R. (Hrsg.): Groundwater geophysics. A tool for hydrogeology; Springer, Berlin, S. 321-340.*
- Dietrich, P. & Tronicke, J. (2009): Integrated analysis and interpretation of cross-hole P- and S-wave tomograms: a case study. *Near Surface Geophysics*, 7, 101-109.
- Dietrich, P. Fechner, T. Whittaker, J., Teutsch, G. (1998): An Integrated Hydrogeophysical Approach to Subsurface Characterization. *In: Herbert, M. & Kovar, K. (Eds.): Groundwater Quality: Remediation and Protection, IAHS Publication No. 250, ISSN 0144-7815: 513-520.*
- Dietrich, P., Rebmann, U. & Hoffmann, R. (2001): Analysis of the suitability of statistical methods for the determination of petrophysical relationships. Proceedings of the 7th Meeting Environmental & Engineering Geophysics, Sept. 2001, Birmingham, UK, 244-245.
- DIN 18134 (2001): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte – Plattendruckversuch.
- DIN 4094-1 (2002): Baugrund – Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen.
- Ditmar, P., Penopp, J., Kasig, R., Makris, J. (1999): Interpretation of shallow refraction seismic data by reflection/refraction tomography. *Geophysical Prospecting*, 47, 871-901.

- Fechner, Th. (1998) Seismische Tomographie zur Beschreibung heterogener Grundwasserleiter. Tübinger Geowissenschaftliche Arbeiten (TGA), Reihe C, Nr. 40, 113S.
- Fechner, Th., Dietrich, P. (1997) Lithologic inversion of tomographic data. Proceedings of the 3rd Meeting EEGS-ES, Aarhus, Dänemark, Sep. 1997, 355-358.
- Inazaki, T. (1999): Land Streamer: a new system for high-resolution s-wave shallow reflection surveys: Ann. Symp. Environ. Engin. Geophys. Soc. (SAGEEP) Expanded Abstracts.
- Lacasse, S., Berre, T. (1986): Triaxial Testing methods for soils, Proc. of the Symp. on Advanced Triaxial Testing of soil and rock (Editors:Donaghe, Chaney, Silver): Louisville 1986, STP 977,pp. 264-289.
- Lanz, E., Maurer, H., Green, A. G. (1998): Refraction tomography over a buried waste disposal site. Geophys-ics, 63, 1414-1433.
- Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997): Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Spon Press, Taylor & Francis Group. 312 p.
- Malmgrem, B.A., Haq, B.U. (1982): Assessment of quantitative techniques in Paleobiogeography. Marine Micropaleontology, 7, 213-236.
- Meng, S.X., Maynard, J.B. (2001): Use of statistical analysis to formulate conceptual models of geochemical behavior: Water chemical data from the Botucatu aquifer in Sao Paulo state, Brazil. Journal of Hydrology, 205, 78-97.
- Musil, M., Maurer, H., Green, A. G., Horstmeyer, H., Nitsche, Fr. O., Vonder Muehll, D., Springman, S. (2002): Shallow seismic surveying of an alpine rock glacier Geophysics, 67, 1701-1710.
- Musil, M., Maurer, H., Green, A. G. (2003): Discrete tomography and joint inversion for loosely connected or unconnected physical properties; application to crosshole seismic and georadar data sets. Geophysical Journal International, 153, 389-402.
- Park, C.B., R.D. Miller, J. Xia, (1999): Multichannel analysis of surface waves:Geophysics, v. 64, n. 3, 800–808.
- Pugin, A., Larson, T., Phillips, A. (2002): Shallow high-resolution shear-wave seismic reflection acquisition using a land-streamer in the Mississippi River floodplain: potential for engineering and hydrogeologic applications, SAGEEP 2002, February 10-14, Las Vegas, Nevada, Publication on CD.
- Pugin, A.J., Larson, T.H., Sargent, S.L., McBride, J.H., Bexfield,C.E. (2004): Near-surface mapping using SH-wave and P-wave seismic land-streamer data acquisition in Illinois, U.S. The Leading Edge, pp. 677-682.
- Roberston, P.K., Sasitharan, S., Cunning, J.C., Segs, D.C. (1995): Shear wave velocity to evaluate flow liquefaction. J. Geotech. Engg. ASCE, Vol. 121 No. 3, pp.262-73.
- Schad, H. (1997): Variability of hydraulic parameters in non-uniform porous media: Experiments and stochastic modelling at different scales. PhD thesis, Faculty of Geoscience, University of Tübingen, 233 p.
- Schön, J. (1983): Petrophysik – Physikalische Eigenschaften von Gesteinen und Mineralen. Enke-Verlag, Stuttgart, 405 S.
- Schön, J.H. (1996) Physical properties of rocks – Fundamentals and principles of petrophysics. Pergamon Press, 583 p.

- Steeple, D.W., Schmeissner, C.M., Baker, G.S. (2000): Applications of and recent developments in shallow seismic reflection. *Seismological Research Letters*, 71, 231.
- Steeple, D.W., Miller, R.D. (1998): Avoiding pitfalls in shallow seismic reflection surveys. *Geophysics*, 63, 1213-1224
- Teutsch, G., Dietrich, P., Tronicke, J. (1999): Seismische tomographische Messungen zur Erkundung des Untergrundes am Standort Bitterfeld. Abschlußbericht, Lehrstuhl für Angewandte Geologie, Eberhard-Karls-Universität Tübingen, 17 S.
- Van der Veen, M. and Green, A.G., (1998): Land streamer for shallow data acquisition: evaluation of gimbal-mounted geophones. *Geophysics*, 63, 1408-1413.
- Xia, J., Miller, R.D., Park, C.B., Ivanov, J., Tian, G., Chen, C. (2004): Utilization of high-frequency Rayleigh waves in near-surface geophysics. *The leading edge*, 23, 753-759.

## 2 Eingehende Darstellung der Ergebnisse der einzelnen Teilprojekte

Im Folgenden werden die Ergebnisse und Fortschritte der einzelnen Projektpartner vorgestellt und bewertet. Im Kapitel 2.1 werden die Resultate der bodenmechanischen Laboruntersuchungen der Bauhausuniversität Weimar vorgestellt. Kapitel 2.2 umfasst die Neuentwicklungen in der geophysikalischen Messtechnik und Kapitel 2.3 beschreibt die Ergebnisse von Feldstudien und die Bewertung der Messmethode im Praxistest.

### 2.1 Teilprojekt BUW

#### 2.1.1 Allgemeiner Trend in der geotechnischen Standorterkundung

Der Boden ist ein Naturprodukt und besitzt durch die vielfältigen Einflüsse während seiner Entstehung sehr komplexe Eigenschaften. Für bautechnische Zwecke sind neben den natürlichen Materialeigenschaften auch die komplexen Standortbedingungen zu erkunden. Eine nützliche Zusammenstellung der verwendbaren Feld- und Laboruntersuchungen ist in der DIN 4020 gegeben. Felduntersuchungen teilen sich in indirekte (u. a. Sondierungen, Geophysik) und direkte Aufschlüsse (Schürfe, Bohrungen).

Indirekte Aufschlüsse sind mit direkten Aufschlüssen zu kombinieren, um realitätsnahe und zuverlässig nutzbare Aussagen zu Standort- und Bodeneigenschaften zu erhalten, siehe Abb. 2.1-1. An die direkten Aufschlussverfahren ist die Gewinnung von Bodenproben für Laboruntersuchungen gekoppelt. Im Labor werden sowohl Versuche für die Bodenklassifizierung als auch für Untersuchungen des Bodenverhaltens und für die Kennwertermittlung durchgeführt. Indirekte Aufschlüsse sind in den letzten Jahren in ihrer Aussagekraft zu Zustandsgrößen und Parametern im Boden stark weiter entwickelt worden. Alles in allem sind diese Erkundungsmaßnahmen aufwendig, aber ebenso notwendig. Grundsätzlich gilt: ausreichende und der Baumaßnahme angepasste Erkundungsaufwendungen können große Summen an Bauaufwendungen ersparen und helfen, sichere Baukonstruktionen zu errichten.

In dem hier bearbeiteten Forschungsrahmen geht es insbesondere um die Nutzung modernster Techniken in Feld und Labor, die international stark im Trend liegen und eine neue Betrachtungsweise in der modernen Bodenmechanik eingeleitet haben. Es ist richtig und notwendig von einer *Integrierten Standortcharakterisierung* unter Einbeziehung vielfältiger Untersuchungsfelder, z. B. der Geophysik, zu sprechen.

Diese integrierte Standortcharakterisierung umfasst neben geotechnischen und geophysikalischen Feld- und Laborversuchen auch verschiedene theoretische Betrachtungen, um die messtechnischen Ergebnisse interpretieren zu können. Neben konventionellen Standort- und Bodenuntersuchungen sind in dem Forschungsvorhaben noch nicht in der Praxis angewandten geophysikalischen/ seismischen Verfahren integriert worden. Im Feld sind es die seismische Messung und Auswertung von Oberflächenwellenfelder, Bohrlochmessungen und Drucksondierungsmessungen (SCPT). Im Labor beinhaltet es die Resonanzsäulentests (RC-Tests) und Benderelementtests (BE-Tests). Mit diesen Tests kann das Bodenverhalten im Bereich kleinster Dehnungen ermittelt werden. Grundsätzlich muss für geotechnisches Routinedesign das Bodenverhalten über einen sehr großen Bereich von Dehnungen beschrieben werden, siehe Abb. 2.1-41 bis Abb. 2.1-50. Konventionelle Bodenuntersuchungen können in dem Bereich sehr kleiner Dehnungen  $< 0,1\%$  keine Aussagen machen. Deshalb werden heutzutage oftmals sehr große Bodenbereiche (mit kleinen Dehnungswerten) nicht mit zutreffenden Parametern für Designzwecke beschrieben.

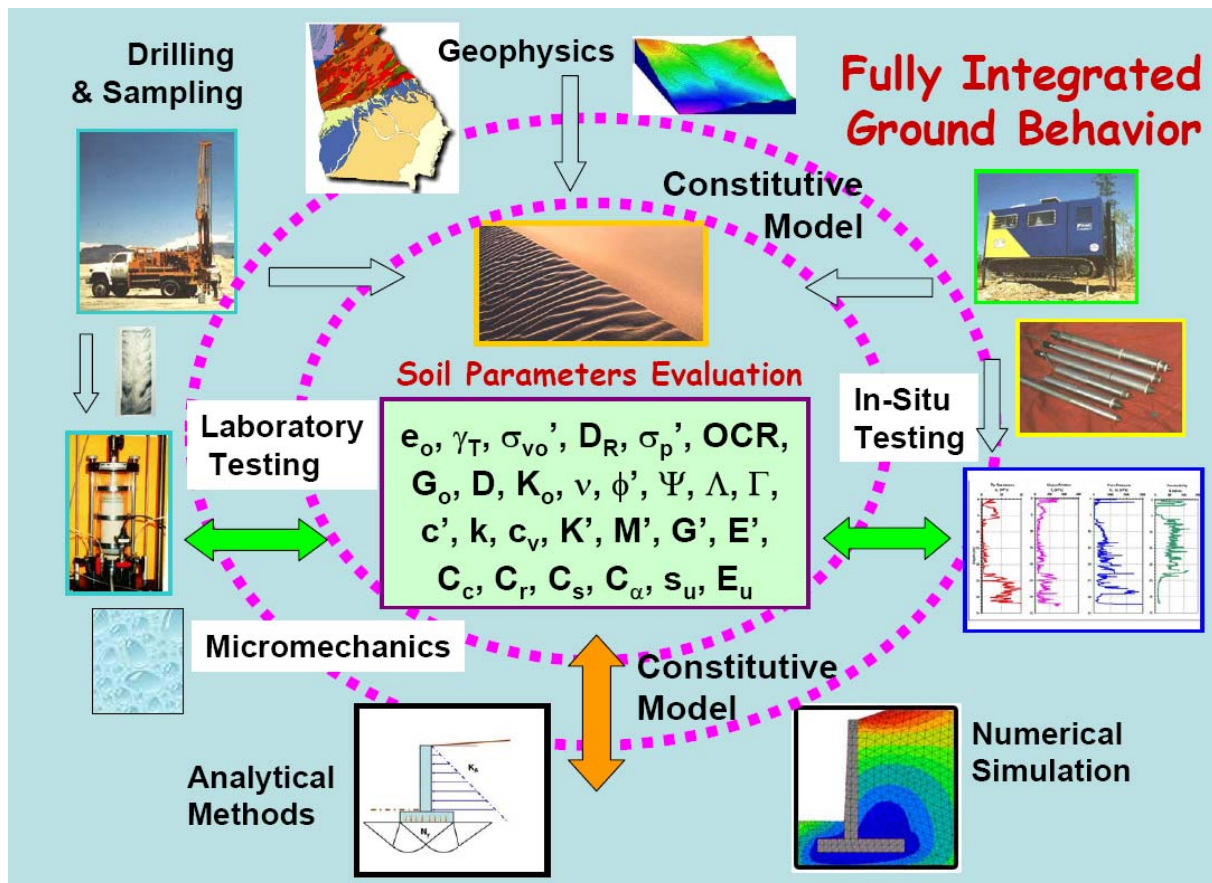


Abb. 2.1-1: Integrierte Standortcharakterisierung (Mayne 2005).

Durch die Integration neuer Versuchstechniken und der Beschreibung des Bodenverhaltens über einen großen Dehnungsbereich verschwindet die Unterscheidung zwischen statischen und dynamischen Bodenparametern. Die maximalen Steifigkeiten des Bodens, die mit statischen Tests (und lokalen Dehnungsmessungen) ermittelt werden, können in gleicher Größe mit dynamischen Tests ermittelt werden.

Die nachfolgenden Darstellungen sind in experimentelle und theoretische Analysen und Entwicklungen gegliedert.

### 2.1.2 Geotechnische experimentelle Laboruntersuchungen und -entwicklungen

Die formulierte Zielstellung zu diesem Projektteil beinhaltet folgende Teilaspekte:

Bei den Standortuntersuchungen wird das komplette Spektrum von geotechnischen und geophysikalischen Methoden (Bohrproben, CPT, Lastplatte, dynamische Untersuchungen) in Ansatz gebracht. Diese verschiedenen Untersuchungen erzeugen variierende Dehnungsniveaus, woraus sich als Konsequenz variierende Bodenparameter ergeben. In Hinblick auf die Verwendung der ermittelten Parameter in geotechnischen Anwendungen sind die Materialbeziehungen zwischen geophysikalischen und geotechnischen Untersuchungen in Abhängigkeit von den Versuchsrandbedingungen zu klären.

In einem weiteren Punkt ist die Reproduzierbarkeit der Feldversuche mit den Laborversuchen zu klären. Dazu sind ergänzende Laboruntersuchungen notwendig. Letztendlich sind Labor- und Felduntersuchungen vergleichbar zu machen, um realitätsnahe Bodenparameter bei aller Komplexität zuverlässig angeben zu können. Bei den Laboruntersuchungen ist die

Bereitstellung von Bodenproben mit hoher Qualität von großer Wichtigkeit, insbesondere für Untersuchungen in den Bereichen sehr kleiner Dehnungen. Da die Absicherung der Probenqualität eine eigene Problemstellung darstellt, ist eine Analyse zur bestmöglichen Probengewinnung unumgänglich.

### **2.1.2.1 Probengewinnung und Probenqualität**

#### Anforderungen an die Probenqualität

Im Zusammenhang mit der Gesamtzielstellung von COMEXTECH wurden folgende geotechnischen Laboruntersuchungen verfolgt:

- a) die Möglichkeiten der Probenentnahme als Grundlage aller vergleichenden Laboruntersuchungen zu den *in situ* Versuchen,
- b) die Bestimmung der Wellengeschwindigkeit in Laboruntersuchungen unter definiertem Einflüssen vorherrschender Bodenzustände (Spannung, Porosität, Wassergehalt, Kornverteilung usw.),
- c) die Analyse möglicher Detektions- bzw. Signalverarbeitungstechniken zur Bestimmung von Wellengeschwindigkeiten,
- d) Definition der Vor- und Nachteile sowie der Anwendungsgrenzen.

Für diese Untersuchungen müssen ungestörte Bodenproben weitestgehend folgende Anforderungen erfüllen, indem sie folgende *in situ* Eigenschaften widerspiegeln:

- a) die natürlichen Lagerungsverhältnisse, die Lagerungsdichte und das Porenvolumens, die Bodenstruktur und Bindekräfte
- b) den natürlichen Wassergehalt, Porenwasserdrücke, Saugspannungen
- c) die Alterungs- und Zementierungszustände
- d) die Vorgeschichte der Einwirkungen und die aktuellen Beanspruchungen

#### Einflüsse der Probenahme auf die Probenqualität

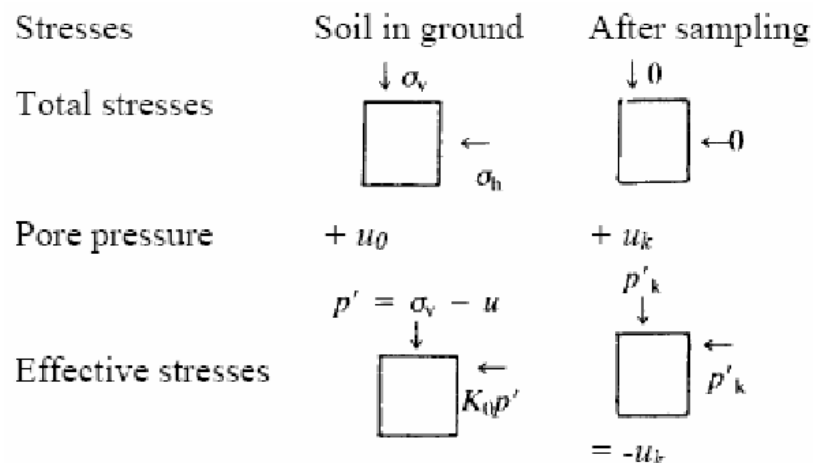
Da die Probenahme und -bearbeitung den Boden verändern, müssen folgende Störeinflüsse unterschieden werden:

- a) Änderung des Spannungszustandes
- b) mechanische Deformationen bei der Probenahme
- c) Änderung von Wassergehalt und Porenvolumen
- d) Änderungen der Struktur
- e) Änderung der chemischen Bedingungen

Diese Störeinflüsse sind zu minimieren, damit der natürliche Zustand weitestgehend erhalten bleibt. Grundsätzlich kommt es bei der Probenentnahme mehr oder weniger zu einer Veränderung des vorhandenen Spannungszustandes im Boden. siehe Abb. 2.1-2. Dabei können zwei Komponenten des Spannungsverlustes benannt werden:

- Reduktion der totalen Spannungen infolge Probenahme (unvermeidbar), z. B. bei einer Blockentnahme Reduktion in allen Richtungen, Reduktion der mittleren totalen Spannungen auf Null, und
- Verlust der deviatorischen Spannungen in der Probe, da die die totalen Spannungen in horizontaler und vertikaler Richtung unterschiedlich sind.

Durch den Verlust der totalen Spannungen an den Probenrändern wird die Probe entlastet, siehe Abb. 2.1-2. Es folgt eine Volumenvergrößerung (Schwellung). In bindigen, wassergesättigten Böden mit geringer Wasser- und Luftdurchlässigkeit beginnt ein langsamer Dehnungsprozess. Anfänglich verbleiben die Porenwasserdrücke (PWD) im Boden und bilden die verbleibenden effektiven Spannungen in der Probe. Mit dem Abbau der PWD setzt sich der Schwellprozess fort bis zum endgültigen Verlust der PWD und der effektiven Spannungen. Durch innere Klebkräfte bzw. Zementierungsvorgänge bleibt die Probenform allgemein erhalten. Durch den Abbau des Wassergehaltes kommt es ggf. zu Zugspannungen im Boden, Schrumpfrisse können in der Probe entstehen.



( $u_k$  – PWD nach Probenahme / Spannungsabbau, nach Skempton 1954)

**Abb. 2.1-2: Spannungsänderung durch Probenahme in gesättigtem Ton, Clayton et al. (1995).**

Bei grobkörnigen Böden mit einer hohen Permeabilität bauen sich die vorhandenen PWD sehr schnell ab, die totalen und effektiven Spannungen gehen auf Null zurück. Durch die geringe verbleibende Festigkeit zerfällt die Probe. Eine Präparierung einer Bodenprobe bringt hier größte Schwierigkeiten bezüglich der Repräsentation natürlicher Eigenschaften.

Eine weitere Störung entsteht durch die Probenahme im Feld, bei der es technologisch bedingt zu mehr oder weniger großen Veränderungen des in der Natur vorhandenen Zustandes des Bodens kommt. Der Boden erleidet mechanische Deformationen durch das Eindringen oder Eindrehen des Bohrgestänges in den Boden. Druckkräfte und Vibrationen bei den Probenahmen führen zur Veränderung der Lagerungsdichte in der Probe, besonders bei locker gelagerten granularen Böden. Dies bedeutet zugleich auch eine Änderung der Steifigkeit und der Festigkeit der Böden, kontraktantes Verhalten kann sich in dilatantes Verhalten des Bodens ändern.

Die Veränderungen der Dehnungen im Bereich eines einfachen Stützens und um den Stützenrand durch das Eindringen in den ungestörten Boden zeigen die folgenden Abb. 2.1-3 und Abb. 2.1-4. Diese Veränderungen im Stützenbereich werden durch Wandrauigkeit und die Größe des Stützenquerschnitts beeinflusst.

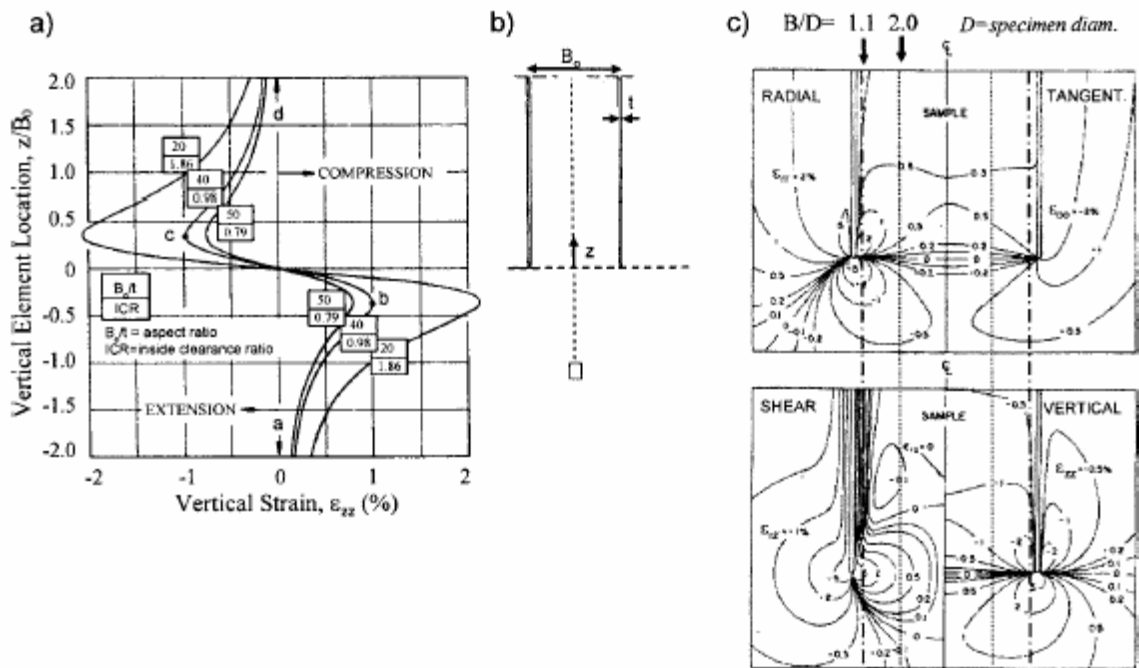


Abb. 2.1-3: Dehnungszustände in einem Stützens durch die Probenahme; (a) Dehnungen in der Achse des Stützens, (b) Geometrie des Stützens, (c) Konturen der radialen, tangentialen und vertikalen Dehnungen um den Stützenfuß, nach Baligh (1987) und Santagata (2006).

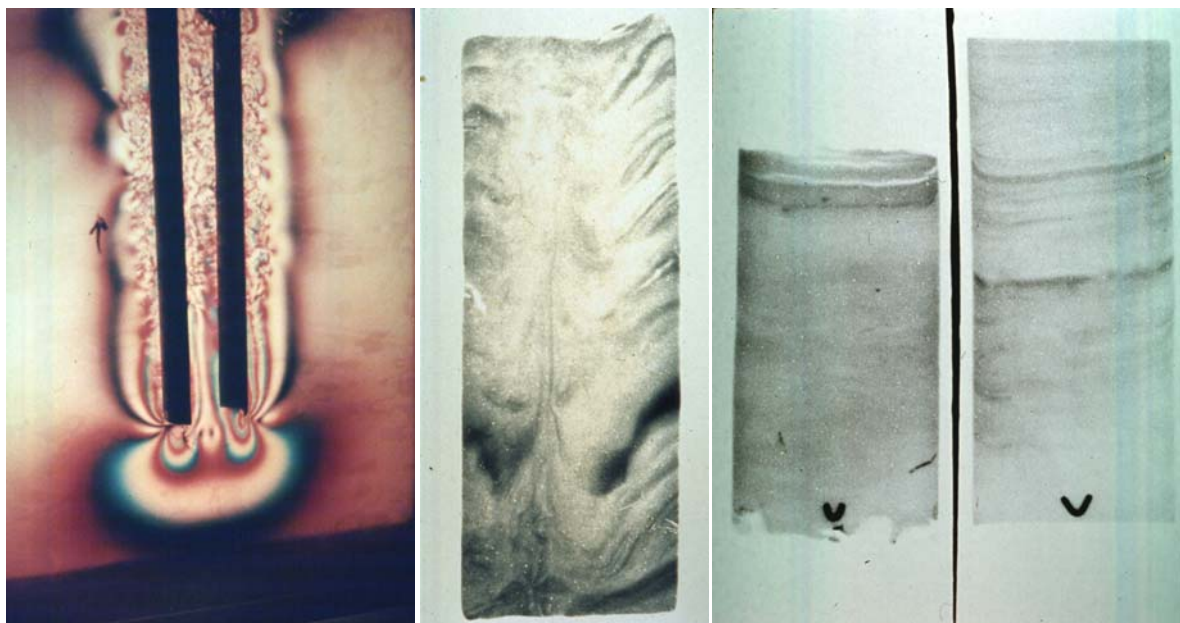


Abb. 2.1-4: Spannungs-Verformungszustände, Strukturveränderung an einem Bodenstützen (Spannungsoptische Studie, Radiography (X-rays) of Tubes).



### Gewinnung ungestörter Bodenproben

Direkt verbunden mit der Frage nach der Probenqualität steht die Gewinnung weitestgehend ungestörter Bodenproben. Bei der Untersuchung des Bodenverhaltens im Bereich kleiner Verformungen werden die Einflüsse aus den Bodenveränderungen infolge Probenahme besonders markant. Mit den Ausführungen im vorhergehenden Abschnitt (siehe auch Abb. 2.1-3 und Abb. 2.1-4) wurde verdeutlicht, dass die Entnahme einer der „ungestörten“ Proben äußerst schwer zu beherrschen ist.

In der Literatur, z. B. Clayton et al. (1995), werden Möglichkeiten angesprochen, welche die Gewinnung ungestörter Bodenproben durch Ausschneiden von Blöcken in Böden oder Fels bzw. durch Eindringen von Stützen in den Untergrund beinhaltet. Dabei sollte die Probengröße groß genug sein, um die Partikelverteilung und das Korngefüge einschl. der Bindekräfte zu sichern, um realistische Voraussetzungen für Untersuchungen des Bodenverhaltens (Konsolidation, Festigkeit, Kompressibilität u. a.) zu haben. Im Allgemeinen sollte die Probengröße 5 bis 10-mal der maximalen Partikelgröße sein. Nach DIN 4020 können gestörte und/ oder ungestörte Bodenproben aus Schürfen oder Bohrlöchern gewonnen werden:

- a) aus Schürfen: ungestörte Bodenentnahme mit dünnwandigen, ggf. aufklappbaren Stützen und durch Ausstechen von Blöcken
- b) gestörte Entnahme: meist loses Bodenmaterial
- c) aus Bohrlöchern: große Mannigfaltigkeit der Entnahmetechniken.

Weitere Bohrlochmethoden sind das Sonic-Drilling, und die Vibrocore-Technik z. B. bei der Offshore Probenahmen.

### Gewinnung ungestörter Bodenproben - Entnahme von Bodenblöcken

Blöcke als Bodenbeprobung werden aus geringen Tiefen, z. B. aus Schürfen gewonnen (Abb. 2.1-5). Diese Entnahmetechnik liefert derzeit wahrscheinlich die beste Probenqualität. Es erfolgt ein unvermeidbarer Spannungsabbau durch den Bodenabtrag an den Blockrändern (Schwellen = Volumenvergrößerung), es entstehen aber keine Scherverformungen. Eine weitere Möglichkeit ist auch das Einschlagen von dünnwandigen Stützen, welche ggf. auch aufklappbar sind, um ein Herauspressen zu vermeiden. Am *Norwegian Geotechnical Institute* wurde dazu ein spezieller *Push Block Sampler* für Ton, Lehm, weichen Sandstein und zementierten Sand entwickelt.

### Rekonstruktion von Proben

Kann die Probenqualität nicht befriedigend gelöst werden, dann ist die Rekonstruktion von Probenmaterial im Vorfeld labortechnischer Untersuchungen von besonderem Interesse. In nichtbindigen Böden, bei denen sich wegen der hohen Wasserdurchlässigkeit nach Probenahme die Porenwasserdrücke abbauen, die totalen und effektiven Spannungen zu Null werden, entstehen große Probleme bei der Präparierung von Bodenproben. Die in dem Bodenmaterial verbleibende geringe Restfestigkeit kann keine Probenstabilität mehr gewährleisten. In kohäsiven Böden entstehen wegen der geringen Wasser- und Luftdurchlässigkeit weniger Probleme bei der Probenherstellung.

Folgende grundsätzliche Anforderungen werden bei der Herstellung von Probekörpern benannt: a) Herstellung von homogenen Probekörper mit gleichmäßiger Verteilung des Porenvolumens, b) Herstellung von rekonstruierte Proben mit einer identischen Methode in

einem weiten Bereich der Dichten, besonders auch Proben mit einer möglichst geringen Dichte zur Untersuchung des kontraktiven Verhaltens. Der Vorteil von rekonstruierten Bodenproben besteht darin, dass man für Untersuchungen mehrere gleichartige Proben herstellen kann. Solche identische Qualitäten sind bei natürlichen Bodenproben eher selten (Stallebrass et al. 2007).

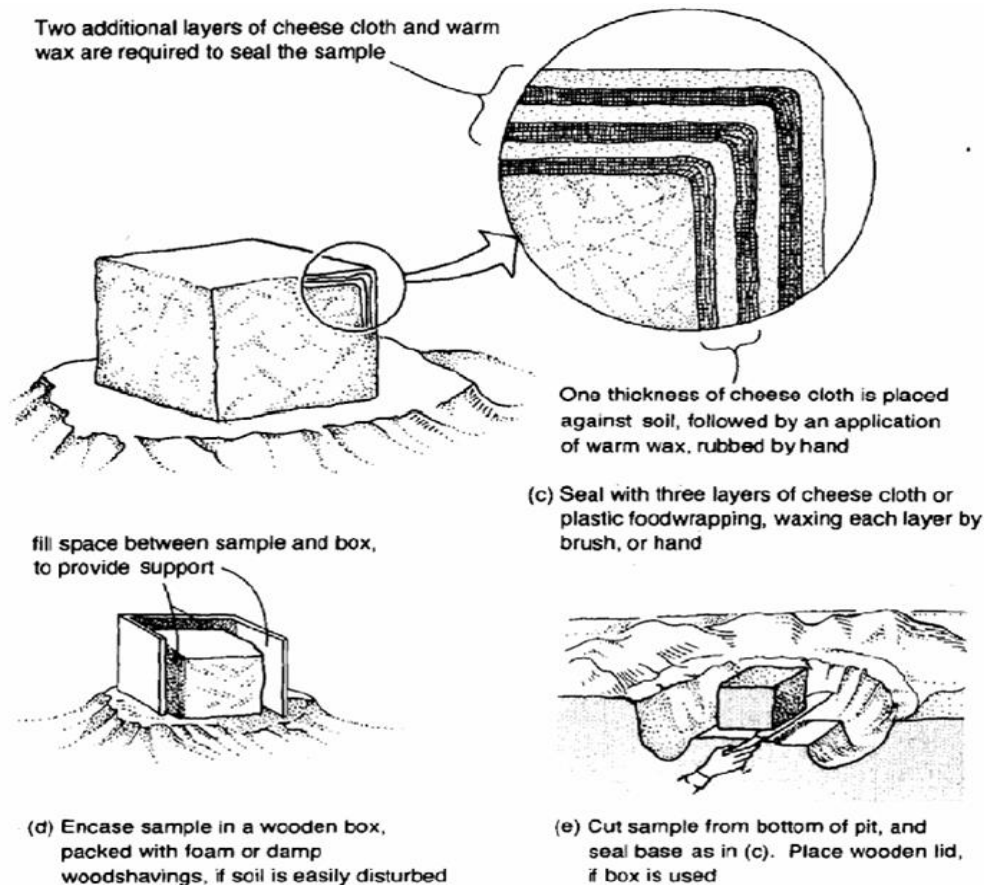


Abb. 2.1-5: Blockprobenahme in einem Schurf, nach Clayton et al. (1995).

Drei grundsätzliche Methoden der Herstellung von Bodenproben sind möglich:

- Einbau von feuchtem Bodenmaterial (*moist placement method - wet tamping*),
- Trockeneinbau (*dry deposition method - air pluviation method*),
- Sedimentation in Wasser (*water sedimentation method*)

Die Unterschiede zwischen einer in der Natur sedimentierten und einer rekonstruierten Probe zeigt die Abb. 2.1-6 und Abb. 2.1-7. Es sind deutliche Unterschiede in dem strukturellen Aufbau einer Tonprobe zwischen natürlichem und rekonstruiertem Zustand zu erkennen. Ebenso ergeben sich Unterschiede in den erreichten Spannungszuständen / Lagerungsdichten in den Proben. Somit sind grundsätzlich Schwierigkeiten zu erwarten, wenn *in situ* Messergebnisse über rekonstruierte Bodenproben im Labor gleichermaßen realistisch ermittelt werden sollen. Diese Schwierigkeiten werden noch größer, wenn die Untersuchungen im Labor im Bereich sehr kleiner Dehnungen (z. B. Dehnungen im Bereich von  $10^{-4}$  bis  $10^{-6}$ ) durchgeführt werden sollen.

Ausgehend von den vorgenannten Analysen erfolgte die Entnahme von Bodenmaterial durch Schurf und Stutzen am Standort Löbnitz (Abb. 2.1-8). Die dabei gewonnenen Materialien

waren Grundlage für die Untersuchungen im Labor und stellen die Grundlage für den Vergleich der Wellengeschwindigkeiten zwischen Feld- und Labormessungen als Grundlage initialer Parameter dar.

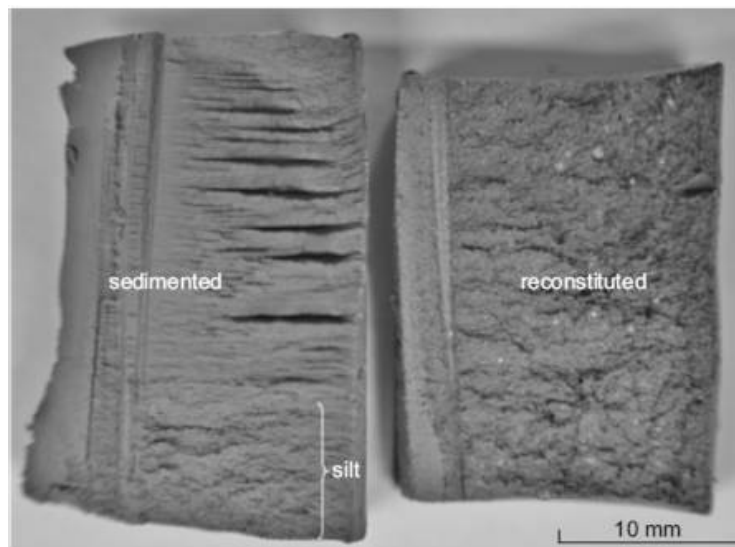


Abb. 2.1-6: Natürlich sedimentierte und rekonstruierte Tonprobe (Photografien).

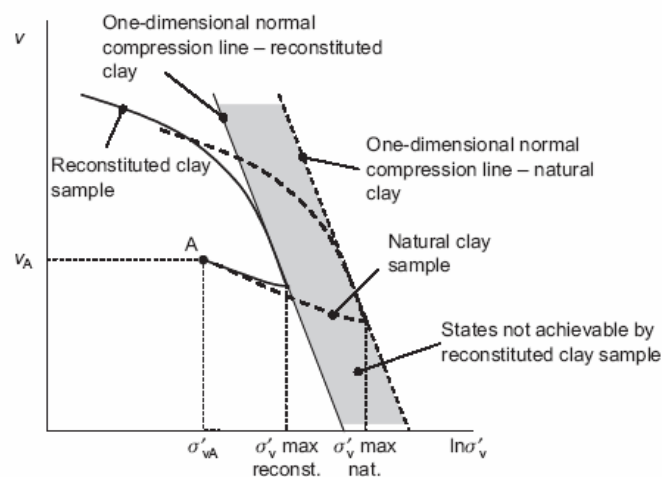


Abb. 2.1-7: Natürlich sedimentierte und rekonstruierte Tonprobe. Unterschiede im Spannungs-zustand, in der Spannungsgeschichte und dem spezifischen Volumen



Abb. 2.1-8: Block- und Stutzenentnahme in einem Schurf während der Projektbearbeitung (Standort Löbnitz 2007).

### 2.1.3 Identifikation der Wellengeschwindigkeit bzw. initialen Zustände im Labor

In den folgenden Ausführungen wurden die Untersuchungsmethoden im Bereich sehr kleiner Dehnungen mit Benderelementen an theoretisch für die Laboruntersuchungen definierten Materialproben entwickelt.

#### Einführende Bemerkungen

Die Ermittlung initialer Bodenparameter, als eine der wesentlichsten Voraussetzungen für den Erhalt sinnvoller Ergebnisse durch numerische Methoden, liefert die Grundlage für die Anwendung von Prognoserechnungen. Speziell mit der Implementierung hoch entwickelter, sensitiver Stoffgesetze in komplexen numerischen Programmen wirkt sich dieser Aspekt sehr deutlich aus. Trotz der Empfehlung, die anstehenden initialen Parameter und Zustände durch *in situ* Messungen zu ermitteln, da ein ungestörtes, intaktes Strukturgefüge im Boden vorhanden ist, werden auch Labormessungen benötigt, um das Bodenverhalten unter unterschiedlichen Rand-, Struktur- und Belastungsbedingungen zu analysieren. Um diese Analysen in Verbindung mit den Initialwerten bringen zu können, werden auch im Labor seismische Methoden angewandt. Im Gegensatz zu den seismischen *in situ* Messungen ist die Anwendung seismischer Methoden im Labor nicht ohne Probleme zu bewältigen, da neben der kleineren Skalengröße auch eine Umrandung der Bodenprobe existiert. Seit geraumer Zeit werden piezoelektrische Elemente (meistens Biegeelemente/ *bender elements*) in bodenmechanischen Standardgeräten wie Triaxial- oder Oedometerversuchsgeräten eingesetzt, um Informationen zu initialen Steifigkeiten zu erhalten. Die weitaus meisten Analysen nutzen die Messung der Laufzeitdifferenz der Ersteinsätze als Grundlage für den Informationsgewinn (Jovicic 1996, Arulnathan 1998). Infolge der sehr kurzen Laufwege liegen die zu erwartenden Zeitdifferenzen im Millisekundenbereich. Das bedeutet aber auch, dass die Ermittlung des Ankunftszeitpunktes der Welle sehr genau identifiziert werden muss, um sehr große Abweichungen von der tatsächlichen Wellengeschwindigkeit zu vermeiden. Dementsprechend existiert eine Vielzahl von unterschiedlichen Publikationen zur Untersuchung dieser Problemstellung. Zusätzlich zu den unterschiedlichen Techniken der Laufzeitermittlung im Zeitbereich, welche alle mehr oder weniger die Zeitdifferenz zwischen gesendetem und empfangenem Signal herausgreifen, können Korrelationstechniken oft nur bedingt angewendet werden. Jüngere Entwicklungen nutzen die Anwendung eines Sweepsignals im Zusammenhang mit den Korrelationstechniken. Hierbei sind jedoch die auftretenden Probleme in der Zuordnungen der Phasenfunktion der Kreuzkorrelierten im Anfangsbereich des Phasengangs, auch durch die hohen Anregungsfrequenzen im Kiloherzbereich bedingt, nachteilig.

Eine weitere Möglichkeit der Auswertung von seismischen Wellen besteht in der Anwendung von Wavelet-Transformationen auf das genutzte und empfangene Sweepsignal. Diese relativ jungen Techniken werden in den flachseismischen Erkundungen oder den tangierenden Bereichen der Geotechnik bislang nur wenig oder überhaupt nicht angewendet. Anhand unterschiedlicher Versuchsauswertungen soll gezeigt werden, dass oben genannte Problemstellungen dadurch gelöst werden können. In den eigenen Untersuchungen wird ein lineares Sweepsignal genutzt, welches sich zum einen sehr gut für Wavelet-Transformationen eignet und zum anderen den Energiegehalt über alle Anregungsfrequenzen im Idealfall gleich verteilt.

Die Analyse der Sweepsignale wurde mit Hilfe der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT) durchgeführt. Für die Analyse der nichtstationären Signale eignet sich eine CWT infolge der höheren Redundanz der transformierten Signale, besser als eine diskrete Wavelet-Transformation (DWT). Letztere basiert auf der Grundlage orthogonaler oder biorthogonaler Wavelets. Eine diskrete Wavelet-Transformation kann über den Mallat-Algorithmus

bekanntlich als schnelle Wavelet-Transformation (FWT) implementiert werden. Diese FWT ist bei einfacherer Codierung schneller als die schnelle Fourier-Transformation (FFT).

Für die zu analysierenden seismischen Signale sind jedoch komplexwertige Mutter-Wavelets, insbesondere das Morlet-Wavelets, besonders geeignet. Mit letzterem Wavelet können durch den gekoppelten Real- und Imaginäranteil störende Oszillationen im Transformationsbereich vermieden werden. Gleichzeitig wird mit der L2-Norm der Transformatierten die Magnitude erfassbar. Der Nachteil der CWT gegenüber FWT besteht darin, dass relative lange Berechnungsdauern für die mitunter hohe Sampleanzahl in Labormessungen erforderlich sind. Um die oben erwähnten günstigen Eigenschaften der Morlet-Wavelets zu nutzen und die damit verbunden Nachteile der CWT hinsichtlich des Rechenaufwandes zu verringern, wurde die CWT mit Hilfe der stetigen Fourier-Transformation in den Frequenzbereich transformiert. Wesentlich dabei ist, dass die Fourier-Transformierte das Morlet-Wavelet durch einen einfachen analytischen Ausdruck beschreibbar ist. Danach erfolgt eine Faltung dieser Fourier-Transformierten mit dem jeweiligen gesendeten oder empfangenen Sweep-Signal im Frequenzbereich und eine anschließende Rücktransformation in den Zeit-Frequenzbereich der CWT. Aus der Zeitdifferenz zwischen dem gesendeten und empfangenen CWT-Signal kann die frequenzabhängige Gruppengeschwindigkeit des Materials bestimmt werden. Besitzt das Material keine dispersiven Eigenschaften, ist die ermittelte Gruppen- bzw. Phasengeschwindigkeit gleich der Scherwellengeschwindigkeit.

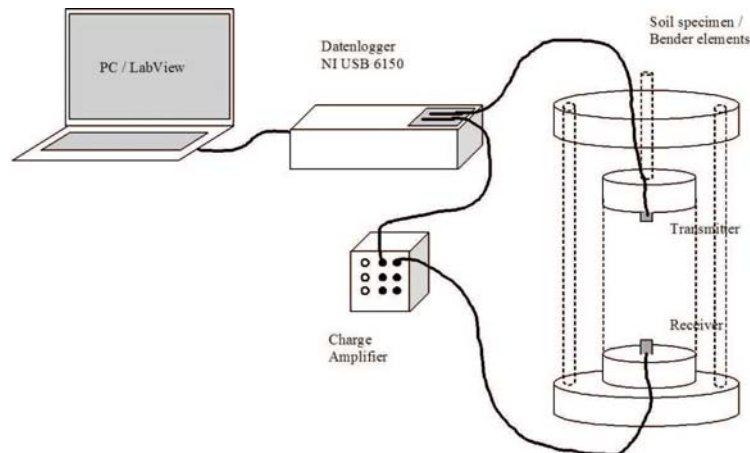
### Entwicklung von Analyse- und Versuchsmethoden

Die Steuerung, die Anregung und Registrierung der elektrischen Signale erfolgt mittels LabView 8.2. Für die Erzeugung der entsprechenden Signalformen, wie harmonische, impulsförmige oder Sweep-Signale, wurde ein Funktionsgenerator im LabView erstellt. Zur Erzeugung der elektrischen Signale ist ein Datenlogger von National Instruments mit einer entsprechend hohen Samplerate verwendet worden, um Aliasingeffekte zu vermeiden. Die Piezotransmitter wandeln die elektrische Spannungsfunktion in eine mechanische Verformungsfunktionen (Transmitter, inverser Piezoeffekt) und umgekehrt (Piezoempfänger, direkter Piezoeffekt). In der Regel sind die empfangenen Signale im mV-Bereich, so dass ein Ladungsverstärker vor dem analogen Input am Datenlogger geschaltet ist. Als Anregungsfunktionen wurden harmonische Anregungen, Impulssignale (ein oder mehrperiodischer Sinus) und ein linearer Sweep genutzt.

Der relevante Frequenzbereich der Messungen ergibt sich aus den Abhängigkeiten der gegebenen Probengröße und der vorhandenen Korngröße des zu untersuchenden Materials. Entsprechend den realisierten Laboruntersuchungen in einer typischen Triaxialzelle ergab sich dadurch der relevante Frequenzbereich der Anregung von 3 bis 15kHz. In Abb. 2.1-9 ist der prinzipielle Versuchsaufbau skizziert. Mit dem Untersuchungsziel, auftretende Wellengeschwindigkeiten zu vergleichen, wurden die oben benannten Signale erzeugt, analysiert und verglichen.

Eine wesentliche Aussage (Greening 2004), welche der Ausgangspunkt für die vorgestellten Untersuchungen war, ist der Tatbestand, dass Zeitbereichstechniken (Peak-to-Peak u. a.) die Zeitdifferenz zwischen gesendetem und empfangenem Signal unterschätzen, bzw. damit die resultierenden Wellengeschwindigkeiten und damit auch die abgeleiteten initialen Steifigkeiten  $G_0$  überschätzen. Die Differenzen, welche der Literatur entnommen werden können, liegen zwischen 7% (Viggianni & Atkinson 1995) und 40% (Bodare & Massarch 1984). Mit der Aussage, dass die vorliegenden untersuchten Systeme ein dispersives Verhalten aufweisen (Greening 2004), und der Forderung der Klärung, welche der ermittelten Geschwindigkeiten – Ersteinsatz, Phasen- oder Gruppengeschwindigkeiten – am Besten die

vorhandene initialen Steifigkeit beschreiben kann, müssen diese Geschwindigkeiten sicher bestimmt werden können.

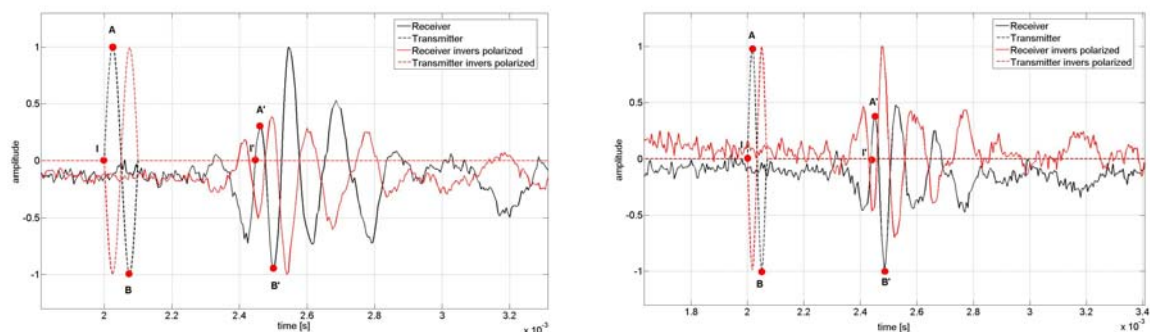


**Abb. 2.1-9: Genutztes Laborequipment zur Verwendung der seismischen Messungen.**

In nichtdispersiven Medien ist die Gruppen- gleich der Phasengeschwindigkeit, in dispersiven Materialien gelten zwischen den Geschwindigkeiten folgende Beziehungen:

$$v_{ph} = \frac{\omega}{k} = \lambda \cdot f, \quad v_{gr} = \frac{\partial \omega}{\partial k} = v_p + k \frac{\partial v_{ph}}{\partial k}, \quad (1)$$

wobei  $v_{ph}$  die Phasen-,  $v_{gr}$  die Gruppengeschwindigkeit,  $\lambda$  die Wellenlänge,  $\omega$  die Kreisfrequenz,  $f$  die Frequenz und  $k$  die Wellenzahl ist. Für die in der Regel genutzten Ersteinsatz-Verfahren wird die Wellengeschwindigkeit aus dem Zeitunterschied zwischen gesendetem und empfangenem Signal bestimmt. In existierenden Untersuchungen werden unterschiedliche Vergleichspunkte für die Bestimmung der Wellenlaufzeit diskutiert, siehe Abbildung 2a, b. Die Ursache zur Wahl dieser unterschiedlichen Vergleichspunkte liegt in verschiedenen Ursachen, zum einen beeinträchtigen Nahfeldeffekte (Lee 2005, Arulnathan 1998) das anfängliche Zeitsignal oder bei Anregung einer Scherwelle kann die schnellere Kompressionswelle Schwierigkeiten in der Identifikation bereiten oder die Qualität der Bodenprobe ist unzureichend und zerstreut das empfangene Signal sehr stark. In den durchgeführten Analysen wurde zur Vereinfachung der Trennung zwischen Scher- und Kompressionswelle die Polarisation der Scherwellenanregung umgekehrt, siehe auch Abb. 2.1-10, Abb. 2.1-14 und Abb. 2.1-15.



**Abb. 2.1-10: a) Nutzung unterschiedlicher Vergleichspunkte nach Arulnathan (1998) bei einem 10 kHz Signal, b) die unterschiedlichen Vergleichspunkte bei einem 15 kHz Signal.**

Mit der Anregung eines Sweepsignales können zur Ermittlung der vorhandenen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit auch Korrelations- und Transformationsmethoden genutzt werden.

Der Einsatz von Korrelationstechniken für die genutzten Impulssignale scheiterte an der nichtvorhandenen Kohärenz zwischen dem gesendeten und empfangenen Signal oder daran, dass die Techniken nur für ausgewählte Zeitbereiche angewandt werden konnten. Im Gegensatz dazu ist die Kohärenz der Signale unter Nutzung des Sweeepingangssignals sehr gut. Eine entsprechende Vergleichbarkeit von Input- und Outputsignal in der Bodenprobe wird erreicht, Abb. 2.1-11. Dieses in Greening (2004) vorgestellte Verfahren ist das Phasendifferenzenverfahren, welches auch die Grundlage zur Ermittlung der Dispersionscharakteristik innerhalb der SASW (Dresen 1994, Wuttke 2005) darstellt. Die Phasengeschwindigkeit  $v_{ph}$  kann aus dem entfalteten Phasengang  $\varphi_{ij}$  der Kreuzkorrelierten  $R_{ij}$  zwischen dem gesendeten und empfangenen Signal  $G_{ij}$  bestimmt werden:

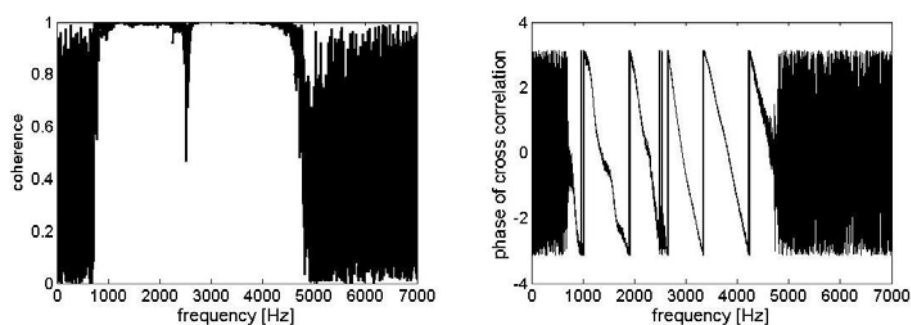
$$R_{ij}(\omega) = G_i(\omega) \cdot G_j^*(\omega); \varphi_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \frac{\Im(R_{ij}(\omega))}{\Re(R_{ij}(\omega))} \text{ und } v_{ph}(f) = L \frac{2\pi f}{\varphi(f)}, \quad (2)$$

wobei  $L$  der lichte Abstand zwischen den Piezoelementen ist. Die Gruppengeschwindigkeit  $v_{gr}$  kann aus der Phasengeschwindigkeit durch

$$v_{gr} = 2\pi L \frac{df}{d\varphi} \quad (3)$$

bestimmt werden, wobei jegliche Störungen im Phasengang der Kreuzkorrelierten sich sehr stark in den Ableitungen nach der Phase auswirken werden. In der vorliegenden Abhandlung soll dieses Problem mithilfe von Zeit-Frequenz-Analysen behandelt werden.

In der Verwendung des Phasendifferenzenverfahrens werden aber auch die Probleme dieses Verfahrens in der Ermittlung der Phasengeschwindigkeit aus dem Phasenspektrum der Kreuzkorrelierten übernommen. Das wesentliche Problem besteht in der Zuordnung der Phasenwechsel der Kreuzkorrelierten im unteren Frequenzbereich, da die Anregung großer Wellenlängen im Labormaßstab ein Problem darstellt. Diese Problemstellung ist schon im großen Maßstab der Feldmessungen durch unzureichend angeregte tiefe Frequenzen vorhanden, jedoch im Labormaßstab kann diese Unzulänglichkeit das Versagen der Methodik bedeuten, siehe Abb. 2.1-11.



**Abb. 2.1-11: Auftretende Probleme in der Zuordnung des Phasengangs der Kreuzkorrelierten im tieferen Frequenzbereich (Kohärenz deutlich < 1).**

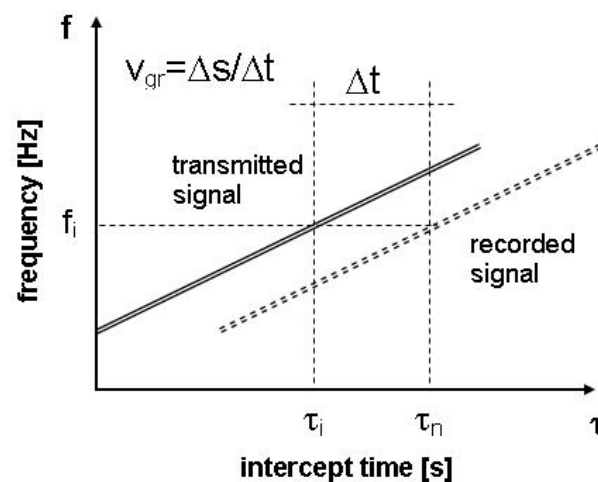
Ein weiterer Vorteil der Sweepanregungen besteht in der guten und gleichmäßigen Verteilung der Energie über einen breiten Frequenzbereich, theoretisch mit gleichem Energiegehalt. Unterschiede in der Energieverteilung treten allerdings durch die vorhandenen Resonanzfrequenzen der Piezoelemente und durch Überlagerungen mit schwächeren von der Probenberandung reflektierten Signalen auf. Das Sweepsignal ist eine Funktion der Frequenz in Abhängigkeit von der Zeit und somit für die Anwendung von Zeit-Frequenz-Analysen

hervorragend geeignet. Diese Methoden liefern die Gruppengeschwindigkeit zwischen den untersuchten Signalformen.

Für die Zeit-Frequenz-Analyse, d. h. einer Analyse der sich mit der Zeit ändernden Signalfrequenz, können verschiedene einfache, gleitende Fenstertechniken (Bath 1974), oder auch die im Frequenzbereich arbeitenden multiplen Filter (Dziewonski et al. 1969) eingesetzt werden. Die Auflösung der verwendeten Methoden war unbefriedigend, so dass hochauflösende Techniken, wie Wavelet-Transformationen (Gucunski 2004, Mallat 1999) oder Zeit-Frequenz-Distributionen, wie Wigner-Ville-Distributionen (Mallat 1999) als Grundlage für die weitere vergleichenden Auswertung von Geschwindigkeiten der Erseinsätze der Gruppen- und Phasengeschwindigkeit genutzt werden. In Abb. 2.1-12 ist das prinzipielle Herangehen für die Ermittlung der Gruppengeschwindigkeit aus diesen Methoden grafisch dargestellt.

### Entwicklung und Anwendung von Zeit-Frequenz-Analysen

Für die Analyse nichtstationärer Signale existieren unterschiedliche Analysetechniken. Die zuvor schon angesprochenen Filter- und Zeitfenstertechniken besaßen nicht die ausreichenden Auflösungen für die hier betrachteten Signalformen. Im Nachfolgenden soll zuerst auf die sehr gut analytisch behandelbaren Wavelets eingegangen werden.



**Abb. 2.1-12: Ermittlung der Gruppengeschwindigkeit aus der Analyse der Zeit-Frequenz-Abhängigkeit von angeregtem und aufgezeichnetem Signal (Δs als Laufweg).**

Zur Behandlung von Problemstellungen mit Hilfe von Wavelets können je nach Aufgabenstellung diskrete oder kontinuierliche Wavelets eingesetzt werden. Zur Analyse von Signalformen ist eine hohe Redundanz für eine hohe Auflösung des Signalinhaltes erforderlich, welche durch die Anwendung der CWT gegeben ist. Im Gegensatz dazu wird die diskrete Wavelet-Transformation (DWT) für Aufgabenstellungen genutzt, bei der eine Zerlegung des Signals mit einer minimalen Anzahl unabhängigen Koeffizienten erforderlich ist. Die CWT ist durch die folgende Gleichung definiert:

$$W_{s,\tau} = \frac{1}{\sqrt{|s|}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \overline{\psi\left(\frac{t-\tau}{s}\right)} dt. \quad (4)$$



In Gleichung (4) ist  $\psi(t, \tau, s)$  das so genannte Mutter-Wavelet,  $s$  der Skalierungsfaktor,  $\tau$  der Zeitversatz und  $(|s|)^{-0.5}$  der Normierungsfaktor. Der Querstrich kennzeichnet die konjugierte komplexe Form des Mutter-Wavelets. In Abhängigkeit von der zu analysierenden Funktion existieren unterschiedliche Typen, reelle und komplexwertige Mutter-Wavelets. In den vorliegenden Untersuchungen wurde das Morlet-Wavelet genutzt, dessen Grundlage eine approximierete, modulierte Gauß-Funktion ist:

$$\psi(t)_{Morlet} = \pi^{-0.25} e^{j\omega_0 t} e^{-\frac{1}{2}t^2} \quad (5)$$

Der Vorteil von komplexwertigen Wavelets besteht in der Verhinderung von Oszillationen in der Ergebnisdarstellung durch Nutzung der  $L_2$ -Norm für die Energiedichte aus dem reellen und imaginären Lösungsteil, siehe Abb. 2.1-13. Mit Substitution des Morlet-Wavelets (5) in Gleichung (4) ist die Grundgleichung der verwendeten Wavelet-Transformation gegeben:

$$W_{s,\tau} = \frac{1}{\sqrt{|s|}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \frac{1}{\pi^{\frac{1}{4}}} e^{j\omega\left(\frac{t-\tau}{s}\right)} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\tau}{s}\right)^2} d\tau \quad (6)$$

Wird Gleichung (4) für diskrete Intervalle,  $t = i \cdot \Delta t$ ,  $\tau = b \cdot \Delta t$  und  $s = a \cdot \Delta t$  geschrieben, so ergibt sich

$$W_{s,\tau} = \frac{1}{\pi^{\frac{1}{4}} \sqrt{a \Delta t}} \sum_{i=0}^{N-1} f(i \Delta t) e^{j\omega\left(\frac{i-b}{a}\right)} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{i-b}{a}\right)^2} \quad (7)$$

Die Anwendung der CWT auf eine größere Anzahl von Samples im Zeitverlauf ist sehr zeitintensiv. Um die Untersuchungen während eines laufenden Laborversuchs durchführen zu können und trotzdem die hohe Redundanz der CWT beizubehalten, wurde die gesamte Transformation in den Frequenzbereich verlagert, um so die Geschwindigkeitsvorteile der FFT ausnutzen zu können, erste Hinweise dazu finden sich in Farge2000 & Torrence1998. Diese Vorgehensweise ist nicht mit der schnellen Wavelet-Transformation zu verwechseln, welche eine diskrete Wavelet-Transformation darstellt und mit der minimal notwendigen Anzahl von Koeffizienten arbeitet. Im Gegensatz dazu behält die skizzierte Vorgehensweise den kompletten Informationsgehalt.

Durch die Anwendung der analytischen Fourier-Transformation auf die CWT wird diese in den Fourierbereich transformiert:

$$W_{s,\tau} \rightarrow F(W_{s,\tau}) \equiv \overline{W}_{s,\tau} \quad (8)$$

Da die Wavelet-Transformation gleich einer Kreuzkorrelation für jedes skalierte, unterschiedliche Mutter-Wavelet mit dem Zeitverlauf ist, ist das Theorem der Kreuzkorrelation gültig. Unter der Berücksichtigung dieses Theorems kann die Wavelet-Transformation wie folgt geschrieben werden

$$F\{W_{s,\tau}\} = F\{f(t)\} \cdot F\left\{\overline{\left\{\left(\frac{t-\tau}{s}\right)\right\}}\right\} \xrightarrow[\text{back transform}]{IFT} W_{s,\tau} \quad (9)$$

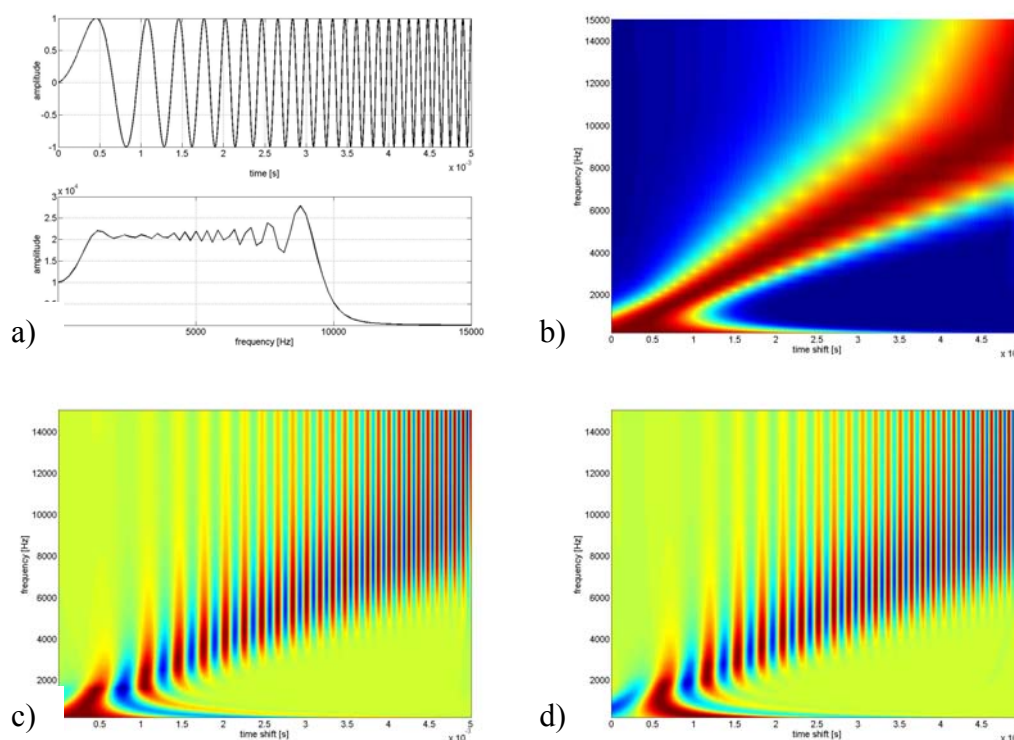
Durch Anwendung dieser obigen Aussagen ergibt sich die Fouriertransformierte Wavelet-Transformation zu

$$\tilde{W}_{s,\tau} = \underbrace{f(t) \cdot \left\{ \sqrt{2\pi} \cdot \frac{\sqrt{a\Delta t}}{\pi^4} \cdot e^{-\frac{1}{2}(\omega a - \omega_0)^2} \right\}}_{\tilde{\Psi}(\omega)} \cdot e^{j\omega b \Delta t} \quad (10)$$

Mit der Summierung von 0 bis N-1 entspricht die Gleichung (10) der Rücktransformation in den s,  $\tau$  – Bereich

$$W_{s,\tau} = \sum_{k=0}^{N-1} f_k \cdot \tilde{\Psi}(\omega_k) \cdot e^{j\omega_k b \Delta \tau}, \quad (11)$$

wobei die Gleichung (11) gegenüber der Gleichung (7) einen vielfachen Geschwindigkeitsunterschied besitzt.



**Abb. 2.1-13: a) Zeitverlauf und Frequenzinhalt, b) L2-Norm Magnitude, c) Realteil  $R(W_{s,\tau})$  und d) Imaginärteil  $I(W_{s,\tau})$  eines Wavelet transformierten linearen Sweepsignals zwischen 1 und 10 kHz.**

Zusätzlich zu den Wavelet-Transformationen werden weitere hochauflösende Techniken, wie die Wigner-Wille-Transformation als anderer Typ der Zeit-Frequenz-Analyse auf die gesendeten und empfangenen Sweepsignale angewendet. Die Wigner-Ville-Transformation (WVD) besitzt nicht die vielseitige analytische Anwendungsmöglichkeit der Wavelets, eignet sich aber hervorragend als hochauflösende Technik, speziell für ein einzelnes lineares Sweepsignal. Die WVD ist entsprechend folgender Gleichung definiert:

$$W(t, f) = \int_{-\infty}^{\infty} x\left(t + \frac{\tau}{2}\right) x^*\left(t - \frac{\tau}{2}\right) e^{-j2\pi f \tau} d\tau \quad (12)$$

Diese zeigt zu den oben genannten Gleichungen der Wavelet-Transformation eine gleiche Abbildung der Zeit-Frequenz-Abhängigkeit und besitzt sogar eine bessere numerische

Seitenschärfe des transformierten Signals. Mit diesen beiden Techniken wird die Gruppengeschwindigkeit des gesendeten und empfangenen Signals bestimmt und den anderen Techniken gegenübergestellt.

### Anwendung in Laboruntersuchungen

In den nachfolgenden Untersuchungen wird ein Laborversuch verschiedenen Zeitanalysen unterzogen, gegenübergestellt und bewertet. In Abb. 2.1-14 sind zusammengefassten Ersteinsätze einer harmonischen und in Abb. 2.1-15 einer impulsförmigen Anregung dargestellt.

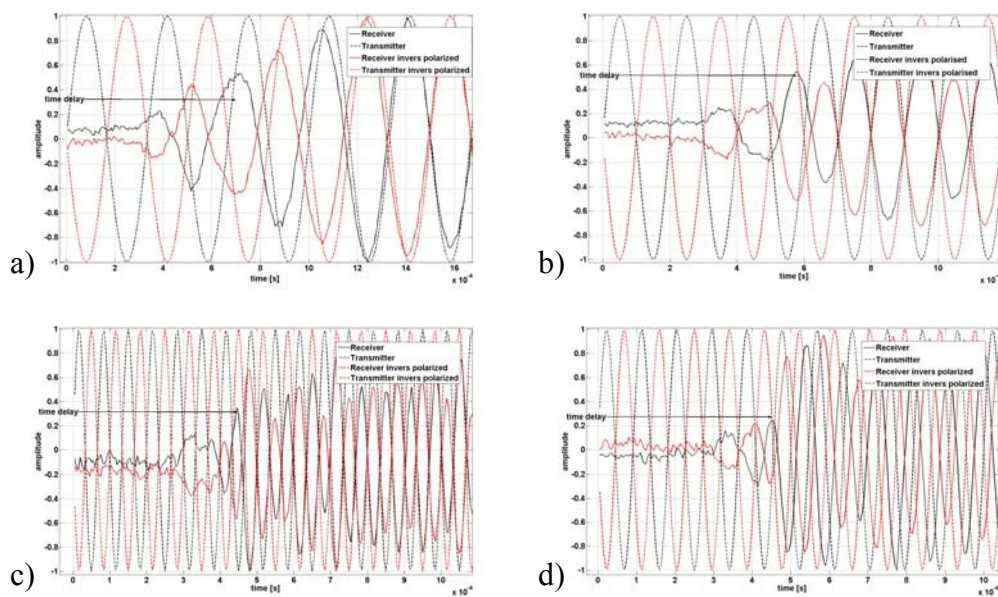


Abb. 2.1-14: Harmonische Anregung und Zeitversatz der Anregung in der Bodenprobe mit a) 3 kHz, b) 5 kHz, c) 10 kHz und d) 15 kHz.

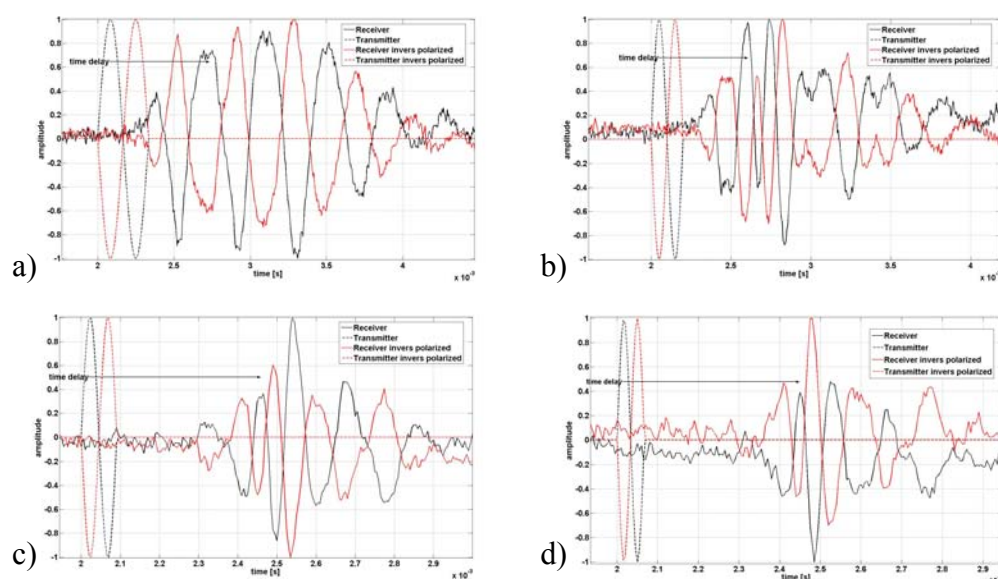


Abb. 2.1-15: Impulsförmige Anregung und Zeitversatz der Anregung in der Bodenprobe mit a) 3 kHz, b) 5 kHz, c) 10 kHz und d) 15 kHz.

In den Untersuchungen mit den harmonischen Anregungen wurde der Zeitversatz von unterschiedlichen Perioden verglichen und festgestellt, dass der Zeitversatz zu einer späteren Periode, einer quasi stehenden Welle, eine größere Regelmäßigkeit besitzt als am Anfang der Anregung. Diese späteren Perioden wurden für den Vergleich genutzt.

In Abb. 2.1-16, Abb. 2.1-17 und Abb. 2.1-18 sind die Zwischenergebnisse auf dem Weg zur Bestimmung der Phasengeschwindigkeit aus einem gesendeten und empfangenen Sweep-Signal dargestellt. Abb. 2.1-16 zeigt das gesendete und empfangene Sweep-Signal. In Abb. 2.1-17 sind der Amplitudengang der Signale, die Kohärenz und der Phasengang der Kreuzkorrelierten dargestellt. Abb. 2.1-18a) zeigt den ausgewählten Bereich des Phasengangs für die Berechnung der Phasengeschwindigkeit in Abb. 2.1-18b).

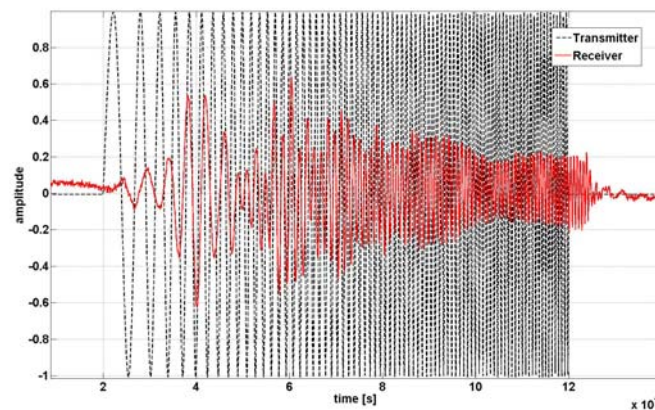


Abb. 2.1-16: Sweepregung der Bodenprobe.

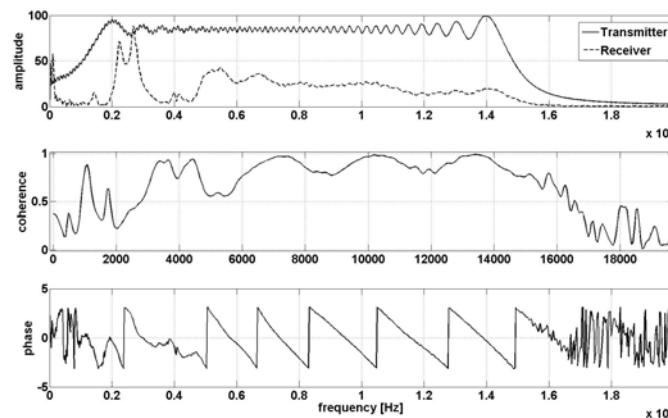


Abb. 2.1-17: Auswertung der Sweepanregung mit der Phasendifferenzmethode.

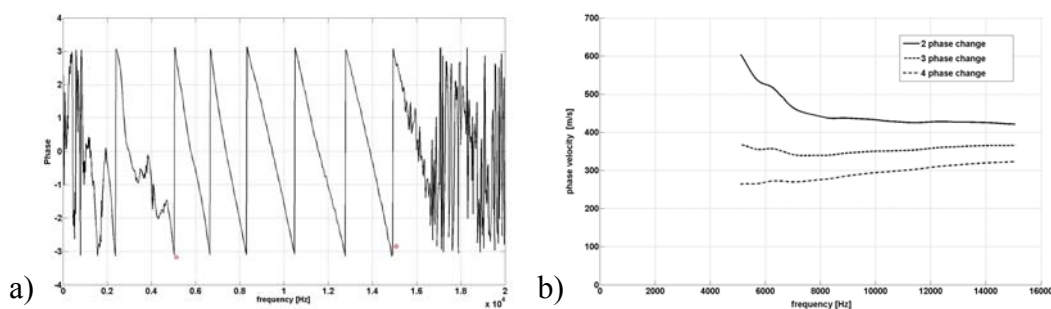
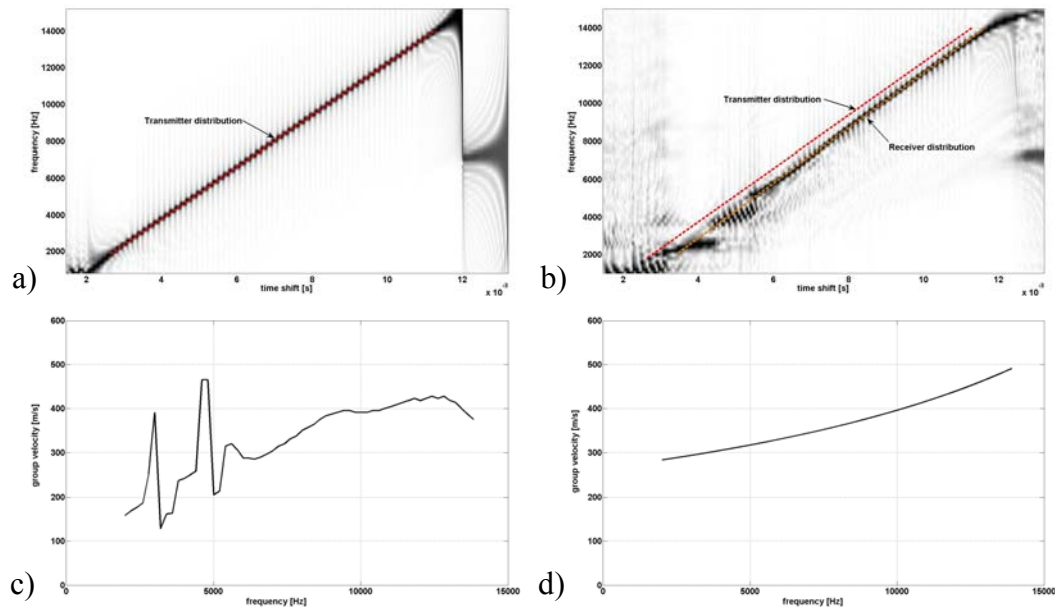
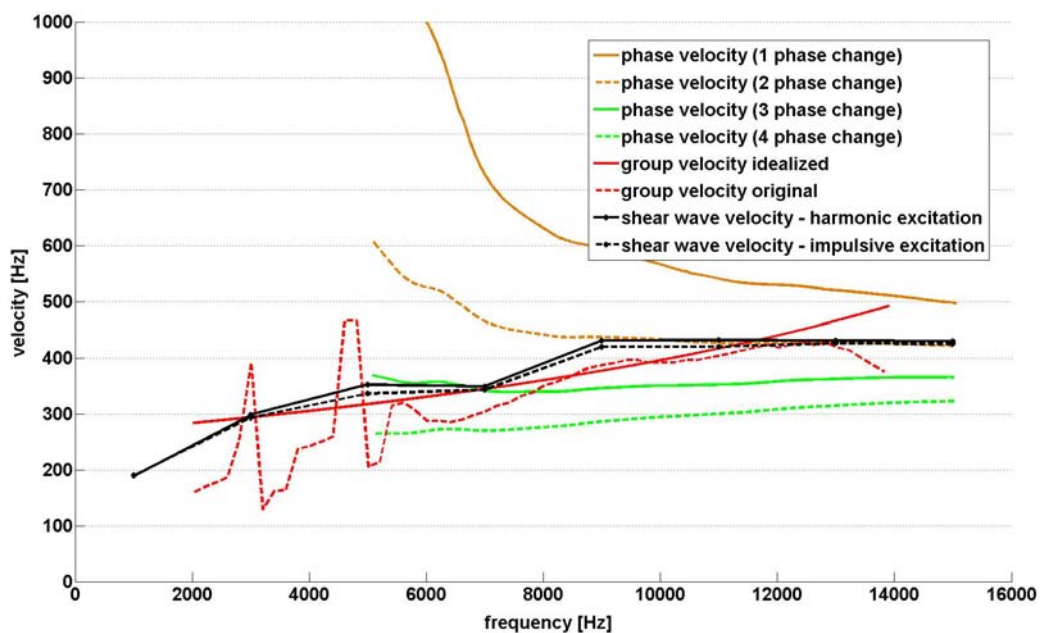


Abb. 2.1-18: Auswahl des Phasengangsbereichs und Auswirkungen in der Wahl des Phasenwechsels unterhalb des ausgewählten Phasengangsbereichs.

Die Auswertung der Sweep-Signale mit den Wavelet-Analysen und die Bestimmung der Gruppengeschwindigkeit ist in Abbildung Abb. 2.1-19a)-d) dargestellt. Der Vergleich der unterschiedlichen Auswerteverfahren in Bezug auf die sich ergebende Wellengeschwindigkeit, Scherwellen-, Phasen- und Gruppengeschwindigkeit ist in Abb. 2.1-20 dargestellt.



**Abb. 2.1-19:** Verlauf der Zeit-Frequenz-Abhängigkeit des a) Transmittersignals, b) des Receiversignals, c) der bestimmten Gruppengeschwindigkeit aus den beiden transformierten Signalen und d) die idealisierte Gruppengeschwindigkeit aus den abgetasteten linearen Funktionen in den Abbildungen von a) und b).



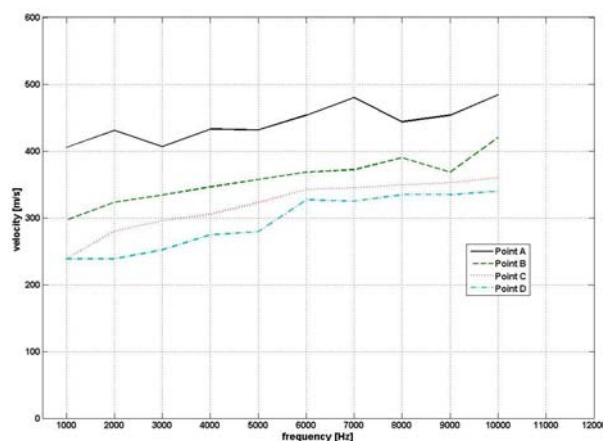
**Abb. 2.1-20:** Vergleich der unterschiedlichen Analyseverfahren.

Neben den vorhandenen Unsicherheiten des Phasendifferenzenverfahrens zeigt die Gruppengeschwindigkeit einen analogen Verlauf zu den Zeitbereichsverfahren. Die ausgeprägten Spitzen in dem originalen Gruppengeschwindigkeitsverlauf sind auf numerische Unregelmäßigkeiten zurückzuführen. Mit einer Verbesserung des Anregungsverhaltens der Piezoelemente sollten diese Unregelmäßigkeiten vermieden werden. Insgesamt zeigte das Verfahren zur Ermittlung der Gruppengeschwindigkeit eine größere Stabilität in der numerischen Behandlung und Unklarheiten in den Phasenwechseln entfallen. Im höheren Frequenzbereich ( $>5\text{kHz}$ ) sind die Unterschiede in der Geschwindigkeit deutlich kleiner, was wohl auf den bessere Eintrag der Anregung in die Probe zurückzuführen ist und mit den Empfehlungen in der Anwendung einer max. größten Wellenlänge konform geht.

Neben den vorangegangenen *ex situ* Untersuchungen mit Hilfe von Zeit-Frequenz-Analysen können diese Methoden auch in verschiedener Art und Weise bei *in situ* Untersuchungen angewendet werden. So hat Gucunski (Gucunski 2004) die CWT angewendet, um die Frequenzänderungen in propagierenden Wellenfeldern durch Hohlräumeinschlüsse detektieren zu können. Der mathematische Hintergrund ist gleich bleibend zu den zuvor beschriebenen Theorien, so dass die vorgestellten Herangehensweisen auf die *in situ* Untersuchungen zur Analyse einer sich ändernden Frequenz über den Zeitverlauf ebenso angewendet werden können.

### Einflüsse auf die initialen Zustände bzw. Wellengeschwindigkeit von Böden

Die Untersuchung der Einflüsse auf die Wellengeschwindigkeit erfolgt in dem oben dargestellten Laborequipment mit Hilfe von Piezoelementen. Diese Keramiken regen vorwiegend Scherwellen in der Bodenprobe an. Das genutzte Equipment besteht dabei aus folgenden wesentlichen Bestandteilen: Piezo-Transmitter und Receiver, welche in Boden- und Kopfplatte angeordnet sind, einen Ladungsverstärker sowie den Funktionsgenerator und den Datenlogger. Die letzten beiden Bestandteile werden mit Hilfe von Labview bzw. der zugehörigen Hardware von National Instruments realisiert. Infolge der genutzten Korngrößen und Zellgeometrie, wird ein Frequenzbereich zwischen 1 bis 5 kHz genutzt. Neben den vorab genannten Hardware-Spezifikationen waren weitere mitunter schwierige Punkte zu bewerkstelligen: die Auf- und Vorbereitung der Proben, der Kontakt zwischen den Piezoelementen und dem Boden sicherzustellen, die Analyse des Transfersignals zwischen Element und Boden u. a. mehr. Für die Analyse des Einflusses der Probenaufbereitung, wurden unterschiedliche Techniken analysiert. Ebenso die erfolgte eine ausführliche Analyse der Ersteinsatzzeiten in Relation zu weiteren Geschwindigkeiten, siehe Abb. 2.1-21.



**Abb. 2.1-21: Unterschiede der Wellenlaufzeit in Abhängigkeit von den gewählten Ersteinsatzzeiten des Wellenfeldes.**

Eine oft genutzte und analysierte Methode ist das einfache Herausgreifen des vermuteten Ersteinsatzes aus einem Zeitverlauf. Die Auswahl dieses Punktes kann durch unterschiedliche Einflüsse schwierig und dadurch auch willkürlich bis zu uneindeutig sein. In der Literatur werden 4 Auswahlpunkte benannt, siehe Abb. 2.1-25a– die Punkte A, B, C, und D. In der Nutzung dieser benannten Punkte sind Nahfeldeffekte bei der Verwendung zu großer Wellenlängen zu berücksichtigen, durch diese Effekte wird die Wahl des richtigen Punktes nicht eindeutig. Andere Techniken versprechen Abhilfe zu diesem Problem. In der Verwendung der Phasendifferenzen-Methode auf die Signale von Transmitter und Receiver kann der Zeitversatz zwischen beiden Signalen bestimmt werden ohne einen Ersteinsatz wählen zu müssen. Unterschiedliche Quellsignale wurden entwickelt, getestet und genutzt, um die beste Signalform für die Untersuchungen zu selektieren. Folgen Impuls - Signalformen wurden untersucht: Sinus (halb-, ein- und mehrperiodisch), Dreieck- und Rechteckimpuls, Ricker 0...2. Ordnung und Stepfunktionen. Alle Signale können ebenso invers polarisiert angeregt werden. Neben den grundlegenden Untersuchungen zu Bestimmung der Ersteinsatzzeiten, wurden Untersuchungen zu der Frequenz und der Zelldruckabhängigkeit durchgeführt, siehe Abb. 2.1-22. Innerhalb der Zeitbereichsmethoden war es schwierig die Nahfeldeffekte zu vermeiden.

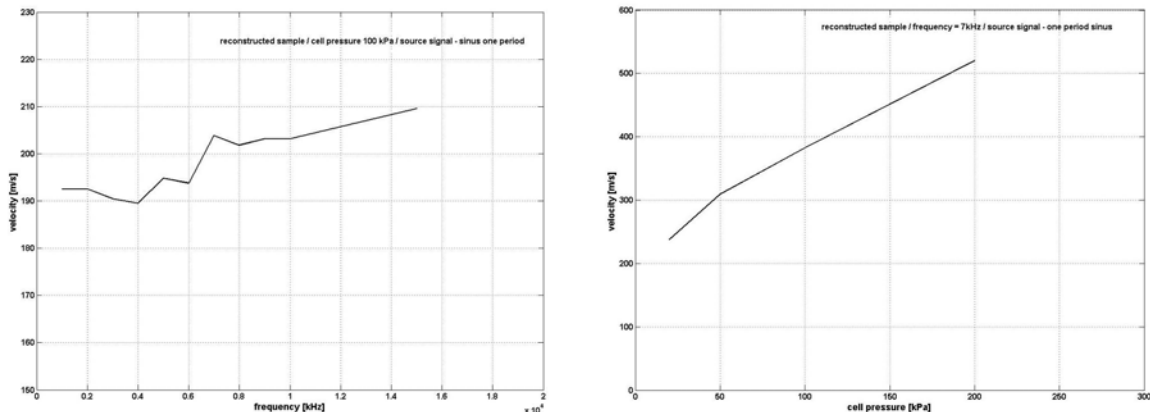


Abb. 2.1-22: Frequenz und Zelldruckabhängigkeit während der Labormessungen.

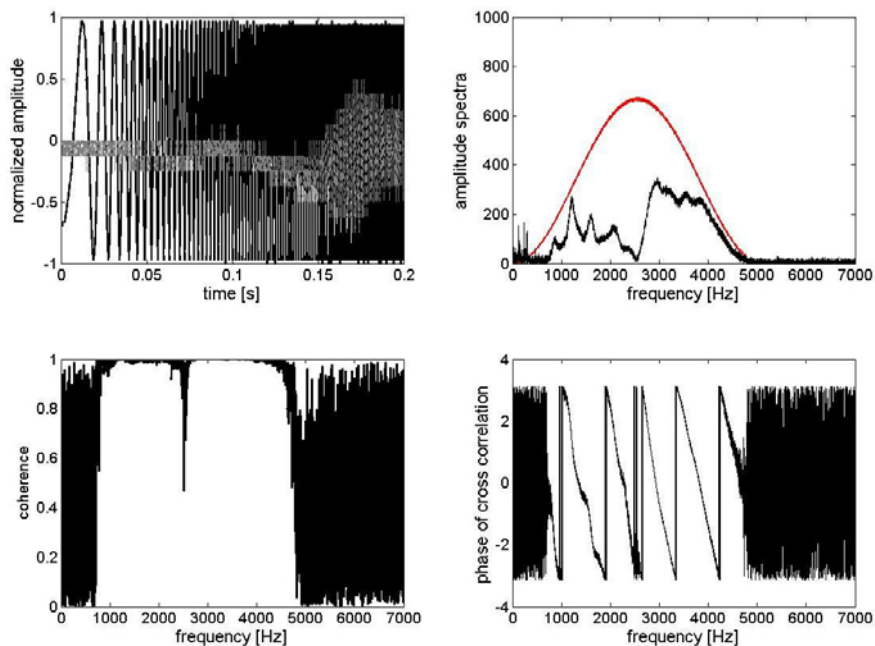
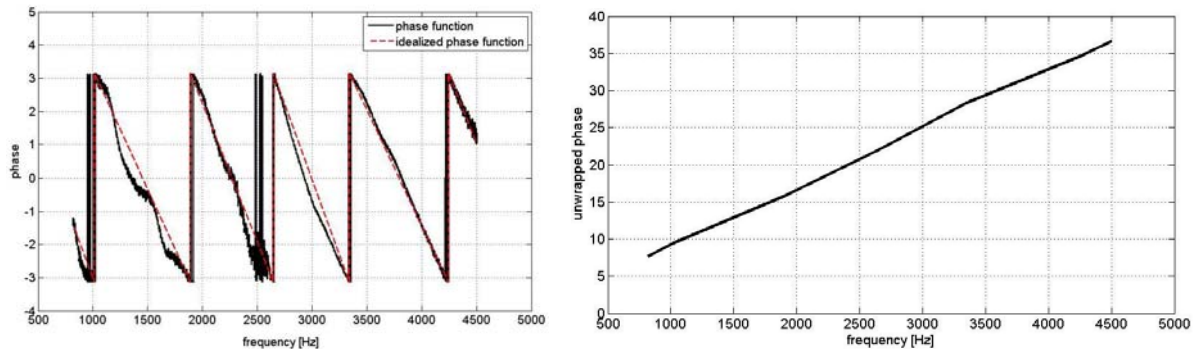


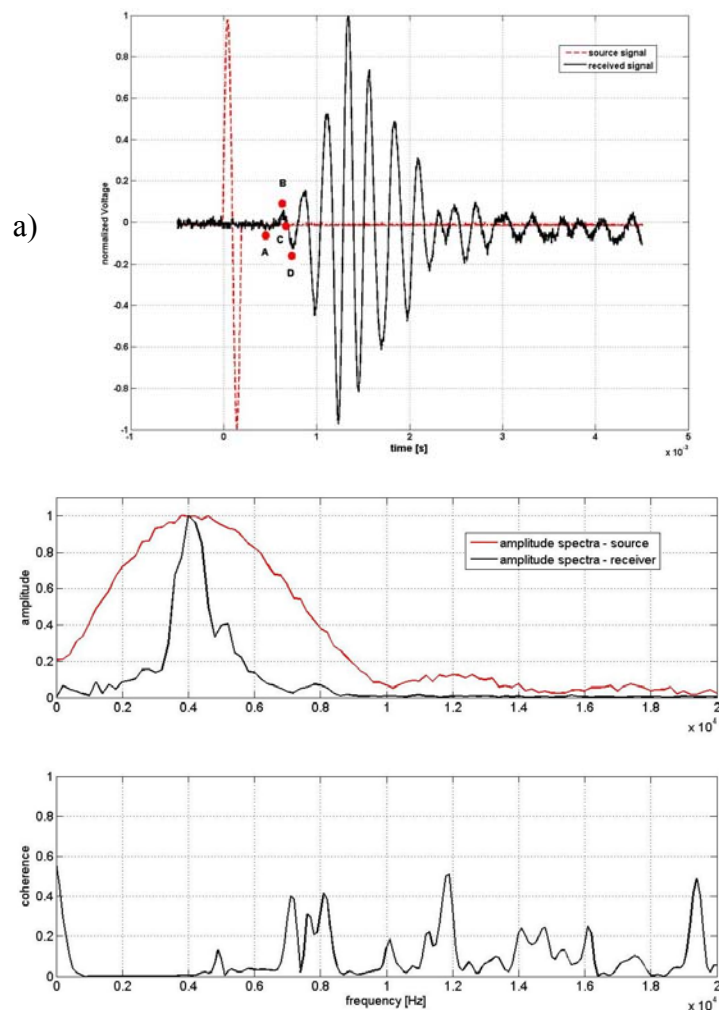
Abb. 2.1-23: Anwendung der sweep-Anregung zur Bestimmung der Phasengeschwindigkeit der Welle in Labormessungen.

Infolge der vorhandenen Unsicherheiten in der Bestimmung der Wellengeschwindigkeit sind weitere Verbesserungen in der Anregung erforderlich. Dementsprechend wurden unterschiedliche Versuche mit harmonischen und sweep-Anregungen durchgeführt.

Die Zielstellung bestand in der Bestimmung der Phasengeschwindigkeit. In den Abbildungen, siehe Abb. 2.1-23 bis Abb. 2.1-25, sind derartige Anregungen in einem Frequenzbereich zwischen 1 bis 15 kHz abgebildet.



**Abb. 2.1-24: Extraktion der Phaseninformation der Kreuzkorrelierten und der Entfaltung des Phasengangs.**



**Abb. 2.1-25: a) Anwendung der Phasendifferenzmethode auf ein Impulssignal, b) Darstellung des Frequenzinhaltes und der schlechten Kohärenz der Signale bei Impulsanregung.**



### Laboruntersuchungen

Während der Laboruntersuchungen der analysierten Bodenproben wurde die Umgebungsspannung von 10 kPa in Schritten von 5 kPa bis auf 400 kPa erhöht, um auch die kleinen, spannungs- und porenzahlabhängigen Änderungen aufzeichnen zu können. Neben den Ersteinsatzmethoden, wurden Kreuzkorrelationstechniken, Zeit-Skalierungs- und Zeit-Frequenz-Transformationen als auch die CODA-Wellen-Interferometrie angewendet, neben den absoluten Wellengeschwindigkeiten auch die Gradienten der Wellengeschwindigkeitsänderung zu erhalten. Zusätzlich zu den durchgeführten Messungen erfolgte die Aufzeichnung der Volumenänderung, Zell- und Porenwasserdrücke während der Versuchsdurchführung.

Der Einfluss der Umgebungsspannung  $p$  wurde in Relation zu existierenden empirischen Beziehungen des Schermoduls  $G_{\max}$  gesetzt. Neben der Umgebungsspannung wurden die Relationen zum Ungleichförmigkeitskoeffizienten  $C_u = d_{60}/d_{10}$  studiert, da ein großer Einfluss der Körnungsverteilung auf die analysierten Geschwindigkeiten zu verzeichnen war aber bislang keine Beziehungen dazu existieren. Da die Volumenänderungen neben dem Probenvolumen, der Dichte und Porenzahl zu jedem Druckschritt registriert wurde, kann die Abhängigkeit der Wellengeschwindigkeit von der Materialporosität analysiert und diskutiert werden. Ergebnisse dieser Studien wurden entsprechenden empirischen Relationen gegenübergestellt.

Im Weiteren erfolgte ein Vergleich der Materialien #1, #3 and #4 zu entsprechenden Resonant Column Versuchen. Diese Versuche wurden an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

**Tabelle 2.1-1: Initiale Parameter aller untersuchten natürlichen Materialien.**

Material	Condition	$\rho_{d,i}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_i$ [-]	$D_{r,i}$ [%]
S#1	dry	1.435	0.812	16.90
	saturated	1.472	0.766	32.63
S#2	dry	1.425	0.860	28.99
	saturated	1.393	0.902	14.95
S#3	dry	1.657	0.589	13.60
	saturated	1.731	0.521	40.97
S#4	dry	1.497	0.770	22.62
	saturated	1.509	0.756	27.84
S#5	dry	1.526	0.733	39.88
	saturated	1.522	0.737	32.86
S#6	dry	1.576	0.682	0.18
	saturated	0.627	1.629	26.99

### Einfluss der Umgebungsspannung

Mit der Bestimmung der  $G_{\max}$  Werte zu den oben genannten Umgebungsspannungen, wurde eine Variation der Initialsteifigkeiten in Abhängigkeit von den Umgebungsspannungen abgeleitet. Diese Abhängigkeiten für die natürlichen Materialien sind in Abb. 2.1-26 und Abb. 2.1-27 dargestellt. Entsprechend der Annahmen nimmt  $G_{\max}$  mit zunehmendem Druck beträchtlich zu. In der doppel-logarithmischen Darstellung sind diese Abhängigkeiten nahezu linear, wodurch die Beziehung  $G_{\max} \sim p^n$  als mathematische Näherung angesetzt werden kann. Für die Bestimmung des Exponenten  $n$ , und weitere vergleichende Betrachtungen untereinander werden die experimentell bestimmten Werte der initialen Schubsteifigkeit zum Druck von 10 kPa normiert. Abb. 2.1-26 und Abb. 2.1-27 zeigen die Zunahme des

Schubmoduls  $G_{max}$  mit zunehmendem Umgebungsdruck  $p$  in den untersuchten gesättigten und trockenen Proben. In Abb. 2.1-28 ist der Anstieg von  $G_{max}$  der trockenen Proben-materialien mit zunehmendem Umgebungsdruck  $p$  abgebildet. Diese weisen einen sehr ähnlichen Anstieg für alle Materialien auf.

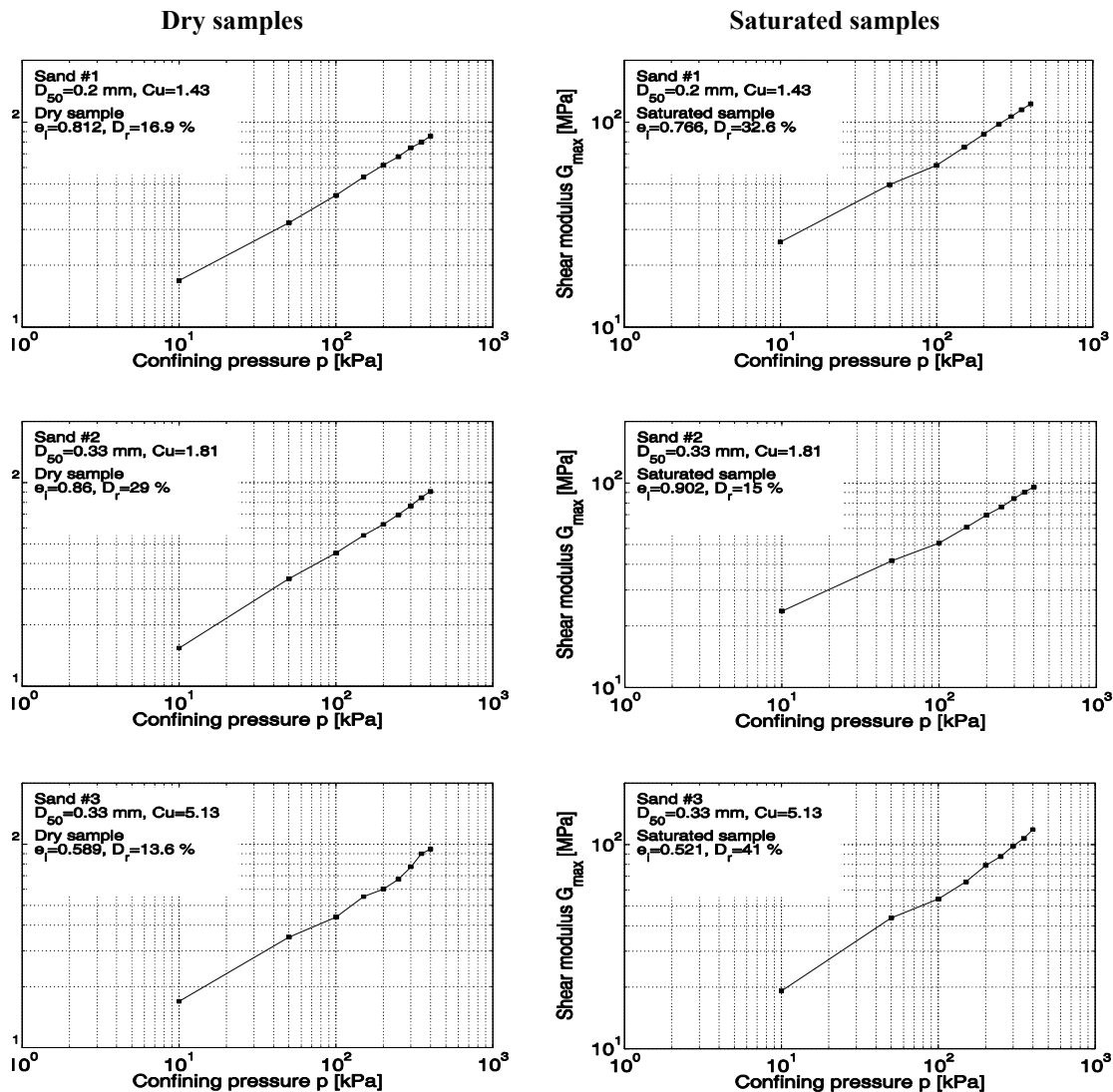


Abb. 2.1-26: Zunahme des Schermoduls  $G_{max}$  mit dem Umgebungsdruck  $p$  für die natürlichen Materialien #1, #2 and #3.

Nach einem entsprechenden Least-Square Fitting kann der Exponent  $n$  für die druckabhängige Beziehung des Schubmoduls  $G_{max}$  bestimmt werden, Tabelle 2.1-2 zeigt diese Exponenten für alle trockenen und gesättigten Probenmaterialien. Der Mittelwert des Exponenten  $n$  aller trockenen Untersuchungsmaterialien liegt bei 0,54. Abb. 2.1-28 zeigt die Zunahme von  $G_{max}$  mit dem Umgebungsdruck  $p$  für alle gesättigten Materialien. Der Mittelwert des Exponenten  $n$  für gesättigte Probenmaterialien ergibt den Wert 0,5. Die Anstiege zeigen allerdings einer größeren Varianz bei den trockenen Untersuchungen. Das heißt, dass der Exponent  $n$  ebenfalls eine größere Varianz besitzt. Die Ursache dieser größeren Varianz liegt in einer geringeren Signalamplitude infolge der Sättigung, wodurch letztlich die Analyse des Zeitverlaufs schwieriger und weniger genau wird. Im Allgemeinen sind die gefundenen Werte der Exponenten  $n$  in guter Übereinstimmung zu Werten, welche in der Literatur angegeben werden. In Hardin & Richart (1972), werden Exponenten angegeben,

welche um den Wert 0,5 liegen. Studien der letzten Jahre geben Werte für  $n$  von 0,4 bis 0,55 an (Hoque & Tatsuoka, 2004; Kallioğlu & Papadopoulou, 2003; Kuwano & Jardine, 2002). Diese Studien stützen die hier gefundenen Werte des Anstiegs.

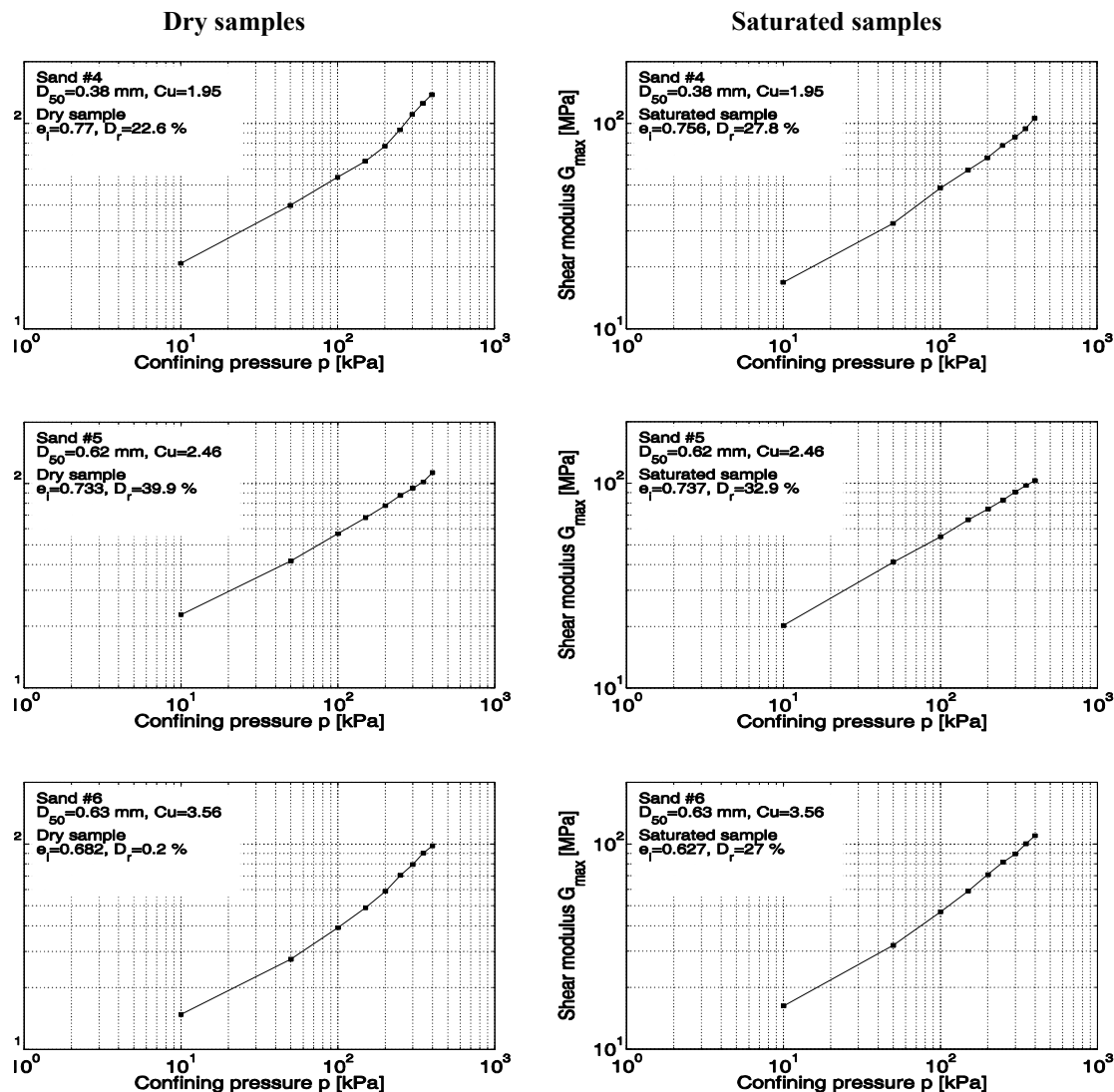


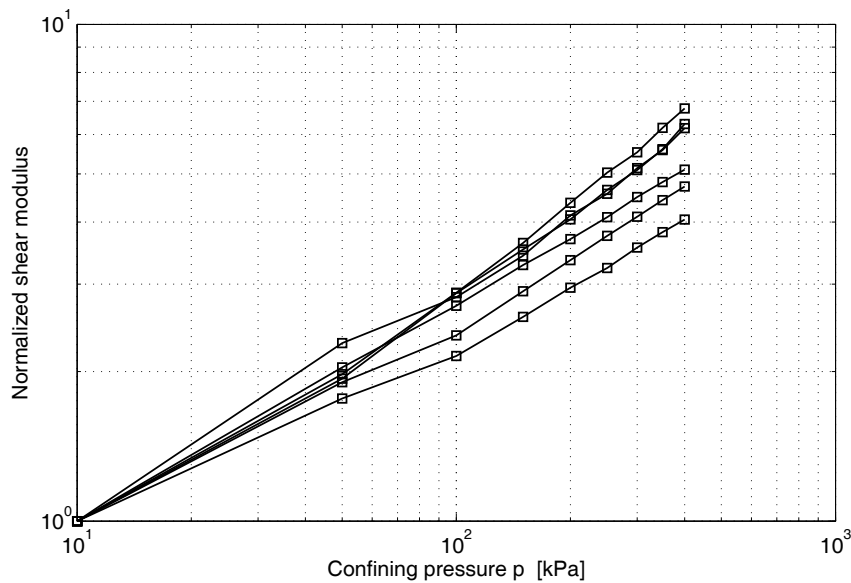
Abb. 2.1-27: Zunahme des Schermoduls  $G_{max}$  mit der Umgebungs Spannung  $p$  für natürliche Materialien #4, #5 and #6.

Oftmals ist die Betrachtung der Porenzahl in den Studien innerhalb der Literatur vernachlässigt. Der Schubmodul  $G_{max}$  wird in der Regel nur gegenüber dem Umgebungsdruck  $p$  aufgetragen. Nachfolgend soll diese Abhängigkeit analysiert werden. Innerhalb der durchgeführten experimentellen Studien erfolgte die Aufzeichnung der Volumenänderung der Probe, so dass die Porenzahl für jeden Druckschritt bestimmt werden kann. Abb. 2.1-29 zeigt die Abhängigkeit der Porenzahl  $e$  von dem Umgebungsdruck  $p$ . Infolge leichter Unterschiede in den Anfangsporenzahlen, bedingt durch den Probeneinbau, wurde  $e$  normiert bezüglich seines initialen  $e_{Initial}$  zum Umgebungsdruck von 10 kPa. Wie Abb. 2.1-29 zeigt, ist die Abhängigkeit der untersuchten Materialien hinsichtlich seiner Porenzahl-änderung nicht identisch. Bei geringen relativen Dichten verringert sich das Samplevolumen schnell, während zu hohen relativen Dichten die Volumenänderung analog zur Dichte gegen Extremwert strebt. Die Porenzahl verringert sich um 5 % im Durchschnitt bis zu maximalen Varianzen von 9 % innerhalb der Abb. 2.1-29. Das heißt, dass die Zunahme des Schermoduls  $G_{max}$  nicht nur vom Druck  $p$  abhängig ist sondern auch von der Porenzahl-verringering  $\Delta e$ .

Für die Bestimmung von  $G_{max}$  und dem Exponenten  $n$  muss die Änderung von  $G_{max}$  infolge der Porenzahländerung in Relation gesetzt werden. Eine viel genutzte Funktion ist in Hardin & Richart (1963) zu finden:

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$$

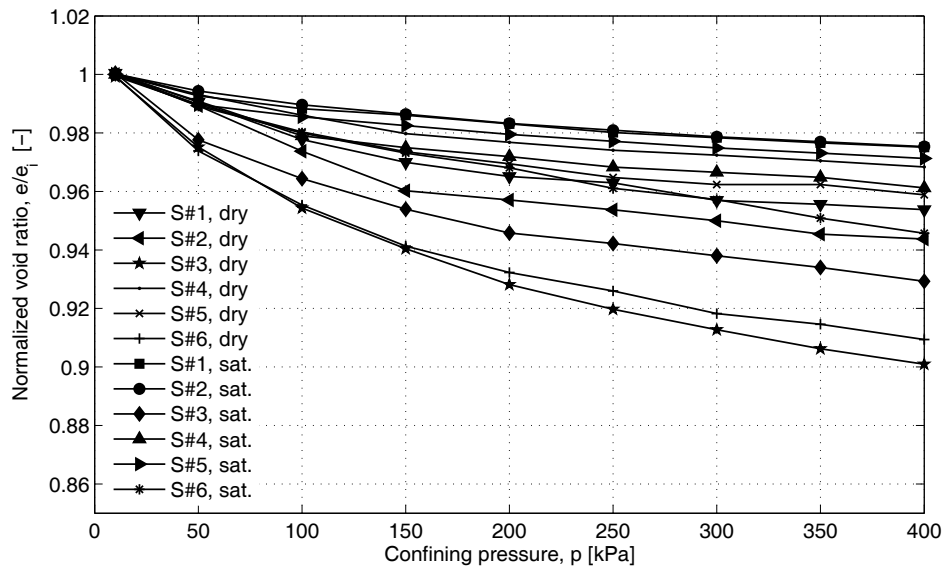
Die Funktion  $f(e)$  wurde für jeden Versuch zwischen 10 kPa und 400 kPa bestimmt. Die Funktion  $\Delta f(e)/f(e)$  kennzeichnet  $\Delta G_{max}/G_{max}$ , wodurch die Änderung des Schubmoduls  $G_{max}$  in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e$  gebracht werden kann. Somit kann die  $G_{max}$  Änderung infolge der Porenzahländerung und der Exponent  $n$  bestimmt werden. Tabelle 2.1-2 beinhaltet diese Exponenten ebenfalls als korrigierte Exponenten  $n$ .



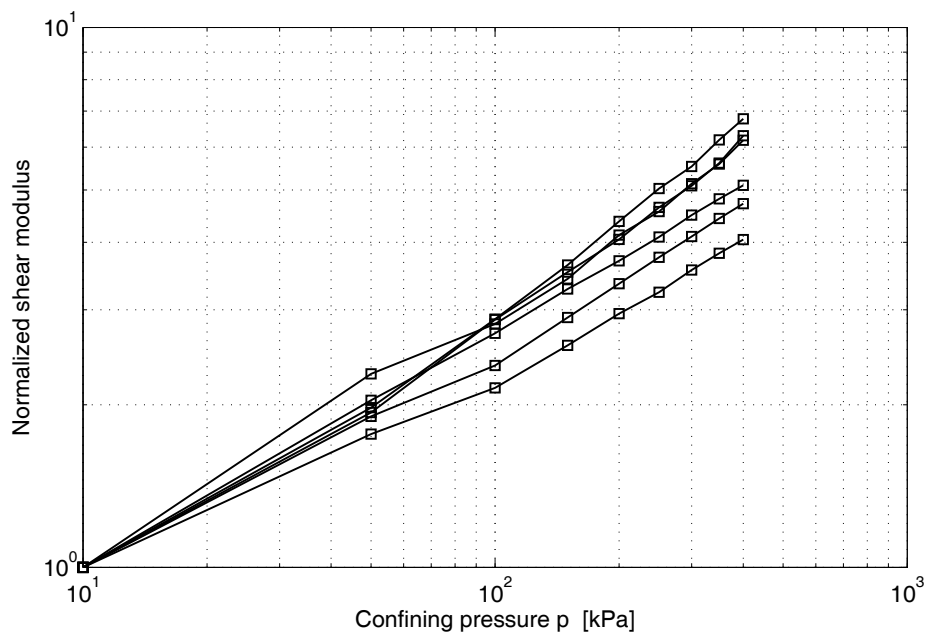
**Abb. 2.1-28: Zunahme der normierten Schermodulfunktion  $G_{max}$  mit Umgebungsdrücken  $p$  für alle trockenen natürlichen Proben.**

**Tabelle 2.1-2: Exponenten  $n$  für alle trockenen und gesättigten Versuche.**

Material	$n$ value		Corrected $n$ value		$d_{50}$	$C_u$
	Dry	Saturated	Dry	Saturated		
S#1	0.462	0.454	0.448	0.449	0.20	1.43
S#2	0.488	0.411	0.468	0.407	0.33	1.81
S#3	0.516	0.519	0.490	0.503	0.33	5.13
S#4	0.658	0.549	0.645	0.538	0.38	1.95
S#5	0.467	0.447	0.453	0.407	0.62	2.46
S#6	0.640	0.592	0.608	0.574	0.63	3.56
Mean value	0.539	0.495	0.519	0.480		



**Abb. 2.1-29: Porenzahländerung mit den Umgebungsdrücken  $p$  für alle Versuche. Die Porenzahlfunktion ist normiert bezüglich der initialen Werte zu 10 kPa für jeden Versuch.**



**Abb. 2.1-30: Zunahme der normierten Schermodulfunktion  $G_{max}$  mit Umgebungsdrücken  $p$  für alle gesättigten natürlichen Versuche.**

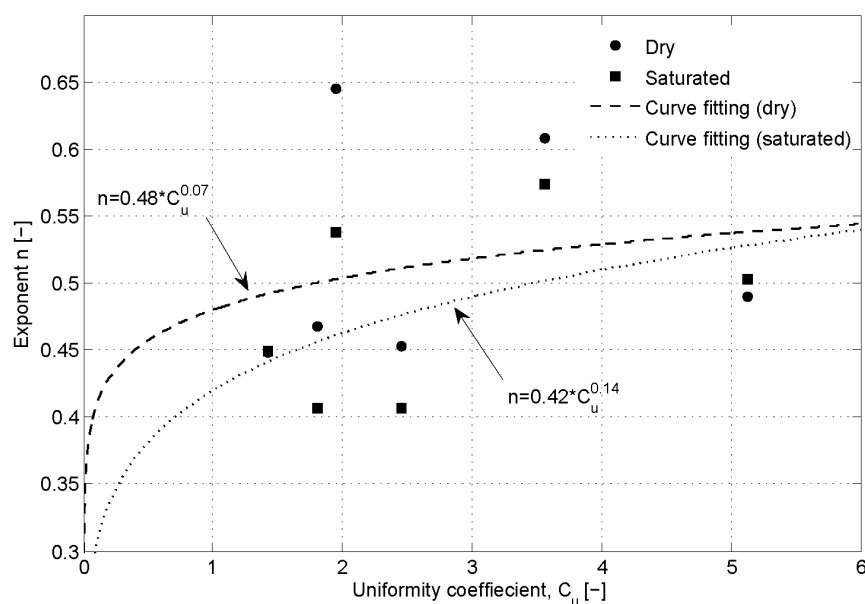
### Einfluss des Ungleichförmigkeitskoeffizienten $C_u$

Die Verteilung, Form und Inhalt der Körnungslinie beeinflusst neben der Umgebungs-  
spannung  $p$  die Größe von  $G_{max}$  und den Exponenten  $n$ . In den durchgeführten Studien mit  
natürlichen Materialien waren diese Einflüsse deutlich zu verzeichnen und wurden gezielt  
studiert auch unter Verwendung von künstlichen monodispersen Materialien, wie z. B.  
Glaskugeln. In der Literatur sind diese Einflüsse bislang meistens vernachlässigt worden.  
Menq & Stokoe (2003) berichteten von einer Abhängigkeit des Exponenten  $n$  zu  $C_u$ .

Basierend auf einer extensiven Studie durch Wichtmann & Triantafyllidis (2009) wurde dieser Einfluss in RC Versuchen untersucht und diskutiert. Dabei wurde von einer Zunahme des Exponenten  $n$  durch ein zunehmendes  $C_u$  gefunden, wobei  $d_{50}$  ohne Einfluss blieb. In den eigenen Studien wurde der Einfluss von  $C_u$  bestimmt und in die Relation zum Exponenten implementiert. Tabelle 2.1-2 zeigt neben den Exponenten auch die  $C_u$  und die  $d_{50}$  Werte für alle trockenen und gesättigten Versuche. Die Materialien S#2 und S#3 haben den gleichen  $d_{50}$  aber unterschiedliche  $C_u$  Werte. Der Exponent  $n$  besitzt für S3 analog zum  $C_u$  einen größeren Wert, so dass eine Relation und Abhängigkeit vorliegt. Diese Aussage kann ebenfalls für die Materialien S5 und S6 getroffen werden. Nach Wichtmann & Triantafyllidis (2009) wird die empirische Gleichung zwischen dem Exponenten  $n$  und  $C_u$  mit zwei freien Variablen genutzt:

$$n = a C_u^b$$

wobei die Variablen zu  $a = 0,40$  und  $b = 0,18$  gesetzt werden. Zur Bestimmung der Werte von  $a$  und  $b$  innerhalb der empirischen Funktion wurden die Exponenten den  $C_u$  Werten für alle trockenen und gesättigten Materialien gegenübergestellt, siehe Abb. 2.1-31. Die Abbildung beinhaltet ebenfalls eine Funktionsapproximation des kleinsten Fehlerquadrates zur gegebenen empirischen Relation zwischen  $n$  und  $C_u$ . Für gesättigte Versuche wurden die Werte  $a$  und  $b$  zu  $0,42$  und  $0,16$  gefunden, welche erstaunlich nahe zu den gefundenen Werten von Wichtmann & Triantafyllidis (2009) sind. Für trockene Versuche wurden die Werte  $a$  und  $b$  zu  $0,09$  und  $0,49$  gefunden. Hierbei ist  $a$  signifikant kleiner als der Wert von gesättigten Untersuchungen. Die Ursache dazu muss noch näher untersucht werden, da man erwarten würde, dass der Einfluss ähnlich ist. Ebenso ist noch der Einfluss von  $d_{50}$  auf die Versuche näher zu analysieren.



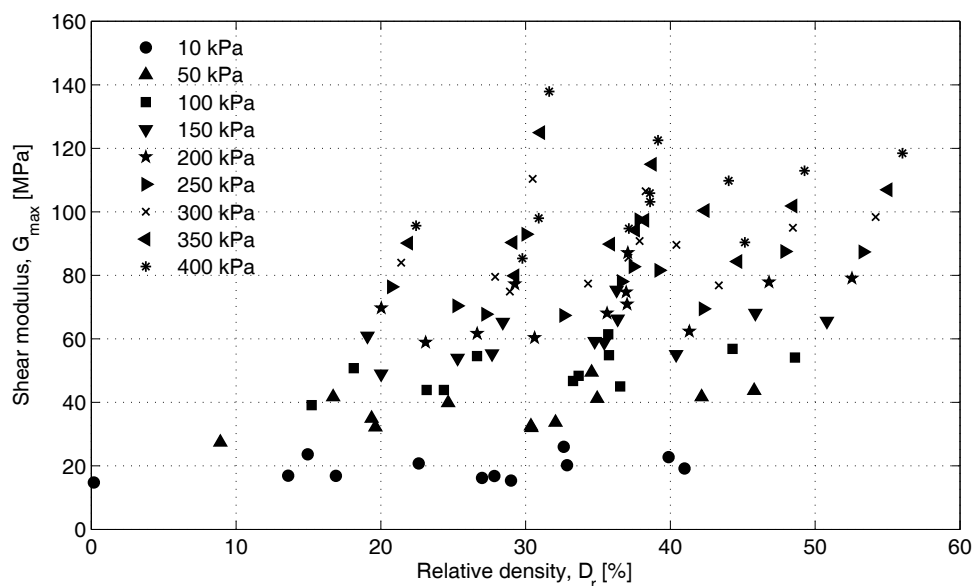
**Abb. 2.1-31: Abhängigkeit der Exponenten  $n$  von  $C_u$  für alle Versuche.**

### Einfluss der relativen Dichte und Porenzahl

Der Schubmodul ist neben der Geschwindigkeit auch durch die Dichte repräsentiert. Die relative Lagerungsdichte besitzt ebenso einen Einfluss wie die Porenzahl und die Ungleichförmigkeit des Bodens. Die relative Lagerungsdichte  $D_r = (\rho_d - \rho_{d,min}) / (\rho_{d,max} - \rho_{d,min})$  und die Umgebungsspannung können somit  $G_{max}$  representieren:

$$G_{\max} = A_D \frac{1 + D_r / 100}{(a_D - D_r / 100)^2} p_{\text{atm}}^{1-n_D} p^{n_D}$$

wobei die Konstanten:  $A_D=177000$ ,  $a_D=17.3$  und  $n_D=0.48$  nach Wichtmann & Triantafyllidis (2009) definiert wurden. In den durchgeführten Studien wurde wie schon oben erwähnt die Volumenänderung aufgezeichnet, wodurch die Porenzahl und die relative Lagerungsdichte abgeleitet werden können. In Abb. 2.1-31 ist  $G_{\max}$  gegen die relative Lagerungsdichte aufgezeichnet. Die Varianz der Daten ist deutlich sichtbar. Für die vorliegenden Varianzen konnten keine empirischen Gleichungen abgeleitet werden obwohl der Initialwert der relativen Lagerungsdichten sehr ähnlich war. Diese Aussagen treffen sich mit weiteren aus der Literatur vorhandenen Statements in Wichtmann & Triantafyllidis (2009) und Iwasaki & Tatsuoka (1977). In Abb. 2.1-32 sind die Daten in die einzelnen Testreihen zerlegt dargestellt, wodurch ersichtlich ist, dass der Schermodul  $G_{\max}$  ein unterschiedliches Verhalten mit zunehmender relativer Lagerungsdichte  $D_r$  zeigt.



**Abb. 2.1-32: Schermodul  $G_{\max}$  versus relative Dichte  $D_r$  für jede Schrittweite des Umgebungsdrucks.**

Die gebräuchlichsten Abbildungen des Schubmodul  $G_{\max}$  ist der Zusammenhang zur Porenzahl  $e$  und der Umgebungsspannung  $p$ , Hardin & Richart (1963), Pestana & White (1995). Zum gezielten Studium des Einflusse der Porenzahl auf  $G_{\max}$  werden die Werte von  $G_{\max}$  in Abhängigkeit von  $e$  zu jedem Spannungsschritt in Abb. 2.1-33 dargestellt. Für eine spezifische Umgebungsspannung sollte  $G_{\max}$  zunehmen mit abnehmender Porenzahl. In Abb. 2.1-24 sind die Geschwindigkeitsgradienten für jeden Versuch in Abhängigkeit von der Porenzahl abgebildet. Für jeden Spannungsschritt ist der Gradient der Geschwindigkeitsänderung abgebildet, wodurch der Verlauf der Umlagerungen im Skelett dargestellt wird. Der Gradient verringert sich von 30-40 % auf 4 % gegenüber einer Änderung von 3 bis 10 % Änderung in der Porenzahl, wodurch die große Sensitivität – 10 fache Empfindlichkeit – dieser Methodik dokumentiert wird.

Aus all den vorhergegangenen Untersuchungen zur Bestimmung von  $G_{\max}$  kann gesagt werden, dass dieser Wert abhängig ist von der Umgebungsspannung  $p$ , der Porenzahl  $e$ , der Ungleichförmigkeitszahl  $C_u$  und der relativen Dichte  $D_r$  im Boden.

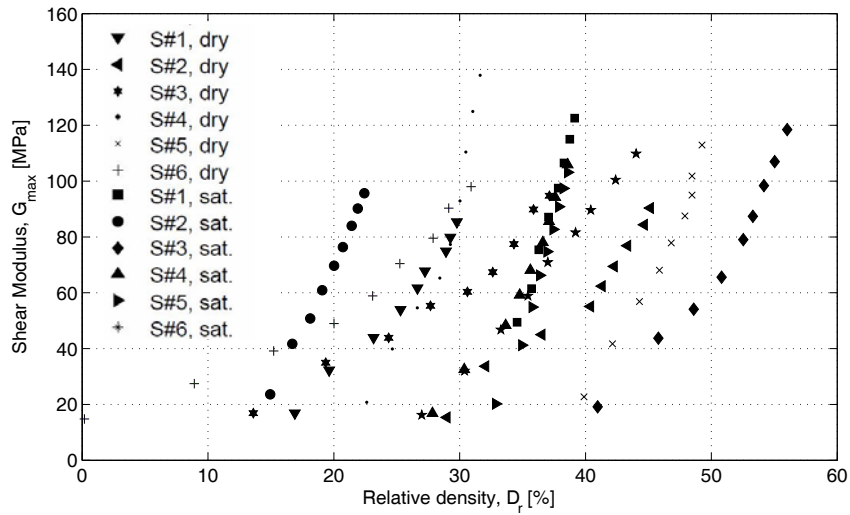


Abb. 2.1-33: Schermodul  $G_{max}$  versus Relative Dichte  $D_r$  für jeden Versuch.

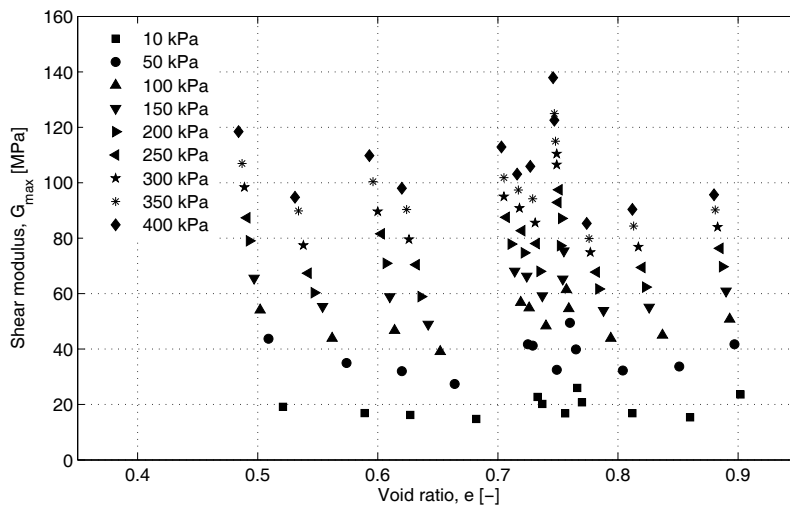


Abb. 2.1-34: Schermodul  $G_{max}$  versus Porenzahl  $e$  für alle Umgebungsdrücke aller Versuche.

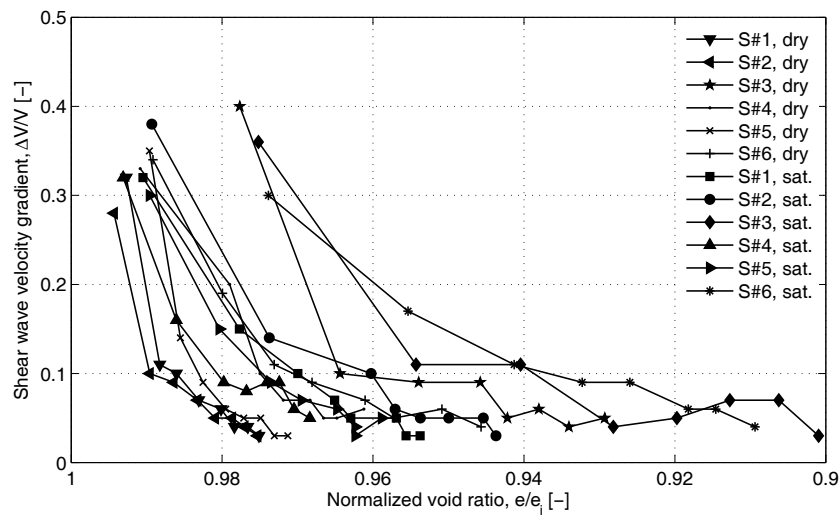


Abb. 2.1-35: Gradient der Scherwellengeschwindigkeit gegenüber der Porenzahl  $e$ .



### Vergleich der experimentellen und empirischen $G_{max}$ Bestimmung sowie von Resonanz-Säulen Versuche

In den durchgeführten Versuchen erfolgte eine Gegenüberstellung der erzielten Ergebnisse zu  $G_{max}$  auch zu durchgeführten Resonanz-Säulen-Versuchen. Die Abb. 2.1-35 bis Abb. 2.1-40 beinhalten alle Daten für die gesättigten und teilgesättigten Untersuchungen von 10 kPa bis 400 kPa. Die so entstandenen 108  $G_{max}$  – Werte der BE Auswertungen hinsichtlich der Übereinstimmungen zu empirisch gewonnenen  $G_{max}$  Werten und den RC Versuchen verglichen. Für die empirisch gewonnenen Daten wurden folgende Gleichung nach Hardin genutzt:

$$G_{max} = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.4}$$

wonach den Schermodul  $G_{max}$  in kg/cm<sup>2</sup>,  $p$  die Umgebungsspannung in kg/cm<sup>2</sup> und  $e$  die Porenzahl sind. Die Abbildungen zeigen, dass Hardins Gleichung höhere Werte angibt als aus den Messungen folgen. Wichtmann & Triantafyllidis (2009) modifizierten Hardin's Gleichung basierend auf Resonanz-Säulen Versuchen, welche die Ungleichförmigkeitszahl  $C_u$  beinhaltet:

$$G_{max} = A \frac{(a - e)^2}{1 + e} p_{atm}^{1-n} p^n$$

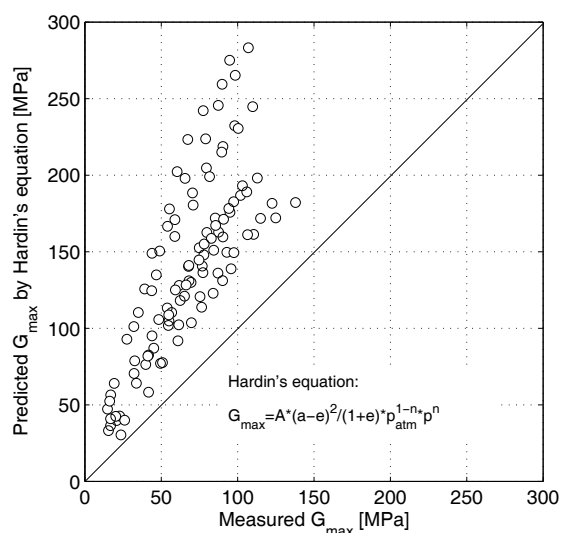
wobei:

$$A = 1563 + 3.13 * C_u$$

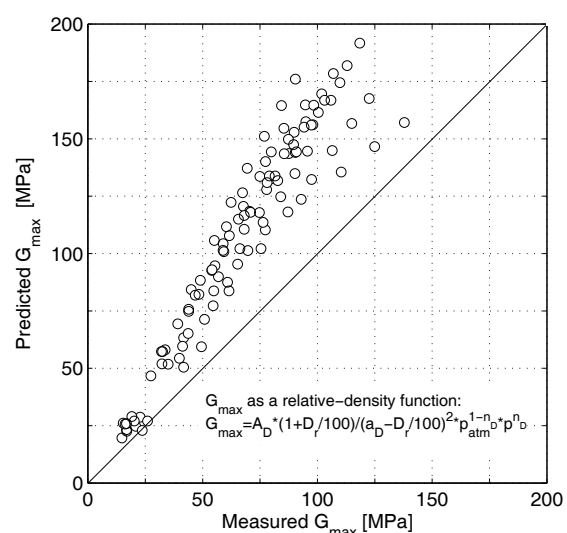
$$a = 1.94 * e^{-0.066 * C_u}$$

$$n = 0.40 * C_u^{0.18}$$

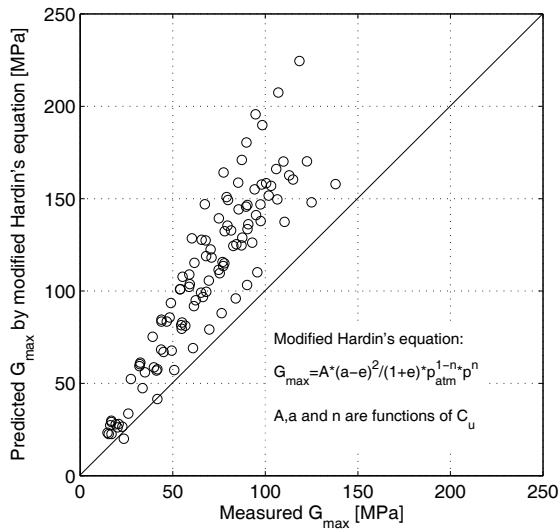
Der Vergleich zu den modifizierten Daten ist in den benannten Abbildungen ebenfalls enthalten.



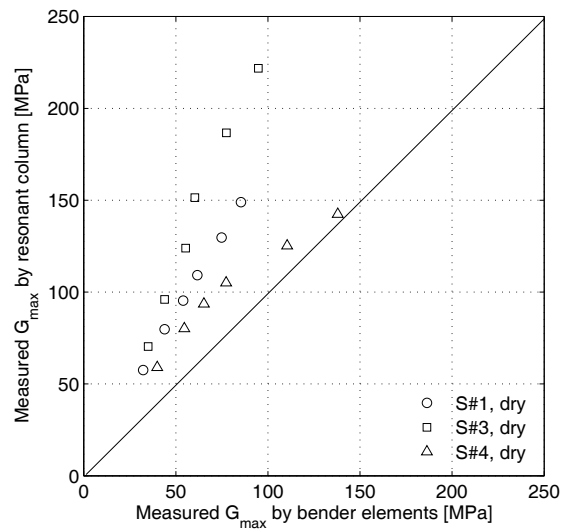
**Abb. 2.1-36: Vergleich zwischen  $G_{max}$  bestimmt durch BE und  $G_{max}$  mit ursprünglicher Hardin's-Gleichung.**



**Abb. 2.1-37: Vergleich zwischen  $G_{max}$  bestimmt durch BE und  $G_{max}$  bestimmt mit einer  $D_r$  Korrelation.**



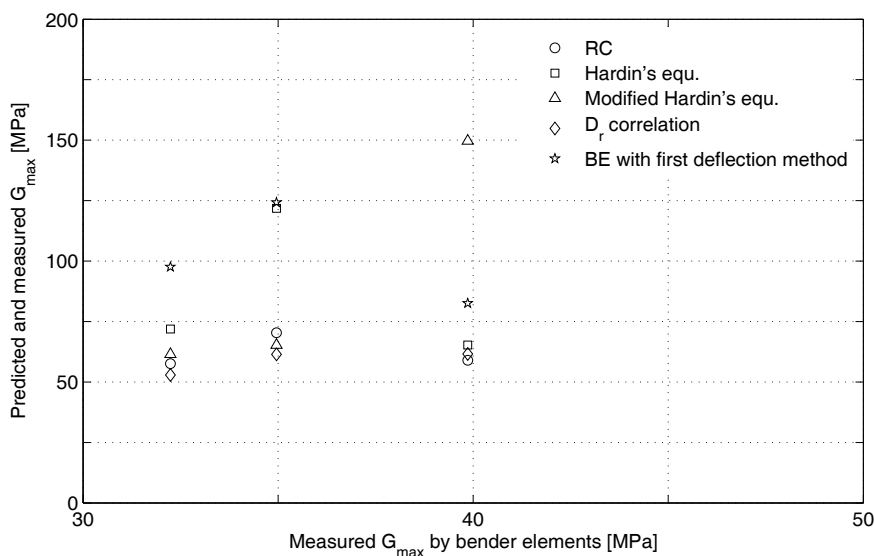
**Abb. 2.1-38: Vergleich zwischen  $G_{max}$  bestimmt durch BE und empirisch bestimmten  $G_{max}$  Werten durch eine modifizierte Hardin Gleichung.**



**Abb. 2.1-39: Vergleich zwischen  $G_{max}$  bestimmt durch BE und empirisch bestimmten  $G_{max}$  Werten durch eine modifizierte Hardin Gleichung.**

Die Unterschiede zwischen den mit BE ermittelten  $G_{max}$  Werten und den empirischen Gleichungen basieren darauf, dass die empirischen Gleichungen in der Regel auf RC Untersuchungen basieren und somit alle Eigenheiten und Schwächen der RC Versuche beinhalten.

Für den direkten Vergleich zwischen BE und RC wurden die Materialien S#1, S#3 und S#4 mit beiden Labormethoden genauer untersucht, siehe Abb. 2.1-38 und Abb. 2.1-39. Die Untersuchungen im RC Gerät konnten dabei nur unter trockenen Bedingungen stattfinden.



**Abb. 2.1-40: Vergleich zwischen  $G_{max}$  gemessen durch Piezoelemente via *CrossCorr* und *FirstDeflect* Methode, empirisch ermittelten Werten, und Werten aus RC Messungen.**

### 2.1.4 Deformationseigenschaften granularer Böden und Implementierung von small-strain Verhalten in konstitutiven Modellen

Die Erfassung zuverlässiger Spannungs-Dehnungsbeziehungen erfordert zwei wesentliche Informationen, a) die initiale Steifigkeit  $G_{\max}$  oder  $G_0$ , und b) die dehnungsabhängige Reduzierung der Steifigkeiten. Infolge der schwierigen Gewinnung von nahezu ungestörten Bodenproben für Laboruntersuchungen hat die Anwendung entsprechender Felduntersuchungen, wie Seismik, einen hohen Stellenwert zur Bestimmung initialer *in situ* Kennwerte. Um dennoch die Einflüsse auf die Initialwerte bestimmen zu können, sind Laborversuche unumgänglich. Aus beiden Untersuchungsmöglichkeiten müssen nachfolgend die Initialwerte in eine konstitutive Modellierung implementiert werden.

Nach dem Studium der Literatur konnten verschiedene Vorschläge zusammengefasst werden, welche nachfolgend in numerischen Berechnungen genutzt werden können. Im Wesentlichen sind alle Einflüsse nach der Ermittlung der „Einhängewerte“, d. h. der Initialwerte, bezüglich der Degradation in Abhängigkeiten nach a) der Erdart, Konsolidierungsgrad, Sättigung, Plastizität und b) der Beanspruchungsart (statisch/ dynamisch/ Intensität/ Frequenz) unterteilt. Die Vorschläge dazu sind in der Literatur durch Bellotti 1989, Muir Wood 1990, Ferreira & Robertson 1992, Fahay & Carter 1993, Fahay 1998 und Darendeli/ Stokoe (2002) nachzulesen.

Nach der Ermittlung der Dehnungsabhängigkeiten, können diese in geotechnischen Anwendungen nach Abb. 2.1-41 für realitätsnähere Berechnungen genutzt werden. Diese Reduktionskurven beschreiben die Steifigkeitsveränderungen des Bodens von rein elastischem Verhalten bei  $\gamma < \text{ca. } 10^{-5}$  bis zum Übergang zum Versagen bei  $\gamma > \text{ca. } 10^{-1}$ .

#### 1) Hyperbolische Ansatz für die Spannungs – Dehnungsbeziehungen

Ausgangspunkt der hyperbolischen Definitionen ist der bekannte Ansatz nach Kondner/ Zelasko (1963):  $\tau = - G_0 \gamma / (1 + \gamma / \gamma_r) = f(\gamma)$ .

Wobei  $\gamma_r$  ein Referenzwert für den maximalen Wert von  $G_0$ , d.h. für ein sehr geringes Anfangsniveau von  $\gamma$  und  $\gamma$  selber das aktuelle Niveau der Scherdehnung mit Steigerung bis zum Versagen darstellt.

Dieses Stoffgesetz kann in der Praxis für abschnittsweise lineare statische Berechnungen verwendet. Üblich ist diese Anwendung für die dynamische Berechnung im Erdbebeningenieurwesen. Für zyklische und stochastische Belastungen (z. B. Erdbeben) in größeren Dehnungsbereichen ist eine Erweiterung der hyperbolischen Stoffbeziehung erforderlich. Es müssen eine Lastumkehr und die Hysterese berücksichtigt werden. Der hysteretische Ansatz von Kondner & Zelasko (1963) unter Scherbedingungen beschreibt bei zyklischen Belastungen die mittlere Kurve oder auch Skeleton- oder Backbone-Kurve, siehe Abb. 2.1-41. Die Backbone-Kurve wird wegen der Lastumkehrungen bei zyklischen Belastungen gespiegelt (Masing-Regel). Die Größen in Abb. 2.1-41 sind wie folgt definiert:

$\gamma_r$  - Referenzgleitung im elastischen Bereich für  $G_0$ ;  $G_0$  als Tangentenmodul bei  $\gamma = 0$  an Mittelkurve:  $\gamma_r = \tau_f / G_0$  wird auf Vorschlag von Hardin & Drnevich (1972) für den Bodenmaterialien eingeführt

$\gamma$  - aktuelles Verzerrungsniveau mit  $\gamma = \tau / G$  bzw. in den Endpunkten A bzw. B der Mittelkurve (bei hohen Dehnungen in der Nähe des Bruchs):  $\gamma_a = \tau_a / G$  mit  $\tau_a = f(\gamma_a)$ ;  $G$  als Sekantenmodul.

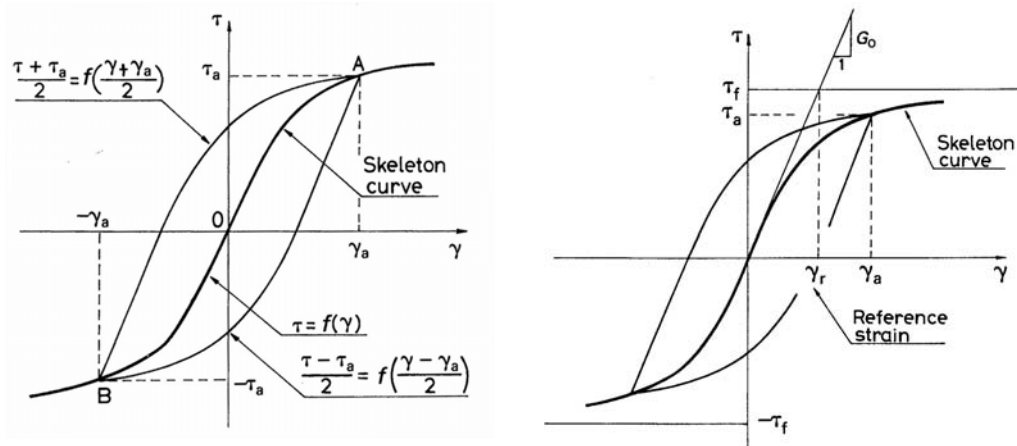


Abb. 2.1-41: Darstellung der hyperbolischen Stoffbeziehung mit Hystereseschleife.

Werden die  $\gamma$ -Werte in die obige Gleichung eingesetzt, so erhält man zur Bestimmung eines  $\gamma$ -abhängigen Schermoduls die Gleichung  $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma_a / \gamma_r)$ . Konstruiert man zur Mittelkurve nach der Masing-Regel eine Hystereseschleife als Einhüllende für alle Be- und Entlastungen, so kann daraus die Dämpfungsrate  $D$  bestimmt werden:  $D = \Delta W / (4\pi W)$  als hysteretische Dämpfung,  $W$  - totale Formänderungsenergie =  $0,5; f(\gamma_a)$ .  $\gamma_a$  und  $\Delta W$  die dissipierte Energie pro Zyklus =  $8 \left[ \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right]$ . Mit den bekannten Größen für die Mittelkurve und die Schleife ergibt sich die hysteretische Dämpfung  $D$  zu:

$$D = \frac{4}{\pi} \left( 1 + \frac{1}{\gamma_a / \gamma_r} \right) \left[ 1 - \frac{1}{\gamma_a / \gamma_r} \ln \left( 1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right) \right] - \frac{2}{\pi}$$

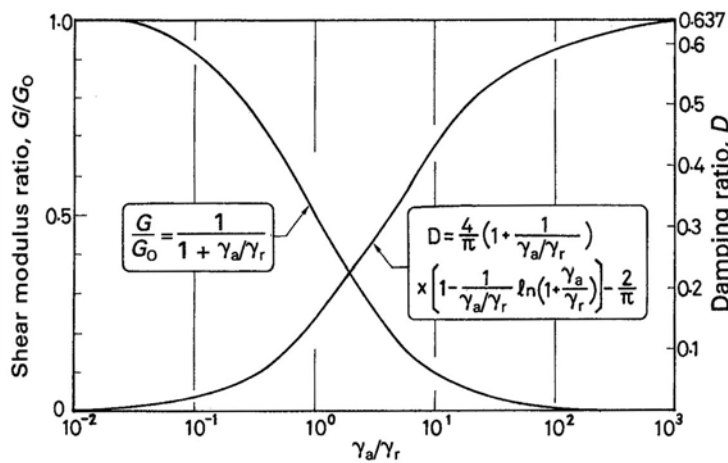


Abb. 2.1-42: Dehnungsabhängige Beschreibung von Schubmodul und Dämpfung.

2) Dehnungsabhängige Beschreibung nach Jardine, Potts, Fourie, Burland

Das nicht-lineare Bodenverhalten nach Jardine, Potts, Fourie, Burland 1986 wird durch einen tangentialen Schermodul  $G_t$  ausgedrückt, oder auch durch den Sekantenmodul  $G_s$ . Dabei ergeben sich in einem undrainierten triaxialen Kompressionsversuch  $3G_t = dq/d\varepsilon_q$  mit  $q = \sigma_a - \sigma_r$  und der triaxialen Scherdehnung  $\varepsilon_q = 2/3 (\varepsilon_a - \varepsilon_r)$  bzw.  $3G_s = \Delta q/\varepsilon$  mit gemessenen Werten von  $\Delta q$  und  $\varepsilon$  oder aus der Belastungsschleife eines Zyklus, siehe Abb. 2.1-43.

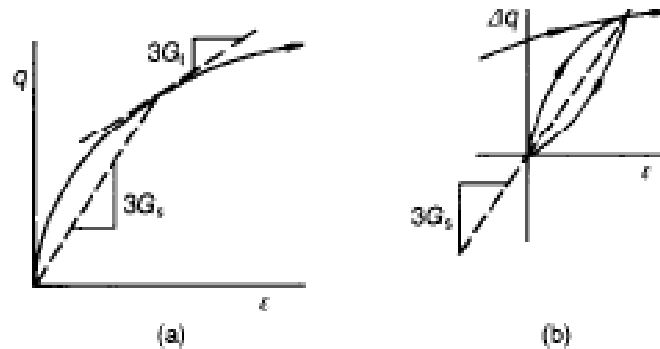


Abb. 2.1-43: Tangenten- und Sekantenmodul  $G_t$  und  $G_s$  in einem undrainierten Triaxialversuch (a),  $G_s$  in einem Belastungszyklus eines undrainierten Triaxialversuch (b)

Die beiden aus den Spannungs – Dehnungskurven ermittelten Moduln können abgeleitet voneinander dargestellt werden zu  $G_t = G_s + \varepsilon dG_s/d\varepsilon$ ;  $G_t$  mit  $G_s$  – Tangenten- und Sekantenmodul. Aus der Dehnungsabhängigkeit des undrainierten Sekantenmoduls  $E_u$  gibt Jardine (1986) eine normierte, undrainierte Scherfestigkeit  $C_u$  an, siehe auch Abb. 2.1-44:

$$\frac{E_u}{C_u} = A + B \cos \left\{ \alpha \left[ \log_{10} \left( \frac{\varepsilon_a}{C} \right) \right]^\gamma \right\}$$

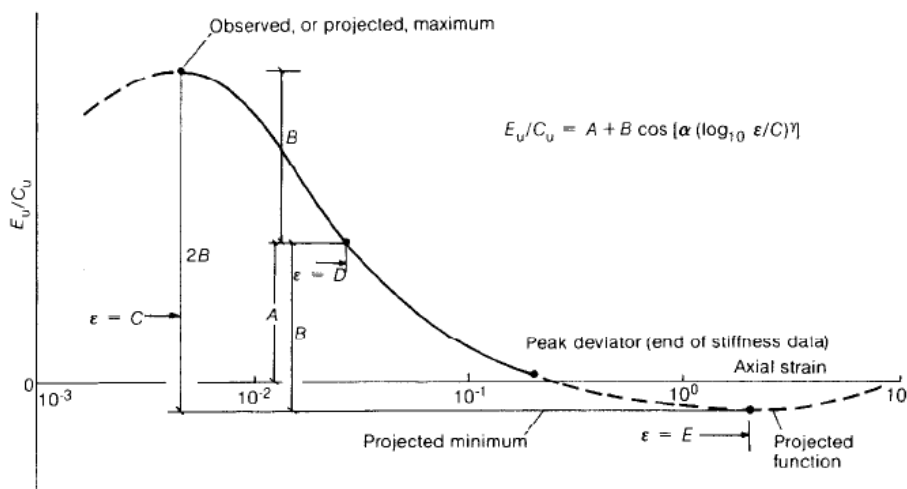


Abb. 2.1-44: Dehnungsabhängige Beschreibung des Sekantenmoduls  $E_u$ .

### 3) Dehnungsabhängige Beschreibung nach Muir Wood

In Muir Wood 1990 wird eine analoge Gleichung für den Sekantenmodul  $G_s$  aus einem undrainierte Triaxialversuch angegeben:  $G_s = A + B \cos\{\alpha [\ln(\varepsilon/C)]^\gamma\}$ . Unter Annahme von  $\gamma=1$  ist die Dehnungsabhängigkeit nur noch von  $A$ ,  $B$ ,  $C$  und  $\alpha$  vorhanden:

$$G_s = A + B \cos\{\alpha \ln(\varepsilon/C)\}.$$

Die Größen  $A$  und  $B$  definieren die Amplitude von  $G_s$ ,  $C$  regelt die Dehnungsabhängigkeit. Mit der bei Jardine (1986) definierten Beziehung für  $G_t$  erhält man:

$$G_t = A + \{B \cos[\alpha \ln(\varepsilon/C)] - \alpha \sin[\alpha \ln(\varepsilon/C)]\}.$$

Im Vergleich zu  $G_s$  nimmt  $G_t$  steiler mit dem Zuwachs der Dehnungen ab und reagiert empfindlicher. Der Wert von  $G_t$  läuft nach Erreichen eines Minimums mit größer werdenden Dehnungen konstant weiter, wobei  $G_s$  weiter abfällt. Nach Umstellen der obigen Gleichung zu:

$$G_t = A + B(1 + \alpha^2)^{0,5} \cos[\alpha \ln(\varepsilon/C) - \theta],$$

$$\text{mit } \cos \theta = 1/(1 + \alpha^2)^{0,5}$$

kann ein besserer Abgleich zu den Versuchsergebnissen erfolgen: Initialmodul =  $A + B$ , mit Minimum =  $A - B(1 + \alpha^2)^{0,5}$ , Bereich der Modulveränderung =  $B [1 + (1 + \alpha^2)^{0,5}]$ , Bereich der Dehnungsänderung, kontrolliert durch  $\alpha = 0,5 - 2,0$ .

### 4) Dehnungsabhängige Beschreibung nach Fahay & Carter (1993)

Im Ansatz von Fahay & Carter (1993) wird der hyperbolischen Ansatz von Hardin & Drnevich (1972):  $G/G_0 = 1 / (1 + \gamma_a / \gamma_r)$  weiterentwickelt. Es werden die Scherdehnungen mit den Schubspannungen ersetzt  $\tau_a = \gamma_a G$  und  $\tau_f = \gamma_r G_0$ ; wobei  $\gamma_r$  - Referenzdehnung nach Hardin & Drnevich (1972) ist. Damit wird  $G/G_0 = 1 - \tau_a / \tau_f = 1 - \tau_a / \tau_{\max}$ . Mit der Einführung weiterer zwei Parameter  $f$  und  $g$ , siehe Abb. 2.1-45 zu  $G/G_0 = [1 - f(\tau_a/\tau_{\max})^g]$  können verschiedene Bodenverhalten angepasst werden. Dabei kontrolliert  $f$  die Dehnung bei der maximalen Festigkeit ( $\tau_{\max}$ ) und  $g$  bestimmt die Form der Degradationskurve als Funktion von  $\tau_{\text{act}}$ . Mit  $f = g = 1$  kann die exakte hyperbolische Kurve, mit  $f = 1$  und  $g < 1$  eine schnellere Reduktion bezogen auf die hyperbolische Kurve und mit  $f=1$  und  $g = 0,5$  für normal konsolidierte Böden erreicht werden.

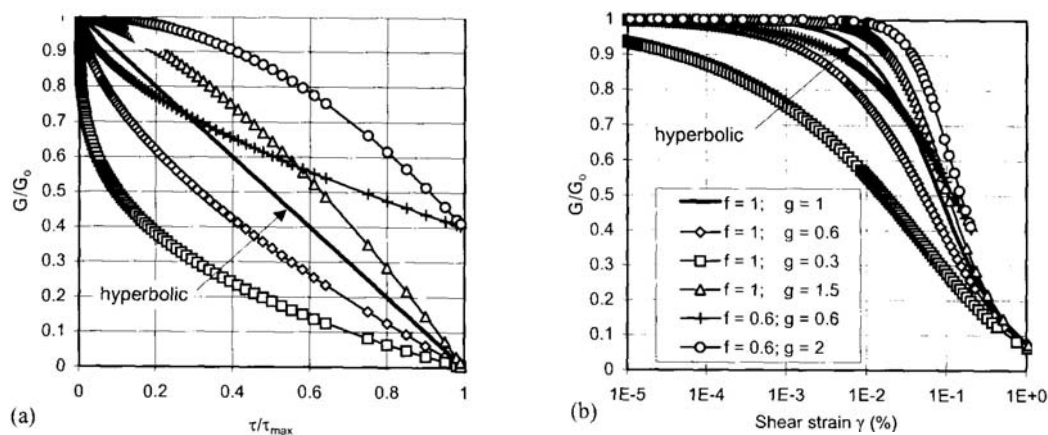


Abb. 2.1-45: Dehnungsabhängige Steifigkeit nach Vorschlag von Fahay & Carter (1993)

#### 4) Logarithmische Spannungs-Dehnungsfunktion nach Puzrin & Burland (1996)

In Puzrin & Burland (1996) werden normierte dehnungsabhängige Sekanten- und Tangentensteifigkeiten angegeben, siehe Abb. 2.1-46.

$$E_s/E_{\max} = 1 - \alpha[\ln(1-x)]^R$$

$$E_t/E_{\max} = 1 - \alpha[\ln(1-x)]^R - \alpha R x \cdot \alpha[\ln(1-x)]^{R-1} / (1+x)$$

mit  $x$  – normierte Dehnung

$$R = c(1+x_L) \ln(1+x_L) / [x_L(x_L - 1)]$$

$$\alpha = (x_L - 1) / \{x_L [\ln(1+x_L)]^R\}$$

$x_L$  – normierte Grenzdehnung.

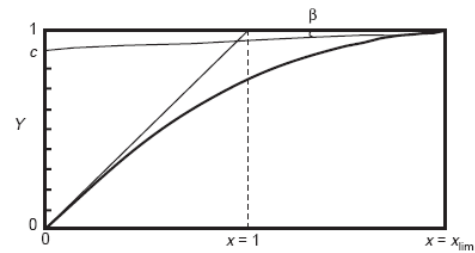


Abb. 2.1-46: Normierte Spannungs-Dehnungskurve (Puzrin & Burland 1996)

Die Koeffizienten  $R$  und  $\alpha$  werden immer positiv, da die normierte Grenzdehnung  $x_L$  niemals kleiner 1 wird. Hierbei müssen die  $E_{\max}$ -Werte bekannt sein. Sind zusätzlich auch dehnungsabhängig Steifigkeiten bemessen worden, dann können diese in die Kurvenermittlung einbezogen werden. Dazu werden gesonderte Koeffizienten  $R$  und  $\alpha$  angegeben.

#### 5) Konstitutive Formulierungen unter Berücksichtigung initialer Parameter

Im vorhergehenden Abschnitt wurden die grundsätzlichen Änderungen der Steifigkeit infolge der Beanspruchung des Bodens angegeben. Die durch die Beanspruchungen erzeugten Deformationen mindern die Steifigkeiten ab. Klingen die Deformationen ab, d. h. der Boden konsolidiert sich, besitzt der Boden eine höhere initiale Steifigkeit infolge Partikelumlagerung und Verdichtung des Bodens. Dadurch vergrößert sich der elastische Bereich des Bodens (*strain hardening*). Bislang wurden initiale Steifigkeiten in konstitutiven Formulierungen nicht berücksichtigt. Der Startmodul war bereits ein abgemilderter Verformungsmodul. Sehr ausführlich wurden danach die weiteren belastungsabhängigen Veränderungen im Boden durch mehr oder weniger viele Parameter beschrieben (wie z. B. *strain-hardening*, *strain-softening*). In den letzten Jahren erfolgten nun auch die Entwicklung verschiedener Stoffmodelle, welche das *small-strain*-Verhalten der Böden berücksichtigt haben und damit das Bodenverhalten vom Initialzustand über einen großen Bereich der Dehnungen erfassen und beschreiben können. Der Ausgangspunkt für diese Untersuchungen ist die genaue Kenntnis des Initialwertes der Bodensteifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen. Dieser Initialwert beschreibt die elastische Steifigkeit des Bodens als Ausgangswert aller Untersuchungen im Ruhezustand, konsolidierten Zustand. Er gilt als unbeeinflusst von Frequenzen und Porenwasserdrücken.

Das Bodenverhalten wurde und wird auf sehr verschiedene Weise beschrieben. Eine grundsätzliche Übersicht über das geeignete Stoffmodell in Abhängigkeit von den Scherdehnungen gibt Abb. 2.1-47. Mögliche Berechnungsansätze bei zyklischen und dynamischen Untersuchungen sind in der letzten Zeile der Abb. 2.1-47 angegeben. Durch zyklische Einwirkungen werden ausgehend vom Ausgangszustand des Bodens mit seiner maximalen Steifigkeit Spannungen und Dehnungen im Boden erzeugt, die ihrerseits Auswirkungen auf die Dämpfung und die Steifigkeitsreduzierung im Boden haben. Nur bei sehr kleinen eingetragenen Dehnungen in den Boden finden keine Akkumulation von Deformationen statt, also auch keine Veränderung der Bodeneigenschaften. Schubmodul und Dämpfung verändern sich in diesem Fall mit dem Fortgang der Zyklen nicht. Diese Art der Bodenbeanspruchung kann mit der linear-elastischen bzw. visko-elastischen Theorie erfasst werden.

Shear strain	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic						
Elasto-plastic						
Failure						
Effect of load repetition						
Effect of loading rate						
Model	Linear elastic model		Visco-elastic model		Load history tracing type model	
Method of response analysis	Linear method		Equivalent linear method		Step-by-step integration method	

Abb. 2.1-47: Modellierung des Bodenverhaltens in Abhängigkeit von der Größe der Scherdehnungen (Ishihara 1996).

Im Bereich mittlerer Dehnungen wird das Bodenverhalten stark durch die dehnungsabhängige Steifigkeit und Dämpfung beeinflusst. Steifigkeit und Dämpfung ändern sich in diesem Bereich erheblich, deutlich ist eine Nichtlinearität gegeben. Unter diesen zyklischen Lasten mit einem entsprechenden Dehnungsniveau (etwa  $> 10^{-4}$  bei granularen und  $> 10^{-3}$  bei bindigen Böden) werden plastische Deformationen akkumuliert, die Bodeneigenschaften verändern sich. Die visko-elastischen Bodeneigenschaften mit der deutlichen nichtlinearen Dehnungsabhängigkeit der Steifigkeit und Dämpfung können mit einem äquivalent-linearen Modell erfasst werden, d. h. lineare Berechnungszyklen werden solange bei schrittweiser Veränderung der Bodenparameter (Schubmodul und Dämpfung nach Abb. 2.1-42) wiederholt, bis eine dehnungskompatible Lösung erhalten wird. Bei gleich bleibender zyklischer Beanspruchung wird der Boden verdichtet, die Akkumulationsraten werden kleiner und die Steifigkeit des Bodens steigt an. Bei einer Scherdehnung größer etwa  $10^{-2}$  verändern sich die Bodeneigenschaften deutlich, nicht nur durch die Größe der Scherdehnung, sondern auch durch die fortschreitende Zyklenzahl (Ishihara 1996). Durch die große Scherdehnung ändern sich Schubmodul und Dämpfung infolge der Veränderung der effektiven Spannungen im Boden. Hierfür wird ein konstitutives Gesetz für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen benötigt, welches die Änderungen der effektiven Spannungen in den zyklischen Belastungsphasen (Be-, Ent- und Wiederbelastung) erfassen kann. Die Masing-Regel nach, Abb. 2.1-56 die auch große Scherdehnungen nahe dem Versagen erfasst, kann verwendet werden, um die Bodenantwort mit einer *step-by-step* Integrationstechnik zu erfassen.

### 5-1) Hyperbolisches Modell

Dieses Modell beruht auf den in den vorherigen Abschnitten erarbeiteten nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Form hyperbolischer Ansätze. Nach Abb. 2.1-41 wird die Spannungs-Dehnungskurve durch zwei Gerade begrenzt, die Tangente mit dem Anstieg  $G_0$  im Bereich der sehr kleinen Dehnungen und die Bruchscherfestigkeit  $\tau_f$  als obere Schranke für die großen Scherdehnungen.  $G_0$  repräsentiert den elastischen Bereich,  $\tau_f$  die Festigkeit des Materials bei voller Plastifizierung. Die Spannungs-Dehnungskurve zwischen den beiden Geraden kann als Differentialbeziehung wie folgt ausgedrückt werden:



$$d\tau/d\gamma = G_0 (1 - \tau/\tau_f)^n \quad n - \text{Exponent für Kurvenform}$$

Mit dieser Gleichung sind die Bedingungen erfüllt, dass die Tangente bei  $\tau = 0$  zu  $G_0$  wird,  $G_0$  mit wachsendem  $\tau$  abnimmt und bei  $\tau = \tau_f$  zu Null wird. Wird für  $n = 1$  eingesetzt, so ergibt eine Integration die folgende Gleichung:

$$\gamma = \gamma_r/(n-1) \{ [1/(1 - \tau/\tau_f)^{n-1}] - 1 \}.$$

Diese Gleichung erfüllt die Bedingung, dass  $\gamma = 0$  bei  $\tau = 0$  wird. Die eingeführte Referenzdehnung  $\gamma_r$  ist nach Hardin & Drnevich (1972) definiert zu  $\gamma_r = \tau_f / G_0$ . Diese Referenzdehnung ergibt sich aus der Bruchscherspannung, wenn der Boden als elastisches Medium angenommen wird. Entsprechend der Definition der Dämpfung ergibt sich mit obiger Gleichung für  $\gamma$ :

$$(1 + \pi D / 2) \gamma_a f(\gamma_a) = 2\gamma \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma$$

mit  $\gamma_a$  als maximale Dehnung nach Abb. 2.1-41. Aus dieser Gleichung (d) ergibt sich ein konstanter Wert der Dämpfung von  $2/\pi$  bei großen Dehnungen. Wird die Dämpfung bei großen Dehnungen mit  $D_0$  eingeführt, so dann kann die Gleichung differenziert werden zu:

$$(1 - \pi D_0 / 2) f(\tau_a) = (1 + \pi D_0 / 2) \gamma_a f'(\gamma_a).$$

Nach Substitution der ersten beiden Gleichungen in die obige, so ergibt sich

$$(1 - \pi D_0 / 2) = [\gamma_r/(n-1)] (G_0/\tau_0) (1 + \pi D_0 / 2) [(1 - \tau_a/\tau_f) - (1 - \tau_a/\tau_f)^n],$$

mit  $\tau = \tau_a$ ,  $\gamma = \gamma_a$ ,  $f(\tau_a) = \tau_a$  und  $f'(\gamma_a) = d\tau/d\gamma$  per Definition. Bei großen Dehnungen wird  $\tau_a = \tau_f$ , wodurch die rechte Seite der Gleichung (f) verschwindet und  $D_0 = 2 / \pi = 0,637$  wird. Durch einsetzen von  $n = 2$  in die obigen Gleichungen, erhält man das hyperbolische Modell für die Spannungs-Dehnungsbeziehung  $\tau = G_0\gamma / (1 + \gamma_a / \gamma_r)$ . Diese Gleichung ist nach Kondner & Zelasko (1963) für die Scherbeanspruchung von Böden definiert worden. Duncan & Chang (1970) haben das hyperbolische Modell für die Stoffbeschreibung von Triaxialversuchen bei monotonen Belastungspfaden verwendet

$$\sigma_1 - \sigma_3 = - E_0 \varepsilon_1 / (1 + \varepsilon_1/\varepsilon_r)$$

Diese hyperbolische Beziehung ist der Ausgangspunkt für das von Vermeer 1978 definierte *Hardening soil model* verwendet worden.

Für die Definition des Sekantenmoduls  $G$  bei zyklischer Beanspruchung ergibt sich aus Gleichung nach Kondner & Zelasko (1963):

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma_a / \gamma_r)$$

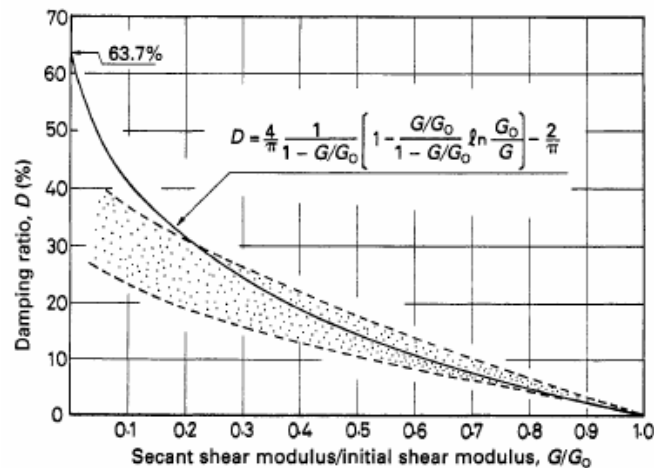
Die mit dem Anfangstangentenmodul  $G_0$  normierten Sekantenmoduln  $G$  sind in Abhängigkeit vom Dehnungsverhältnis  $\gamma_a / \gamma_r$  in Abb. 2.1-46 aufgetragen. Der Sekantenmodul reduziert sich auf die Hälfte des initialen Schermoduls, wenn  $\gamma_a = \gamma_r$  wird. Das Dämpfungsverhältnis im hyperbolischen Modell,  $n = 2$ , ergibt durch Berücksichtigung der Kondner-Zelasko-Gleichung für die Skeletonkurve zur Dämpfung

$$D = 4/\pi [1 + 1/(1 + \gamma_a / \gamma_r)][1 - \ln(1 + \gamma_a / \gamma_r) / (\gamma_a / \gamma_r)] - 2/\pi$$

Der Wert des Dämpfungsverhältnisses  $D$  ist in Abb. 2.1-46 in Abhängigkeit von  $\gamma_a / \gamma_r$  dargestellt. Bei großen Dehnungen wird  $D=2/\pi=0,637$ . Schubmodul und Dämpfung sind von der aktivierten Scherdehnung  $\gamma_a$  abhängig. Nach Substitutionen der Gleichungen ineinander

kann die Dämpfung vom Schubmodulverhältnis abhängig dargestellt werden, siehe Abb. 2.1-48.

$$D = \frac{4}{\pi} \left\{ 1 + \left[ \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \right] \ln(G/G_0) \right\} - \frac{2}{\pi}$$



**Abb. 2.1-48: Beziehung zwischen dem Dämpfungsverhältnis  $D$  und dem Schubmodulverhältnis  $G/G_0$  (Ishihara 1996).**

Das hyperbolische Modell besitzt gewisse Nachteile, da nur die zwei Parameter  $G_0$  und  $\tau_f$  letztlich für die Bestimmung der dehnungsabhängigen Größen  $G$  und  $D$  benutzt werden. Die Referenzscherdehnung  $\gamma_r$  wird durch die dehnungsabhängige Charakteristik des Sekantenmoduls  $G$  vorgegeben und das dehnungsabhängige Dämpfungsverhältnis  $D$  wird automatisch bestimmt. Es ist nicht möglich, für die Ermittlung von  $D$  Parameter auszuwählen, die aus Experimenten abgeleitet sind. Der schraffierte Bereich in Abb. 2.1-48 gibt annähernd die Mehrzahl der Versuchsergebnisse wieder. Man sieht deutlich, dass im Bereich kleiner Dehnungen das hyperbolische Modell passend ist, aber im Bereich großer Dehnungen die Dämpfung überbewertet wird.

Aus der beschriebenen Differentialbeziehung kann für  $n = 1$  auch eine exponentielle Abhängigkeit ableiten werden, welche in der Plastizitätstheorie verwendet wird  $\tau = \tau_f (1 - e^{-\gamma_a / \gamma_r})$ . Daraus ergibt sich der Sekantenmodul bei zyklischer Beanspruchung zu:

$$G/G_0 = (\gamma_r / \gamma_a) (1 - e^{-\gamma_a / \gamma_r}).$$

Die einschränkenden Bemerkungen zum hyperbolischen Modell gelten jedoch auch in diesem Fall.

### 5-2) Multi- und kontinuierlichen Fließflächenmodellen nach Houlsby & Puzrin (2000)

Die Einführung der initialen Steifigkeiten in Stoffbeziehungen mit kinematischer Verfestigung als Aufweitung des elastischen Bereichs erfolgte durch die erweiterte Formulierung vieler Fließflächen zur Anpassung an die dehnungsabhängigen Steifigkeiten nach Houlsby & Puzrin (2000). Die Verwendung nur einer Fließfläche stellt eine Limitierung dar, wenn die Ergebnisse mit dem realen Bodenverhalten verglichen werden. Der Bereich mit linear elastischem Verhalten ist oft sehr klein und mit den Scherdehnungen starten plastische Verformungen. Mit dem Multiflächflächenmodell können die unterschiedlichen momentanen Spannungszustände in einer geschlossenen mathematischen Form erfasst werden. Im Inneren dieses Multiflächflächenmodells werden entstehende plastischen Verformungen durch so genannte „Bubbles“ Modelle erfasst (Stallebass et al. 2007). Die „Bubbles“ beschreiben

kleine kinematische Fließoberflächen, die sich mit den Spannungsänderungen im Spannungsraum bewegen.

Basierend auf dem Multifließflächenmodell entwickeln Houlsby & Puzrin (2000) ein Modell mit einer kontinuierlichen Fließflächenveränderung, siehe Abb. 2.1-49a. Diese Entwicklung ist logisch, da sowohl einzelne als auch viele Fließflächen künstliche Abgrenzungen darstellen und nicht das natürliche Verhalten des Bodens widerspiegeln. Dieses Modell kann die Veränderungen vom elastischen zum plastischen Bodenverhalten kontinuierlich reproduzieren und ist mit den Ansätzen der allgemeinen Thermodynamik konsistent. Im Kontext mit den Definitionen der Thermodynamik kann diese Theorie aufgeweitet werden, z. B. für poröse Medien. Im Falle einer kontinuierlichen hyperplastischen Form eines *small-strain* Modells wird die innere elastische und äußere Fließfläche durch zwei Funktionale kontrolliert.

### 5-3) *Small-strain*-Überlagerungsmodell nach Benz (2007)

Eine weitere Entwicklung der Simulation des *small-strain*-Bodenverhaltens erfolgte durch Benz (Abb. 2.1-49b) mit einem *small-strain* Überlagerungsmodell des Hardening-Soil Modells. Dieses Modell wurde im Programmpaket Plaxis implementiert.

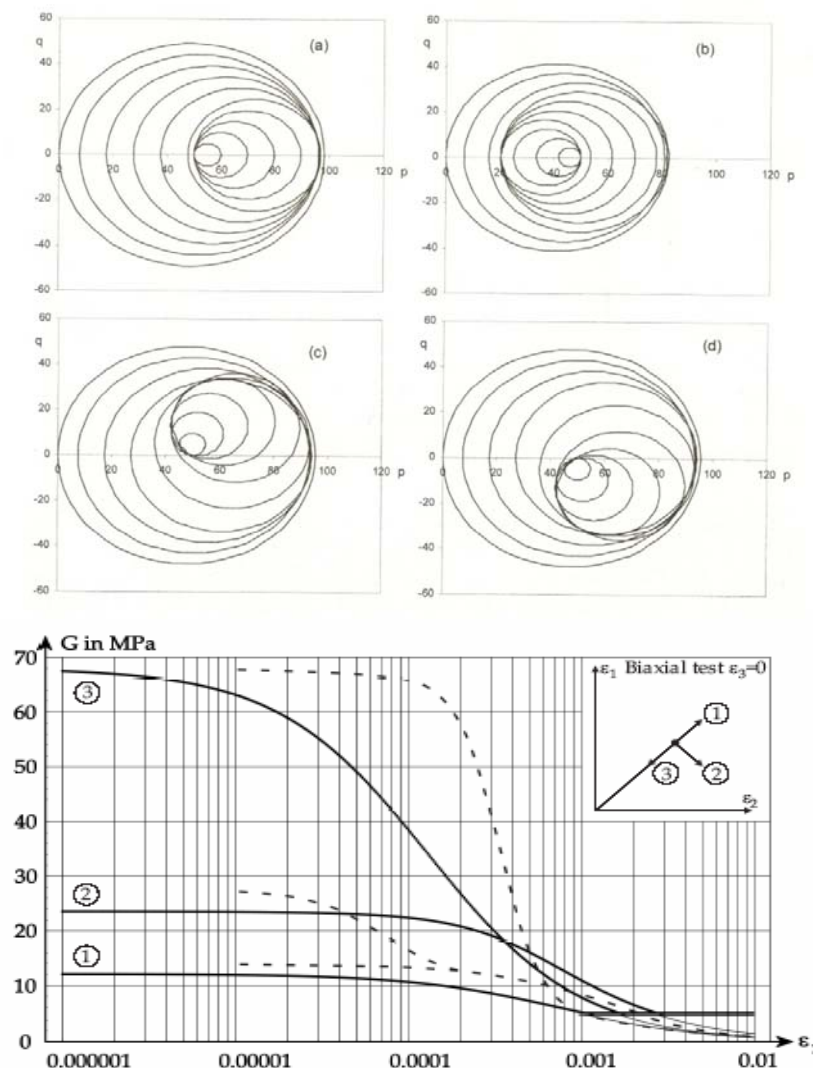


Abb. 2.1-49: a) Fließflächenfelder bei differenten Spannungspfaden (Houlsby & Puzrin 2000), b) Spannungs-Dehnungsdegradation im *small-strain* Überlagerungsmodell (Benz 2007).

#### 5-4) Stoffbeziehungen nach Pestana, Whittle & Salvati

Von Pestana (1994) wurde ein Stoffmodell für Ton und Sand vorgeschlagen, das MIT-S1 Modell. Zur Berücksichtigung eines strengen *small-strain* Verhaltens von Böden erfolgte durch Pestana & Whittle (1999) eine Modifizierung. Auf dieser Grundlage wurde von Salvati 2002 und Salvati & Pestana (2006) ein einfaches Bodenmodell entwickelt – SimSoil, welches das *small-strain* Verhalten granularer Böden für dynamische Berechnungen repräsentiert. Der große Vorteil der Entwicklungen von Pestana (1994) und Pestana & Whittle (1999) ist die Bereitstellung eines anisotropen, effektiven Spannungsmodells für Sand, wobei natürliche als auch sich entwickelnde Anisotropie in Sand (Vaid et al. 1989, Arthur und Menzies 1972) bearbeitet werden kann. In diesen Modellen ist ein großes Potential für weitere Entwicklungen enthalten. Das hysteretische Verhalten des Bodens unter zyklischen Einwirkungen (Erdbeben, Verkehr, Wellen) wird in besonderer Weise diskutiert.

Ebenfalls durch Pestana (1994) und Pestana & Whittle (1999) wurde ein neues Kompressionsmodell für kohäsionslose Böden entwickelt, in dem über einen weiten Bereich von Dichten und Drücken reversible und irreversible Dehnungen unter hydrostatischer Beanspruchung ermittelt werden können. Die Modellentwicklung beruht auf zahlreichen Beobachtungen von Kompressionsversuchen mit Ton und Sand.

Sandproben mit verschiedenen Ausgangslagerungsdichten erreichen bei hohen Drücken einen gleichen Zustand (Porenzahl), der mit einer Grenzkompressionskurve (*Limiting Compression Curve* - LCC) beschrieben wird, siehe Abb. 2.1-50. Die lineare Beziehung im  $\log e - \log \sigma'$ -Raum mit dem Anstieg  $\rho_c$ , bezeichnet man als Zusammendrückbarkeit der Bodenmatrix. Das entwickelte Bodenmodell erfasst Verformungsvorgänge vom Gleiten und Verdrehen von Partikeln bei kleinen Dehnungen bis hin zu Bruchvorgängen im Bodengefüge bei größeren Spannungen, dem Hauptanteil im LCC-Zustand.

#### 5-6) MIT-S1- Modell

Im MIT-S1- Modell wird die elastische Antwort unmittelbar nach einer Entlastung durch die elastischen Moduln  $G_{\max}$  und  $K_{\max}$  im *small-strain* Bereich definiert. Mit Berücksichtigung finden die Ausgangslagerungsdichte (Ausgangsporenzahl  $e_a$ ), die aktuelle Beanspruchung (Spannungsverhältnis  $\eta = q/p$ ) und die Poissonzahl  $\mu_0$  im *small-strain* Bereich. Das hysteretische Verhalten bei Be- und Entlastungsvorgängen wird durch Pestana (1994) im MIT-S1-Modell (Abb. 2.1-51) mit zwei Komponenten beschrieben.

(1) Erfassung des nicht-linearen Bodenverhaltens während Ent- und Wiederbelastung bei einem konstanten Spannungsverhältnis  $\eta$  oder einer mittleren effektiven Hauptspannung  $\sigma'$  als eine „perfekte Hysterese“ mit dem *small-strain* Tangentenmodul (siehe elastische Antwort), und

(2) Erfassung der irreversiblen (plastischen) Verformungen bei Annäherung des Spannungszustandes nach Wiederbelastung an die Erstbelastungs- bzw. LC-Kurve (hier im Bereich großer Dehnungen) durch Randbedingungen der Plastizitätstheorie.

Im Bereich kleiner bis mittlerer Dehnungen wird angenommen, dass die mittlere effektive Hauptspannung konstant bleibt. Dieser Zustand kann dann durch das „perfekte Hysterese“ – Modell mit *small-strain*-Steifigkeiten beschrieben werden.

SUMMARY OF COMPRESSION MODEL

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

$$d\varepsilon^e = \left(\frac{e}{1+e}\right) \frac{1}{C_b} \left(\frac{\sigma'}{p_a}\right)^{-1/3} \frac{d\sigma'}{p_a}$$

$$d\varepsilon^p = \left(\frac{e}{1+e}\right) \left(\rho_c - \frac{(\sigma'/p_a)^{2/3}}{C_b}\right) (1 - \delta_b^\theta) \frac{d\sigma'}{\sigma'}$$

Mapping distance:  $\delta_b = 1 - \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_b}\right)$ ;  $0 \leq \delta_b \leq 1$

LCC states:  $\sigma'_b = \sigma'_r \left(\frac{1}{e}\right)^{1/\rho_c}$

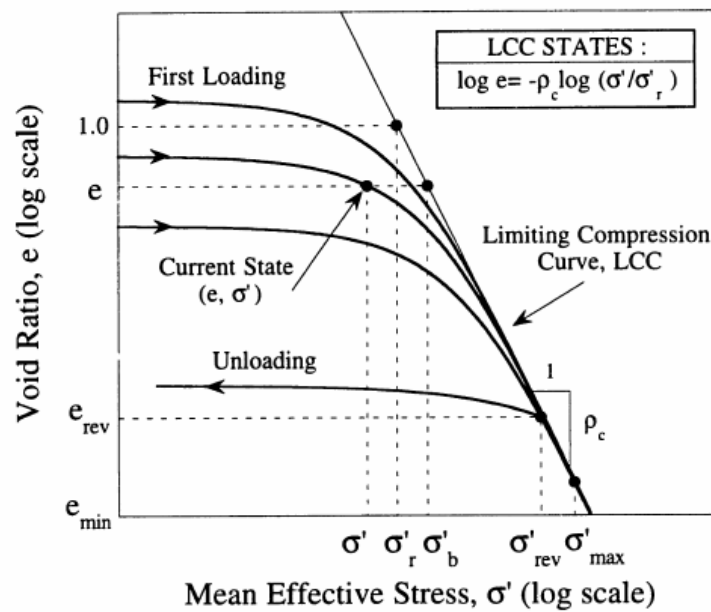


Abb. 2.1-50: Kompressionsversuche von Sand mit verschiedenen Ausgangsporenzahlen e unter hydrostatischem Druck.

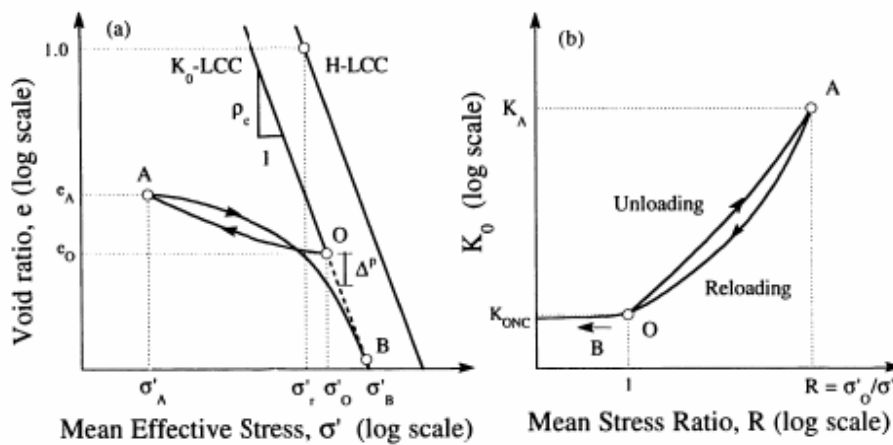


Abb. 2.1-51: MIT-S1-Modell für die Erstbelastung und die Ent- und Wiederbelastung bei hydrostatischer und 1D – Kompression (Pestana 1994).

Das MIT-S1-Modell arbeitet mit einer variablen Poisson-Zahl  $\mu'$ , um variable  $K_0$  – Werte (=  $\sigma_h'/\sigma_v'$ ) zu berücksichtigen  $\mu' = (\mu_0' + \omega \xi_s/3) / (1 + 2\omega \xi_s/3)$  in den Schranken  $\mu_0' \leq \mu' \leq 0,50$ . Der Eingangsparameter  $\omega$  kann direkt aus den effektiven Werten der 1D-Entlastung ermittelt werden:

$$\omega = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{(1 + 2K_{ONC})}{(1 - K_{ONC})^2} \left( K_{ONC} - 1 + \frac{2G_{\max}}{K_{\max}} \left( \frac{1 + 2K_{ONC}}{3} - \frac{1}{OCR_1} \right) \right)$$

$K_{ONC}$  – seitlicher Spannungskoeffizient für Erstbelastung /  $OCR_1$  – Koeffizient der Überkonsolidierung bei  $K_0 = 1$

$$\xi_s = \frac{3\sqrt{6}(K_0 - K_{0NC})}{(1 + 2K_{0NC})(1 + 2K_0)}$$

Aus den Versuchsergebnissen ist zu erkennen, dass dieses Modell gleichermaßen für Ton und Sand verwendet werden kann. Der Ruhedruckbeiwert  $K_0$  kann wie folgt ermittelt werden:

$$K_0 = K_{ONC} OCR - \left( \frac{9\mu_0' + \omega(1 + \mu_0')\xi_s}{9(1 - \mu_0') + \omega(1 + \mu_0')\xi_s} \right) (OCR - 1)$$

### 5-7) SimSoil-Modell

Eine Modifizierung des MIT-S1-Modells erfolgte mit dem SimSoil-Modell von Salvati (2002), Pestana & Salvati (2006). Im SimSoil-Modell sind die Basisannahmen des MIT-S1-Modells erhalten. Die Begrenzungen im hysteretischen Verhalten wurden beseitigt und mit dem Konzept der effektiven Spannungen verbunden. Da bei kleinen bis mittleren Dehnungen Porenwasserdrücke wenig Einfluss haben, ist auch ein Konzept mit totalen Spannungen eingearbeitet. In diesem Modell wird eine robuste Formulierung für die maximale Schubsteifigkeit (Abb. 2.1-42) benutzt.

Die allgemeine Formulierung innerhalb von SimSoil zur Bestimmung von  $G_{\max}$  ist wie folgt definiert:

$$\frac{G_{\max}}{P} = G_b \cdot f_1[e] \cdot f_2\left[\frac{P}{P_{at}}\right]$$

wobei  $p$  – mittlere effektive Spannung;  $p_{at}$  – atmosphärische Druck;  $e$  – Porenzahl und  $G_b$  – eine Materialkonstante (400..800) darstellt. Die Gleichungen  $f_1$  und  $f_2$  sind wie folgt definiert:  $f_1(e) = e^{-1.3}$  und  $f_2(e) = (1+e)/e$ . Die obigen Formulierungen sind ohne Berücksichtigung der Anisotropie. Für kohäsionsloses, nicht zementiertes Material bzw. zementierten Sand und Kies werden folgende Gleichungen angegeben:

$$\frac{G_{\max}}{P} = G_b \cdot e^{-1.3} \left(\frac{P}{P_{at}}\right)^n \quad \text{bzw.} \quad \frac{G_{\max}}{P} = G_b \cdot e^{-1.3} \left(\frac{P}{P_{at}} + a_{cc} CC^2\right)^n$$

wobei  $CC$ - den prozentualen Zementanteil des Gewichtes beschreibt und  $a_{cc}$ - eine Konstante ist, welche den Zementierungstyp und -prozess beschreibt.

Die nichtlineare Antwort des Bodens wird besser über eine Reduktionskurve, welche die Steifigkeit kontrolliert, in deren dehnungsabhängigen Formulierung gegeben.

$$\frac{G_{\tan}}{G_{\max}} = \frac{1}{(1 + \omega_s \xi_s^{0.75} + \omega_s \xi_s + \omega_a^2 \xi_s^2)} \quad \text{bzw.} \quad \frac{G_{\tan}}{G_{\max}} = \frac{1}{(1 + \omega_s (c\tau^*)^{0.75} + \omega_s c\tau + \omega_a^2 (c\tau)^2)}$$

Darin sind  $\omega_s$  and  $\omega_a$  Materialparameter, die die Nichtlinearität erfassen. Parameter  $\omega_s$  kontrolliert die kleinen bis mittleren Dehnungen,  $\omega_a$  die mittleren bis großen Dehnungen. Der Parameter  $\xi_s = \|\eta - \eta_{\text{rev}}\|$  ist eine dimensionslose Spannungsgröße mit  $\eta$  = Spannungsverhältnis der deviatorischen und der mittleren effektiven Hauptspannung sowie  $\eta_{\text{rev}}$  = Spannungsverhältnis im aktuellen Spannungsumkehrpunkt. Der Parameter  $\xi_s^*$  ist begrenzt mit 0.005, um die Effekte im mittleren bis großen Dehnungsbereich zu limitieren. Die weiteren Parameter sind  $c = 1,414/p$  und  $\tau^*$  wird auf einen maximalen Wert von  $0,005/c$  begrenzt. Der tangentielle Schubmodul  $G_{\tan}$  in wird für die Ermittlung der Scherdehnung  $\gamma$  in benötigt.

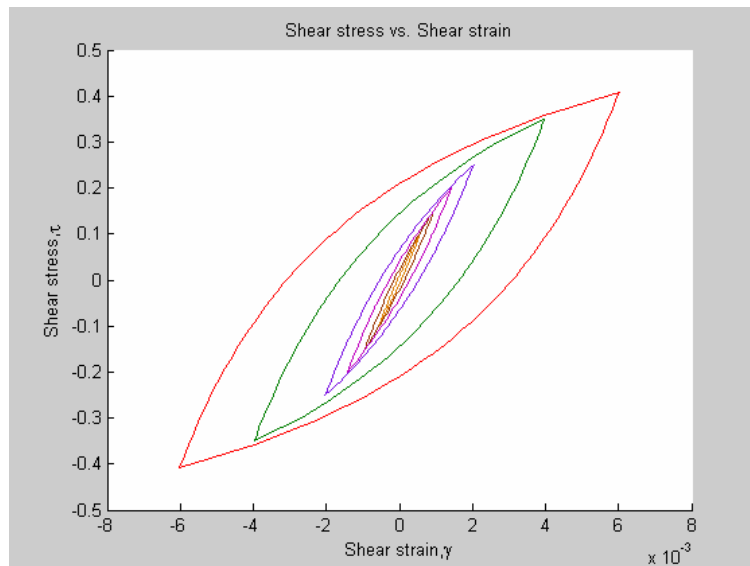
$$\gamma = \begin{cases} c_1 \left[ c\tau + \frac{\omega_s (c\tau)^{1.75}}{1.75} + \frac{\omega_s}{2} (c\tau)^2 + \frac{\omega_a^2}{3} (c\tau)^3 \right] & \text{if } (c\tau) \leq 0.005 \\ c_1 \left[ c\tau + \frac{\omega_s (c\tau^*)^{1.75}}{1.75} + \frac{\omega_s}{2} (c\tau)^2 + \frac{\omega_a^2}{3} (c\tau)^3 + \omega_s (c\tau^*)^{0.75} c\tau^{**} \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

Der dehnungsabhängige Zuwachs des hysteretischen Dämpfungsverhältnisses ist mit den obigen Formeln gegeben. Insgesamt ist die Erfassung der Dämpfung bei kleinen Dehnungen besser gelöst, was bei den hysteretischen Modellen allgemein ein Problem ist. Mit diesen Ansätzen in SimSoil können sowohl Antworten des Bodens für einen großen Bereich von Drücken als auch bei verschiedenen Graden der Zementierung beschrieben werden. Das äquivalente viskose Dämpfungsverhältnis ( $\lambda$ ) ist eine Funktion des Verhältnisses der Energiedissipation ( $\Delta W$ ) in einem hysteretischen Zyklus zu der maximalen gespeicherten Energie ( $W$ ). Das Dämpfungsverhältnis kann nach Ishihara (1996) wie folgt bestimmt werden:

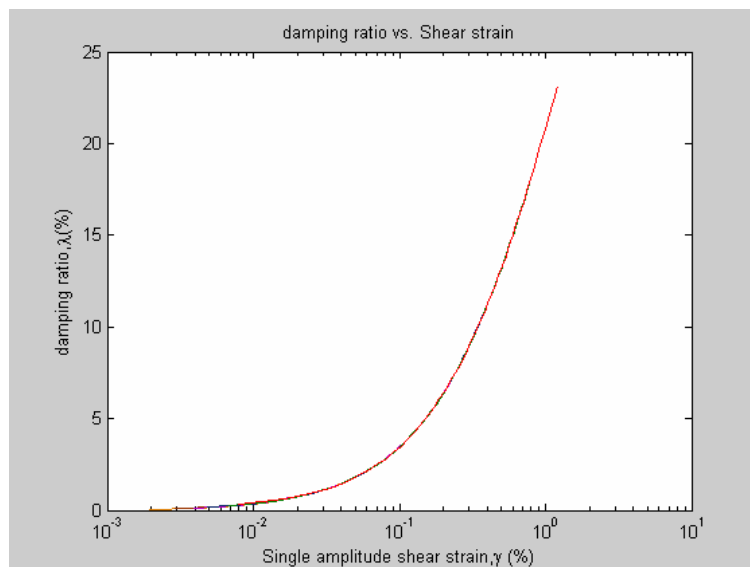
$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{2}{\pi} \left[ 1 - \frac{2 \int_0^{\tau_a} \gamma(\tau) d\tau}{\tau_a \gamma(\tau_a)} \right]$$

### Vergleichsuntersuchungen: Hyperbolisches Modell und SimSoil-Modell

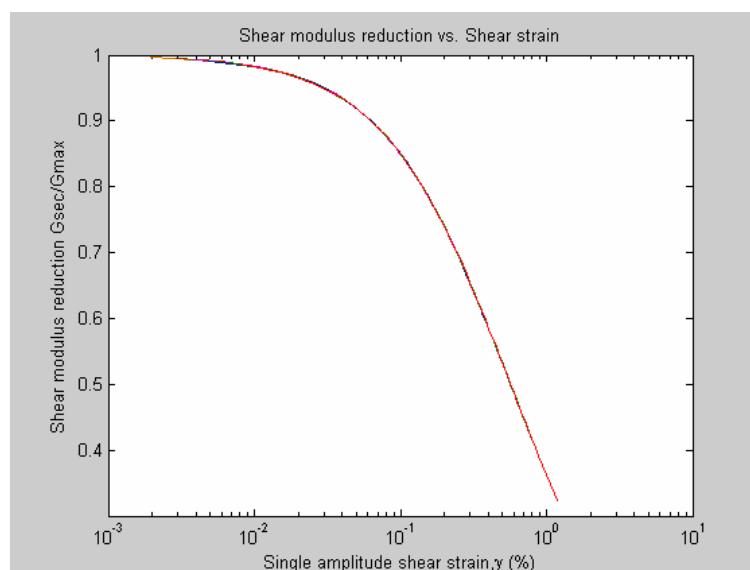
Die unterschiedlichen konstitutiven Modelle wurden in einem Programmrahmen mit Hilfe von Matlab implementiert, um weitere Berechnungen im Routinedesign durchführen zu können. Nachfolgend sind vergleichende Betrachtungen dem hyperbolischen Modell und dem SimSoil-Modell bei zyklischer Beanspruchung dargestellt, wobei immer gleiche Eingangswerte genutzt wurden. Die Ergebnisse mit dem hyperbolischen Modell sind in Abb. 2.1-52 bis Abb. 2.1-58 dargestellt. Für die gewählten Parameter ergaben sich keine signifikanten Unterschiede zwischen dem hyperbolischen Modell und dem SimSoil-Modell.



**Abb. 2.1-52: Hyperbolisches Modell - Scherspannungen vs. Scherdehnungen.**

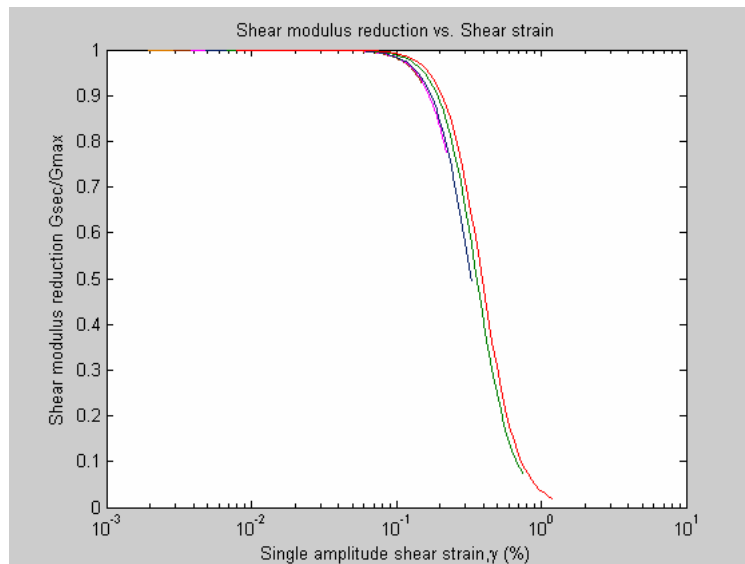


**Abb. 2.1-53: Hyperbolisches Modell - Dämpfungsverhältnis vs. Scherdehnung.**

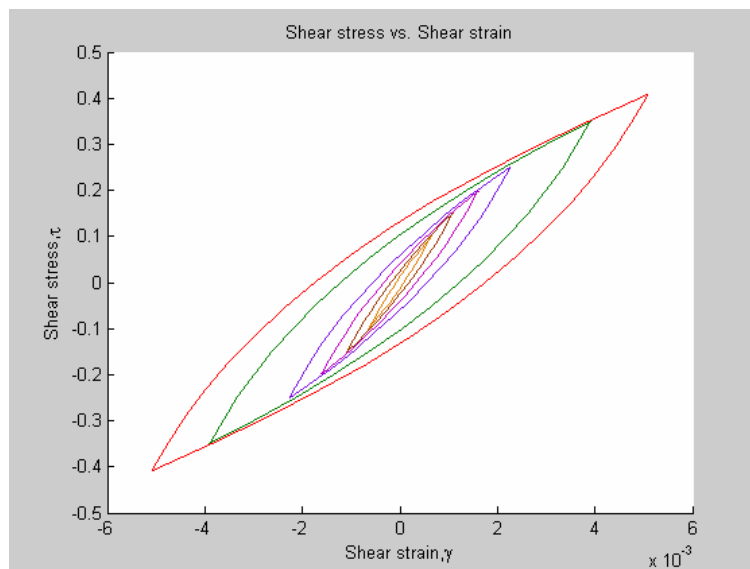


**Abb. 2.1-54: Hyperbolisches Modell – Schubmodulreduzierung vs. Scherdehnung.**

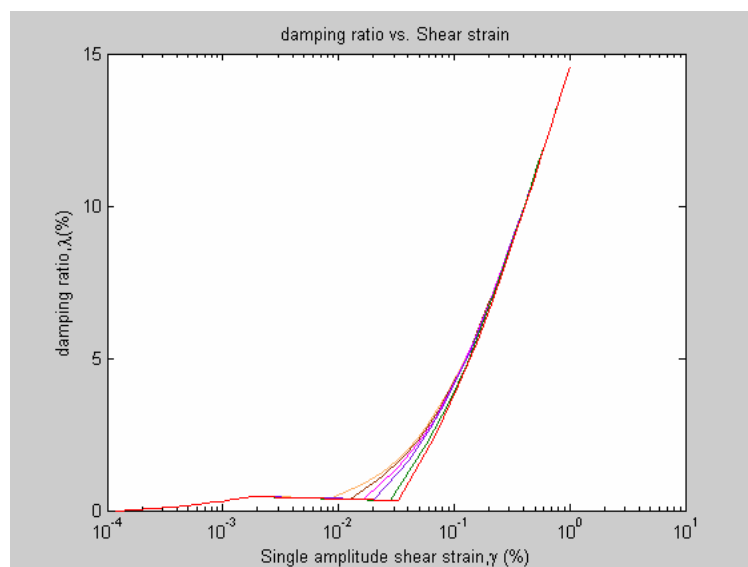




**Abb. 2.1-55: Hyperbolisches Modell – Simulation der Schermodulreduktion vs. Scherdehnung.**



**Abb. 2.1-56: SimSoil Simulation - Scherspannungen vs. Scherdehnungen.**



**Abb. 2.1-57: SimSoil Simulation - Dämpfungsverhältnis vs. Scherdehnung.**

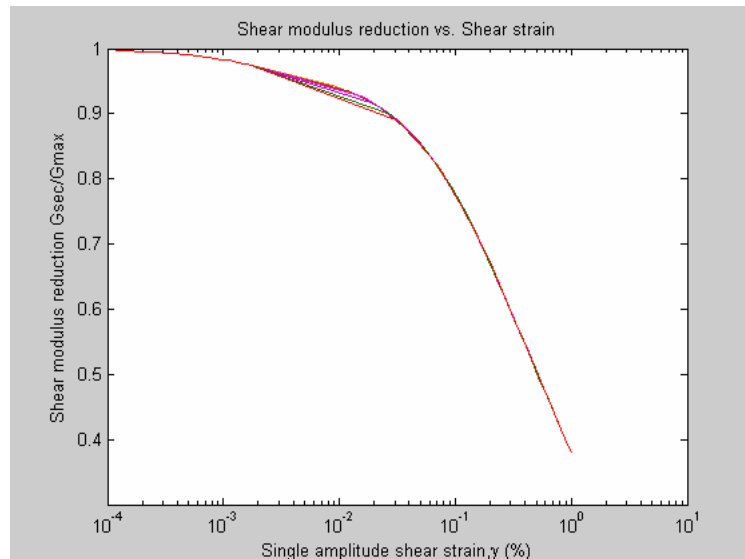


Abb. 2.1-58: SimSoil Simulation Schubmodulreduzierung vs. Scherdehnung.

### 2.1.5 Identifikation initialer Bodenzustände aus konventionellen *in situ* Untersuchungen

Neben den dargestellten Laboruntersuchungen mit den benannten Problemen der Probenqualität bilden die geophysikalischen und geotechnischen Analyseverfahren im Feld, siehe Abb. 2.1-1, einen Schwerpunkt in der kombinierten Standortuntersuchung.

Innerhalb dieser Feldanalysen besitzen international die geophysikalischen, besonders seismischen Verfahren (Oberflächen- und Bohrlochverfahren) sowie die Drucksondierungen (CPT-Sondierungen) in Verbindung seismischen und Porenwasserdruckmessungen (SCPTu) einen hervorzuhebenden Stellenwert. Dieser Stellenwert hat sich in jüngster Zeit durch die notwendige Ermittlung des initialen Bodenverhaltens bei sehr kleinen Dehnungen erhöht. Die Laboruntersuchungen liefern zusätzlich Untersuchungsergebnisse zur Variation der *in situ* ermittelten Bodenparameter. Die kombinierte Standortanalyse bündelt alle Informationen, um den Anforderungen der modernen Bodenmechanik und seiner Entwicklungstendenzen gerecht zu werden.

#### Grundlagen der CPT Auswertungen/ Messungen

CPT - Tests besitzen eine große Anwendungsbreite in der Geotechnik und im Geotechnischen Erdbebeningenieurwesen, wie a) die Standortcharakterisierung und Ermittlung von geologischen Bodenprofilen, b) die Identifizierung kritischer Zonen für Probenahmen oder weitere *in situ* Tests, c) die Ermittlung der Bodenparameter für geotechnischen Berechnungen, d) die Bestimmung der tiefenabhängigen initialen Schermoduls, e) die Ermittlung der Residual-Festigkeiten, f) die Abschätzung der Triggerung von Bodenverflüssigung und g) die Evaluierung der Wirksamkeit von Bodenverbesserungsmaßnahmen.

CPT- Nutzung im Umweltingenieurwesen, wie a) Ermittlung der Grundwasserparameter und der Ausbreitungsbedingungen, b) Ermittlung von Kontaminationstypen und deren Verteilungen und c) Messung hydraulischer Durchlässigkeiten.

Mit der CPT-Sonde (Abb. 2.1-59) werden folgende Daten registriert:

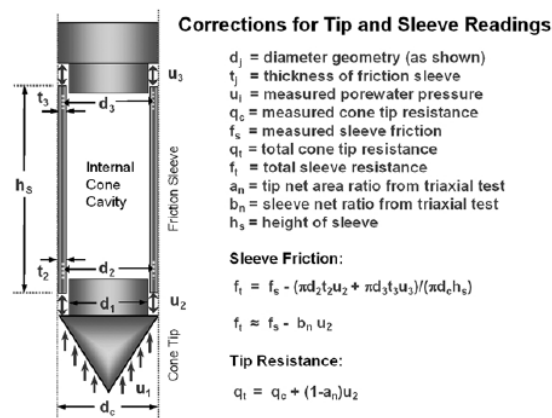
- Spitzenwiderstand  $q_c = F_c / A_c$  mit  $F_c$  – Axialkraft,  $A_c$  – Spitzenquerschnitt
- Mantelreibung  $f_s = F_s / A_s$  mit  $F_s$  – Mantelreibungskraft,  $A_s$  – Mantelfläche
- Reibungsverhältnis  $R_f = f_s / q_c$

Diese Messwerte müssen mit dem Porenwasserdruck korrigiert werden:

- totaler Spitzenwiderstand  $q_t = q_c + (1 - a_n) u_2$  mit  $a_n = 0,55 - 0,90$  (Ton bis Sand),  $u_2$  – Porenwasserdruck an der Sondenschulter für reinen Sand  $u_2 = u_0$  mit  $u_0$  – hydrostatischer Druck und intakten Ton  $u_2 / u_0 \approx 3,0 - 10,0$  (weich bis steif)
- totale Mantelreibung  $f_t = f_s - b_n u_2$
- totales Reibungsverhältnis  $FR = R_f = f_t / q_t$  [%]

Mit  $R_f$  kann sehr einfach der Bodentyp identifiziert werden:

$R_f < 1\%$  Sand;  $R_f > 4\%$  Ton, toniger Schluff.



**Abb. 2.1-59: CPT Messung (Jamiolkowski et al. 1985).**

In einem weiteren Schritt müssen die Messwerte entsprechend der vorhandenen Vertikalspannungen im Boden normiert werden. Mit Anwachsen des Überlagerungsdruckes mit der Tiefe tendiert der Spitzendruck ebenfalls zum Anwachsen. Um Interpretationsfehler zu vermeiden, wurde ein normierter Sondenspitzenwiderstand eingeführt (Wroth 1984, Schneider et al. 2008). Bei einer undrainierten Penetration wird der Spitzenwiderstand primär durch die undrainierte Scherfestigkeit  $S_u$  kontrolliert, ausgedrückt durch den Spitzendruckfaktor  $N_{kt}$ :

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{v0}) / S_u = q_{cnet} / S_u,$$

mit  $q_t$  – totaler Spitzenwiderstand,  $\sigma_{v0}$  – totale vertikale Spannung bzw. Überlagerungsdruck,  $q_{cnet} = (q_t - \sigma_{v0})$  - bereinigter Spitzendruck,  $S_u$  – undrainierte Scherfestigkeit.

### Berechnung des Sondierwiderstandes - theoretische Grundlagen

Mit folgenden Ansätzen lässt theoretisch der Sondenspitzenwiderstand angeben a) Theorie der Grenztragkraft, b) Theorie der Hohlräumeaufdehnung, c) Untersuchung des stationären Deformationszustandes, d) FEM-Analyse, e) Kalibrierung mit Testmessungen.

Neben notwendigen Testmessungen werden die theoretischen Untersuchungen a) und b) am meisten verwendet. Für das Forschungsprojekt COMEXTECH ist die Hohlräumeausdehnung interessant, da hier Verformungszustände und nicht wie bei der Grenztragkraftuntersuchung

Bruchzustände analysiert werden. Die *Cavity Expansion* Theorie wird erfolgreich für Sand und Ton angewendet.

### 1) Grenztragkraftberechnung

Der Sondenwiderstand wird gleich der Versagenslast eines tiefen kreisrunden Fundamentes angenommen (Versagensmechanismen nach Terzaghi 1943, Hu 1965, Vesic 1963; s. a. zusammenfassend Yu/ Mitchell 1998), siehe Abb. 2.1-60.

Tonboden:  $q_c = N_c s_u + p_0$  oder  $q_c = N_c S_u + \sigma_{v0}$

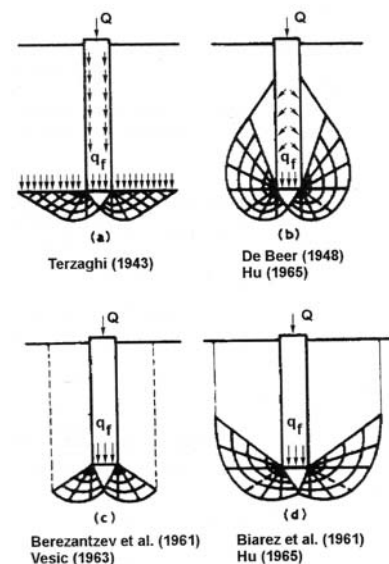
mit  $c$  – Tragfähigkeitsfaktor oder Spitzendruckfaktor für Ton,  $S_u$  – undrainierte Scherfestigkeit,  $p_0$  – totale mittlere Hauptspannung,  $\sigma_{v0}$  – totale vertikale Spannung;

Sandboden:  $q_c = N_q \sigma_{v0}$

mit  $N_q$  - Tragfähigkeitsfaktor oder Spitzendruckfaktor für Sand.

Die Ermittlung der Spitzendruckfaktoren erfolgt mit verschiedenen theoretischen Ansätzen für das Grenzgleichgewicht nach (Meyerhof 1961; Janbu & Senneset 1974; Durgunoglu & Mitchell 1975; Chen & Juang 1996) oder die Gleitflächenanalyse (Sokolovskii 1965; Houlsby & Wroth 1982; Koumoto 1988; De Simone & Golia 1988).

Alle diese Theorien haben aber den Nachteil, dass Bruchparameter verwendet werden, so dass keine Bewertung des Spannungs-Dehnungs- bzw. Volumenverhaltens möglich wird. Eine Zusammenfassung aller Tragfähigkeitsfaktoren zur Bestimmung des Sondenwiderstandes wird Yu & Mitchell (1998); Mitchell & Brandon (1998) gegeben.



**Abb. 2.1-60: Versagensmechanismen für eine CPT-Sonde. (Yu & Mitchell 1998)**

### 2) Theorie der Hohlraumaufdehnung

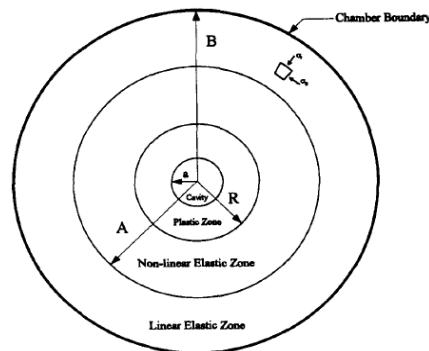
Im Gegensatz zur Grenztragkrafttheorie (Analyse von Bruchzuständen) ist die Theorie der Hohlraumaufdehnung besser geeignet, Spannungen und Verformungen im Nichtversagenszustand zu beschreiben. Es werden die Spannungen und Verformungen bei der Aufweitung eines Hohlraumes in einem elasto-plastischen Material analysiert, die durch den Sondendruck entstehen. Der Sondendruck, der ein tiefes Loch im Boden erzeugt, ist gleich dem Druck, der nötig ist, um einen Hohlraum mit dem gleichen Volumen und den gleichen Randbedingungen in einem elasto-plastischen Medium zu erzeugen (Vesic 1972,1977; Baligh 1975; Yu 1993; Salgado 1993 and 1997; Yasufuku & Hyde 1995).

Zur Lösung der Problemstellung werden folgende Prozessschritte erforderlich:

- 1) Bestimmung des zylindrischen Hohlraumdruckes und der elastischen und plastischen Deformationen (Abb. 2.1-61) während der Sondeneindrückung;
- 2) Ermittlung der Relation zwischen dem Expansionsdruck und dem Sondenwiderstand  $q_c$ ;

- Lösung für bindige Böden: Vesic (1972, 1977)
- Berechnung eines Tragkraftfaktors aus einer sphärischen Lösung
- Lösung für nicht bindige Böden: (Vesic 1972, 1977; Chen & Juang 1996). Es werden sphärische und zylindrische Lösungsansätze benutzt.

Eine Zusammenstellung der ermittelten Tragkraftfaktoren aus verschiedenen Lösungsansätzen nach der Theorie der Hohlräume aufdehnung ist in Yu & Mitchell (1998) und Mitchell & Brandon (1998) gegeben.



**Abb. 2.1-61: Theorie der Hohlräume aufdehnung - Generierung elastischer und plastischer Zonen.**

### Ableitung von Bodenparametern aus CPT-Messungen

Mit den im vorigen Abschnitt formulierten Gleichungen zur Ermittlung des Sondierspitzen druckes für Tonböden:  $q_c = N_c S_u + \sigma_{v0}$  bzw. Sandböden:  $q_c = N_q \sigma_{v0}$  lassen sich über die in der Literatur angegebenen Tragkraftbeiwerte bei gemessenen Sondierspitzen drücken  $q_c$  die passenden Bodenparameter, z. B. der Schubmodul  $G$  und die undrainierte Scherfestigkeit invers bestimmen.

Diese Scherfestigkeit ist von vielen Faktoren abhängig, von der Versagensart, der Anisotropie, der Dehnungsrate und der Belastungsgeschichte. In der theoretischen Lösung sind die Tragkraftbeiwerte  $N_q$  und  $N_c$  entsprechend der Darstellungen im vorigen Abschnitt vom Steifigkeitsindex  $I_r = G / S_u$  abhängig. Dabei ist der Schubmodul  $G$  entsprechend des aktuellen Dehnungsniveaus während der Penetration zu berücksichtigen. Mayne 2001 gibt den Steifigkeitsindex  $I_r$  für Ton und Schluff aus CPTu-Daten wie folgt an:

$$I_r = \exp \left[ \left( \frac{1,5}{M} + 2,925 \right) \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{q_t - u_2} \right) - 2,925 \right]$$

mit  $M = 6 \sin \varphi' / (3 - \sin \varphi')$ .

Keaveny & Mitchell (1986) leiten aus Triaxialtests eine empirische Korrelation entsprechend Abb. 2.1-62 ab.

**Undrainierte Scherfestigkeit:** Für die undrainierte Scherfestigkeit  $S_u$  lassen sich nach Schneid (2005) folgende empirische Korrelationen angeben

$$a) \quad S_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{kt}$$

mit  $q_t$  – totaler Sondenspitzen druck,  $\sigma_{v0}$  – totale vertikale Spannung/ Überlagerungs druck,  $N_{kt}$  – Spitzen druckfaktor, der in Abhängigkeit vom Plastizitätsindex  $I_p$  angegeben wird ( $N_{kt}$  steigt mit  $I_p$  an), allgemein  $N_{kt}$ -Werte von 10 - 20; Korreliert aus Trx-Tests:  $N_{kt} = 8 - 16$  für  $I_p = 3 -$

50 %. Schnaid (2005) gibt für die Bearbeitung von Ingenieurentwurfsaufgaben einen Spitzendruckfaktor  $N_{kt} = 12-15$  an. Dies ist der Bereich empirischer  $N_{kt}$ -Werte für einen Bereich des Steifigkeitsindex  $I_r = 50 - 500$ , obwohl allgemein die Steifigkeitsindizes zwischen 50 und 200 schwanken.

$$b) \quad S_u = (q_t - u_2) / N_{ke} = q_e / N_{ke}$$

mit  $q_t$  – totaler Sondenspitzenruck,  $u_2$  – Porenwasserdruck,  $N_{ke}$  – Spitzendruckfaktor, bezogen auf  $B_q$ ;  $N_{ke} = 11 - 3$  für  $B_q = 0,3 - 0,9$ ;  $q_e = (q_t - u_2)$  – sehr kleiner und sensibler Wert infolge der  $u_2$ -Meßwerte;

$$c) \quad S_u = \Delta u / N_{\Delta u} = (u_2 - u_0) / N_{\Delta u}$$

mit  $N_{\Delta u} = 2 - 20$  (Mittelwert 7).

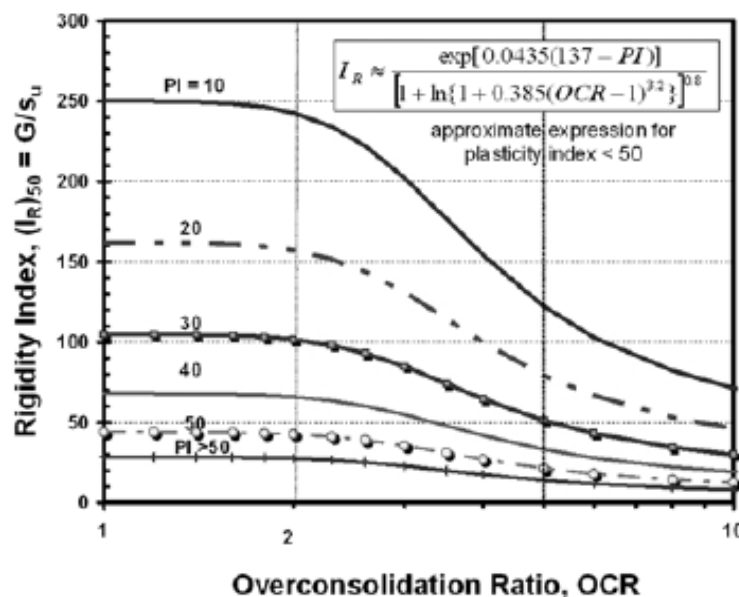


Abb. 2.1-62: Ermittlung des Steifigkeitsindex  $I_r$  mit dem Plastizitätsindex und OCR (Keaveny & Mitchell 1986).

Eine aktivierte undrainierte Scherfestigkeit wird nach Trak et al. (1980); Terzaghi et al. (1996) angegeben:  $S_u \approx 0,22 \sigma_p'$ , mit  $\sigma_p'$  - Vorbelastung des Bodens, Abschätzung der Vorbelastung nach Chen & Mayne 1996  $\sigma_p' = 0,305 (q_t - \sigma_{v0})$  oder  $\sigma_p' = 0,65 (q_t - \sigma_{v0})(I_p)^{0,23}$ . Bei der Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit in bindigen Böden hat die Dehnungsrate in den Versuchen (nach Randolph 2004) wegen der vorhandenen Viskosität in den Böden einen entscheidenden Einfluss:

$$S_u = S_{u,ref} + \mu \log(\dot{\gamma} / \dot{\gamma}_{ref}); \quad \text{mit } S_{u,ref} \text{ bei } \dot{\gamma}_{ref} \text{ (Referenzdehnungsrate); Koeffizient } \mu = 0,10 \text{ bis } 0,15$$

Diskrepanzen bei der Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit können durch unterschiedliche Dehnungsraten in den Feld- und Laborversuchen entstehen:

a) typische Dehnungsraten in Labortests  $10^{-3}$  % pro sec (1% pro Stunde); b) typische Dehnungsraten in Feldversuchen  $10^{+3}$  % pro sec; In Verbindung mit geotechnischen Konstruktionen entstehen Dehnungsraten von  $10^{-5}$  % pro sec bis  $10^{-7}$  % pro sec.

**Deformationseigenschaften bindiger Böden:** Diese Deformationseigenschaften werden durch einen Steifigkeitsmodul ausgedrückt und sind abhängig von der Belastungsgeschichte im Boden, der Größe der eingetragenen Spannungen und Dehnungen, den Drainagebedingungen und der Art der Spannungspfade. Für feinkörnige und bindige Böden wird meist die ödometrische Steifezahl  $E_s$ , der undrainiert ermittelte Young-Modul  $E_u$  (Kompressionsversuch) und der Schubmodul  $G_0$  (bei sehr kleinen Dehnungen) verwendet. Aus CPT/ CPTU – Messdaten können die Moduln abgeleitet werden - indirekt durch Verwendung abgeleiteter Parameter wie z. B.  $S_u$  bzw. direkt in Bezug auf den gemessenen Sondenwiderstand.

- a) Steifezahl  $E_s$  ( $M = 2,3(1+e)\sigma_v'/C_c = 1/m_v$ ) – Ableitung aus dem Spitzendruck:

$$E_s = M = 1/m_v = \alpha_m \cdot q_c; \text{ Werte } \alpha_m: \text{ Mitchell \& Gardner 1975 oder Lunne 1997}$$

- b) undrainierter Young-Modul  $E_u$  (Kompression) – Ableitung aus der undrainierten Scherfestigkeit:

$$E_u = n \cdot S_u; \text{ Werte } n: \text{ nach Ladd (1977)}$$

- c) Schermodul  $G_0$  bei sehr kleinen Dehnungen (mehr oder weniger konstanter Wert für Dehnungen  $< 10^{-5}$ )

- d) bei bekannter tiefenabhängiger Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$  [m/s] - unter Verwendung der Wellenausbreitungstheorie:

$$G_0 = \rho_{\text{total}} \cdot v_s^2; \rho_{\text{total}} [\text{t/m}^3] \text{ und } v_s [\text{m/s}]$$

- e) bei bekanntem Größen der Porosität  $e_0$  und des  $q_t$  – Profils:

$$G_0 = 99,5 (p_a)^{0,305} (q_t)^{0,695} / (e_0)^{1,130}$$

- f) weitere Vorschläge für die initiale Schubsteifigkeit bindiger Böden direkt aus dem Spitzenwiderstand  $q_c$  oder  $q_t$  (Rix & Stokoe 1991, Mayne & Rix 1993, Tanaka et al. 1994, Simonini & Cola 2000, Schnaid 2005)

$$G_0 = 406 q_c^{0,695} e_0^{-1,130} [\text{kPa}]; e_0 - \text{Anfangsporenzahl}$$

$$G_0 = 50 (q_t - \sigma_{v0}) [\text{kPa}]; \sigma_{v0} - \text{totale vertikale Spannung}$$

$$G_{\text{max}} = 99,5 (p_a)^{0,305} (q_c)^{0,695} / (e_0)^{1,13} [\text{kPa}].$$

Die Bestimmung der äquivalenten E-Moduli ist direkt aus den Schubmodul und der Querdehnzahl ermittelbar.

Auf der Grundlage der Theorie der Hohlräumeaufdehnung gibt Schnaid (2005) für granulare Böden unter ebenen Dehnungszuständen die maximale Steifigkeit bei kleinen Dehnungen an:

$$G_0 = \alpha (q_c \cdot \sigma_v' \cdot p_a)^{0,33} [\text{kPa}]$$

$$q_c = p_{1s}' (1 + \sqrt{3} \tan \varphi_{ps})$$

mit  $p_{1s}'$  - effektiver sphärischer Grenzdruck im Hohlraum;  $\varphi_{ps}$  - maximaler Reibungswinkel im Boden im ebenen Dehnungszustand;  $p_a$  - atmosphärischer Druck;  $\sigma_v'$  - effektive vertikale Oder mittlere Hauptspannung

Aus unterschiedlichen Untersuchungen mit obigen Gleichungen lässt sich eine untere und obere Schranke für die initiale Steifigkeit von granularen Böden für Voruntersuchungen ohne direkte Messungen der Scherwellengeschwindigkeit angeben:

$$G_0 = 280 (q_c \cdot \sigma_v' \cdot p_a)^{0,33} [\text{kPa}] \quad \text{obere Schranke, zementierte Böden}$$

$$G_0 = 110 (q_c \cdot \sigma_v' \cdot p_a)^{0,33} [\text{kPa}] \quad \text{untere Schranke, unzementierte Böden}$$

## 2.1.6 Anwendung initialer Bodenzustände in Routinedesign

Die Steifigkeit des Bodens hängt von seiner geologischen Lage, seiner Belastungsgeschichte und von seiner aktuellen Belastung ab. Für den Ausgangs- bzw. Ruhezustand des Bodens vor einer bautechnischen Nutzung sind die natürlichen bzw. initialen Bodenzustände zu erfassen, u. a. Wassergehalt, Lagerungsdichte, Dichte, Porenvolumen, Festigkeit, Steifigkeit. Die Ausgangssteifigkeit eines Bodens im konsolidierten Zustand (Ruhezustand) ist durch eine Steifigkeit im Bereich sehr kleiner Dehnungen gekennzeichnet. Erst durch eine neue Beanspruchung/ Spannung im Boden stellt sich eine Verformung/ Dehnung im Boden ein. Parallel zu diesem Vorgang muss sich die Steifigkeit im Boden anpassen, d. h. die Anfangssteifigkeit des Bodens muss sich abmindern auf einen aktuellen Wert, der der eingetretenen Verformung entspricht. Anders ausgedrückt kann man mit Kenntnis einer dehnungsabhängigen aktuellen Steifezahl die sich einstellenden Verformungen/ Setzungen prognostizieren. Aus der Literatur und aus eigenen Erfahrungen ist die unsichere Kenntnis der zutreffenden dehnungsabhängigen Bodensteifigkeit die entscheidende Ursache für viele falsche Prognosen der eintretenden Setzungen z. B. unter Flachfundamenten, siehe Abb. 2.1-63, weniger sind es die Modelle.

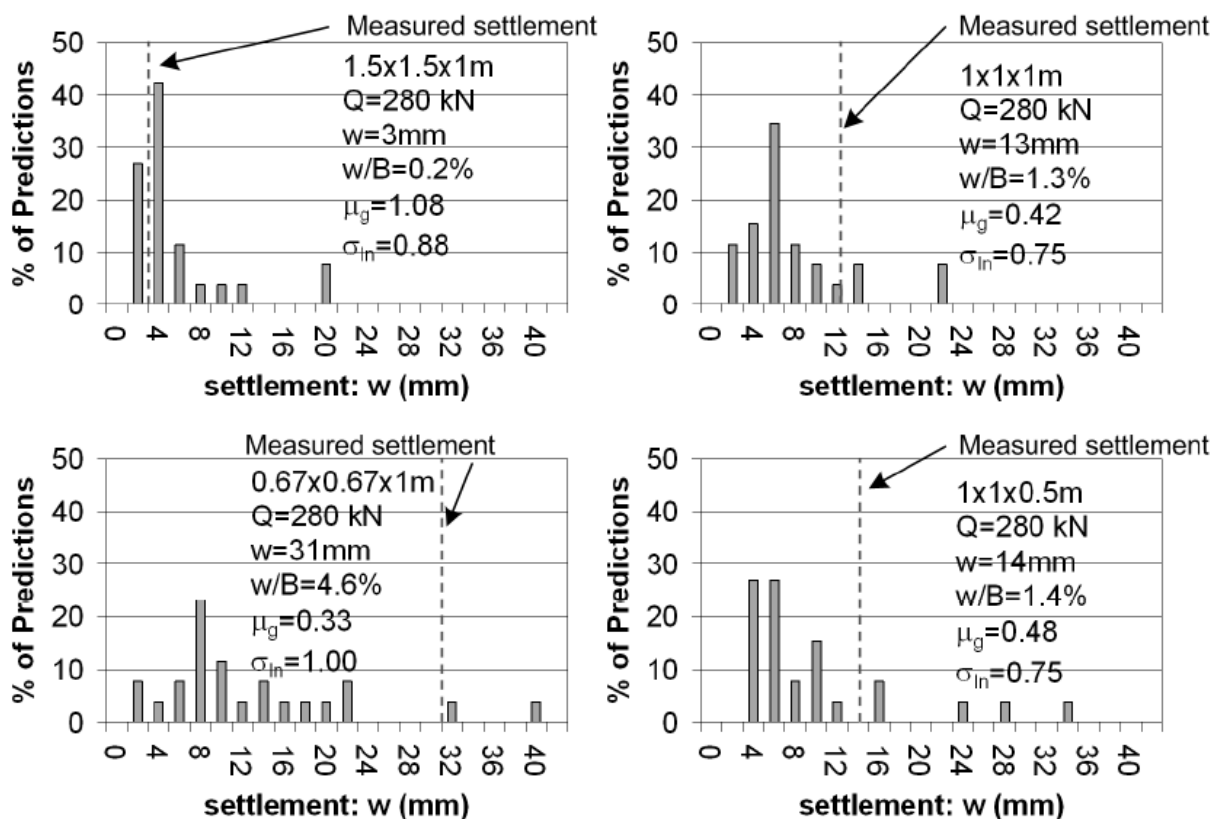


Abb. 2.1-63: Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Setzungen, Lehane et al. (2008).

Da in den geotechnischen Berechnungen die zu berücksichtigenden Bodenbereiche sehr differenziert beansprucht werden, stellen sich auch sehr unterschiedliche Verformungen/ Dehnungen ein. Dies erfordert für die Prognose von Verformungen die Bereitstellung von Bodensteifigkeiten über einen sehr großen Bereich von möglichen Dehnungen, also von sehr kleinen Dehnungen  $< 10^{-5}$  (rein elastischer Bereich) bis hin zu Dehnungen von  $> 10^{-3} - 10^{-1}$  (elasto-plastischer bis plastischer Bereich). Konventionelle Bodenuntersuchungen liefern Bodensteifigkeiten im Bereich  $> 10^{-3}$ . In großen in den Rechnungen zu berücksichtigenden Bodenbereichen entstehen aber Dehnungen, die weit unter  $10^{-3}$  liegen. Da für diese



Bodenbereiche gar keine Steifigkeiten bestimmt werden konnten, war streng genommen keine Prognose der sich einstellenden Verformungen in diesen Bereichen möglich. Erst mit der dargestellten kombinierten Nutzung geophysikalischer/ seismischer Feldmessungen und verfeinerter Labormessmethoden (Abschnitt 2.1.3) wurde es möglich, die Bodensteifigkeit (initiale maximale Steifigkeit) im Bereich sehr kleiner Dehnungen  $<10^{-5}$  zu erfassen.

Mit diesen initialen Steifigkeiten wurde es möglich, die Bodensteifigkeit über einen großen Bereich der Dehnungen anzugeben, also auch für Dehnungsbereiche  $<10^{-3}$  (Abschnitt 2.1.4). Diese dehnungsabhängige Steifigkeit wird für alle Routineuntersuchungen von Deformationszuständen in der modernen Geotechnik notwendig wie für Fundamente, Stützkonstruktionen und Tunnel. Insbesondere Setzungsberechnungen von Grundbauwerken wie Flach-, Pfahl- und Pfahl-Plattengründungen sind neu auf der Grundlage initialer Steifigkeiten zu durchdenken.

Pfahlgründungen werden eingesetzt, um Bauwerkslasten setzungsmindernd in den Baugrund abzutragen. Dadurch werden die entstehenden Deformationen offensichtlich weiter in den Bereich kleiner Dehnungen verschoben. Die Wechselwirkungen Pfahl – Baugrund werden stark beeinflusst und stellen ein gesondertes Problemfeld dar, da orts- und beanspruchungsabhängig unterschiedliche Steifigkeiten des Bodens in den Berechnungen berücksichtigt werden müssen.

In Routineberechnungen der Geotechnik sind erste Vorstellungen entwickelt worden wie eine dehnungsabhängige Steifigkeit des Bodens Berücksichtigung finden kann. Weit verbreitet ist der Berechnungsansatz nach Schmertmann (1970), in dem bereits eine Dehnungsabhängigkeit vorhanden ist:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (q - \sigma'_{zD}) \cdot \Sigma \frac{I_\varepsilon H}{E_s}$$

mit  $C_1, C_2, C_3$  – Einflußfaktoren;  $I_\varepsilon$  – Dehnungseinflußfaktor;  $q$  – Fundamentlast;  $\sigma'_{zD}$  – Eigenspannung in der Fundamentsohle;  $H$  – Höhe der setzungsempfindlichen Schicht;  $E_s$  – äquivalenter Modul der Steifigkeit.

Die Bodensteifigkeit wird von Feldmessungen mit SPT, CPT abgeleitet. Da empfohlene Angaben  $E_s/q_c$  zwischen 1,5 und 15 variieren können, sind die Setzungsberechnungen großen Schwankungen unterworfen. Bei den Berechnungen ist das Verfahren von Schmertmann (1970) sehr oft angewendet worden, aber die eingeführten Steifigkeiten führen zu großen Abweichungen. Die berechneten, prognostizierten Setzungen liegen sowohl unter als auch über den gemessenen Werten.

Eine realitätsnahe Bewertung der Bodensteifigkeit in den Berechnungen ist aus den Erfahrungen und Empfehlungen heraus zwingend geboten. Dies kann nur über die Berücksichtigung der Bodensteifigkeit über einen großen Bereich der Dehnungen gewährleistet werden. Da eine ständige Anpassung an das aktuelle Dehnungsniveau erfolgen sollte, ist ein Iterationsprozess erforderlich (Atkinson 2000).

Die Setzungsänderung  $\Delta\rho$  infolge Beanspruchungsänderung  $\Delta\sigma$  errechnet sich nach Poulos & Davis (1974) als elastische Lösung zu

$$\frac{\Delta\rho}{B} = \Delta\sigma \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} I_\rho$$

mit Einflussfaktor  $I_\rho$  und Poissonzahl  $\nu$ . Für eine Designsohlspannung  $\sigma_d$  ergibt sich eine bezogene Setzung  $\rho_d/B$ , siehe Abb. 2.1-64. Dabei wird ein konstantes  $E_s$  verwendet. Mit der Nutzung einer dehnungsabhängigen Steifigkeit  $E_s$  ( $s$  - Sekantenmodul) in obiger Gleichung

kann eine nichtlineare Berechnung mit wesentlich besserer Setzungsprognose erfolgen. Dazu benötigt man die dehnungsabhängige Darstellung des Sekantenmoduls  $E_s$ , normiert mit der Anfangssteifigkeit  $E_0$ . Bei diesem Vorgehen müssen folgende Werte ermittelt werden: die maximale Steifigkeit  $E_0$  bei sehr kleinen Dehnungen, die Grenzfestigkeit  $q_f$  und die Grenzdehnung  $\varepsilon_f$ . Der Verlauf der dehnungsabhängigen Steifigkeit kann aus einem Triaxialversuch mit angepassten Belastungspfaden abgeleitet werden. Man erhält die  $\rho/B$ -Werte aus etwa den 3-fachen axialen Stauchungen  $\varepsilon_1$  des Triaxialversuchs, siehe Abb. 2.1-64. Für ein gewähltes Dehnungsverhältnis  $\rho/B$  ( $B$  - vorhandene Fundamentbreite) kann aus der Graphik  $E_s/E_0$  bzw.  $E_s$  ermittelt werden. Mit einem entsprechenden Wert der Poissonzahl  $\nu$  kann aus obiger Gleichung die dazugehörige Setzung  $\rho$  ermittelt werden (äquivalent lineare Rechnung).

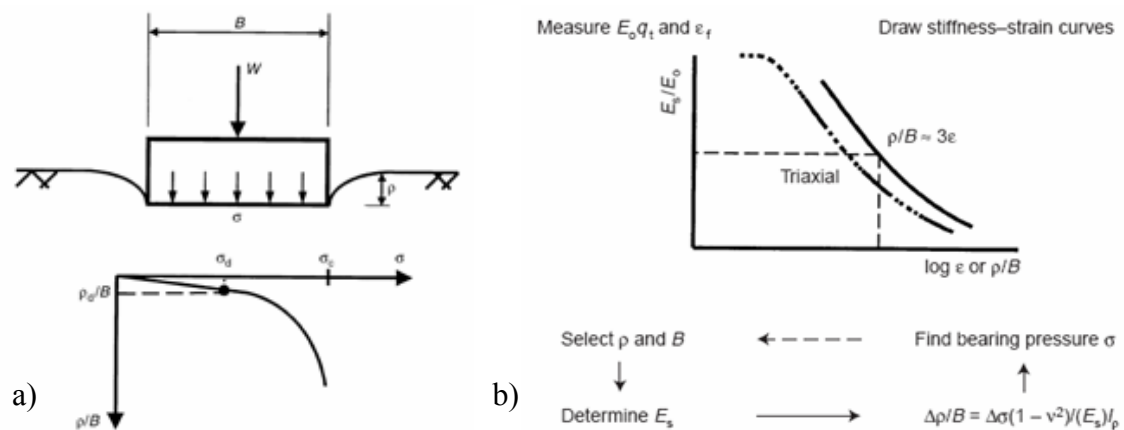


Abb. 2.1-64: Nichtlineare Setzungsberechnung.

Mit dieser ermittelten Setzung  $\rho$  ergibt sich ein neuer Dehnungsbetrag  $\rho/B$ , ein neues  $E_s$ . Die Rechnungen wiederholen sich solange, bis die Lasten, Dimensionen, Steifigkeiten und Setzungen kompatibel sind. In einem weiteren Nachweis wird die Zulässigkeit der eingetragenen Sohlspannung  $q$  durch Vergleich mit der möglichen Sohlspannung  $q_a$  (Grenzsohlspannung unter Einarbeitung eines Sicherheitsfaktors  $FS$ ) überprüft. In linearen Berechnungen kann somit ein nichtlineares Bodenverhalten erfasst werden.

Eine weitere Möglichkeit der Berücksichtigung einer dehnungsabhängigen Steifigkeit ist nach Fahay & Carter (1993) mit der Ausnutzung der maximalen Festigkeit der Böden gegeben:

$$G/G_0 = [1 - f(\tau_a/\tau_{\max})^g].$$

Für die lineare Gleichung der Setzungsberechnung  $s = q B f / E_s$ ;  $q = Q/B^2$ ;  $E_s = 2 G (1 + \nu)$  – äquivalenter Elastizitätsmodul führt Mayne 2000 eine nichtlineare Beziehung ein:

$$s = \frac{Qf}{BE_0 \left[ 1 - \left( \frac{Q}{Q_{ult}} \right)^{0,3} \right]}$$

mit  $E_0 = 2 G_0 (1 + \nu)$  – Elastizitätsmodul bei kleinen Dehnungen,  $G_0 = \rho \nu_s^2$ ;  $\nu \approx 0.2$ ;  $Q_{ult}$  – Grenztragkraft;  $Q$  – eingetragene Belastung. Auf dieser Grundlage können gute Übereinstimmungen zwischen gemessenen und prognostizierten Setzungen erreicht werden.

Der Effekt der Einführung einer nichtlinearen Bodensteifigkeit in Setzungsberechnungen wurde in verschiedenen Untersuchungen analysiert, ein Beispiel dazu ist in Abb. 2.1-65 zusammenfassend dargestellt.

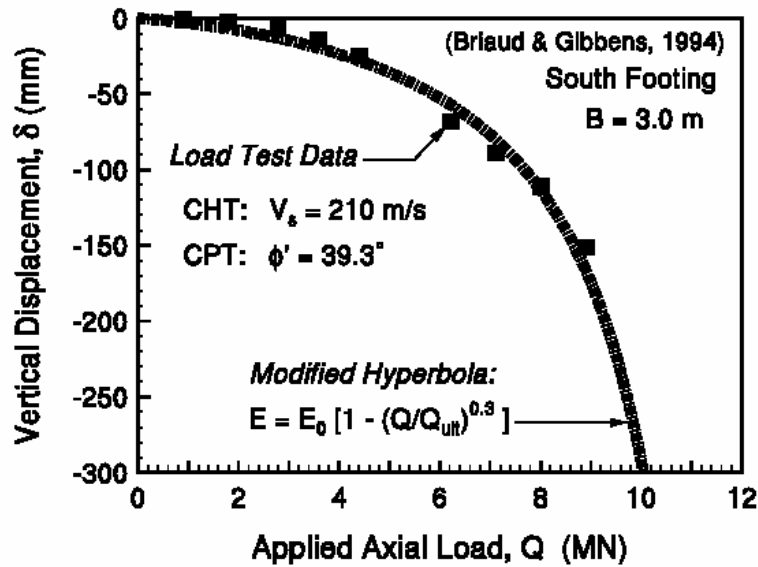


Abb. 2.1-65: Vergleich zwischen nichtlinearer Setzungsberechnung und Messung (Briaud & Gibbens 1994).

Mit den dehnungsabhängigen Stoffbeschreibungen wurden die Setzungen in Iterationszyklen angepasst. Die konventionelle Berechnung ergibt sehr große Abweichung von der Messung. Auch bei den dehnungsabhängigen Berechnungen schwanken die Werte, d. h. auch hier sind weitere Untersuchungen erforderlich, insbesondere bei der Bereitstellung passender Abklingkurven der Steifigkeiten vom rein elastischen bis zum plastischen Bereich.

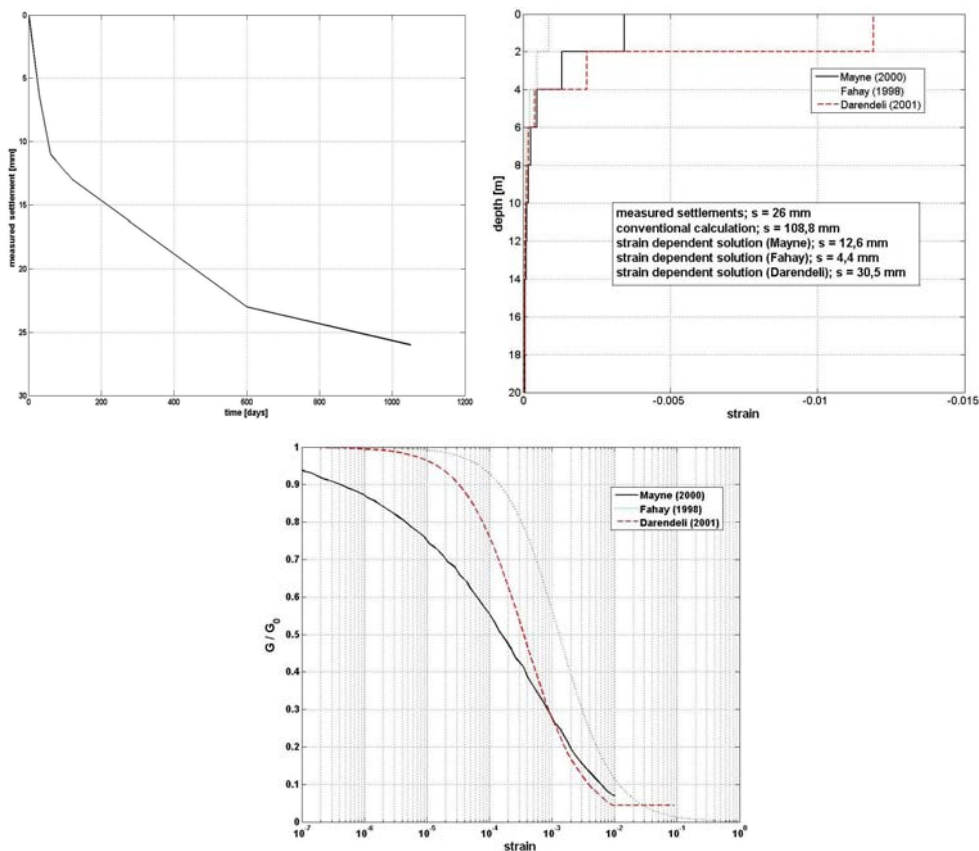


Abb. 2.1-66: Vergleich unterschiedlicher dehnungsabhängiger Steifigkeitsbeschreibungen mit einer vorhandenen Setzungsmessung.

### 2.1.7 Falluntersuchungen - Löbnitz

Am Standort Löbnitz wurden die Erkundungsstrategien 1) adaptiver Einsatz geotechnischer Methoden nach Seismik-Einsatz, und 2) integrierte geotechnische Standortcharakterisierung unter Einsatz aller Erkundungstechniken, erprobt und dabei alle verfügbaren und erarbeiteten Meßmethoden (Feld und Labor) eingesetzt.

Neben dem strukturellen Aufbau des Standortes (Geostratigraphie) sind bei der integrierten geotechnischen Standortcharakterisierung die realitätsnahen Bodenparameter für alle geotechnischen Untersuchungen zu erarbeiten (Abschnitte 2.1.4 und 2.1.5), insbesondere die Initial-werte des Bodens am Standort.

Eingesetzt wurden folgende Erkundungstechniken im Feld:

- geophysikalische Verfahren: Seismik (Oberflächenwellenseismik, Refraktions- und Reflexionsseismik) mit verschiedenen Techniken (u. a. Streamer)
- geotechnische Verfahren: Bohrungen und Schürfe mit Probenahme, leichte und schwere Rammsondierungen, Drucksondierungen

#### Geostratigraphie – Bodenprofil und Bodenklassifikation am Standort

Die Untersuchungen zur Standortprofilierung mit Bohrungen und Drucksondierungen wurden in Löbnitz – Profil 2725 durchgeführt (siehe Abb. 2.1-68).

Die Bohrungen als direkte Erkundung liefern direkte Informationen zum Bodenprofil, zum Bodenmaterial und zur Klassifizierung der Böden. Ergänzende Drucksondierungen liefern hauptsächlich Informationen zum mechanischen Verhalten der Böden, geben aber auch Auskunft zum Bodenprofil am Standort.

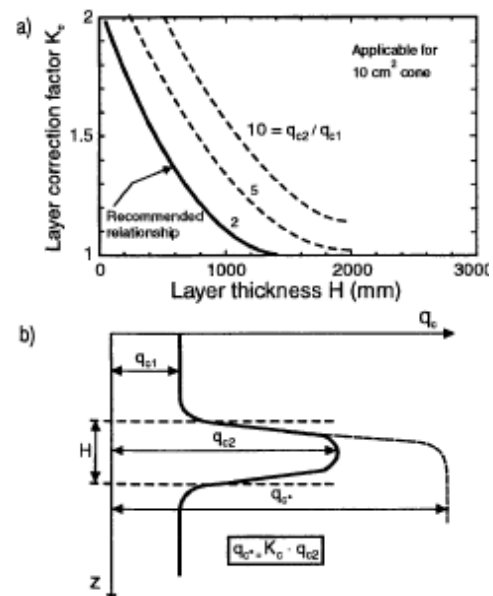
Folgende Interpretationsmöglichkeiten der CPT-Messungen sind gegeben, siehe Abb. 2.1-67:

- der Spitzenwiderstand wird durch das Material vor und hinter der Spitze beeinflusst
- folglich ändert sich der Spitzenwiderstand bevor das neue Material erreicht wird:

Sensitivität erfolgt in weichem Boden mit dem 2-3, und in steifem Boden mit dem 10-20-fachen des Sondendurchmessers:

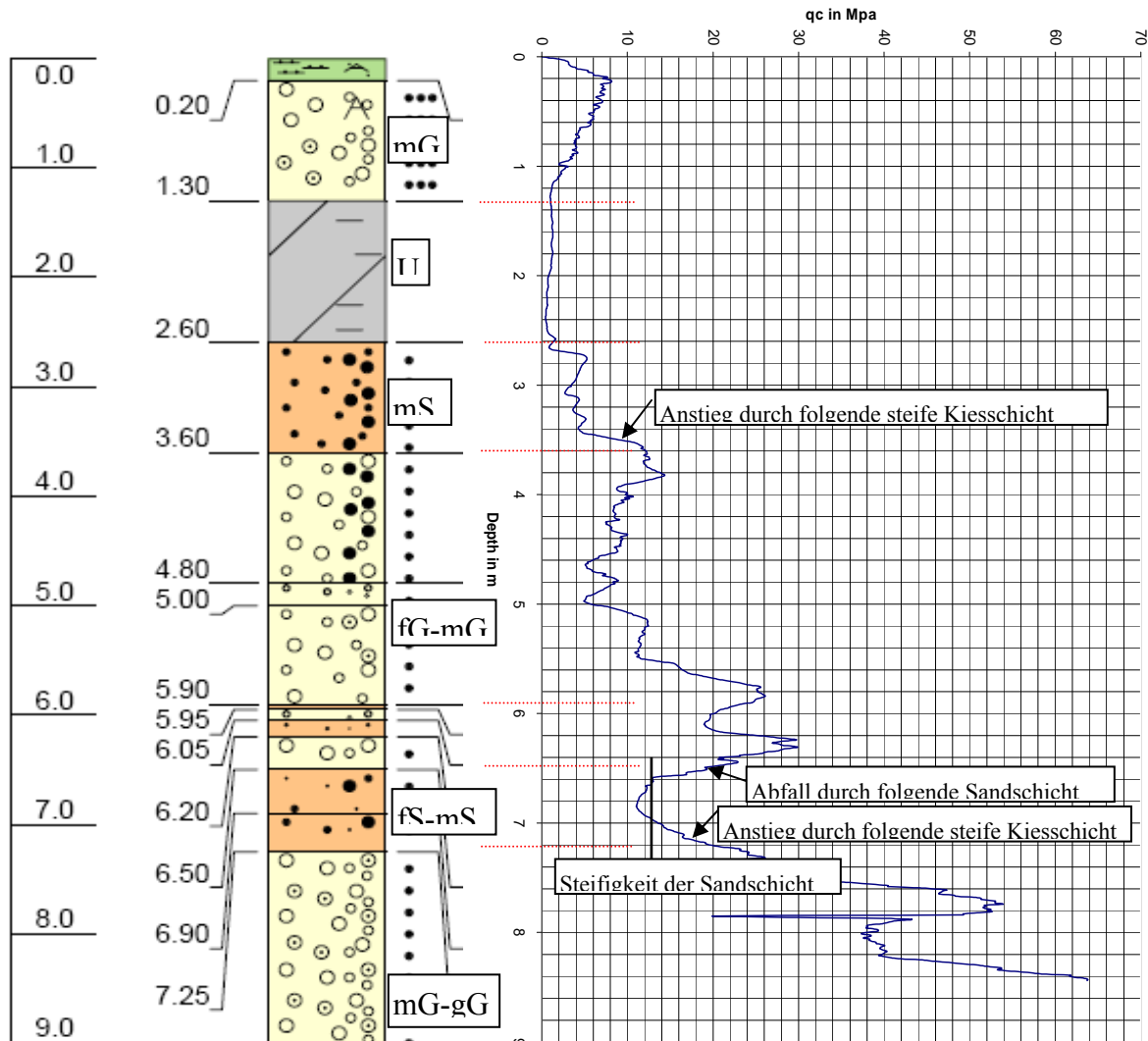
- zur vollen Entwicklung des Sondenwiderstandes sind Mindestschichtdicken von 10 cm in weichem und mehr als 75 cm in steifem Boden erforderlich;
- dünne Schichten aus weichem Boden können besser als Schichten mit steifem Boden erkundet werden;
- gemessene Spitzenwiderstände in einer dünnen Sandschicht ( $q_{c2}$ ) zwischen zwei locker gelagerten Schichten ( $q_{c1}$ ) müssen korrigiert werden (siehe Abb X):

$$q_c^* = K_c \cdot q_{c2} \quad \text{mit } K_c = 0,5(H/1000 - 1,45)^2 + 1,0$$



**Abb. 2.1-67: Interpretationsmöglichkeiten von CPT-Messungen (Lunne 1977)**

Dabei wird konservativ  $q_{c2}/q_{c1} = 2,0$  für die gemessenen Widerstände angenommen.



**Abb. 2.1-68 Ausgewähltes Bodenprofil 2 + 725: Bohrprofil und mögliche Interpretation der Drucksondierung.**

Aus den seismischen Messungen der Oberflächenwellenfelder lässt sich folgendes Geschwindigkeitsprofil ableiten (Abb. 2.1-69). Mit dargestellt sind Geschwindigkeitsprofile, die sich korrelativ aus den gemessenen Spitzendrücken der Drucksondierungen ergeben.

Diese Geschwindigkeitsprofile stellen die Anfangssteifigkeit des Bodens im Bereich sehr kleiner Dehnungen und im Ruhezustand des Bodens dar. Eine Zielstellung des Forschungsvorhabens war die Paralleluntersuchung im Labor, um die Möglichkeit der Reproduzierbarkeit der Steifigkeiten unter Laborbedingungen an weitestgehend ungestörten Bodenproben zu testen.

Für diese Laboruntersuchungen wurde am Untersuchungspunkt 2+275 in Löbnitz Probenmaterial entnommen. Entsprechend der Ausführungen in Abschnitt 2.1.2.1 erfolgte eine Probenahme in Blockform (Abb. 2.1-8), um weitestgehend ungestörtes Material für die Labortests zur Verfügung zu haben. Weiterer Boden wurde mit Stützen (Abb. 2.1-8) bzw. als loses, gestörtes Material entnommen. Insbesondere wurden mit diesem Material Bendertests in Trx-Zellen (Abb. 2.1-70) durchgeführt, um die Scherwellengeschwindigkeiten zu ermitteln und diese mit den Feldmessungen zu vergleichen.

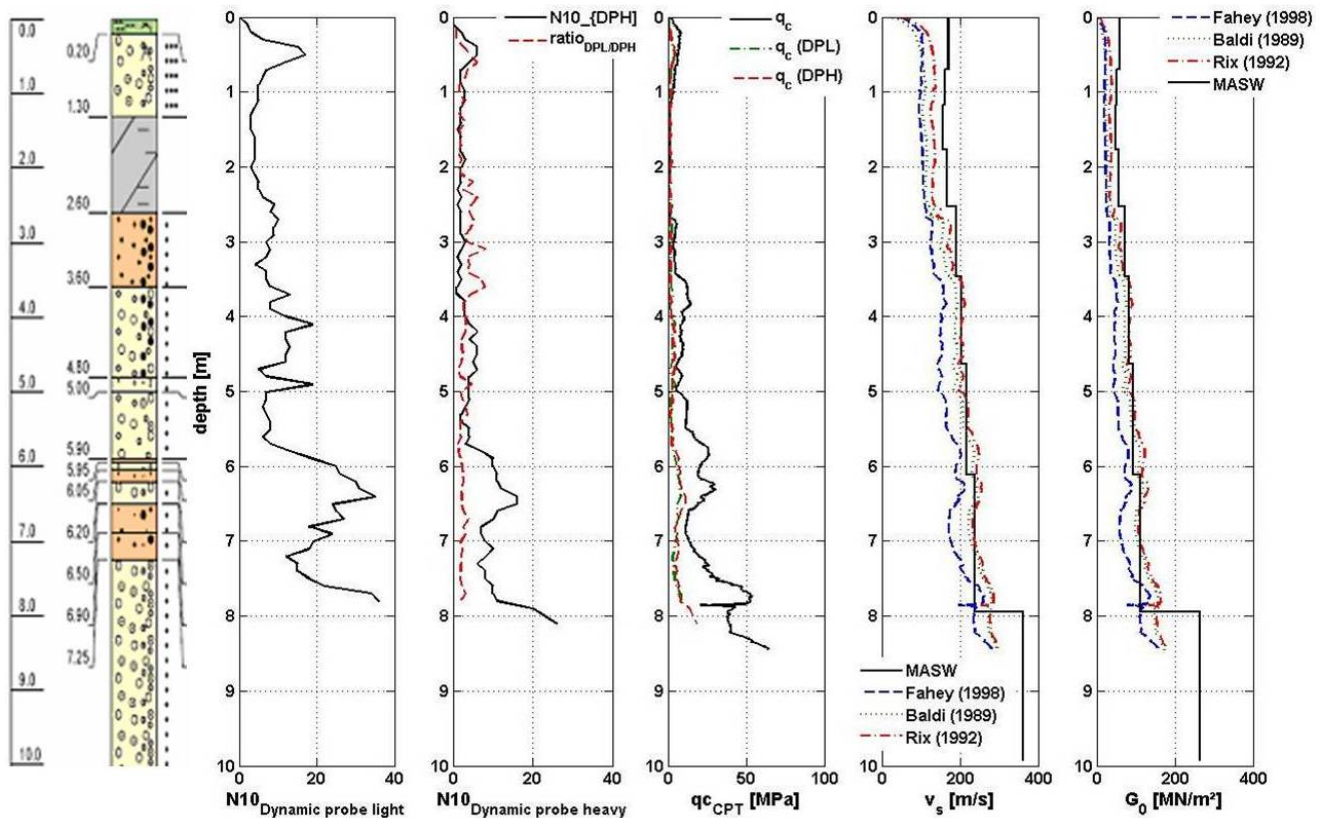


Abb. 2.1-69: Geschwindigkeitsprofile, abgeleitet aus Oberflächenwellenseismik und CPT-Spitzendrücken am Standort Löbnitz, Untersuchungspunkt 2+725.

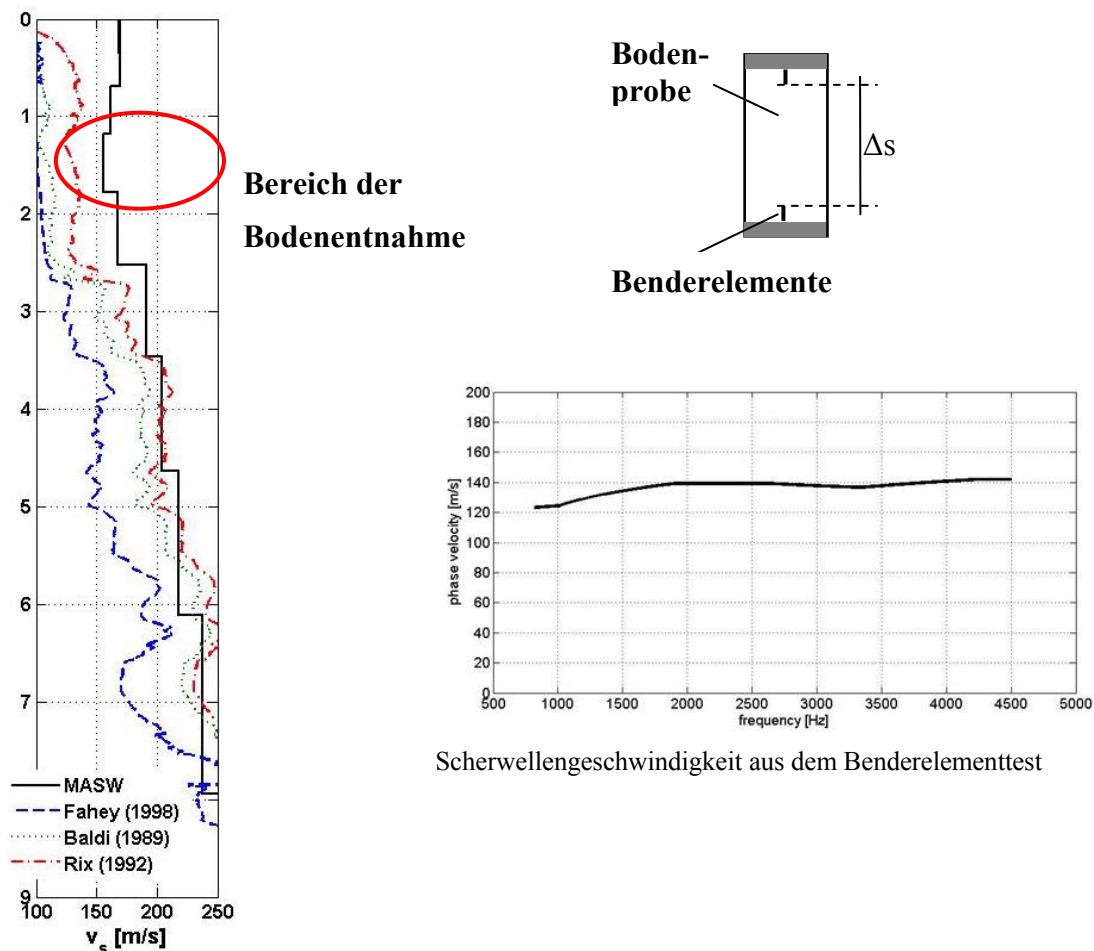


Abb. 2.1-70: Versuchsstand für die Benderelementuntersuchungen.

Diese Benderversuchstechnik und deren Auswertung wurden im Rahmen dieses Forschungsprojektes (Abschnitt 2.1.3) entwickelt und erprobt. Die Ergebnisse erbrachten zufrieden stellende Aussagen zur Größe der Scherwellengeschwindigkeiten, die gut mit den Feldwerten übereinstimmen (Abb. 2.1-71).

Die Bodenproben wurden in einer Tiefe von 1,5 bis 1,7 m entnommen. Zum Vergleich der Ergebnisse der Wellengeschwindigkeiten *in situ* und *ex situ*, wurden ebenfalls die

Körnungslinie, der Wassergehalt, die Dichte, die Porenzahl, der Plastizitätsindex bestimmt als auch Ödometer- und Schertest durchgeführt. Unter Beachtung dieser Bodenparameter, der Entnahmetiefe mit den vorherrschenden Umgebungsdrücken, wurde die Probe mit einer horizontalen Konsolidierungsspannung von 12,5 kPa und einer vertikalen Konsolidierungsspannung von 25 kPa beaufschlagt. Die Bodenprobe wurde unter dem *in situ* Wassergehalt und der Dichte während einer Zeitdauer von ca. 6 Stunden wiederhergestellt. Die natürlich anstehende Dichte des Bodens in Löbnitz beträgt 1,67 g/cm<sup>3</sup> (Trockendichte 1,36 g/cm<sup>3</sup>). Gerade diese geringe *in situ* Dichte machte die Probenherstellung kompliziert.



**Abb. 2.1-71: Vergleich der Scherwellengeschwindigkeiten aus Feld- und Laboruntersuchungen in Löbnitz, Messpunkt 2+725.**

Mit Untersuchungsergebnissen ist nun die Möglichkeit gegeben, auch im Labor die initialen Steifigkeiten zu ermitteln. Weiterführend ist dann auch die Möglichkeit gegeben, die Steifigkeiten des Bodens dehnungsabhängig zu ermitteln. Die enorme Wichtigkeit eines solchen Vorgehens ist bereits in Abschnitt 2.1.5 erläutert.

## 2.1.8 Literatur Teilprojekt BUW

### Verwendete Literatur

- Alarcon-Guzman, A., Chameau, J. L., Leonards, G. A., and Frost, J. D. (1989): Shear modulus and cyclic undrained behavior of sands. *Soils Foundation*, 29(4), 105–119.
- Arthur, J. R. F. and Menzies, B. K. (1972): Inherent anisotropy in a sand. *Géotechnique*, 22(1), 115-128.
- Arulnathan, R., Boulanger R.W. and Riemer, M.F.(1998): Analysis of Bender Element Tests. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 21, No. 2, pp. 120-131.
- Assimaki, D., E. Kausel, A. Whittle (2000): Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 126, 10, 859-869
- Asslan, M. (2008): Factors Influencing Small-Strain Stiffness of soils and its Determination. Term paper. Bauhaus university, 2008.
- Atkinson, J.H. (2000): Non-linear stiffness in routine design, *Geotechnique* 50, No. 5, 487-508 (40th Rankine Lecture).
- Atkinson, J.H. and Sallfors, G. (1991): Experimental determination of soil properties. Proc. 10th Eur. Conf. Soil Mech., Florence 3, 915-956.
- Baig, S., Picornell, M., and Nazarian, S. (1997): Low strain shear moduli of cemented sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(6), 540–545.
- Baligh, M.M. (1975): Theory of deep static cone penetration resistance. Rep. No. 75-56, Dept. of Civil and Envir. Engrg., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- Baligh, M.M., Azzouz, A.S., & Chin, C-T. (1987): Disturbances due to “ideal” tube sampling. *J. of Geotech. Eng.* 113(7):739-757.
- Bäni, W. (2002): Wavelets: Eine Einführung für Ingenieure, Oldenbourg, 2002.
- Bartlett, S. F. and Youd, T. L. (1995): Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spreads. *Journal of Geotechnical Engineering*. 121(4), 316-329.
- Bath, M., *Spectral Analysis in Geophysics*, Elsevier Scientific Publishing Company, 1974
- Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J. (1991) "The Critical State of Sands," *Géotechnique*, 41(30), 365-381.
- Bellotti, R., Benoit, J., Fretti, C., and Jamiolkowski, M. (1997). “Stiffness of Toyoura sand from dilatometer tests.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*, 123(9), 836–846.
- Benz, T. (2007): Small strain stiffness of soils and its numerical consequences, Diss. Heft 55 des Institutes für Geotechnik, Universität Stuttgart
- Benz, T., R. Schwab, P. Vermeer (2007): Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen, *Bautechnik* 84(2007),11,749-761
- Blewett, J., Blewett, I.J., Woodward, P.K., Phase and Amplitude resonances associated with the measurement of shear wave velocity in sand by bender elements, *Canadian Geotechnical Journal*, 37:1348-1357, 2000
- Bodare, A., Massarsch, K.R., Determination of Shear Wave Velocity by Different Cross Hole Methods, *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, pp.39-45, 1984



- Borcherdt, R. D. (1994). "Estimates of site dependent response spectra for design (methodology and justification)." *Earthquake Spectra*, 10(4), 617–653.
- Briaud, J.-L., R.M. Gibbens (1994): Predicted and measured behavior of five spread footings on sand, *Geotechnical Special Publications No. 41*, ASCE, New York, 255 p.
- Brignoli, E.G.M., Gotti, M., Stokoe, K.H. (1996). "Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 19, No. 4, pp. 384–397
- Burland, J.B. Small is beautiful - The stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 9<sup>th</sup> Laurits Bjerrum memorial lecture, 1989.
- Carriglio, F. (1989). "Caratteristiche sforzi-deformazioni-resistenza delle sabbie." Ph.D. thesis, Politecnico di Torino (in Italian).
- Chang, T. S., and Woods, R. D. (1992). "Effect of particle contact bond on shear modulus." *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(8), 1216–1233.
- Chen, J.W., Juang, C.H. (1996). "Determination of drained friction angle of sands from CPT." *Journal of Geotechnical Engineering*. 122(5), 374-381
- Chen, B.S.-Y., Mayne, P.W. (1996). "Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays." *Can. Geotechn. J.*, 33(3), 488-498
- Chen, Y., Zhou, A. Technique standardization of bender elements and international parallel test. *Soil and rock behavior and modeling: proceeding of sessions of GeoShanghai*, Ju. ASCE, pp. 90-97, 2006.
- Chung, R. M., Yokel, F. Y., and Drnevich, V. P. (1984). "Evaluation of dynamic properties of sands by resonant column testing." *Geotechnical Testing Journal*, 7(2), 60–69.
- Clayton, C. R. I. and Heymann, G. Stiffness of geomaterials at very small strains. *Géotechnique* 51, No. 3, pp. 245–255, 2001.
- Clayton, C.R.I., M.C. Matthews, N.E. Simons (1995): *Site Investigation*, Oxford, England; Cambridge, Mass., USA: Blackwell Science, 2. Edition, 584 p.
- Crouch, R. S., Wolf, J. P., and Dafalias, Y. F. (1994). "Unified critical-state bounding surface plasticity model for soil." *Journal of Engineering Mechanics*, 120(11), 2251-2270.
- Dano, C., Hareb, H., and Hicher, P. Characterization of loire river sand in the small strain
- Das B. M. (1983). "Fundamentals of soil dynamics". Elsevier Publishing Co., New York, N.Y., 77/377.
- DIN 4020 (2002): *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke*, Deutsches Institut für Normung Berlin, Beuth-Verlag Berlin
- Domain using new bender-extender elements. 16<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics Conference, University of Washington, Seattle, 2003.
- Dresen, L., Rüter, H., Seismic coal exploration: In-seam-seismics, in *Handbook of Geophysical Exploration*, Vol.16B, Pergamon, 1994
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Proceedings A X E , SiM5*, 96, pp. 1629-53.
- Durgunoglu, H.T., Mitchell, J.K. (1975). "Static penetration resistance of soils. I: Analysis." *Proc. ASCE Spec. Conf. on in situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, New York, N.Y., vol. 1, pp. 151-171

- Dyvik, R. and Madshus, C. Laboratory measurements of  $G_{\max}$  using bender elements. Proceeding ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, pp. 186–196, 1985.
- Dziewonski, A., Bloch, S., Landisman, M., A technique for the analysis of transient seismic signals, Bulletin of Seismological Society of America, 59(1):427-444
- EPRI. Guidelines for determination design basis ground motion. Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, Vol. 1, pp. 8-1 through 8-69, 1993.
- Fahey, M.: Deformation and in situ stress measurement, in: Geotechnical site characterisation: Balkema 1998, 1, 49-68
- Fahay, M., Carter, J.P. (1993). "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model." Can. Geotech. Journal, vol. 30, pp. 348-362
- Farge, M., Wavelet Transforms and their application to turbulence, Annual Review of Mechanics, 24:395-457, 1992
- Fioravante, V., Capoferri, R. (2001). "On the use of multi-directional piezoelectric transducers in triaxial testing." ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. 24, No. 3, pp. 243-255
- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., and LoPresti, D. C. F. (1994). "Stiffness of carbonitic Quiou sand." XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, London, 163–167.
- Ghaboussi, J. and Dikmen, S. U. (1984). "Effective stress analysis of seismic response and liquefaction: case studies." Journal of Geotechnical Engineering, 110(5), 651p.
- Greening, P. D., Nash, D. F. T. (2004). "Frequency domain determination of  $G_0$  using bender elements." ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. 27, no. 3, pp. 288-294
- Gucunski, N., Shokouhi, P., Detection and Characterization of Cavities under the Airfield pavements by wavelet analysis of surface waves, FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, USA, 2004
- Gutierrez, M., Ishihara, K., and Towhata, I. (1993). "Model for the deformation of sand during rotation of principal stress directions." Soils and Foundations, 33(3), 105-117.
- Hammod, J.K., White, P.R., The analysis of non-stationary signals using time-frequency methods, Journal of Sound and Vibration, 190(3):419-447, 1996
- Hara, A. (1980). Dynamic deformation characteristics of soils and seismic response analyses of the ground. Dissertation submitted to the University of Tokyo.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972) "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves." ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Divisions, 98(SM6), 667-692.
- Hardin, B. O., and Richart, F. E. (1963). "Elastic wave velocities in granular soils." Journal of Soil Mechanics and Foundation Divisions, 89(1), 33–65.
- Hardin, K. O., Drnevich, V. P., Wang, J., and Sams, C. E. (1994). "Resonant column testing at pressures up to 3.5 MPa (500 psi)." Dynamic geotechnical testing II, R. J. Ebelhar, V. P. Drnevich, and B. L. Kutter, eds., ASTM, West Conshohoken, Pa.
- Head, K.H. Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. 3. Effective stress tests. London, 1986.

- Hight, D.W., Gens, A. and Jardine, R. J. (1983). "Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay." Preceeding of Society for Underwater Technology Conference on Offshore Site Investigation, London, 253-268.
- Hildebrand, F. B. (1962). "Advanced calculus for applications." Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 455.
- Hoque, E. and Tatsuoka, F. Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing. *Géotechnique* 54, No. 7, pp. 429-439, 2004.
- Houlsby, G.T. (1985) "The Use of a Variable Shear Modulus in Elastic-Plastic Models for Clays," *Computers and Geotechnics* (1), 3-13.
- Houlsby, G.T., A.M. Puzrin (2000): A thermomechanical framework for constitutive models for rate-independent dissipative materials, *Int. Journal of Plasticity* 16 (9), 1017-1047
- Houlsby, G.T., Wroth, C.P. (1982). "Determination of undrained strength by cone penetration tests." *Proc. 2<sup>nd</sup> Eur. Symp. on Penetration Testing*, vol. 2, 585-590
- Hu, G. (1965). "Bearing capacity of foundations with overburden shear." *Sols-Soils*, No. 13, pp. 11-18
- Hvorsley, M.J. (1949): Subsurface exploration and sampling of soils for Civil Engineering purposes, Waterways Experimental Station, Vicksburg, USA
- Hynes-Griffin, M. E. Pore pressure generation characteristics of gravel under undrained cyclic loading. PhD thesis, University of California, Berkeley, 1988.
- Idriss, I.M., Dorby, R. and Singh, R.M. (1978). Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *Proceedings ASCE, GTI2*, 104, pp. 142747.
- International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (1965): Report of the subcommittee on problems and practice of soil sampling, *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conf. Mech. and Found. Eng.*, Montreal, vol. 3, appendix II, pp. 64-71
- International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). International parallel test on the measurement of  $G_{max}$  using bender elements organized by TC-29, 2007.
- Ishihara, K. (1993) "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes," *Géotechnique*, 43(3), 351-415.
- Ishihara, K. (1996). "Soil behaviour in earthquake geotechnics". Clarendon press, Oxford, New York.
- Iwasaki, T., and Tatsuoka, F. (1977). "Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands." *Soils Foundation*, 17(3), 19-35.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., Lancelotta, R. (1985). "New developments in field and lab testing of soils." *Proceedings of 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Calif., vol.1, pp. 57-154
- Jamiolkowski, M., Leroueil, S., and LoPresti, D. C. F. (1991). "Design parameters from theory to practice." *Proceedings of International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development: Geo-Coast 1991*, Coastal Development Institute of Technology, Yokohama, Japan, 877-917.
- Janbu, N., Senneset, K. (1974). "Effective stress interpretation of in situ static cone penetration tests." *Proc. 1<sup>st</sup> Eur. Symp. on Penetration Testing*, vol. 2, pp. 181-193

- Jefferies, M. G. (1993). "Nor-Sand: a simple critical state model for sand." *Géotechnique*, 43(1), 91-103.
- Jovicic, V., Coop, M. R. (1997). "Stiffness of coarse grained soils at small strains." *Geotechnique*, 47(3), 545–561.
- Jovičić, V., Coop, M.R., Simić, M. (1996). "Objective criteria determining  $G_{max}$  from bender element tests. *Géotechnique* 46, No. 2, pp. 357-362.
- Kallioglou, T.T. and Papadopoulou, A. Shear modulus and damping of natural sands. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Di Benedetto et al. (eds). pp. 401-407, 2003.
- Keaveny, J.M., Mitchell, J.K. (1986). "Strength of fine-grained soils using the piezocone." *Use of the in-situ Tests in Geotechnical Engineering (GSP 6)*, ASCE, Reston, Va., pp.668-699
- Kingley, O. Harrop-Williams (1988). "Earthquake-induced shear stresses in soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(12), 1437-1441.
- Kokusho, T. (1980). "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range." *Soils Foundation.*, 20(2), 45–60.
- Kondner, R.L. and Zelasko, J.S. (1963). A hyperbolic stress-strain relationship of sands. *Proceedings 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 289-324.
- Kramer, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, 1996.
- Krumb, A.M. and Wuttke, F. *SeismicCone und MagCone – neue Entwicklungen in der Drucksondiertechnik und ihre Anwendungsgebiete. 5. Hans Lorenz Symposium, Baugrunddynamik und Spezialtiefbau*. Technische Universität Berlin, 2009.
- Kulesh, M., Holschneider, M., Diallo, M.S., Xie, Q., Scherbaum, F., *Modeling of Wave Dispersion Using Continuous Wavelet Transform*, *Pure and Applied Geophysics*, 162:843-855, 2005
- Kurup, P.U. *Innovations in cone penetration testing. Proc. of Sessions of GeoShanghai 2006. China, June 6–8, pp. 48-55, 2006.*
- Kuwano, R. and Jardine, R.J. *On the application of cross-anisotropy elasticity to granular materials at very small strains. Géotechnique* 52, No. 10, pp. 727-749, 2002.
- Ladd, C.C., Lambe, T.W. (1963). "The strength of undisturbed clay determined from undrained tests, *Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM Special Technical Publication No. 361, pp. 342-371
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., Poulos, H.G. (1977). "Stress deformation and strength characteristics." *State-of-the-Art Report, Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, vol. 2, pp. 421-494
- Lade, P.V. (1977) "Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces," *International Journal of Solids and Structures*, 13, 1019-1035.
- Lade, P.V. and Nelson, R.B. (1987) "Modelling the Elastic Behaviour of Granular Materials," *International Journal for Numerical. and Analytical Methods in Geomechanics*, 11, 521-542.
- Lai, C.G., Rix, G.J., Foti, S. and Roma, V. *Simultaneous measurement and inversion of surface wave dispersion and attenuation curves. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 9-12, pp. 923-930, 2002.

- Larid, J. P., and Stokoe, K. H. (1993). "Dynamic properties of remolded and undisturbed soil samples tested at high confining pressures." Rep.GR93-6, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif.
- Lee, J.-S., Santamarina, J. C. (2005). "Bender Elements: Performance and Signal Interpretation." ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 9, pp. 1063-1070.
- Lee, J.-S., Santamarina, J.C., Bender elements: Performance and Signal Interpretation, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, Issue 9, pp. 1063-1070, 2005
- Lee, M. K. W., Finn, W. D. L. (1978). "Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential." Rep. 36 Soil Mechanics Series, Univ. of British Columbia, Faculty of Applied Science, Vancouver, B.C.
- Lehane, B.M., J.P. Doherty, J.A. Schneider (2008): Settlement prediction for footings on sand, Keynote Paper, Proc. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Atlanta
- Leong, E., Yeo, S., Raharadjo, H. (2005). "Measuring shear wave velocity using bender elements." ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 28, No. 5, pp. 488-498, 2005.
- Li, X. S., Dafalias, Y. F., and Wang, Z. L. (1999). "State-dependent dilatancy in critical-state constitutive modelling of sand." Canadian Geotechnical Journal, 36, 599-611.
- Lings, M. & Greening, P. A noval bender/extender element for soil testing. Géotechnique 51, No. 8, pp. 713-717, 2001.
- LoPresti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., and Pedroni, M. (1997). "Shear modulus and damping of soils." Geotechnique, 47(3), 603-617.
- LoPresti, D. C. F., Pallara, O., Lancellotta, R., and Maniscalco, R. (1993). "Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains." Geotechnical Testing Journal, 16(4), 409-424.
- Loret, B. and Loung, M.P. (1982) "A Double Deformation Mechanism for Sand", Proc.. 4<sup>th</sup> Int'l. Conf. on Num. Methods in Geomech., Vol. 1, 197-206.
- Lunne, T., P.K. Robertson, J.J.M. Powell: Cone Penetration Testing in geotechnical practice, E.& FN SPON 1997
- Mair, R.J. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. Proceedings of institution of Civil Engineering, Civil Engineering, pp. 27-41, 1993. Unwin Memorial Lecture, 1992.
- Malat, S., A wavelet tour of signal processing, Academic Press, 1999
- Manzari, M. T. and Dafalias, Y. F. (1997). "A critical state two-surface plasticity model for sands." Géotechnique, 47(2), 255-272.
- Marosi, K.T. and Hiltunen, D.R. Characterization of spectral analysis of surface waves shear wave velocity measurement uncertainty. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 130 (10), pp. 1034-1041, 2004.
- Mayne, P.W. (2000): Enhanced geotechnical site characterization by seismic piezocone penetration tests, Invited lecture, 4<sup>th</sup> Int. Geotechnical Conf., Cairo University, pp. 95-120

- Mayne, P.W. (2001). "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests." Proc. Int. Conf. on in-situ Measurements of Soil Properties & Case Histories (In-Situ 2001), Bali, Indonesia, pp. 27-48
- Mayne, P.W. (2005): Integrated site characterization: In-situ & Lab testing with constitutive modelling framework, Johns Hopkins University, NSF-workshop
- Mayne, P.W., Rix, G.J. (1993). " $G_{\max}$ - $q_c$  relationships for clay." ASTM Geotechnical Testing Journal, 16 (1), 54-60
- Meyerhof, E. (1961). "The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundations." 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., vol. 2, 105-109 and vol.3, 193-195
- Menq, F.-Y., Stokoe, K.H. (2003). "Linear dynamic properties of sandy and gravelly soils from large-scale resonant column." Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds). pp. 63-71
- Mitchell, J.K., Gardner, W.S. (1975). "In-situ Measurements of Soil Properties." Proc. Raleigh, N.C. Conf., ASCE, Reston, Va., vol.II, pp. 279-345
- Mohsin, A., Airey, D. Automating  $G_{\max}$  measurement in triaxial tests. Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds.), pp. 73-80, 2003.
- Narazian, S., Stokoe, K.H. (1983). "Use of spectral analysis of surface waves for determination of moduli and thickness of pavement systems." Transportation Research Record 954, Transportation Research board, Washington, D.C.
- National Cooperative Highway Research Program, Synthesis 368: Cone Penetration Testing, Washington 2007 (consultant P. Mayne)
- Nishi, K., and Esashi, Y. (1982) "Elasto-Plastic Model of Fully Saturated Sand under Undrained Static and Cyclic Loading," Proc., 4<sup>th</sup> International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Vol. I, 235-244.
- Parra, E. (1996). "Numerical modelling of liquefaction and lateral ground deformation including cyclic mobility and dilation response in soil systems." Ph.D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, 318p.
- Pennington, D., Nash, D., and Lings, M. Horizontal mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 24, No. 2, pp. 133-144, 2001.
- Pestana, J. and Salvati, L. Small-strain behavior of granular soils. I: Model for cemented and uncemented sands and gravels. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 8, pp. 1071-1081, 2006.
- Pestana, J. M. (1994). "A unified constitutive model for clays and sands." ScD thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
- Pestana, J. M., and Salvati, L. A. (2006). "Small-strain behaviour of granular soils. I: Model for cemented and uncemented sands and gravels." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(8), 1071–1081.
- Pestana, J. M., Whittle, A. J. (1995). "Compression model for cohesionless soils." Geotechnique, 45(4), 611–631.
- Pestana, J. M., Whittle, A. J. (1999). "Formulation of a unified constitutive model for clays and sands." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 23(12), 1215–1243.

- Pestana, J. M., Nadim, F. (2000). "Nonlinear site response analysis of submerged slopes", Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/2000-04, Berkeley
- Pestana, J.M., L.A. Salvati (2006): Small-strain behavior of granular soils. I: Model for cemented and uncemented Sands and Gravels, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 132, 8, 271-281
- Pestana, J. M., Salvati, L. A. (2006). "Small-Strain behaviour of granular soils. II: Seismic response analysis and model evaluation." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(8), 1082–1090.
- Pihl, J., Hammarstroem, M., Ivansson, S. and Moren, P. Crosshole Investigations - Results from Seismic Borehole Tomography. Stripa Project Internal Report, 1986.
- Poulos, H.G., E.H. Davis (1974): Elastic solutions for rock and soil mechanics, John Wiley
- Puzrin, A.M., J.B. Burland: A logarithmic stress-strain function for rock and soils, *Geotechnique* 46 (1996), 1, 157-164
- Randolph, M.F. (2004). "Characterization of soft sediments for offshore applications." Proc. ISC-2, Porto, Portugal; Millpress, Rotterdam, vol.1, pp. 209-232
- Richart, F. E., Hall, J. R., Woods, R. D. (1970). "Vibration of soils and foundations." Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 162-168.
- Rix, G.J., Stokoe, K.H. (1991). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance." Calibration Chamber Testing, Elsevier, New York, pp. 351-362
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Rice, A. Seismic CPT to measure in-site shear wave velocity. In Measurement and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Dynamic Soil Properties, ASCE, New York, pp. 18-34, 1985.
- Reyszig, E. (1972). "Advanced engineering mathematics." 3rd Ed., John Wiley & Sons, New York, N.Y., 480/485.
- Salvati, L. A. (2002). "Seismic response and cyclic behaviour of sands." Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, Calif.
- Salvati, L.A., J.M. Pestana (2006): Small-strain behavior of granular soils. II: Seismic response analyses and model evaluation, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 132, 8, 1082-1090
- Sanchez-Salintero, I., Roesset, J.M., Stokoe, K.H. Analytical studies of body wave propagation and attenuation. Report GR 86-15. University of Texas at Austin, 1986.
- Santagata, M. & Germaine, J.T. 2002. Sampling Disturbance Effects in Normally Consolidated Clays. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.* 131(4):430-441.
- Santamarina J. C. and Fratta, D. Discrete Signals and Inverse Problems, An Introduction for Engineers and Scientists. John Wiley & Sons, Ltd. 2005
- Santos, J.A., Gomes Correia, A. (2001). "Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil." Proc. 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, vol. 1, pp. 267-270
- Saxena, S., and Reddy, K. (1989). "Dynamic moduli and damping ratios for Monterey No. 0 sand by resonant column tests." *Soils Foundation*, 29(2), 37–51.
- Schmertmann, J.H. (1970): Static cone to compute static settlements over sand, ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 96, pp. 1011-1043

- Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. 72-12, University of California, Berkeley.
- Schnaid, F. (2005). "Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests." XVI ICSMGE Osaka 2005 in Millpress Science Publishers, Rotterdam, vol. 1
- Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W., Ramsey, M.R. (2008). "Analysis of factors influencing soil classification using normalized Piezocone tip resistance and pore pressure parameters." ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(11), pp. 1569-1586.
- Schultheiss, P.J. Simultaneous measurement of P & S wave velocities during conventional laboratory testing procedures. Marine Geotechnology, Vol. 4, No. 4, pp. 343-367, 1981.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis." Rep. UCB/EERC-70/10, University of California, Berkeley, Calif.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). "A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97(9), 1249-1273.
- Shampt, Y., Zhang, J.-M., and Tokimatsu, K. (1998). "Geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogken-Nambu earthquake: Methods for evaluating residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement." Soils and Foundations, Special Issue 2, 69-83.
- Sheriff, R.E. and Geldart, L.P. Exploration Seismology. Second edition, Cambridge university press, 1995.
- Shibuya, S., Tatsuoka, F., Teachavorasinskun, S., Kong X.J., Abe, F., Kim Y.S., Park, C.S. (1992). "Elastic deformation properties of Geomaterials." Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp. 26-46.
- Shirley, D.J. and Hampton, L.D. Shear-wave measurements in laboratory sediments. Journal of Acoustical Society of America, 63(2), pp. 607-613, 1978.
- Simonini, P., Cola, S. (2000). "Use of piezocone to predict maximum stiffness of Venetian soils." Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, 126 (4), 378-382
- Skempton, A. W., 1954. The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique, S. 143-147.
- Skoglund, G. R., Cunny, R. W., and Marcuson, W. F. (1976). "Evaluation of resonant column test devices." Journal of Geotechnical Engineering Division, Am. Soc. Civ.Eng., 102\_11\_, 1147-1158.
- Sokolovskii, V.V. (1965). "Statics of granular media." Pergamon Press, Inc., Tarrytown, N.Y.
- Souto, A., Hartikainen, J., and Ozdogru, K. (1994). "Measurement of dynamic parameters of road pavement materials by the bender element and resonant column tests." Geotechnique, 44(3), 519-526.
- Stallebrass, S.E., J.H. Atkinson, D. Masin (2007): Manufacture of samples of overconsolidated clay by laboratory, Géotechnique 57, No. 2, 249-253
- Stokoe, K.H., Wright, S.G., Bay, J.A., Roesset, J.M. (1994). "Characterization of geotechnical sites by SASW method. Geophysical Characterization of Sites, eds. Woods, R.D., Balkema, Netherlands, pp. 15-25



- Tanaka, H., Tanaka, M., Iguchi, H. (1994). "Shear modulus of soft clay measured by various kinds of tests." Proc. Symp. Prefailure Deformation of Geomaterials, Sapporo, vol.1, pp. 235-240
- Tatsuoka, F. (2000). "Impacts on geotechnical engineering of several recent findings from laboratory stress-strain tests on geomaterials." Department of Civil Engineering Mechanics, Columbia University, 2000.
- Tatsuoka, F., Lo Presti, D.C.F., Kohata, Y. (1995). "Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships." SOA Report, Proc. of the third international conference on recent advanced in Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, St Louis (Prakash eds.) Vol.2 pp. 851-879.
- Tatsuoka, F. and Shibuya, S. Deformation characteristics of soil and rocks from field and laboratory tests. Keynote Lecture (Session No.1). Proc. of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol. 2, pp. 101–170, 1991.
- Terzaghi, K. (1943). "Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons Inc., New York, N.Y.
- Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., John Wiley & Sons, New York, N.Y.
- Torrence, C., Compo, G.P., A practical Guide to wavelet analysis, Bulletin of the American Meteorological Society, 79(1):61-78, 1998
- Trak, B., LaRochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S., Roy, M. (1980). "A new approach to the stability analysis of embankments on sensitivity clays." Can. Geotech. Journal, vol. 17 (4), pp. 526-544
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., and Kuerbis, R. H. (1989). "Preshearing and undrained response in sand." Soils and Foundations, 29(4), 49-61.
- Vermeer, P.A. (1978). A double hardening model for sand. Geotechnique, 28, pp. 413-33.
- Vesic, A.S. (1963). "Bearing capacity of deep foundations in sand." Hwy. Res. Board Rec., No. 39, pp. 112-153
- Vesic, A.S. (1972). "Expansion of cavities in infinite soil mass." J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 98 (3), 265-290
- Vesic, A.S. (1977). "Design of pile foundation." Nat. Coop. Hwy. Res. Program Rep. No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Viggiani, G., Atkinson, J.H. (1995). "Interpretation of bender element tests." Géotechnique 45, No. 1, pp. 149-154.
- Vucetic, M. (1994). "Cyclic threshold shear strains in soils." ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 120 (12), pp. 2208-2228.
- Whittle, A. J. (1987). "A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles." Sc.D. thesis, MIT, Cambridge, MA, 641p.
- Whittle, A. J., Kavvas, M. J. (1994a). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays." ASCE, Journal of Geotechnical Engineering. 120(10), 173-198.
- Wichtmann, T., Triantafyllidis, Th. (2009). "On the influence of the grain size distribution curve of quartz sand on small strain shear modulus  $G_{max}$ . ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 10, pp. 1-15.

- Woods, R.D. Field and laboratory determination of soil properties at low and high strains. Proc. of second international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics. St. Luos, MO, Vol. II, pp. 1727-1741, 1991.
- Wroth, C.P. (1984). "The interpretation of in situ soil tests." *Geotechnique*, 34 (4), 449-489
- Wuttke, F. In situ soil characterization using surface waves. Presentation at the Bulgarian Academy of Science. Bauhaus-University Weimar, 2005.
- Wuttke, F., Standortidentifizierung mit Oberflächenwellen, Dissertationsschrift, Veröffentlichung der Schriftenreihe Geotechnik, Nr.13, Bauhaus-Universität Weimar, 2005
- Yamashita, S., Kohata, Y., Kawaguchi, T. and Shibuya, S. International round-robin test organized by TC-29. Advanced laboratory stress-strain testing of Geomaterials, Tatsuoka, Shibuya and Kuwano (eds.). Balkema, 2001.
- Yang, Z., Elgamel, A.-W. (2000). "Numerical modelling of earthquake site response including dilation and liquefaction." Rep. No. SSRP-2000/01, University of California, San Diego.
- Yasuda, N., Matsumoto, N. (1993). "Dynamic deformation characteristics of sands and rockfill materials." *Canadian Geotechnical Journal*, 30 (5), 747–757.
- Yasufuku, N., Hyde, A.F.L. (1995). "Pile end bearing capacity in crushable sands." *Geotechnique*, London, U.K., 45 (3), 663-676
- Yoon, Y. W., and VanImpe, W. F. (1995). "Dynamic behavior of crushable sand." First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, A. A. Balkema, The Netherlands, 227–232.
- Youn, J.-U., Choo, Y.-W. and Kim, D.-S. Measurement of small-strain shear modulus  $G_{max}$  of dry and saturated sands by bender element, resonant column, and torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, pp. 1426–1438, 2008.
- Yu, H.S., Mitchell, J.K. (1998). "Analysis of cone resistance: review of methods." *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(2), pp. 140-149.
- Yu, H.S. (1993). "Discussion on: singular plastic fields in steady penetration of a rigid cone." *J. Appl. Mech.*, 60, 1061-1062

### Eigene Publikationen & Vorträge

- Wuttke, F., Dineva, P., Schanz, T., Hybride Modellierung seismischer Wellenausbreitung in geologisch heterogenen, porösen gesättigten Materialien. *Bauingenieur*, Nr.3, 2010.
- Wuttke, F. and Schanz, T., Relation between porosity change and initial stiffness in multi-phase granular compacted soils detected by diffuse waves. *Geotechnique*, symposium in print 2011 - Partial saturation in compacted soils (accepted), 2009.
- Krumb, A.M., Wuttke, F., SeismicCone and MagCone – Entwicklungen und Anwendungsgebiete in Cone Penetration Tests, Hans-Lorenz-Symposium, 2009
- Wuttke, F., Markwardt, K., Schanz, T., Application of high resolution time-frequency methods, conventionally strategies and coda wave interferometry to monitor the wave velocities due to parameter changes in granular multi-phase materials, International Congress of Theo-retical and Applied Mechanics, Borovets, Bulgaria, 2009

- Wuttke, F. and Markwardt and K., Schanz, T., Application of time-frequency analysis to investigate the dispersion characteristics in granular materials, Geotechnical Testing Journal (submitted), 2009.
- Wuttke, F., Schmidt, H.G., Demands for seismic site investigation at wind power station foundation in former mining areas, GeoFlorida – ASCE, Special ASCE Publication, 2010, (accepted)
- Wuttke, F., Asslan, M., Schanz, T., Time-lapse monitoring of stress related shear wave velocity variation in sand specimen by using diffuse sound, Canadian Geotechnical Journal (sub-mitted), 2009.
- Wuttke, F., Dineva, P., Schanz, T., Seismic wave propagation in laterally inhomogeneous media by using hybrid simulations, Bauingenieur, Nr.3, 2009
- Wuttke, F., Markwardt, K., Asslan, M., Schanz, T., Laboratory investigation to shear wave velocity in dry, saturated and partially saturated sands. International Conference on Unsaturated Soils, 2010, (accepted)
- Wuttke, F., Markwardt, K., Schanz, T., Anwendungen der Wavelet Transformation in bodendynamischen ex- und in-situ Untersuchungen, 3. VDI-Tagung, Baudynamik, 2009
- Wuttke, F., Dineva, P., Schanz, T., Seismic wave propagation in laterally inhomogeneous geological region via hybrid approach of wave number integration-boundary integral equation method, Journal of Sound and Vibration, (accepted), 2009
- Wuttke, F., Marquadt, K., Schanz, T., Determination of  $G_0$  by high resolution time frequency analysis during bender element test, Geotechnical testing Journal, (submitted)
- Wuttke, F., Schmidt, H.-G., Schanz, T., Determination of  $G_0$  via high resolution time-frequency analysis in dry, saturated and partially saturated sands. 4th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, 2009

#### Masterarbeiten/ Studienarbeiten

- Rajasekaran, Vigneshwaran: Combination of Geotechnical and Geophysical Measurements for Geotechnical Site Characterization on Site - Löbnitz
- Mazumder, Maruful Hasan: The hysteretic constitutive behaviour of granular soils under the specific consideration of small-strain formulations, Bauhaus-Universität Weimar
- Asslan, Milad: An experimental study of the initial shear stiffness in sand under controlled laboratory conditions, Bauhaus-Universität Weimar
- Schneider, Stefanie: Modellierung von Makroelementen für statisch belastete Einzelfundamente auf Grundlage initialer Kennwerte, Bauhaus-Universität Weimar (in Bearbeitung)
- Kafle, Binod: Experimental study to wave velocity and material parameter in partially saturated granular material, Bauhaus-Universität Weimar (in Bearbeitung)

#### Dissertationen

- Asslan, Milad: Initial soil parameter under specific consideration of multi-field and multi-phase conditions in granular material, Landesförderung seit 2009 (in Bearbeitung)

## 2.2 Teilprojekt Geotomographie: Geophysikalische Messtechnikentwicklung

Im Rahmen des Forschungsprojektes sollte neben der Methodenentwicklung, der Durchführung von Feldversuchen, den bodenmechanischen Laboruntersuchungen auch eine geophysikalische Messgeräteentwicklung durchgeführt werden. Die Messgeräteentwicklung unterteilt sich zum einen in die Entwicklung geeigneter Schallquellen für CPT-Rammgestänge und zum anderen in den Bau von Landstreamern, die für eine breite Anwendungspalette geeignet sind.

Die angestrebte Neuerung für Schallquellen besteht in der Entwicklung und dem Bau von seismischen Schallgebern, die in einem CPT Rammgestängen mit einem Durchmesser von 2 1/8 Zoll oder kleiner untergebracht werden sollen. Betrieben durch einen obertägigen 5KV Hochspannungsgenerator sollten dann, ähnlich wie beim bekannten Bohrloch-Sparkerprinzip hochfrequente seismische Schallimpulse in beliebigen Rammtiefen erzeugt werden. Hierbei wurde angestrebt, sowohl P-Wellen als auch S-Wellen anzuregen.

Diese Schallquelle erscheint besonders geeignet für die hochauflösende 2D- und 3D-VSP-Tomographie oder für die Bohrlochtomographie unter Einbeziehung von Registrierungen in bestehenden Bohrungen, da keine aufwendigen Bohrungen benötigt werden. Besonders im Hinblick auf Infrastrukturmaßnahmen (Schiene, Straße) haben diese zu entwickelnden Messverfahren damit einen hohen Stellenwert.

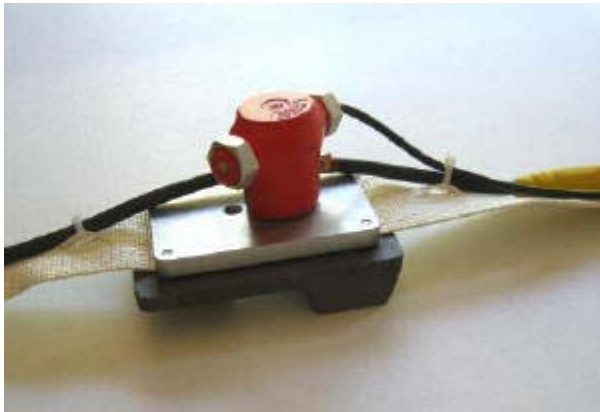
Darüber hinaus sollte im Projekt ein seismischer Landstreamer entwickelt werden, der eine wesentlich leichtere Handhabung ohne Qualitätsverlust gegenüber „gesteckten“ Geophonen erlauben soll. Dieser Landstreamer wird an einem mobilen Raupenrammgerät („Push-Trailer“) angebracht und von diesem gezogen. An beliebigen Positionen entlang eines Profils können seismische Impulse mittels der Ramm-Schallquelle erzeugt und mittels Landstreamer aufgenommen werden. Diese Technik eignet sich in besonderem Maße für die Gewinnung von Daten im Bereich der Oberflächenwellenseismik und Tomographie und hat besondere Vorzüge bei der Erkundung des Untergrundes von linienhaften Bauwerken.

Beide Messtechnikentwicklungen sollten im Rahmen von Feldversuchen auf Ihre Tauglichkeit hin untersucht werden.

### 2.2.1 Entwicklung eines Landstreamers

Landstreamer ermöglichen die effektive Registrierung seismischer Daten auf versiegelten Flächen und Strassen, auf denen die herkömmliche Kopplung der Sensoren mittels Spieße nicht möglich ist. Der Einsatz auf unebenem Gelände mit Grasbewuchs ist ebenfalls möglich. Die Sensoren werden in allgemeinen auf Metallplatten montiert, um so einen gewissen Andruck und Bodenhaftung zu erreichen (siehe Abb. 2.2-1). In allen Fällen werden bisher Standardgeophone eingesetzt, die aufgeschraubt werden. Typische Anwendungen sind die MASW, die Refraktions- und Reflexionsseismik. Untersuchungen von Veen and Green (1998) haben gezeigt, dass mit Landstreamern grundsätzlich vergleichbare Ergebnisse erzielt werden können, wie mit konventioneller Seismik.

Im Rahmen des Forschungsprojektes sollte ein neuer Landstreamertyp entwickelt werden, der einerseits eine Verbesserung der Ankopplung ermöglichen und andererseits ein gegenüber Geophonen breitbandigeres Aufnehmerspektrum aufweisen sollte. Der Vergleich sollte gegenüber konventionellen Streamern geführt werden. Aus einer Vielzahl von Streamerbauarten wurden zwei Erfolg versprechende Konstruktionen aufgegriffen und innerhalb des Projektes realisiert (Wasserschlauch-Streamer und Piezo-Streamer).



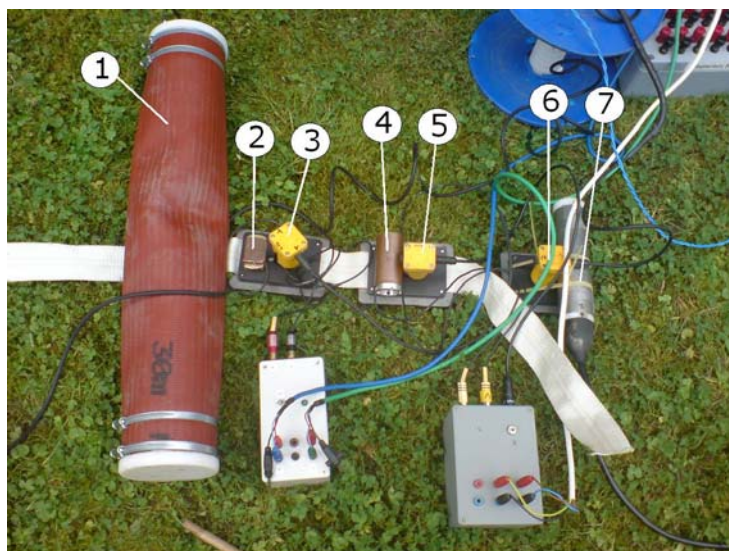
**Abb. 2.2-1: Landstreamer (Modell Geostuff)**

Ein Problem bei der Kopplung der Sensoren an den Boden liegt in der ungleichmäßigen Kopplung durch Unebenheit bei Grasbewuchs. Zur Verbesserung der Kopplung wurden Versuche mit wassergefüllten Gewebeschläuchen durchgeführt. Es war anzunehmen, dass sich der Schlauch je nach Wasserfüllung etwaigen Geländeunebenheiten anpassen kann und durch sein Gewicht für einen optimalen

Bodenkontakt sorgt. Diese Bauart wird als Wasserschlauch-Streamer bezeichnet. Es wurden Sensoren vom Typ MP-25 (OyoGeospace) verwendet. Diese Sensoren werden in der Flachwasserseismik eingesetzt und verfügen über einen breiten Frequenzgang.

Die Breitbandigkeit der Signalaufnahme sollte durch die Verwendung von Beschleunigungssensoren verbessert werden. Deren Einsatzfrequenzen liegen üblicherweise zwischen wenigen Hertz und mehreren KHz und überdecken damit den Bereich, der für die MASW und die Refraktions-Reflexionsseismik von Interesse ist. Es wurden Sensoren vom Typ PCB mit einer Empfindlichkeit von 1V/g verwendet.

Unter Laborbedingungen wurden die prinzipielle Eignung der Einzelsensoren und verschiedene Bauweisen überprüft. Für den PCB Sensor wurde eine Verstärkerschaltung entwickelt, die den symmetrischen Anschluss des Beschleunigungssensors an eine Seismikapparatur ermöglicht. Zur Simulation eines Wasserschlauchstreamers wurde ein verschlossener Gewebeschlauch mit Wasser befüllt (Hydrophon MP25 innen untergebracht). Die anderen Sensoren (PCB, Geophone (4,5 und 10 Hz) und kardanisches Geophon (Sensor Nederland b.v.)). Abb. 2.2-2 zeigt den Versuchsaufbau (Sensoren 2-7 auf Metallplatte Geostuff montiert). Die Schallanregung erfolgte mittels Mini-Schlagplatte (Abb. 2.2-3).



**Abb. 2.2-2: Versuchsaufbau Wasserschlauchmodell (1), PCB Beschleunigungsaufnehmer 1V/g (2), 4,5 Hz Geophon (3) Brüel&Kjar Beschleunigungsaufnehmer 100mV/g (4), 10Hz Geophon (5), 4,5 Hz Geophon (6) und kardanisches Geophone von Sensor Holland (7).**

Abb. 2.2-4 zeigt exemplarisch die seismischen Signale für einen Abstand Quelle-Empfänger von 10 m. Der Test wurde auch für Entfernungen von 1, 3 und 5 m durchgeführt mit prinzipiell ähnlichen Ergebnissen. Es ist zu erkennen, dass der Ersteinsatz der Schallwelle (bei etwa 20 ms) auf allen Kanälen zu erkennen ist ( $V=500$  m/s). Einzig Kanal 1 zeigt ein starkes Rauschen. Die Oberflächenwelle trifft bei allen Kanälen mit sehr geringen Geschwindigkeiten ab etwa 70 ms ein. Auf den Kanälen 1, 2 und 4 (alle Beschleunigungsaufnehmer) ist zudem der hochfrequente Luftschall zu erkennen (ca. 30 m/s). Exemplarisch zeigt Abb. 2.2-5 eine nicht normalisierte, luftschallreduzierte Darstellung des



PCB Sensors (Spur 2 in Abb. 2.2-4) und des kardanischen Geophons (Spur 7 in Abb. 2.2-4) für die Entfernungen 1, 3, 5 und 10 m (in Abb. 2.2-5 als 1, 2, 3 und 4 beschriftet).

#### Abb. 2.2-3: Mini-Schlagplatte.

Als nachfolgender Schritt wurde der Bau eines Wasserschlauch-Streamers, eines kardanisch gelagerten Geophonstreamers und eines Piezostreamers begonnen.

Im April 2007 wurde ein erster Feldtest mit einem Wasserschlauch-Streamer, einem kardanisch gelagerten System und zum Vergleich gesteckten 10 Hz Geophonen durchgeführt (Abb. 2.2-6 links). Abb. 2.2-6 (rechts) zeigt den Wasserschlauch-Streamer. Der Wasserschlauch-Streamer besteht aus vier Teilen: dem Gewebeslauch, einer unteren Endkappe, der Zugvorrichtung mit oberer Kappe und der Hydrophonkette mit 24 Aufnehmern @ 1 m Intervall). In der oberen Kappe sind neben der Zugvorrichtung auch ein Kabeldurchlass und der Wasserbefüllstutzen untergebracht. Eine komplette Wasserfüllung umfasst ca. 180 l.

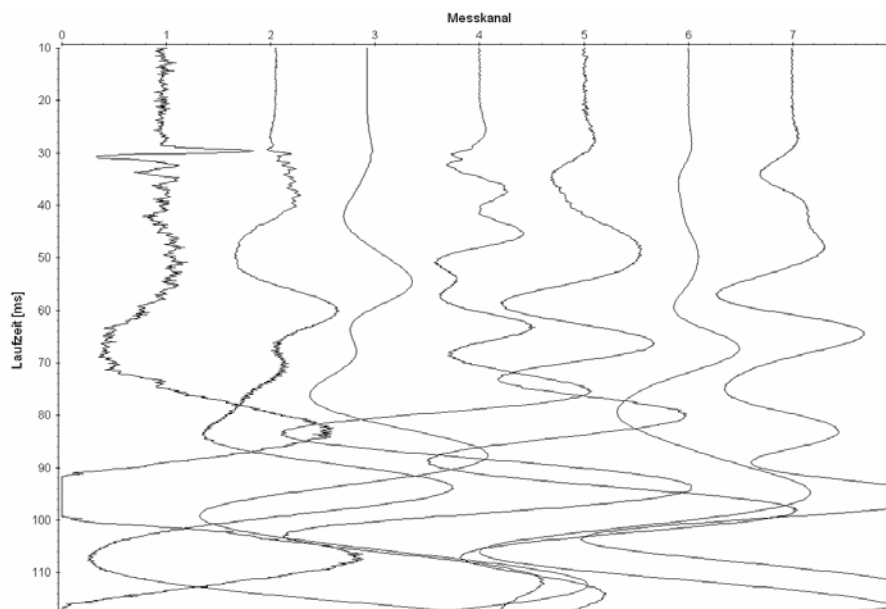
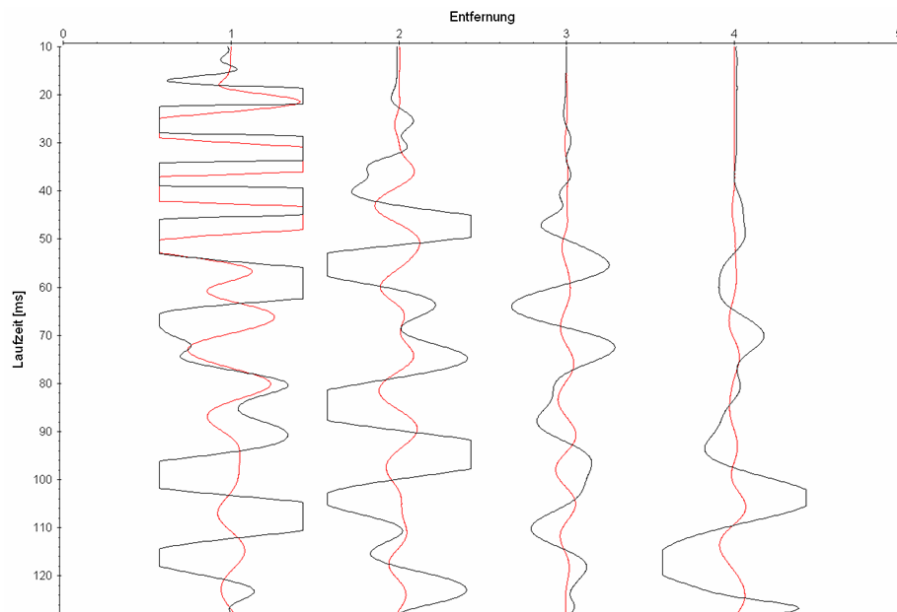
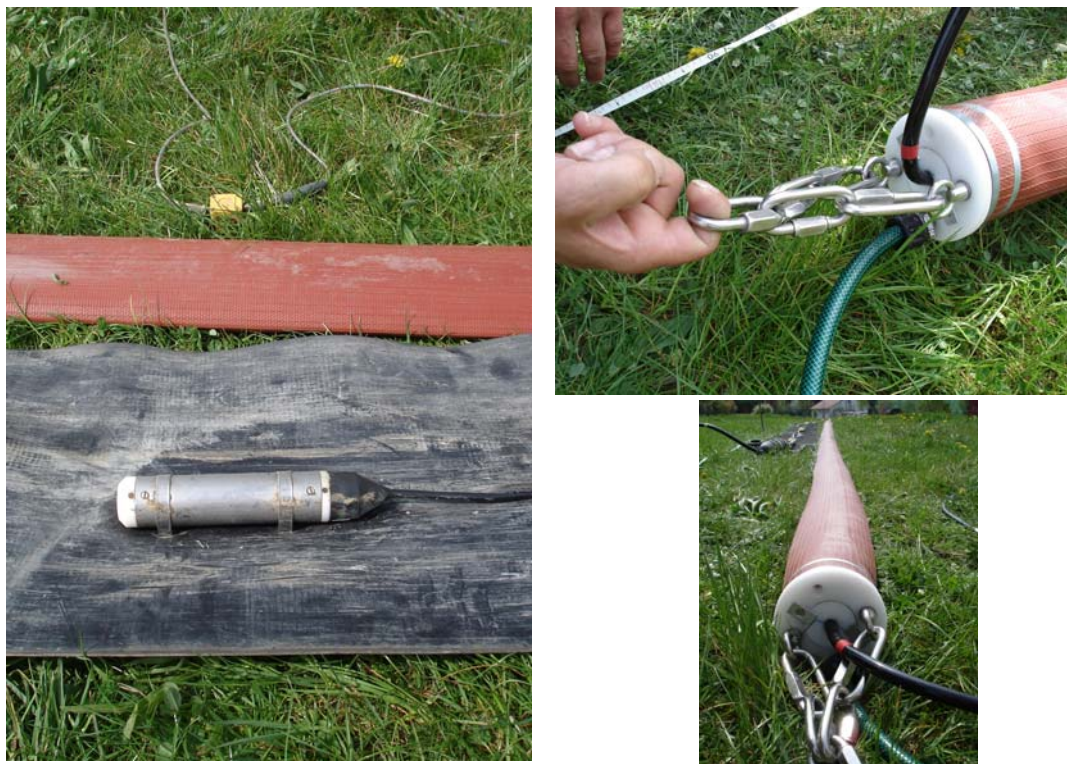


Abb. 2.2-4: Seismische Signale 10 m Entfernung, normiert vom Wasserschlauchmodell (1), PCB Beschleunigungsaufnehmer 1V/g (2), 4,5 Hz Geophon (3) Brüel&Kjær Beschleunigungsaufnehmer 100mV/g (4), 10 Hz Geophon (5), 4,5 Hz Geophon (6) und kardanisches Geophone von Sensor Holland (7).

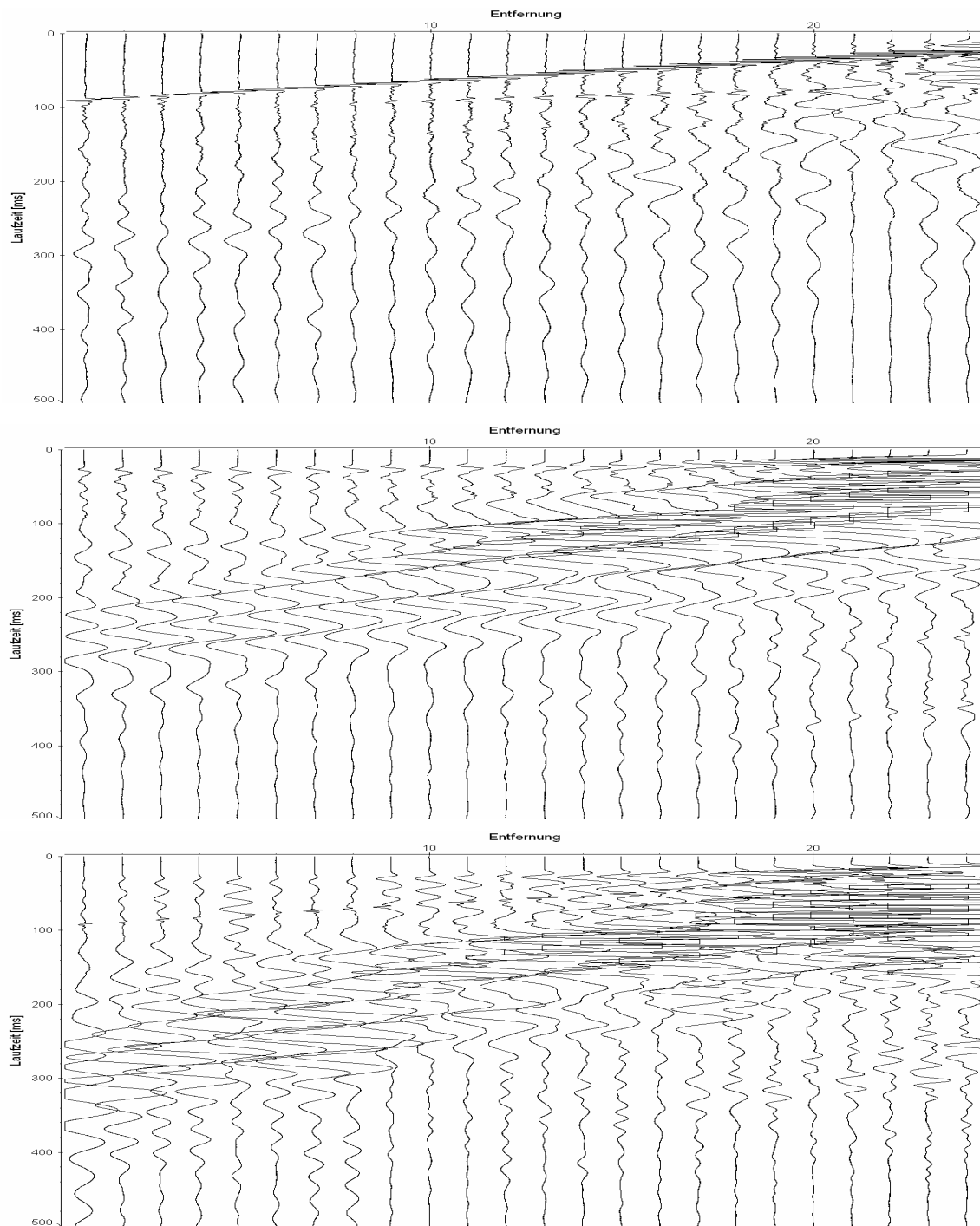


**Abb. 2.2-5: Vergleich PCB Sensor (sw) und kardanisches Geophon (rot).**

Alle drei Systeme wurden parallel zueinander aufgebaut. Die Schallanregung erfolgte in 10 m Entfernung mittels Vorschlaghammer. Abb. 2.2-7 zeigt die dabei aufgezeichneten Signale. Der Vergleich zeigt, dass der Wasserschlauch-Streamer sowohl bei den erkennbaren Oberflächenwellen, als auch den Ersteinstrahlen deutliche Qualitätseinbußen gegenüber den anderen beiden getesteten System zeigt. Im weiteren Verlauf der Messungen zeigte sich auch, dass die Bedienung des Wasserschlauch-Streamers (Wasserfüllung und hohes Zuggewicht) eine Nutzung als Landstreamer als nicht praktikabel erscheinen ließ. In den weiteren Untersuchungen wurde deshalb auf eine Fortentwicklung des Wasserschlauch-Streamers verzichtet.



**Abb. 2.2-6: Linkes Bild: gestecktes Geophon (oben), Wasserschlauch-Streamer (mittig) und kardanisches Geophon (unten); rechte Bilder: Wasserschlauch-Streamer.**



**Abb. 2.2-7: Schallsignale für Wasserschlauch-Streamer (oben), 10 Hz gesteckte Geophone (mittig) und kardanische Geophone (unten).**

Als weitere Entwicklung wurde ein Streamer mit 12 Sensoren vom Typ PCB (Beschleunigungssensoren) aufgebaut (12 Sensoren @ 1 m Intervall). Zum Schutz der Zuleitungen wurde der Streamer innerhalb des bereits für den Wasserschlauch-Streamer verwandten Gewebeschlauches verlegt. Wie bereits in Abb. 2.2-5 beispielhaft gezeigt, wurde vom Piezostreamer ein deutlicher Qualitätsgewinn auch gegenüber dem kardanischen System erwartet.

Die Bodenplatte (Modell Geostuff) ist unterhalb des Gewebeschlauches montiert und ermöglicht so den direkten Bodenkontakt (Abb. 2.2-8).





**Abb. 2.2-8: Piezostreamer**

Im Mai 2008 wurde ein MASW-Test zwischen Piezostreamer, 4,5 Hz Landstreamer und gesteckten 10 Hz Geophonen ausgeführt. Das Geophonintervall betrug 0,5 m. Getestet wurde auf Asphalt, Schotter, Gehweg und Gras (Abb. 2.2-9 und Abb. 2.2-10). Ein Vergleich mit den gesteckten Geophonen war nur auf Gras möglich.



**Abb. 2.2-9: Test auf Asphalt (links) und Schotter (rechts).**

Die Auswertung der MASW Daten erfolgte mit der Software SurfSeis®, wobei nur die abgeleiteten Dispersionskurven (Overtone-Image) zum Vergleich herangezogen wurden. Abb. 2.2-11 zeigt diese für den Test auf Asphalt.

Wie in Abb. 2.2-11 zu erkennen ist, liegt das Signal-Nutz Verhältnis für den Piezostreamer durchweg höher als beim 4,5 Hz Landstreamer. Gleiches konnte auch für Schotter und Gehweg (Abb. 2.2-12) beobachtet werden.

Beim MASW Test auf Gras (dichter Bewuchs mit großen Grasbüscheln) zeigten die gesteckten Geophone die bessere Datenqualität. Auch hier war die Datenqualität des Piezostreamers besser als die des 4,5 Hz Landstreamers (Abb. 2.2-13). Die Signalphase der Grundmode ließ sich wesentlich besser nachvollziehen.



Abb. 2.2-10: Test auf Gehweg (links) und Grasfläche (rechts).

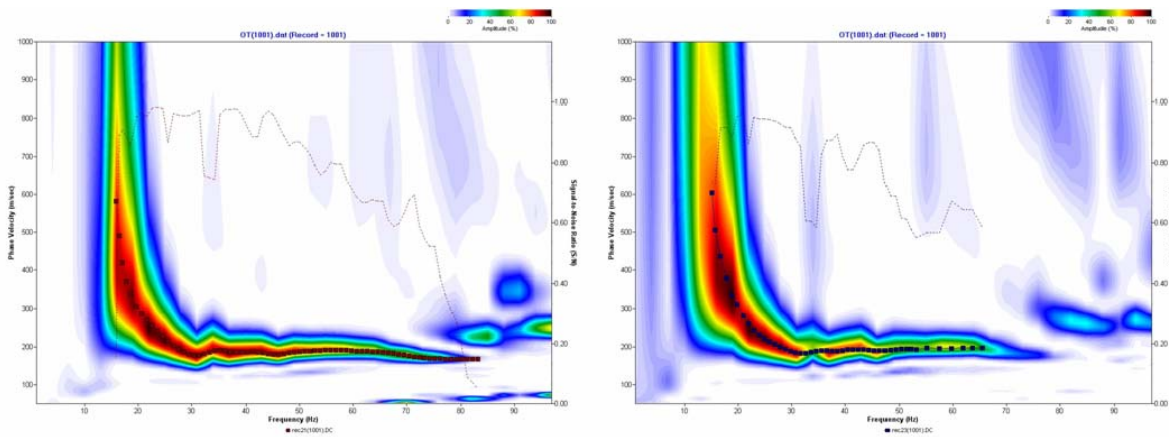


Abb. 2.2-11: Overtone-Analyse (Asphalt) für Piezostreamer (links) und 4,5 Hz Landstreamer.

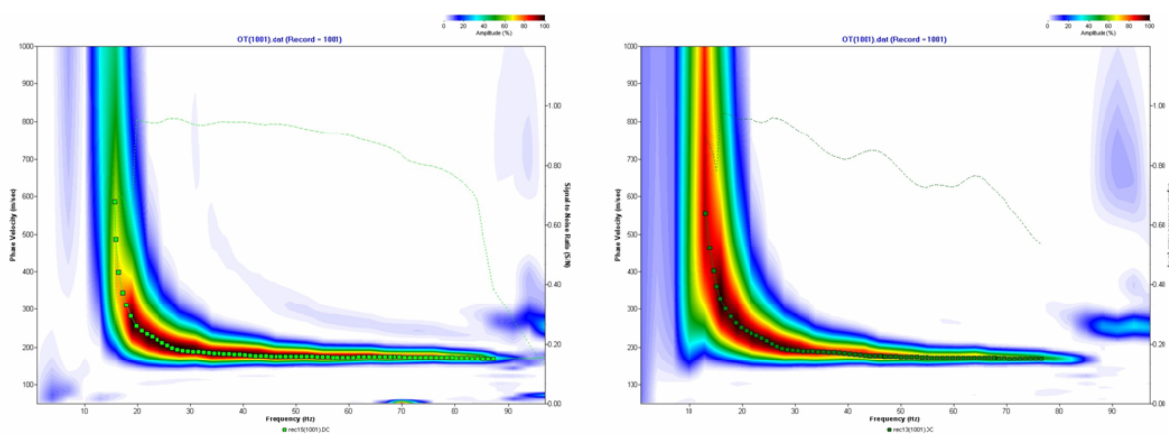
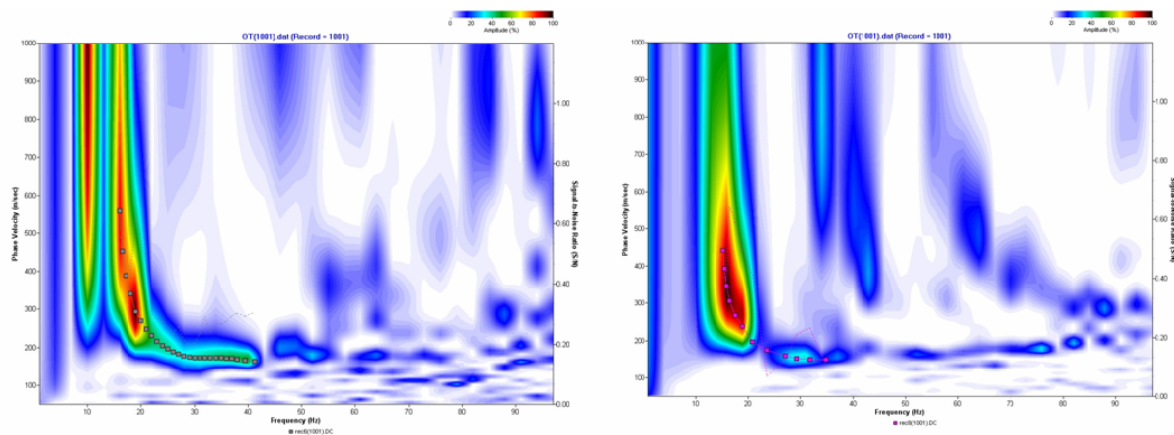


Abb. 2.2-12: Overtone-Analyse (Gehweg) für Piezostreamer (links) und 4,5 Hz Landstreamer.



**Abb. 2.2-13: Overtone-Analyse (Gras) für Piezostreamer (links) und 4,5 Hz Landstreamer.**

Die bisherigen Ergebnisse der Streamerentwicklung zeigen, dass der Piezostreamer eine Alternative zu den herkömmlichen Streamertypen darstellt. Insbesondere die Frequenz-Bandbreite der eingesetzten PCB Sensoren von 0,3 Hz bis 8 kHz machen diese Sensoren attraktiv für einen Einsatz sowohl für MASW Anwendungen als auch die Refraktions- und Reflexionsseismik.

## 2.2.2 Schallquellenentwicklung

Bei der Erkundung des Untergrundes ergeben sich zahlreiche Fragestellungen, bei denen eine direkte Erkundung allein mit Bohrungen oder nur von der Oberfläche aus nicht zuverlässig möglich ist. Als Beispiel sind die geotechnische Charakterisierung für Baugrunduntersuchungen, die Altlastenbearbeitung oder Arbeiten zur Deichsicherung aufzuführen. Eine wissenschaftlich und ökonomisch interessante Alternative ist der Einsatz der "Direct Push"-Technologie (DP). Diese hat sich in den vergangenen zehn Jahren auf dem deutschen Markt in einem zunehmenden Maße etabliert. Bei der „Direct-Push“ Technologie wird mit speziellen Rammsonden Tiefenprofile physikalischer und/oder chemischer Parametern gemessen. Es kann Probenmaterial gewonnen und Probenahmepunkte können kostengünstig installiert werden.

Die Installation geophysikalischer Sensoren in DP-Rammgestängen ist relativ neu. Bisher werden international vorwiegend Beschleunigungsaufnehmer im Gestänge installiert, um mittels Downhole (VSP) – Messungen z. B. Scherwellenprofile ableiten zu können. Ausgehend von nur einem Schallanregungspunkt werden dabei pro Rammtiefe Geschwindigkeitswerte ermittelt.

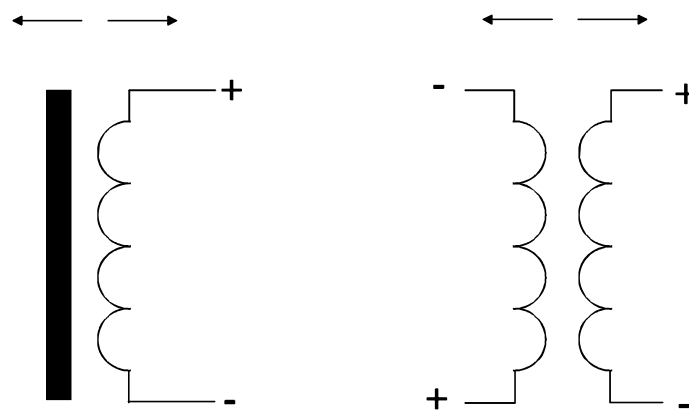
Die Installation einer seismischen Quelle im Gestänge eröffnet die Möglichkeit, ausgehend von einem Anregungspunkt pro Rammtiefe gleichzeitig mehrere an der Erdoberfläche befindliche Aufnehmer anzusteuern. Messungen unterhalb des Grundwasserspiegels können bereits mittels in das Gestänge einzulassender Sparkerelektroden durchgeführt werden. Diese Messungen konnten mit Erfolg von Paasche et al. (2009) demonstriert werden. Oberhalb des Grundwasserspiegels allerdings fehlt die für Sparkerquellen notwendige elektrische Leitfähigkeit zum Funkenüberschlag. Innerhalb des Forschungsprojektes sollte deshalb eine universell einsetzbare Schallquelle entwickelt werden, die sowohl unterhalb als auch oberhalb des Grundwasserspiegels arbeiten kann.

Als prinzipiell geeignet erscheinende Anregungsmechanismen standen zur Auswahl die piezoelektrische Anregung über Stapelaktuatoren, die magnetostruktive Anregung und die induktive Schallanregung über Ein- bzw. Mehrspulensysteme. Weitere Vorüberlegungen

haben zum Schluss geführt dass, piezoelektrische und magnetostruktive Impulsanregungen generell zu hochfrequent sind bzw. in Ihrer Bauweise zu groß wären, um eine Übertragung von Frequenzen unter 1000Hz im ungesättigten Bodenbereich von mehreren Metern Dekametern zu erlauben. Aus diesem Grund wurde das Augenmerk auf die Entwicklung von induktiven Anregungssystemen (elektromagnetische Wandler) gelegt.

Als elektromagnetische Wandler werden Flach- oder Rundspulen z. B. aus Kupferdraht oder Kupferflachband benutzt, über die der Strom einer impulsförmigen Kondensatorentladung fließt. Durch die Anordnungen der Spulen können sowohl Kompressionswellen als auch Scherwellen erzeugt werden. Beim Ein-Spulensystem verwendet man eine Spule und eine an dieser anliegende Platte aus elektrisch gut leitendem Material, wie z. B. Aluminium oder Kupfer, in der durch den induzierten Impulsstrom ein zweites Magnetfeld entsteht, das demjenigen (primären) der Spule entgegengesetzt gerichtet ist, so dass sich Spule und Metallplatte voneinander abstoßen.

Ersetzt man die Metallplatte durch eine zweite Spule, die vom gleichen Strom wie die der Primärspule durchflossen wird, so entstehen zwei magnetische Felder. Bei entsprechender Polung stoßen sich die beiden Spulen voneinander ab. Dieser elektromagnetische Wandlertyp wird deshalb als Zwei-Spulensystem bezeichnet. Diese beiden Wirkprinzipien sind in Abb. 2.2-14 dargestellt. Die Richtung der Kraftwirkung ist durch Pfeile angegeben.



**Abb. 2.2-14: Wirkungsprinzip Ein-Spulen-System (links) und Zwei-Spulen-System (rechts).**

Während ein vom Ein-Spulen-System abgegebener seismischer Impuls im Wesentlichen von der Steilheit der Stromimpulsfront abhängt, folgt dagegen beim Zwei-Spulen-System dieser Impuls dem gesamten Verlauf des elektrischen Entladestroms. Daraus ergeben sich unterschiedliche seismische Impulsverhalten.

Um eine möglichst hohe Impulsstärke erreichen zu können, muss bei beiden Systemen die maximal magnetische Feldstärke wirken und der magnetische Streufluss gering gehalten werden. Das erfordert einen geringen Abstand zwischen Spule und Metallplatte bzw. Spule und Spule sowie die Verwendung flacher Spulen.

Die mit einem Spulensystem erzeugbare seismische Impulsleistung hängt von mehreren Größen und Faktoren ab. Es sind dies die verfügbare, in den Kondensatoren gespeicherte elektrische Energie (berechenbar über die Spannung und die Kapazität), die Form und Größe der Spulen sowie die elektrischen Eigenschaften des Spulensystems (d. h. Windungszahl, Induktivität, Widerstand). Beim Ein-Spulen-System außerdem die elektrische Leitfähigkeit und der Querschnitt der Metallplatte. Ebenso sind die elektrischen Verluste in der Zuleitung zum Wandler über das Bohrlochkabel und in den Kondensatoren, vor allem wenn Elektrolytkondensatoren als Speicherkondensatoren benutzt werden, zu berücksichtigen.

Um also die elektrische Impulsenergie weitgehend, d. h. verlustarm, in mechanische Energie umwandeln zu können, ist eine optimale Anpassung des Spulensystems an die Impulsstromquelle und an das für eine elektrische Impulsübertragung vorgesehene Bohrlochkabel erforderlich.

Laborversuche wurden mit Spulendurchmessern von 36 mm durchgeführt. Diese Bauart ist in ihrer Dimensionierung zum Einbau in ein 2 1/8 Zoll DP-Gestänge (Fa. GeoProbe) ausgelegt. Zur Erreichung einer hohen Windungszahl wurde hochspannungsfester, isolierter Runddraht ( $D=0,8$  mm) verwendet. Die Versuche wurden bei einer Impulsspannung von 5 kV (Geotomographie HV-Generator IPG1005S) ausgeführt, wobei die Wurfhöhe eines 1 kg schweren Gewichts gemessen wurde. Die Kabellänge betrug 60 m.

Abb. 2.2-15 zeigt die Versuchsergebnisse für ein Zwei-Spulensystem. Es ist zu erkennen, dass unter den gegebenen Versuchsbedingungen die optimale Spulenausführung mit einer Windungszahl von etwa 250 bis 300 Windungen erzielt wird. Abb. 2.2-16 zeigt die Versuchsergebnisse für ein Ein-Spulensystem.

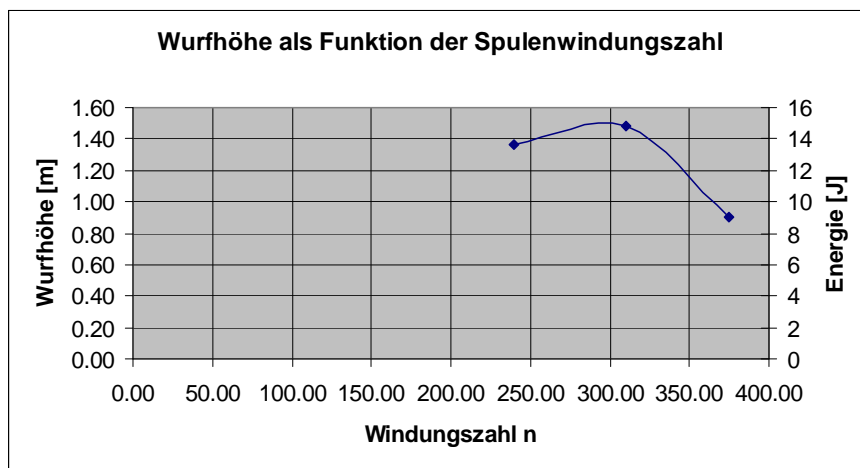


Abb. 2.2-15: Wurfhöhenmessung eines elektromagnetisches Zwei-Spulensystem.

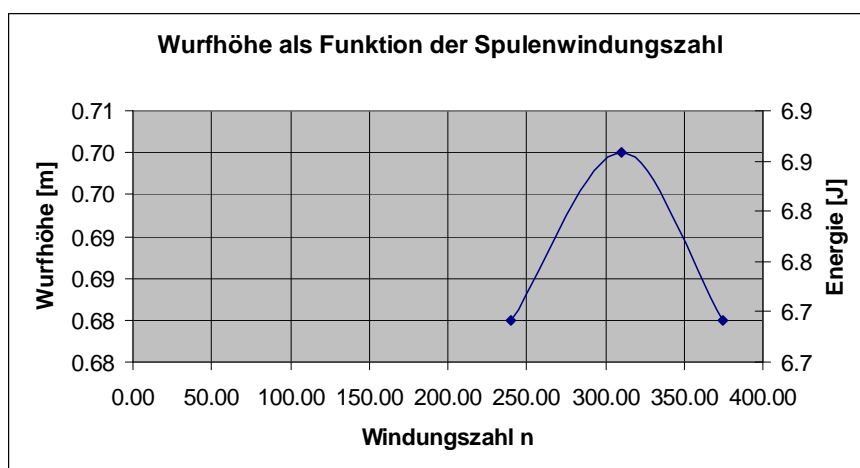
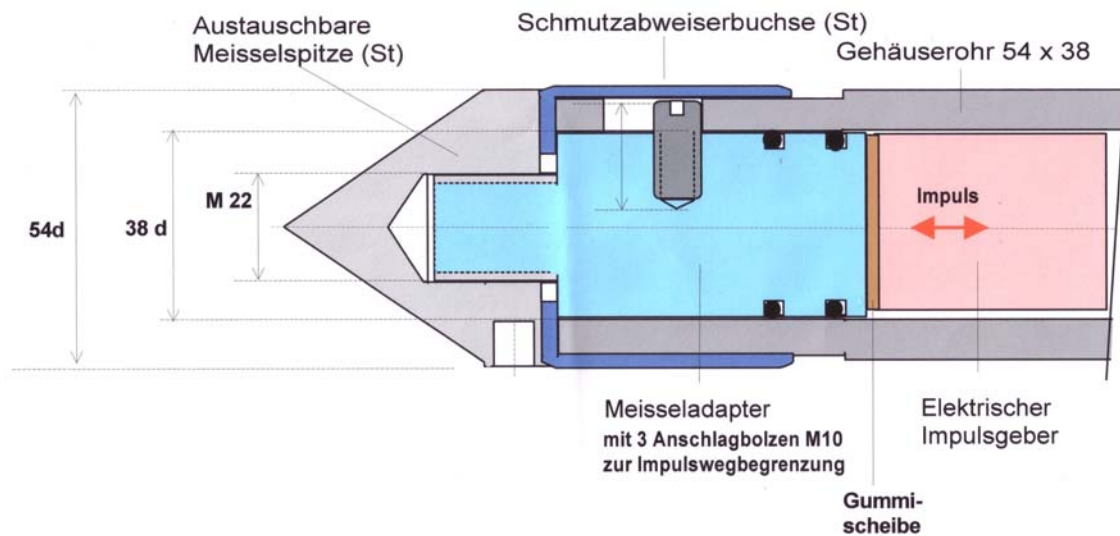


Abb. 2.2-16: Wurfhöhenmessung eines elektromagnetisches Ein-Spulensystem.

Entsprechend der aus den Laborversuchen gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Prototyp der DP-Gestängeschallquelle mit Zwei-Spulensystem aufgebaut (nachfolgend als ComexHammer bezeichnet). In Abb. 2.2-17 ist der prinzipielle Aufbau des ComexHammers dargestellt. Für diese Ausführung wurde ein GeoProbe Gestängerohr 2 1/8“ und eine verlorene Spitze verwendet, die beweglich innerhalb des Rohres geführt wird. Bei einer Impulsanregung durch das Spulensystem wird ein Meißeladapter bewegt, auf dem sich die Meißelspitze befindet.

Der seismische Impuls wird über die Meißelspitze in den Boden übertragen. Die Spannungszufuhr erfolgt über ein im Gestängerohr geführtes Kabel. Dieses muss vor Messbeginn durch das Gestänge gefädelt werden.



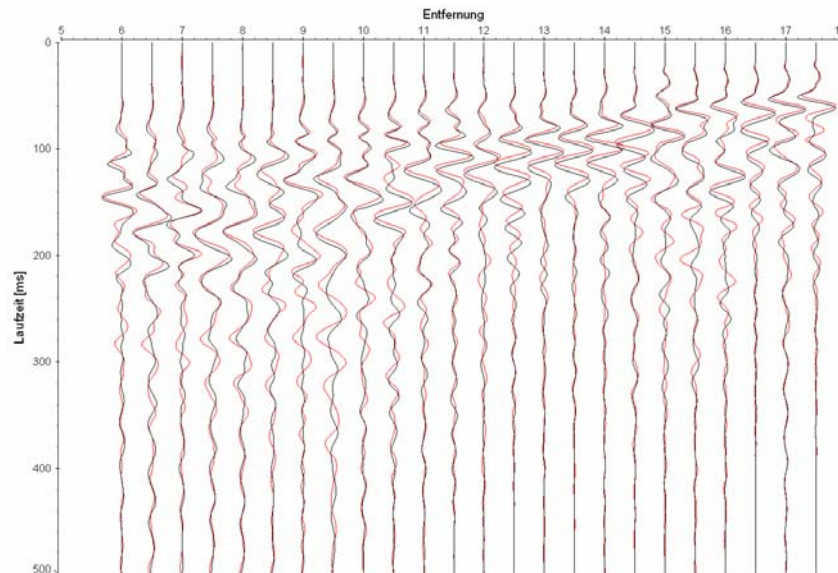
**Abb. 2.2-17: ComexHammer**

Sicherheitstechnische Überlegungen im Umgang mit den Hochspannungsimpulsgenerator IPG1005S haben zur Entwicklung des Niederspannungsgenerators LV-IPG-800V geführt. Dieser Niederspannungsgenerator arbeitet bei einer Ausgangsimpulsspannung von 800V und einer elektrischen Ausgangsleistung von 1000J. Abb. 2.2-18 zeigt den Versuchsaufbau und die Bedienelemente des LV-IPG800V. Der LV-IPG88V verfügt über alle notwendigen Sicherheitsvorkehrungen zum „Not-Aus“ in Notfallsituationen. Zum Beispiel ist das Einschalten des Ladestroms nur möglich bei angeschlossener Impulsquelle, d. h. potentiell geschlossenem Stromkreislauf. Generell erfordert die 800V Variante eine Neuanpassung der Spulen und ein Abgleich der internen Spulen- und Kabelwiderstände. Zuleitungskabel mit höheren Leitungsdurchmessern begrenzen den Spannungsabfall auf ein Minimum.



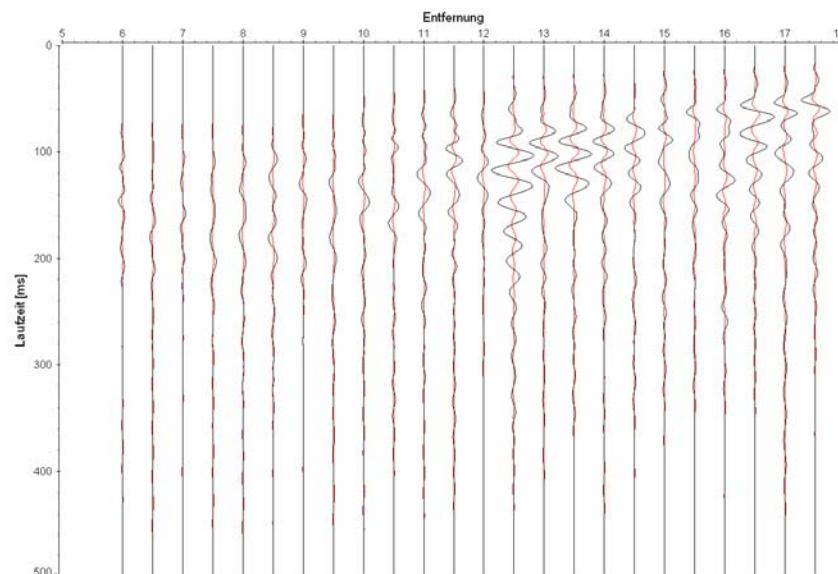
**Abb. 2.2-18: 800V Impulsgenerator LV-IPG800V (Bild links: Innenaufbau, Bild rechts Bedienelemente).**

In einer ersten Untersuchung wurde der ComexHammer als Oberflächenquelle getestet. Hierfür wurde der Piezostreamer und ein 4,5 Hz Landstreamer eingesetzt. Das Offset betrug 6 m. In Abb. 2.2-19 ist ein Vergleich des ComexHammers und eines Gummi-Vorschlaghammers dargestellt. Es ist kaum Unterschiede im Impulsverhalten zu erkennen.



**Abb. 2.2-19: Seismische Signale (Gummihammer – sw, ComexHammer – rot).**

In der unnormierten Darstellung in Abb. 2.2-20 ist zu erkennen, dass die seismische Energie des ComexHammers allerdings deutlich geringer ist, als die des Gummi-Vorschlaghammers.



**Abb. 2.2-20: Unnormierte Seismische Signale (Gummihammer – sw, ComexHammer – rot).**

Im Dezember 2008 wurde eine Feldmessung unter Leitung des UFZ in Löbnitz durchgeführt. Der ComexHammer wurde hier unter Feldbedingungen eingesetzt (Abb. 2.2-21).



**Abb. 2.2-21: Feldmessung ComexHammer in Löbnitz.**

Zur Registrierung der Signale wurde der ComexTech-Piezostreamer, ein 24er Landstreamer mit 4,5 Hz und 14 Hz Geophonen eingesetzt. ComexHammer Signale wurden in verschiedenen Tiefen angeregt (0,5 m, 1 m, 1,5 m und 2 m). In Abb. 2.2-22 (nächste Seite) sind die Signale für eine Tiefe von 1,5 m dargestellt. Auf Kanal 1...24 sind die Signale des 14 Hz Streamers, auf Kanal 25...48 die des 4,5 Hz Streamers und auf den Kanälen 49...60 die des ComexTech Piezostreamers aufgezeichnet. Die Einsätze der direkten Welle, der am Grundwasser refraktierten Welle und der Oberflächenwelle sind eingezeichnet.

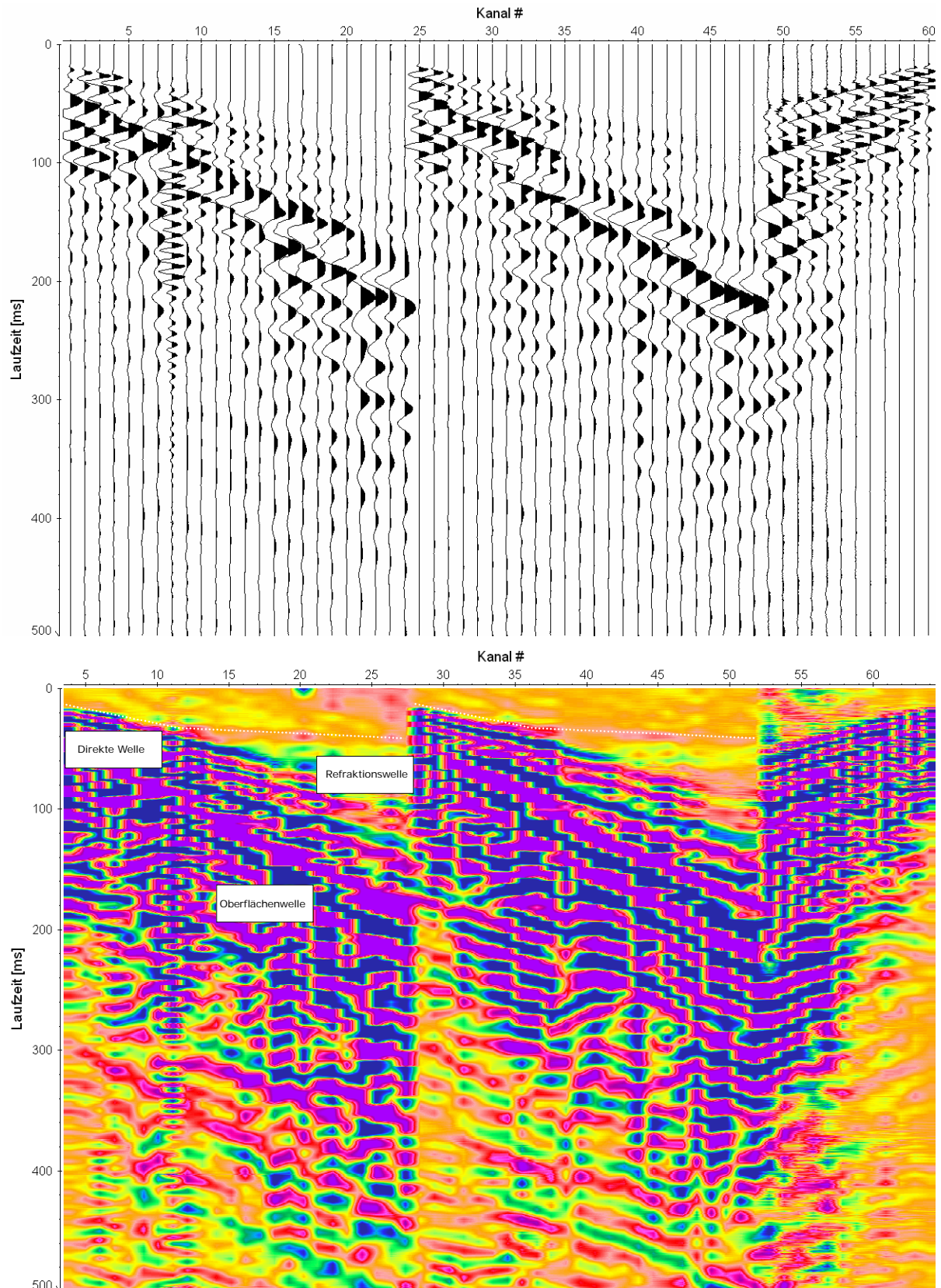
Mit dieser Messung konnte der Nachweis für einen erfolgreichen Einsatz des ComexHammers erbracht werden.

### **2.2.3 Literatur Teilprojekt Geotomographie**

Paasche, H., Werban, U., Dietrich, P. (2009): Near-surface seismic traveltime tomography using a direct-push source and surface-planted geophones, *Geophysics* 74 (4), G17-G25

Van der Veen, M. and Green, A.G. (1998): Land streamer for shallow data acquisition: evaluation of gimbal-mounted geophones. *Geophysics*, 63, 1408-1413.





**Abb. 2.2-22: Normierte seismische Signale (Kanal 1-24 14Hz Geophone, Kanal 25-48 4.5Hz Geophone, Kanal 49-60 Piezostreamer)**

## 2.3 Teilprojekt UFZ: Messkonzepte und Feldstudien

Die Entwicklung von Messkonzepten und die Durchführung von Feldstudien sind die Schwerpunkte des UFZ Teilprojekts. In dieser Kombination und unter Einbeziehung der Ergebnisse der anderen Projektpartner stellt dieses Teilprojekt die integrierende Komponente des Comextech-Projektes dar. Im Rahmen der Feldversuche werden die neu- und weiterentwickelten geophysikalischen Messgeräte getestet, mit bereits vorhandener Ausrüstung kombiniert und das gesamte Messkonzept optimiert. In Kombination mit den geotechnischen Laboruntersuchungen kann darüber hinaus die Qualität der Feldmessungen und der abgeleiteten Parameter geprüft sowie das Verständnis für die Parameterbeziehungen erweitert werden.

Die Feldstudien werden an mehreren Standorten durchgeführt, um die Erkundungsmethoden anhand der unterschiedlichen Standortbedingungen hinsichtlich der geologischen Verhältnisse besser bewerten zu können. Darüber hinaus werden eigene Datensätze gewonnen und Fallbeispiele für die Messtechnik geschaffen. Fallbeispiele sind essentiell für die Erreichung einer Akzeptanz der Entwicklungsergebnisse.

### 2.3.1 Die Teststandorte

Am Beginn des Projektes wurden in Zusammenarbeit mit allen Projektpartnern Kriterien für die Auswahl geeigneter Standorte erarbeitet. Demnach sollte es sich um heterogene Standorte handeln, die sich in den geologischen Bedingungen sowie in der Beschaffenheit der Bodenoberfläche (u. a. unterschiedlicher Belag) unterscheiden. Es soll darüber hinaus die Möglichkeit bestehen, lange Profile unter praxisnahen Bedingungen zu messen. Ein weiterer, nicht-wissenschaftlicher Punkt ist eine gute Erreichbarkeit und Zugänglichkeit der Standorte.

Die ursprüngliche Auswahl von Standorten, die im ersten Zwischenbericht beschrieben worden ist, wurde aus verschiedenen praktischen Gründen nachträglich geändert. Die Felduntersuchungen konzentrierten sich letztendlich auf die Teststandorte Löbnitz (NW-Sachsen nahe dem Muldestausee), Dreiskau-Muckern (südlich von Leipzig) und Nauen (westlich von Berlin). Am ursprünglich ausgewählten Standort Zeitz wurden die anfänglich begonnenen geophysikalischen Untersuchungen nicht weiter ausgeführt, da das Gelände als kontaminiert gilt, was vergleichende geotechnische Laboruntersuchungen aufgrund belasteter Bodenproben unmöglich macht. Das Projektziel war es jedoch, an allen Standorten sowohl geophysikalische als auch geotechnische Verfahren einzusetzen.

Die Merkmale der drei untersuchten Teststandorte sowie die dort durchgeführten Arbeiten sind in Tabelle 2.3-1 zusammengefasst. Für die Weiterentwicklung von Auswertemethoden seismischer Ergebnisse wurde darüber hinaus auf Daten zurückgegriffen, die vom UFZ am Standort Bitterfeld gewonnen wurden.

Die Kombination von seismischen und geotechnischen Felduntersuchungen wurde erfolgreich in Löbnitz und Nauen durchgeführt. In Löbnitz wurden darüber hinaus verschiedene Bodenproben für geotechnische Laboruntersuchungen von den Kollegen der BU Weimar genommen. Lediglich für den Standort Dreiskau-Muckern liegen bis jetzt nur seismische Erkundungen vor. Dieser Standort wurde in der ersten Projektphase ausgewählt, als sich abzeichnete, dass die Reflexions- und Refraktionsseismik am Standort Löbnitz mit den angewendeten Methoden nicht funktioniert (vgl. Kapitel 2.3.2). Die Wahl auf Dreiskau-Muckern fiel neben logistischen Gründen aus der Kenntnis der geologischen Strukturen im Untergrund, die eine erfolgreiche Durchführung reflexions- und refraktionsseismischer Messungen vermuten ließ.

**Tabelle 2.3-1: Übersicht über die Teststandorte im Comextech-Projekt**

	Löbnitz	Dreiskau-Muckern	Nauen
Standortbedingungen	Flussaue der Mulde; ebene Topografie; Grassland im Bereich des Hochwasserschutzdeiches; im Untergrund Sande, Kiese, Hochflutsedimente; Festgestein ( Kalkstein) in ca. 50 m Tiefe;	landwirtschaftlich genutzte Flächen; ebene Topografie; Geologie: Abfolge von tertiären (Sande, Schluffe, Tone, Braunkohleflöze) und pleistozänen (Till, Sande, Kiese, Schluffe) Schichten	Land- und forstwirtschaftlich genutzte Flächen; glazial überprägte Landschaft, leicht hügelig, im Profilmaßstab relativ eben; im Untergrund glazialer Till und Sande, von Löss bedeckt; mehrere Profile auf Wegen und auf Feld
Externe Standortinformationen	Zu Projektbeginn zeitgleich stattfindende geophysikalischen Messungen im Rahmen eines Projektes der Bundesanstalt für Materialforschung	Sedimentprofile von geologischen Erkundungsbohrungen bis 70 m Tiefe vorhanden	Teststandort der TU Berlin und BGR; Daten verschiedener geophysikalischer Oberflächenmessungen sowie Bohrlochinformationen vorhanden
Eigene durchgeführte Arbeiten	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DP-CPT Sondierungen;</li> <li>- mobile Seismik mit Landstreamer;</li> <li>- Seismische Messung mit gesteckten Geophonen;</li> <li>- Vertikale seismische Profilierung (VSP) mit im Bohrloch versenkter Quelle;</li> <li>- seismische Tests mit verschiedenen Quellen und Aufnehmern;</li> <li>- Gleichstromgeoelektrik, Georadar</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- reflexionsseismische Vergleichsmessungen mit Landstreamer und gesteckten Geophonen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- DP-CPT Sondierungen;</li> <li>- mobile Seismik mit Landstreamer</li> <li>- Vertikale seismische Profilierung (VSP) mit im Bohrloch versenkter Quelle</li> <li>- Georadar</li> </ul>

### 2.3.2 Darstellung der geophysikalischen Feldmessungen

Für die geophysikalische Erkundung geotechnisch relevanter Eigenschaften des Untergrundes eignen sich insbesondere seismische Verfahren, da die Ausbreitungseigenschaften seismischer Wellen primär von den elastischen Parametern des Bodenmaterials abhängen. Generell können zu diesem Zweck verschiedene seismische Verfahren eingesetzt werden, wie Refraktions- und Reflexionsseismik, Mehrkanal-Analyse von Oberflächenwellen (MASW), vertikale seismische Profilierung (VSP) und 2D/3D Tomographie. Die Anwendbarkeit der Refraktions- und Reflexionsseismik in der nahseismischen Erkundung (d. h. im oberflächennahen Untergrund zwischen einigen Zehner bis wenigen hundert Metern Tiefe) ist jedoch standortabhängig und bedingt u. a. einen Refraktionshorizont innerhalb der Zieltiefe.

Die ersten seismischen Messungen wurden mit gesteckten Geophonen am Standort Löbnitz vorgenommen. Für die Weiterentwicklung der Messkonzepte wurde daraufhin die Eignung seismischer Landstreamer geprüft. Genutzt wurde ein auf dem Markt erhältlicher Landstrea-

mer der Firma „Geosym-Geophysikalische Messsysteme“, welcher vom LIAG (ehemals Institut für Geowissenschaftliche Gemeinschaftsaufgaben-GGA) in Hannover entwickelt wurde. Ein Streamerelement hat 24 Kanäle bei einer Länge von 24 m und einem Gewicht von ca. 60 kg inklusive Geophone und Verkabelung. Theoretisch kann die Anzahl der Kanäle durch das Aneinanderkoppeln mehrere Streamerelemente unendlich erhöht werden kann. Eigene Erfahrungen im Feldeinsatz haben aber gezeigt, dass dieses Messsystem aus praktikablen Gründen auf maximal vier Streamerelemente beschränkt bleiben sollte. Auf dem (im Folgenden so genannten) UFZ-Landstreamer können alle gängigen Ein-Komponenten Geophone montiert werden. So kamen auf den unterschiedlichen Standorten 60 Hz, 14 Hz und 4,5 Hz P-Wellen Geophone zum Einsatz. Die Ergebnisse des UFZ-Landstreamers wurden zusätzlich mit Messungen von gesteckten Geophonen, bzw. mit den Messungen des im Projekt entwickelten Landstreamers von Geotomographie (vgl. Kapitel 2.2.1) verglichen. Die Streamer wurden von einem geländegängigen Fahrzeug oder der Sondierraupe gezogen. Zur Anregung seismischer Signale wurden ein Vorschlaghammer, ein am Fahrzeug befestigtes beschleunigtes Fallgewicht sowie für VSP (*Vertical Seismic Profiling*) Messungen eine im Direct-Push Sondiergestänge befindliche seismische Quelle (Sparker, vgl. Kapitel 2.2.2) getestet.

### 2.3.2.1 Refraktionsseismik

Refraktionsseismische Tests wurden an den Standorten Löbnitz und Nauen durchgeführt. Am **Standort Löbnitz** wurde ein 167 m Profil entlang des Hochwasserschutzdeiches im Zeitraum November 2006 bis Dezember 2008 wiederholt mit verschiedenen Verfahren gemessen. Erste oberflächenbasierte seismische Messungen fanden mit 48 gesteckten P-Wellen Geophonen (14 Hz Eigenfrequenz, Geophonanstand 1 m, Anregung mit Metallhammer) im November 2006 und Januar 2007 statt. Zur Unterstützung der Auswertung der oberflächenbasierten Seismik wurden im Februar 2007 zusätzlich VSP Messungen organisiert (siehe unten). Die refraktionsseismische Auswertung der Daten mit unterschiedlichen Verfahren (*Intercept-Methode*, *Generalized Reciprocal Methode*, Refraktionstomographie) lieferte aber nicht die erhofften Ergebnisse. Deutliche Kopfwellen in 3 bis 5 m Tiefe weisen den Grundwasserspiegel als Hauptrefraktor aus (Linder 2007). Der Übergang der ungesättigten in die grundwassergesättigte Zone liegt am Standort in heterogenen sandig bis kiesigen Sedimenten ohne scharfe lithologische Grenze. Während in der ungesättigten Zone noch ein weiterer, schwächerer Refraktor in 1,5 bis 2,2 m Tiefe identifiziert wurde, konnte der Bereich unterhalb des Grundwasserspiegels mit der oberflächenbasierten Refraktionsseismik nicht aufgelöst werden. Die variierenden Werte für die Tiefenlage der Refraktoren können auf laterale Änderungen in den Sedimenteigenschaften zurück zu führen sein, die einen Einfluss auf die Bestimmung der Scheingeschwindigkeit des Refraktors haben. Weiterhin können Probleme mit der Zuordnung der Refraktoren auftreten, da unklar ist, ob der flache Refraktor durchgängig als Schichtgrenze entlang des Profils ausgebildet ist. Um tiefer liegende Refraktoren an diesem Standort (hier eine Kalksteinbank in 50 m Tiefe) mit den oberflächenbasierten Messungen erreichen zu können, ist ein deutlich größerer Offset und eine energiereiche Quelle nötig, um die lockeren Sediment zu durchdringen (Linder 2007).

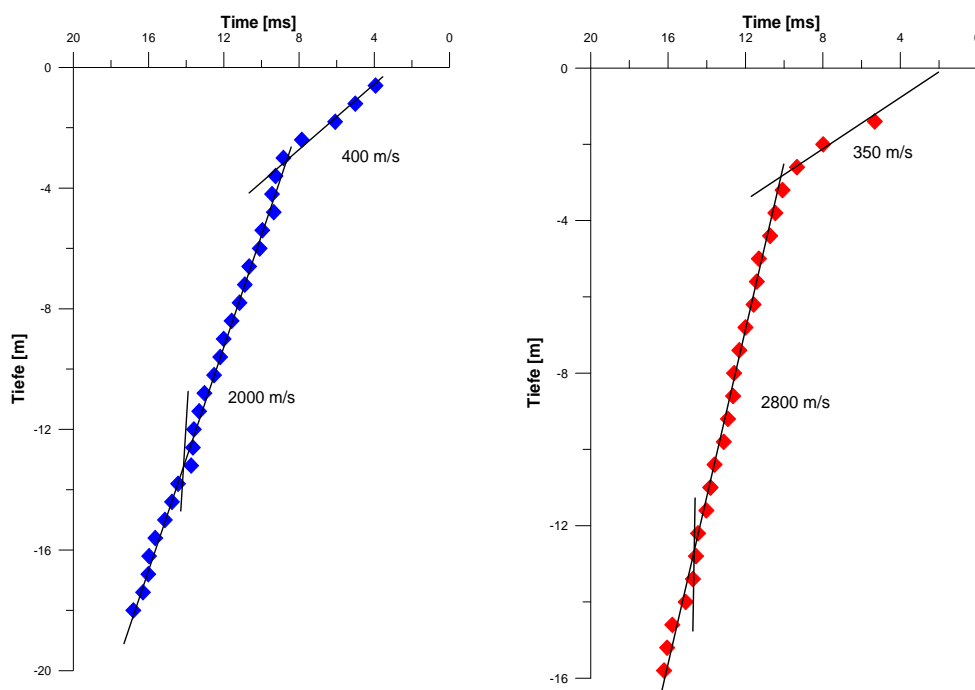
Am **Standort Nauen** wurden im September 2008 ähnliche refraktionsseismische Ergebnisse erzielt. Die Inversionsergebnisse eines 164 m langen Profils weisen einen unebenen Refraktor in 2 bis 5 m Tiefe aus. Diese Tiefenlage fällt mit der mittleren Tiefe des Grundwasserspiegels in sandig-schluffigen Sedimenten zusammen. Im Gegensatz zum Standort Löbnitz wurde hier der UFZ-Landstreamer (bestückt mit 24 4,5-Hz Geophonen und 48 14-Hz Geophonen, Geophonabstand 1 m) und ein beschleunigtes Fallgewicht genutzt. Während das Fallgewicht

auf dem Ackerboden gute Signale für die Oberflächenwellenseismik liefert, stellten sich die produzierten, tiefen Frequenzen als ungeeignet für refraktions- und reflexionsseismische Analysen heraus. Die Auswertung der Daten wurde aus diesem Grund nicht weiter verfolgt.

Die Messungen an beiden Standorten verdeutlichen das generelle Problem, Schichten und Strukturen unterhalb des Grundwasserspiegels mit oberflächenbasierter P-Wellen-Seismik aufzulösen.

### 2.3.2.2 VSP Messungen

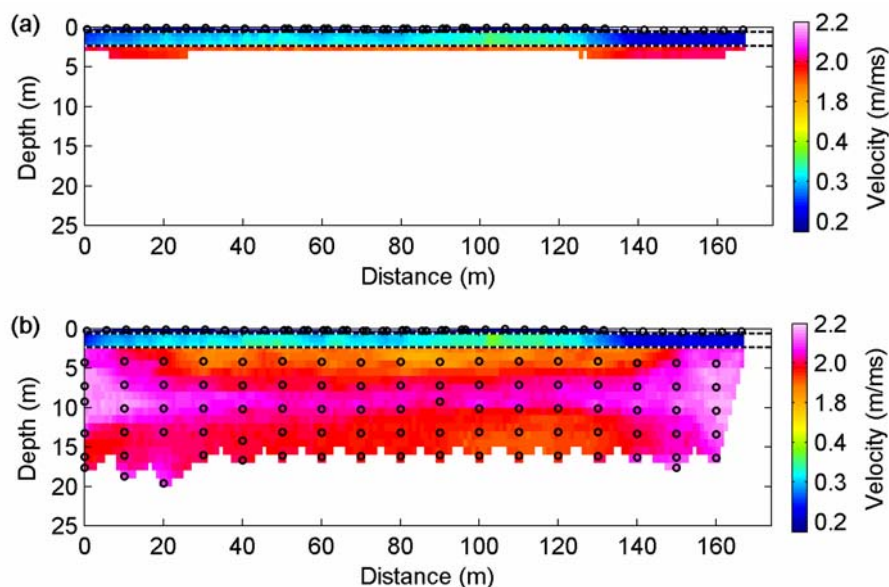
Auf dem **Testfeld Löbnitz** wurden begleitend zu den ersten refraktionsseismischen Untersuchungen auch VSP Messungen durchgeführt. An zwei Punkten wurde ein 1D-Tiefenprofil seismischer Geschwindigkeiten gemessen (Linder 2007). Dazu wurden mit Hilfe eines Sparkers seismische Signale in 60 cm Abständen ausgehend von einer Tiefe bei 20 m bis kurz unter die Geländekante erzeugt, die von 24 P-Wellen Geophonen auf der Oberfläche aufgenommen worden sind. Streng genommen handelt es sich bei dieser Konfiguration um „*reverse multi offset*“ VSP Messungen, da nicht die Geophone, sondern die seismische Quelle im Bohrloch (hier im Sondiergestänge) versenkt wird. Die 1D-Geschwindigkeitsverteilung an den 50 m voneinander entfernten Punkten ergaben jeweils ähnliche Ergebnisse (Abb. 2.3-1:). Bis in eine Tiefe von ca. 3 m liegen die seismischen Geschwindigkeiten bei 350 bis 400 m/s, darunter bis zur Endtiefe bei 2000 bis 2800 m/s. Die Geschwindigkeitszunahme in 3 m Tiefe korrespondiert mit der Tiefenlage des Grundwasserspiegels in den locker gelagerten, sandig bis kiesigen Sedimenten (Linder 2007).



**Abb. 2.3-1: Geschwindigkeitsprofile am Standort Löbnitz an den Messpunkten 2725 m (links) und 2775 m (rechts), (nach Linder 2007).**

Die VSP Messungen wurden im Mai 2007 mit einer größeren Anzahl von Sondierpunkten wiederholt, um Strukturinformationen unterhalb des Grundwasserspiegels anhand einer 2D-Geschwindigkeitsverteilung zu erhalten. Dazu wurde an 17 Punkten mit einem Abstand von jeweils 10 m entlang des Profils die seismische Quelle bis in 20 m Tiefe unter Geländeoberkante versenkt und die Signale mit 24 gesteckten 14 Hz Geophonen

(Geophonabstand 1 m) registriert (Paasche et al. 2009). Für weitere Tests wurde zusätzlich an der Oberfläche mit einem Hammer angeregt. Diese oberflächenbasierten, refraktionsseismischen Tests resultierten in einem ähnlichen Ergebnis wie die Messungen Anfang des Jahres. Die Inversion produziert ein Modell, welches hauptsächlich auf die ungesättigte Zone im Bereich von 2 m bis maximal 5 m Tiefe mit seismischen Geschwindigkeiten von 180 m/s bis 350 m/s beschränkt ist (Paasche et al. 2009). Die Inversion der Sparker-Daten ermöglicht hingegen die Abbildung von Untergrundstrukturen unterhalb des Grundwasserspiegels für mehr als 12 m mächtige wassergesättigte Sedimente. Die 2D-Geschwindigkeitsverteilung bildet einen trogförmigen Bereich von 120 m Breite und 6-7 m Tiefe ab, der durch geringere seismische Geschwindigkeiten von 1800 bis 1950 m/s charakterisiert ist, interpretiert als kiesgefüllte fluviatile Rinne (Abb. 2.3-2:). Die umgebenen und unterlagernden sandig bis schluffigen Sedimente sind durch höhere Geschwindigkeiten von 2000 bis 2200 m/s charakterisiert (Paasche et al. 2009). Die Ergebnisse wurden mit Daten anderer Erkundungsmethoden (vgl. Kapitel 2.3.3 und Kapitel 2.3.4) verglichen und bestätigen das 2D-Geschwindigkeitsmodell.



**Abb. 2.3-2:** Geschwindigkeitsmodell der oberflächenbasierten Refraktionsseismik (oben), und das invertierte Geschwindigkeitsmodell der Sparker-Daten in Kombination mit der Hammerschlag-Refraktionsseismik (unten). Die Quellpositionen der Sparker-Anregung sind mit den grauen Punkten markiert, (nach Paasche et al. 2009).

### 2.3.2.3 Reflexionsseismik

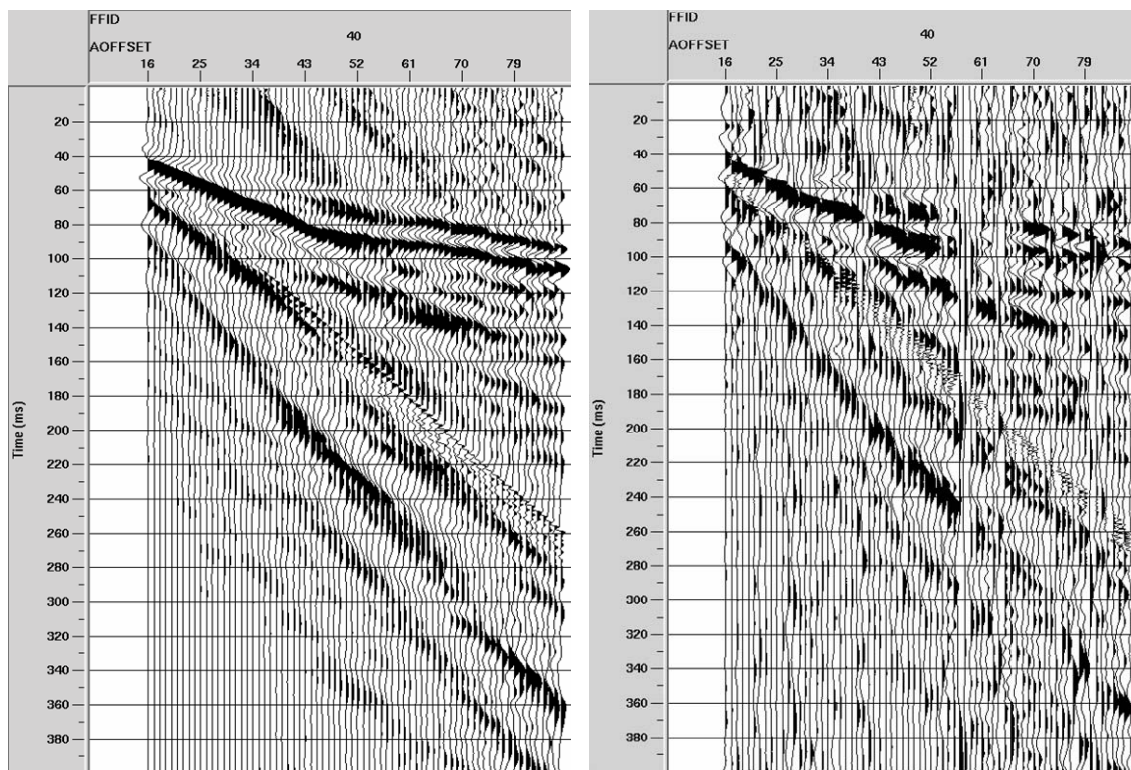
Aufgrund der schwierigen Standortbedingungen in Löbnitz und Nauen wurden reflexionsseismische Messungen auf dem **Teststandort Dreiskau-Muckern** durchgeführt. Die Feldmessungen fanden in zwei Abschnitten im Januar und Mai 2008 statt. Das Ziel waren reflexionsseismische Vergleichsmessungen zwischen gesteckten Geophonen und dem UFZ-Landstreamer nach der CMP (*Common Mid Point*) Methode. Im Januar 2008 kamen Geophone mit einer Eigenfrequenz von 14 Hz, und im Mai 2008 Geophone mit einer Eigenfrequenz von 60 Hz zum Einsatz, jeweils in gleicher Messgeometrie und Konfiguration (Tabelle 2.3-2). Es wurde mit einer Auslage von 96 Geophonen gearbeitet, wovon aber jeweils nur 72 aktiv waren, und einem beschleunigten Fallgewicht als Signalgeber (Wahle 2008).

Zur Übereckung des Profils mit gesteckten Geophone wurde mit der „roll along“ Technik gearbeitet, d. h. nach jeweils 24 Schusspunkten wurde eine Auslage, bestehend aus den

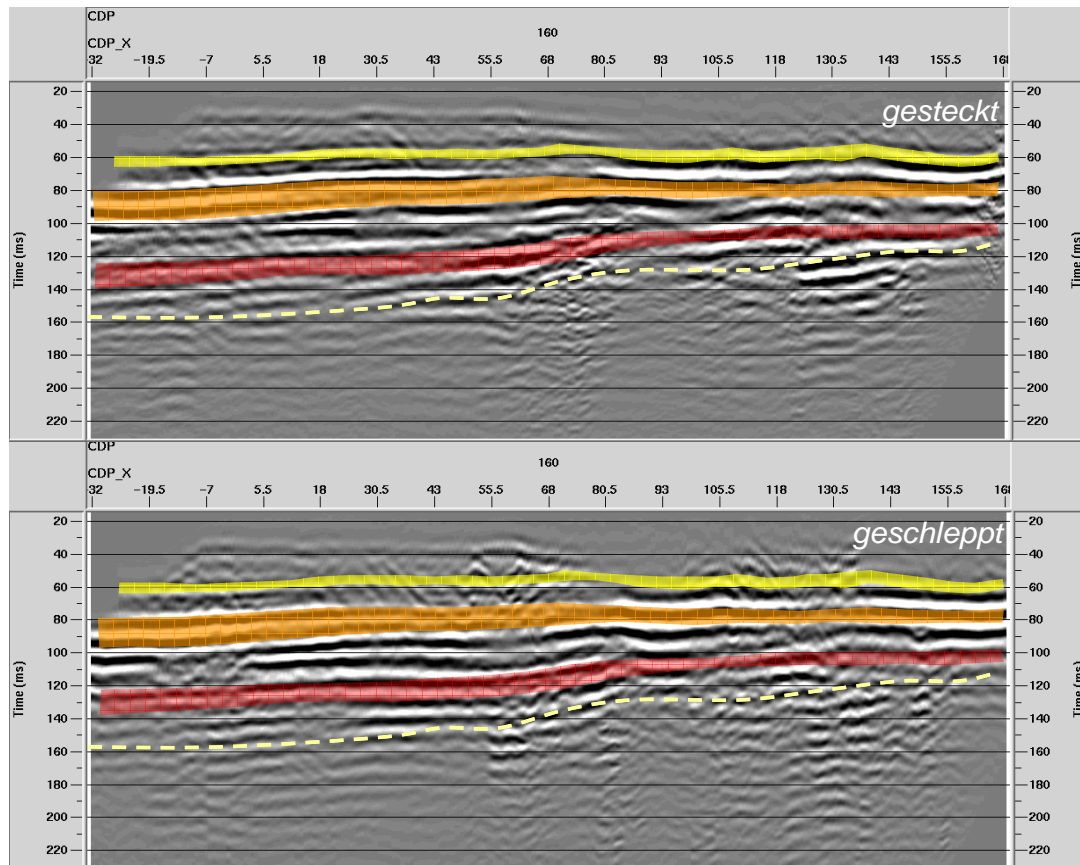
letzten 24 Geophonen abgebaut und in Profilrichtung vorn wieder aufgebaut. Die Messungen mit dem UFZ-Landstreamer erfolgten ohne Umbau. Der Streamer wurde von einem Zugfahrzeug über das Profil gezogen. Ein Test bestand im Anregen und Aufzeichnen der seismischen Signale während des Schleppens, was aber nur ein nicht prozessierbares Rauschen erzeugte. Daher wurde der Schleppvorgang an jedem Schusspunkt für die Datenaufnahme gestoppt, was zu verwertbaren Ergebnissen führte. Für beide Messkonfigurationen wurde je nach Geophontyp sechs (14 Hz Geophone) oder acht (60 Hz Geophone) Einzelanregungen vorgenommen, die aufeinander addiert worden sind („vertikales Stapeln“). Erwartungsgemäß gibt es Unterschiede in der Qualität der Rohdaten zwischen den gesteckten Geophonen und der Landstreamer-Aufnahme auf unebenem Gelände (Abb. 2.3-3). Das Nutzsignal ist aufgrund des stärkeren Rauschens schwächer, und einzelne Spuren sind nur bedingt oder gar nicht verwertbar. Mittels angepasster Prozessingschritte könnten aber die Streameraufnahmen gleichwertig ausgewertet werden. Die Prozessingschritte umfassten u. a. einen Amplitudenausgleich, Muting, Bandpassfilterung, fk-Filterung, Dekonvolution, NMO Korrektur, reststatische Korrekturen, CDP Stapelung (Wahle 2008).

**Tabelle 2.3-2: Messkonfiguration der Reflexionsseismik am Standort Dreiskau-Muckern**

Geophonabstand:	1 m	Vertikalstapelgrad:	6 (14Hz), 8 (60Hz)
Schusspunktabstand:	1 m	Registrierdauer:	400 ms
Offset:	16 m	Abtastintervall:	0,25 ms
Anzahl aktiver Kanäle:	72	Datenausgabeformat:	SEG-2
max. Überdeckungsgrad:	36		
Anzahl der Schusspunkte:	192		
Anzahl CDPs:	454		
von CDPs überdeckte Profillänge:	226,5 m		



**Abb. 2.3-3: Vergleich der Aufnahmequalität zwischen gesteckten Geophonen (links) und dem UFZ-Landstreamer (rechts), nach Wahle (2008).**



**Abb. 2.3-4:** Tiefenzeitsschnitte der Aufnahmen mit gesteckten Geophonen (oben) und dem Landstreamer (unten). Die geologischen Verhältnisse werden ähnlich korrekt wieder gegeben (dicke farbige Linien: Braunkohleflöze, gestrichelte Linie: Festgesteinsoberkante, nach Wahle (2008)).

Im Ergebnis des seismischen Prozessings wurden die Reflektoren im Stapelzeitsschnitt mit den Landstreamerdaten ähnliche abgebildet wie mit den Daten der gesteckten Geophone. Insgesamt sind die Reflexionen im Zeitschnitt des Streamers weniger differenziert und zeigen Abweichungen im Anstieg der Schichten. Für den Vergleich mit den aus den Bohrungen bekannten geologischen Verhältnissen wurde der seismische Zeitschnitt in einen Tiefenschnitt konvertiert (Abb. 2.3-4). Basierend auf dem gleichen Geschwindigkeitsansatz (bezogen auf die Stapelgeschwindigkeit) bilden die Tiefenschnitte der gesteckten Geophone und der Streamerdaten die Geologie mit wenigen Abstrichen korrekt ab. Es konnten die drei Braunkohlflöze und die Festgesteinsoberkante identifiziert werden. Sind die Geschwindigkeiten für die Konversion nicht korrekt, kommt es zu Verschiebungen in den Tiefenlagen der Reflexionen, und somit zu falschen Tiefenaussagen hinsichtlich der Lage der Braunkohlflöze (Wahle 2008).

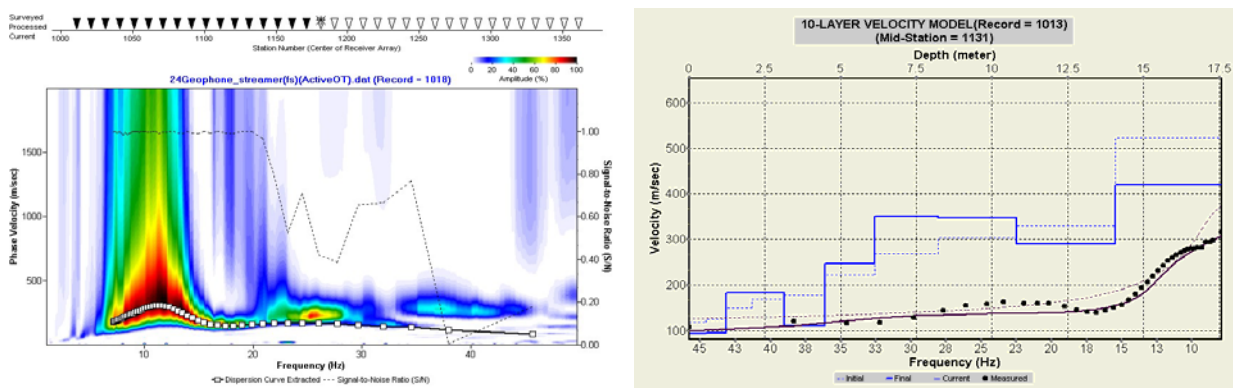
#### 2.3.2.4 Oberflächenwellenseismik

Ein weiterer Schwerpunkt der seismischen Tests war die Evaluierung der Oberflächenwellenseismik. Oberflächenwellen sind energiereiche seismische Wellen, die bei jeder Anregung entstehen und bei anderen seismischen Verfahren als Störwellen („*ground roll*“) angesehen werden. Die Mehrkanal-Analyse von Oberflächenwellen (MASW), also die Verwendung mehrerer Geophone, erhöht das Nutzsignal/ Rausch (S/N) Verhältnis. In der



Regel werden 24 bis 48 Geophone verwendet. Ein gutes S/N Verhältnis ermöglicht eine direkte Konvertierung der Rohdaten in eine Phasengeschwindigkeit-Frequenz-Domäne ( $V_{ph}$ -f-Plot), woraus die Dispersionskurven der Fundamentalmode extrahiert werden können (Abb. 2.3-5 links). Dieser Dispersionsanalyse der energiereichen Wellen folgt die direkte Inversion zum Erstellen einer Scherwellen-Geschwindigkeitsfunktion.

Erste Testmessungen zur Akquisition von Oberflächenwellen wurden in Kombination mit den refraktionsseismischen Tests im Januar 2007 am **Standort Löbnitz** durchgeführt. Für die Oberflächenwellenseismik wurde ein 177 m langes Profil mit zwei Auslagen, einmal mit 24 Geophonen (14 Hz Eigenfrequenz) und einmal mit 48 Geophonen (14 Hz Eigenfrequenz), jeweils mit einem Geophonabstand von 0,5 m und einem Offset von 10 m sukzessive abgemessen. Zur Anregung wurde ein Metallhammer benutzt. Eine Anregung über jeweils eine Auslage resultiert in einem 1D-Tiefenprofil der Scherwellengeschwindigkeit relativ zur Mitte der Auslage (Abb. 2.3-5 rechts). Durch das Verschieben der Auslage in festen Intervallen über das Profil und einer Interpolation der einzelnen 1D-Profile generiert das Programm *Surfseis* ein 2D-Profil der Scherwellengeschwindigkeit im oberflächennahen Untergrund (Abb. 2.3-6). Die Messungen wurden im Februar 2007 unter Verwendung des UFZ-Landstreamer und 4,5 Hz Geophonen (24 Geophone im Abstand von 0,5 m auf Streamer montiert, Offset 10 m) wiederholt. Die Aufnahmequalität des Landstreamers für Oberflächenwellen ist vergleichsweise gut und erlaubt im Allgemeinen eine ebenso gute Dispersionsanalyse wie Daten von gesteckten Geophonen. Abb. 2.3-6 zeigt die Ergebnisse der Messungen mit den gesteckten 14-Hz Geophonen und den geschleppten 4,5 Hz Geophonen im direkten Vergleich. Es zeigte sich, dass die 4,5 Hz Geophone geeigneter sind, ein realistisches Abbild des Untergrundes zu erzeugen, gekennzeichnet durch durchgängige, relativ horizontal gelagerte Strukturen.

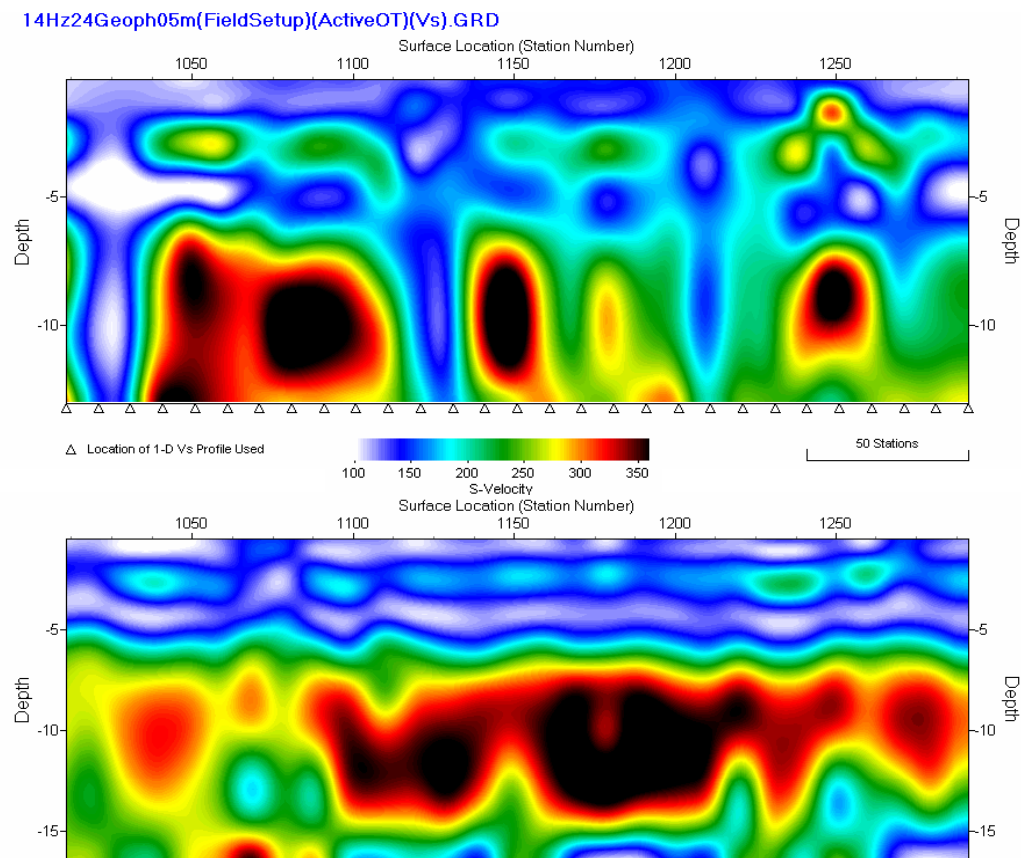


**Abb. 2.3-5: Dispersions-(oder Overtone-) Analyse und extrahierte Dispersionskurve (links) und invertierte Scherwellen-Geschwindigkeitsfunktion (rechts) über eine Auslage mit 24 Geophonen mit 4,5 Hz Eigenfrequenz.**

Grundsätzlich stellte sich die Nutzung von Geophonen mit einer niedrigen Eigenfrequenz als Vorteil heraus. Im  $V_{ph}$ -f-Plot kommt es häufig zum „Verschmieren“ des hypothetischen Verlaufes der Fundamentalmode im Resonanzbereich der Eigenfrequenz der Geophone, sodass die Dispersionskurve nicht mehr eindeutig bestimmt kann (Abb. 2.3-5 links). Je geringer die Eigenfrequenz der Geophone, desto geringere Frequenzen können in die Dispersionsanalyse einbezogen werden, was wiederum die Eindring- und damit Aussagetiefe der Oberflächenwellen maximiert (Linder 2007).

Weitere MASW Tests am Standort Löbnitz fanden im Dezember 2008 mit einem am Zugfahrzeug befestigten beschleunigten Fallgewicht statt (Abb. 2.3-7). Es handelte sich um Vergleichsmessungen zwischen dem UFZ-Landstreamer mit 4,5 Hz Geophonen und dem von

Geotomographie entwickelten Landstreamer mit Beschleunigungssensoren. Die Ergebnisse beider Systeme, welche sich nur auf die abgeleiteten Dispersionskurven beziehen, sind in Kapitel 2.2.1 beschrieben.

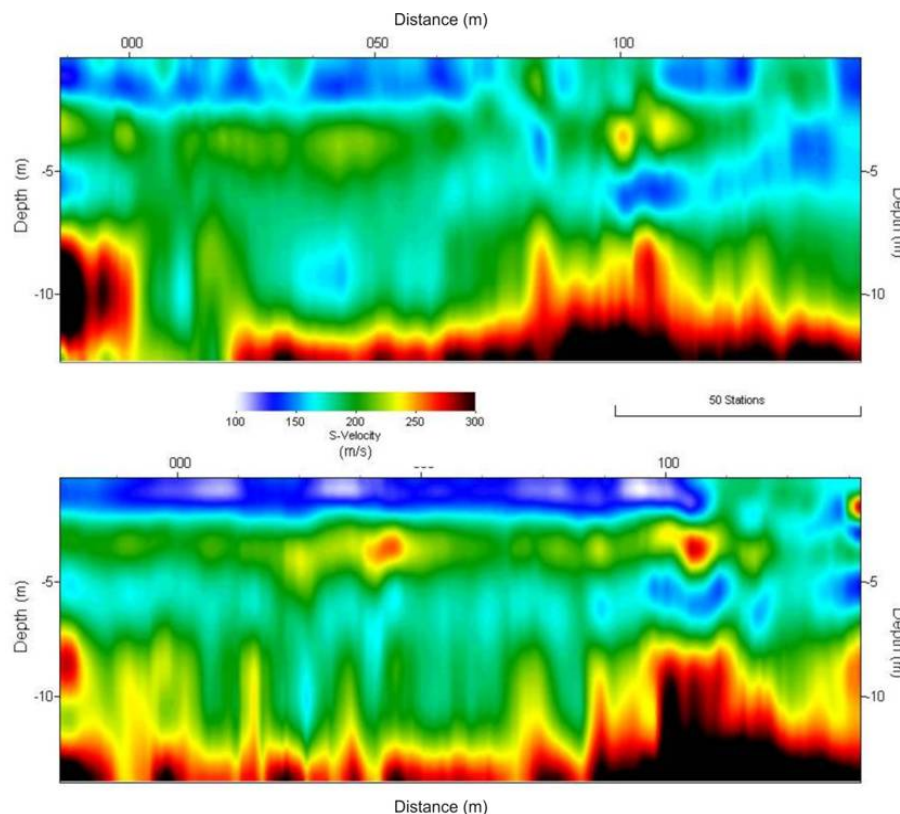


**Abb. 2.3-6:** 2D-Profil der Scherwellengeschwindigkeit, aufgenommen mit 24 Geophonen mit 14 Hz Eigenfrequenz (oben) und 24 Geophonen mit 4,5 Hz Eigenfrequenz (unten). Die Stationsnummern beziehen sich auf die Geophonauslage entlang des Deiches (nach Linder 2007).



**Abb. 2.3-7:** Einsatz eines Direct-Push Trailers für seismischen Messungen: links Geotomographie-streamer; rechts UFZ-Landstreamer. Das Fallgewicht PEG-40 ist am Trailer befestigt.

Am **Standort Nauen** fokussierten die MASW Tests auf das zweimalige Messen desselben 164 m langen Profils in Hin- und Rückrichtung unter Verwendung der gleichen Schusspositionen. Es wurden zwei Feldmessungen im September 2008 und April 2009 auf zwei unterschiedlichen Profilen (lockerer Ackerboden und Feldweg) organisiert. Beide Messkampagnen wurden unter Nutzung des UFZ-Landstreamer mit 4,5 Hz Geophonen (Geophonabstand 1 m) durchgeführt. Auf dem Ackerboden im September 2008 wurde zur Anregung das beschleunigte Fallgewicht (4-faches vertikales Stapeln) sowie ein Offset von 2 m genutzt. Für die Messungen auf dem Feldweg im April 2009 wurde der Offset auf 4 m vergrößert und ein Metallhammer zur Anregung eingesetzt (6-faches vertikales Stapeln). Die jeweiligen 2D-Geschwindigkeitsprofile in Hin- und Rückrichtung sind in Abb. 2.3-8 und Abb. 2.3-9 dargestellt. Auffällig ist die Diskrepanz der S-Wellen-Geschwindigkeitsverteilung zwischen Hin- und Rückmessung auf dem gleichen Profil.



**Abb. 2.3-8: 2D-Scherwellenprofil in Hin-(oben) und Rückrichtung (unten) auf lockerem Ackerboden am Standort Nauen; Anregung mit Fallgewicht.**

Im April 2009 wurde die Profilmessung zusätzlich mit dem Landstreamer von Geotomographie durchgeführt. Durch technische Probleme wurde nur die Rückmessung des 191 m langen Profils vom Geotomographie-Streamer vollständig aufgezeichnet. Der Vergleich der Messergebnisse beider Streamer zeigt deutliche Unterschiede in der S-Wellen-Geschwindigkeitsverteilung (Abb. 2.3-10). Diese Unterschiede können einerseits auf die größere Sensitivität der Beschleunigungssensoren zurück zu führen sein, welche ein breiteres Frequenzspektrum aufnehmen (und somit auch mehr Störsignale). Andererseits muss auch der unterschiedliche Einfluss des Untergrundes auf das resultierende 1D-Tiefenprofil durch die unterschiedlichen Länge der Auslage (UFZ-Streamer 24 Kanäle, Geotomographie-Streamer 12 Kanäle) in Betracht gezogen werden.

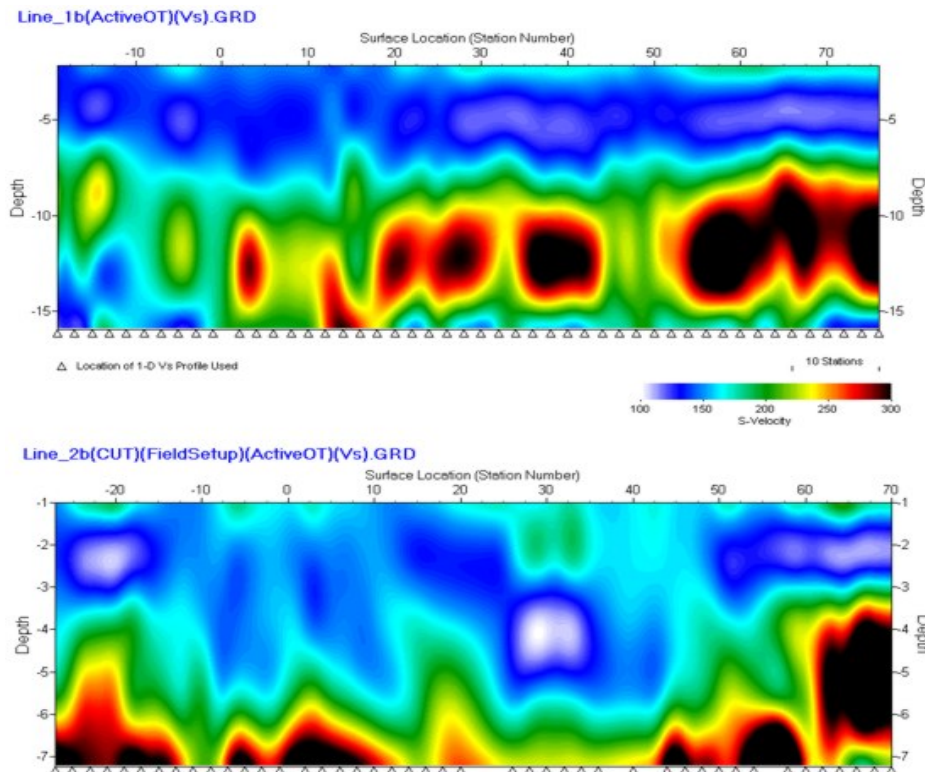


Abb. 2.3-9: 2D-Scherwellenprofil des UFZ-Landstreamers in Rück-(oben) und Hinrichtung (unten) auf Feldweg am Standort Nauen; Anregung durch Hammerschlag, nach Haider (2009).

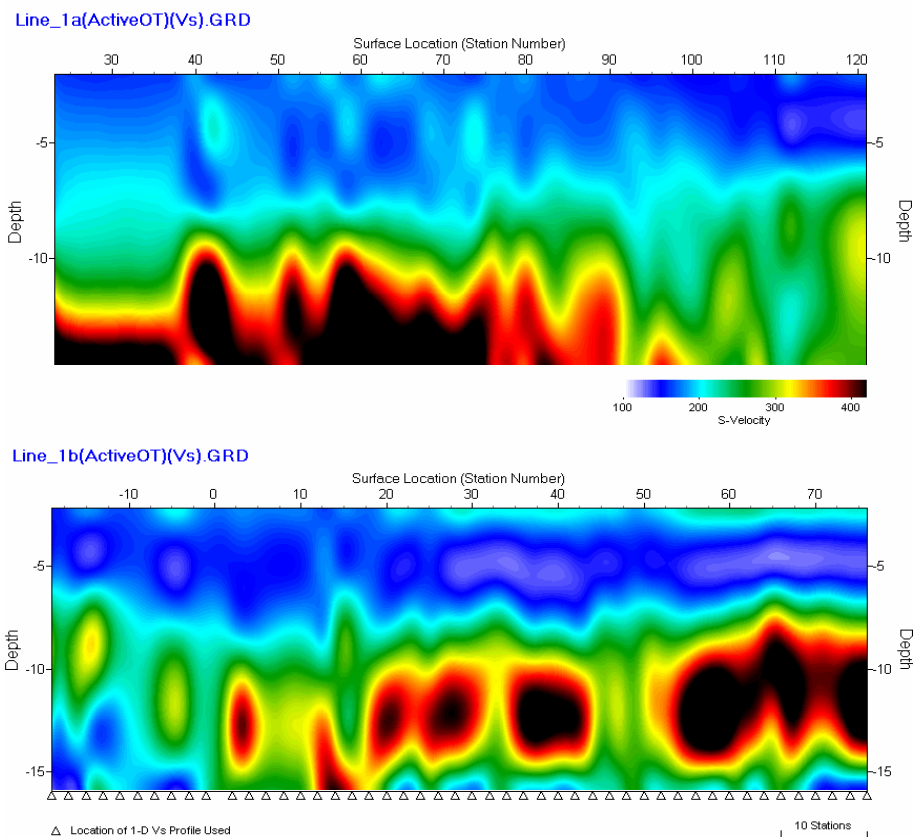
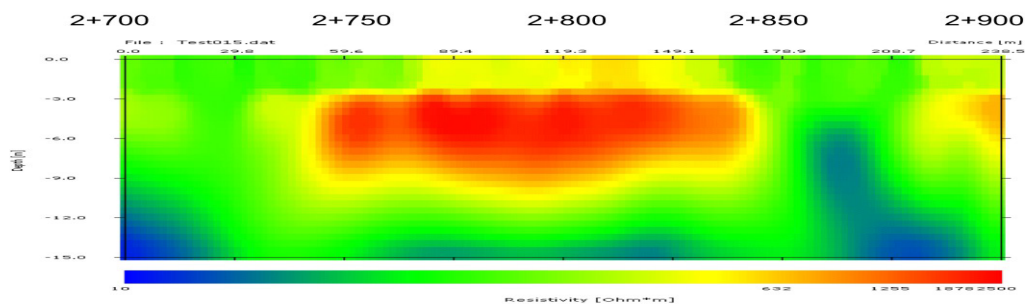


Abb. 2.3-10: Vergleich des 2D-Scherwellenprofils der Rückmessung zwischen Geotomographie-Landstreamer (oben) und UFZ-Landstreamer (unten), nach Haider (2009).

### 2.3.3 Ergänzende geophysikalische Messungen

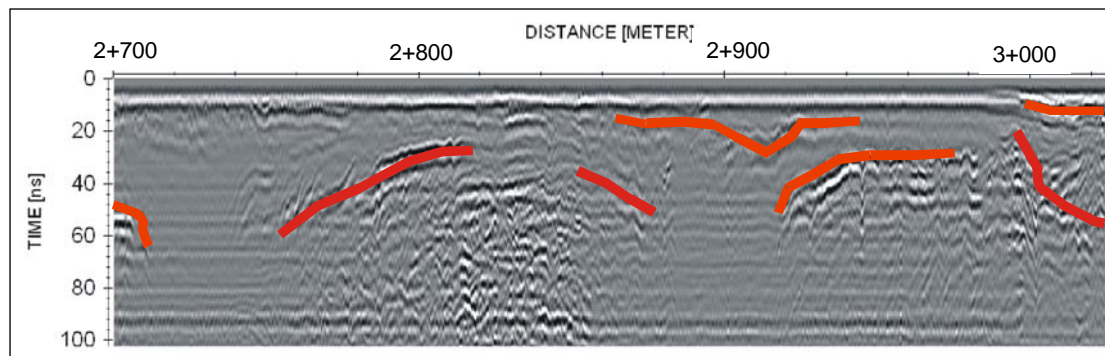
Da die Refraktions- und Reflexionsseismik am Standort Löbnitz nicht geeignet sind, wurden alternativ zu den seismischen Untersuchungen geoelektrische Methoden (Gleichstromgeoelektrik, Georadar) eingesetzt. Die Messprofile liegen entlang des Deiches im Bereich der verfüllten Flussrinne, die im seismischen Geschwindigkeitsmodell (vgl. Abb. 2.3-2) und in den CPT-Daten (vgl. Abb. 2.3-14) abgebildet worden ist.

Das Inversionsergebnis der Gleichstromgeoelektrik (Wenner-Anordnung, 1,5 m Elektrodenabstand) zeigt eine sehr leitfähige Anomalie in 2 bis 10 m Tiefe zwischen Deichkilometer 2+700 und 2+850 (Abb. 2.3-11), welche als die verfüllte Flussrinne interpretiert werden kann.



**Abb. 2.3-11: Invertierte Sektion der elektrischen Widerstandsverteilung (mit Software SensInv2D).**

Auch im Radargramm werden am Standort Löbnitz geotechnisch relevante Sedimentstrukturen abgebildet (Abb. 2.3-12). Die einfallenden und erosiv abgeschnittenen Strukturen deuten ebenfalls auf fluviatile Rinnen im Untergrund hin.



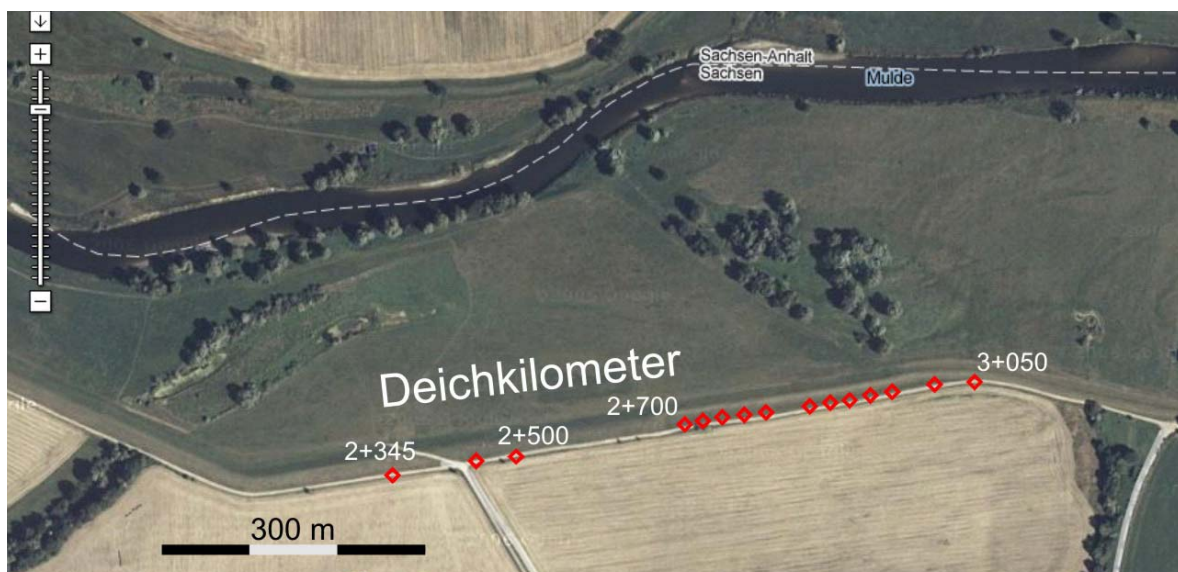
**Abb. 2.3-12: Radargramm (200 MHz Antenne) des Profils zwischen Deichkilometer 2+700 und 3+000. Die roten Linien verdeutlichen relevante Sedimentstrukturen, die durch fluviatile Erosion und Akkumulation entstanden.**

Diese Beispiele belegen die Sensitivität der geoelektrischen Methoden zur Strukturerkundung am Standort Löbnitz. Die Methoden können daher als sinnvolle Ergänzung, bzw. Alternativ zu seismischen Messungen im vorliegenden schluffig-sandigen Sediment angesehen werden.

### 2.3.4 Geotechnische Felduntersuchungen

CPT- (Cone Penetration Tests) Sondierungen oder Drucksondierungen wurden mit Hilfe der Direct Push-Technik durchgeführt. Eine spezielle Sondierdraupe drückt das 1,5 Zoll Gestänge gleichmäßig in den lockeren Untergrund. Eine Sonde an der Spitze des Gestänges misst während des Sondiervorganges den Spitzendruck und die Mantelreibung. Aus diesen Parametern, und insbesondere aus ihrem Verhältnis kann auf korngößenabhängige Eigenschaften des Sediments geschlossen werden (vgl. Abschnitt 2.1.5). Eine direkte Bestimmung der Korngrößenzusammensetzung ähnlich einer Siebanalyse ist jedoch nicht möglich. Die Parameter inklusive der Neigung des Sondiergestänges werden an einem angeschlossenen Rechner aufgezeichnet und angezeigt, sodass auf Unregelmäßigkeiten, z. B. eine zu starke Abweichung des Gestänges von der Vertikalen sofort reagiert werden kann. Kern- und Probennahmen für Korngrößenanalysen können ebenfalls mit der DP-Technik mittels eines Linersystems ausgeführt werden. Eine effizientere Technologie zur Entnahme relativ ungestörter Sedimentkerne bietet *Sonic Drilling*. Durch Ultraschall wird das Bodenmaterial am Bohrkopf nahezu verflüssigt, was ein Eindringen mit geringeren Reibungswiderständen ermöglicht und das Sediment dadurch weniger stört. Das bisherige System bietet Kerndurchmesser bis 75 mm, was für geotechnische Untersuchungen nach DIN-Norm zu wenig ist und nicht im Projekt angewendet wurde. In Absprache mit dem Hersteller soll in naher Zukunft ein System für Sedimentkerne mit einem Durchmesser von 100 mm zur Verfügung stehen.

Am **Standort Löbnitz** wurden im Oktober 2006 entlang des Deiches insgesamt 15 CPT Sondierungen im Vorfeld der seismischen Messungen ausgeführt. Die Lage der Punkte ist der Karte in Abb. 2.3-13 zu entnehmen.



**Abb. 2.3-13: Übersichtskarte des Teststandortes Löbnitz. Die roten Punkte markieren die CPT-Sondierungen entlang des Deiches. Die Nummer geben den Deichkilometer an (in km+m). Quelle: Google Maps.**

Die Teufen der Sondierungen liegen zwischen 7 und 12 m (Abb. 2.3-14). In der Abbildung ist das Reibungsverhältnis aus Mantelreibung und Spitzendruck dargestellt. Höhere Werte charakterisieren feinkörniges Sediment, und niedrigere Werte lassen auf grobkörniges Material schließen. Dementsprechend ist der oberste Bereich in 3-4 m Tiefe allgemein durch feinkörniges Material charakterisiert, mit Ausnahme des Bereichs zwischen Deichkilometer 2+775 bis 2+875, welcher durchgängig niedrige Werte aufweist. Hier wird die alte Flussrinne

vermutet, die mit grobkörnigerem Material (Kies) verfüllt ist, wie auch anhand der seismischen Ergebnisse erkennbar (vgl. Abschnitt 2.3.2.2).

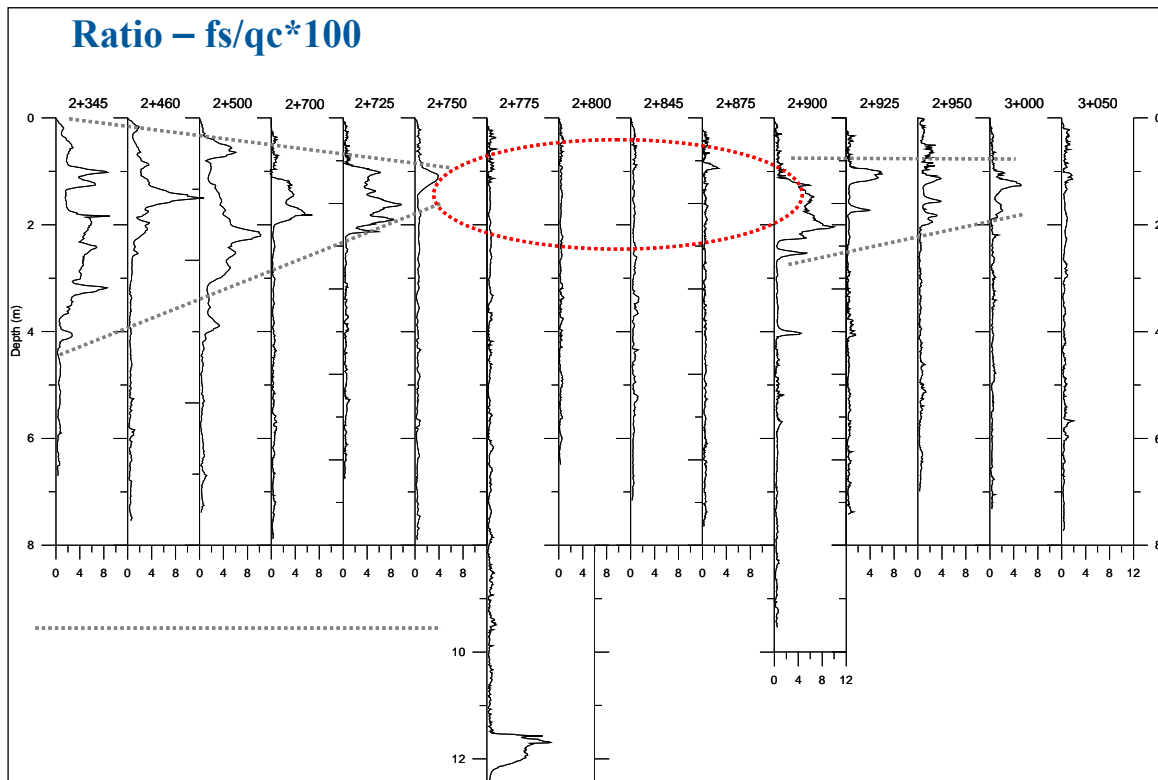
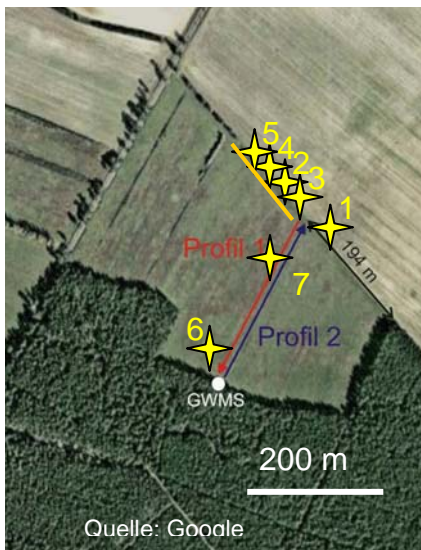


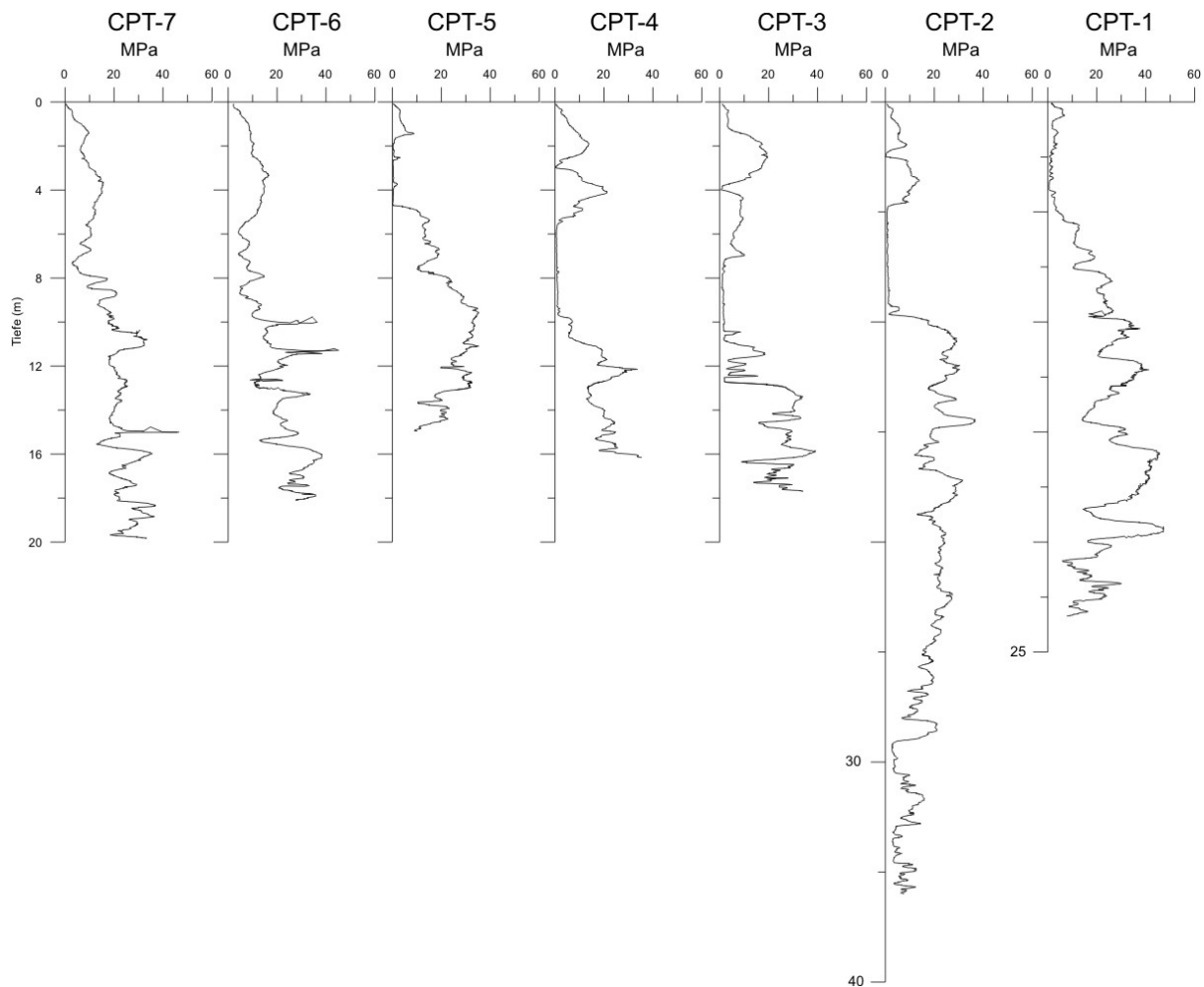
Abb. 2.3-14: Verhältnis von Spitzendruck zu Mantelreibung von CPT-Messungen in 0-12 m Tiefe an 15 Messpunkten (Angabe der Deichkilometer) entlang des Messprofils am Standort Löbnitz.



Am **Standort Nauen** verteilen sich die CPT Sondierungen auf verschiedene Bereiche entlang der seismischen Profile (Abb. 2.3-15). Die CPT-Sondierungen wurden auf lockerem Ackerboden mit einer Sondierraupe, und auf einem verfestigten Waldweg mit einem LKW, auf dem die Sondierraupe stand, durchgeführt. Im Folgenden werden nur die Sondierungen auf dem Ackerboden betrachtet, weil sich dort die seismischen Profile der MASW befinden.

Sieben Sondierungen mit Teufen zwischen 16 und 36 wurden auf dem Acker vollendet. Die Ergebnisse für den Parameter des Spitzendruckes sind in Abb. 2.3-16 dargestellt.

Abb. 2.3-15: Lage der CPT-Sondierungen (gelbe Sterne) und der seismischen Profile (farbige Linien) am Standort Nauen.



**Abb. 2.3-16: Korrigierte Spitzendruckkurven (qt) der Sondierungen am Standort Nauen. Für die Korrektur wurden der Porenwasserdruck und ein sonderspezifischer Faktor eingerechnet. Die resultierenden Werte unterscheiden sich jedoch nur unwesentlich von den Rohdaten der Spitzendruckwerte (qc).**

Erhöhte Werte des Spitzendruckes lassen sich als Indikator für grobkörnigeres Material deuten. Am vorliegenden Standort sind es vermutlich glazifluviale Sande, die über einem Till liegen und von lössähnlichen, feinkörnigeren Sedimenten überdeckt werden. Der Till selbst, der ab einer Tiefe von etwa 20 bis 25 m ansteht, ist wahrscheinlich in CPT-2 und CPT-1 angeschnitten, charakterisiert durch niedrigere Spitzendruckwerte aufgrund des hohen Anteils von Ton und Silt.

### 2.3.5 Analyse und Weiterentwicklung bestehender Auswertemethoden für die Oberflächenwellenseismik und 2D/3D Tomographie

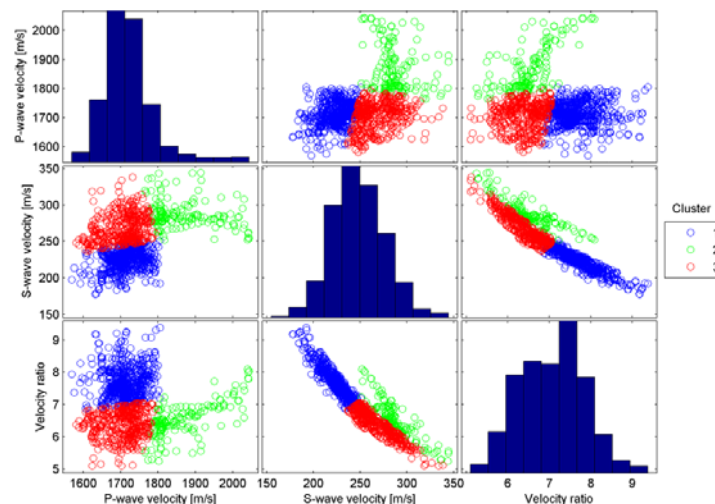
Für die Auswertung der Oberflächenwellenseismik wurde das kommerziell erhältliche Programm Surfseis® genutzt, mit dem 1D-Tiefenprofile oder 2D-Geschwindigkeitsmodelle von  $V_s$  erzeugt werden können. Die Software ermöglicht die Erstellung und Bearbeitung der Feldgeometrie, ein einfaches Prozessing der Rohdaten, die Extraktion der Dispersionskurve in der Phasengeschwindigkeit-Frequenz-Domäne sowie die geringfügige Bearbeitung des Startmodells für die 2D-Modellierung. Der Benutzer hat jedoch keinen Einfluss oder Zugriff auf den eigentlichen Inversionsprozess, welcher das 1D-Geschwindigkeitsmodell aus der Dispersionskurve berechnet. Auch gibt es keine Möglichkeit der Einflussnahme auf das



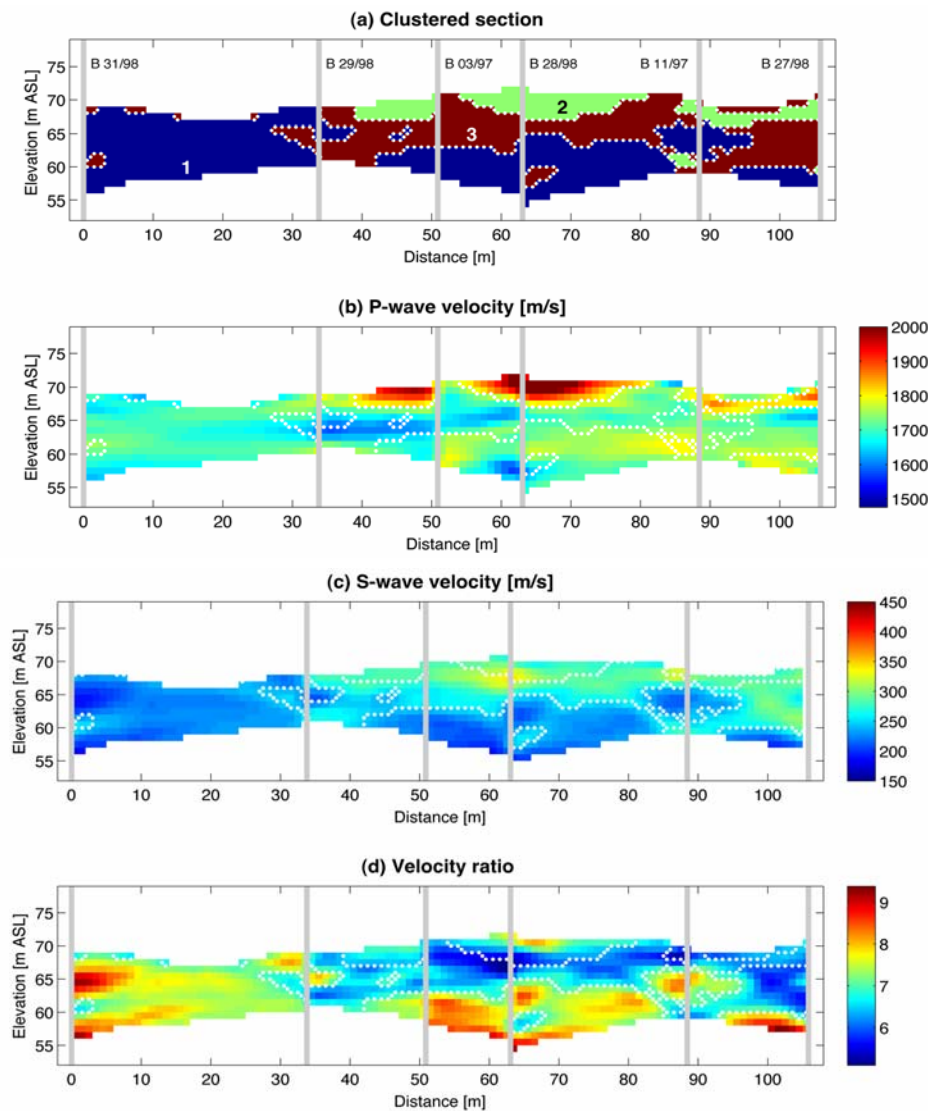
Interpolationsverfahren zur Erstellung eines 2D-Geschwindigkeitsmodells aus mehreren 1D-Tiefenprofilen. Jedoch haben die Feld- und Auswertetests gezeigt, dass neben einem tiefer gehenden Processing zuerst eine optimale Feldkonfiguration hinsichtlich des Offsets, Geophonabstand und seismischer Quelle geschaffen werden sollte.

Die weitere Auswertung seismischer Geschwindigkeitsmodelle hinsichtlich der Bestimmung von geotechnischen Parametern folgt im Allgemeinen einem direkten Ansatz, bei dem die Parameterverteilung, basierend auf den petrophysikalischen Beziehungen zwischen elastischer Module und seismischen Wellengeschwindigkeiten (vgl.), direkt aus dem Geschwindigkeitsmodell abgeleitet werden. Ein neuer Ansatz folgt der Idee, den Informationsgehalt seismischer Geschwindigkeitsmodelle mittels Clusteranalyse auf eine definierte Auswahl von Geschwindigkeitsbereichen oder charakteristischen  $V_p$ - $V_s$ -Kombinationen zu begrenzen (Abb. 2.3-17), bevor weitere Parameter abgeleitet werden (Dietrich & Tronicke 2009). In der Studie von Dietrich & Tronicke (2009) wurden beide Ansätze anhand von Ergebnissen der P- und S-Wellen-Tomographie miteinander verglichen (Abb. 2.3-18). In dieser Abbildung wurde die räumliche Verteilung der Clusterzugehörigkeit über die seismischen Tomogramme gelegt. In Tabelle 2.3-3 sind die Parameter der einzelnen Cluster dargestellt. Die Variabilität der Parameter innerhalb der Cluster, angezeigt durch den Fehlerbereich, sind vermutlich auf Inversionsungleichmäßigkeiten, Artefakte, oder durch minimale Schwankungen der seismischen Geschwindigkeiten im oberflächennahen Bereich zurück zu führen.

Die Anwendung der Clusteranalyse hat den Vorteil dass die Unterscheidung von Strukturen automatisch nach statistisch objektiven Kriterien erfolgt, und nicht wie beim direkten Ansatz vom Bearbeiter abhängt, der aufgrund seiner Kenntnis und Erfahrung Untergrundstrukturen und Parameter interpretiert. Der statistische Ansatz erlaubt des Weiteren eine integrierte Interpretation unterschiedlicher Eingangsdaten oder Datensätze (z. B. unterschiedlicher Wellengeschwindigkeiten von  $V_s$  und  $V_p$ ).



**Abb. 2.3-17: Matrix der Scatterplots und Histogramme der P- und S-Wellengeschwindigkeit und deren Verhältnis als Ergebnis der Clusteranalyse. Die unterschiedlichen Farben beschreiben die verschiedenen Cluster (aus Dietrich & Tronicke 2009).**



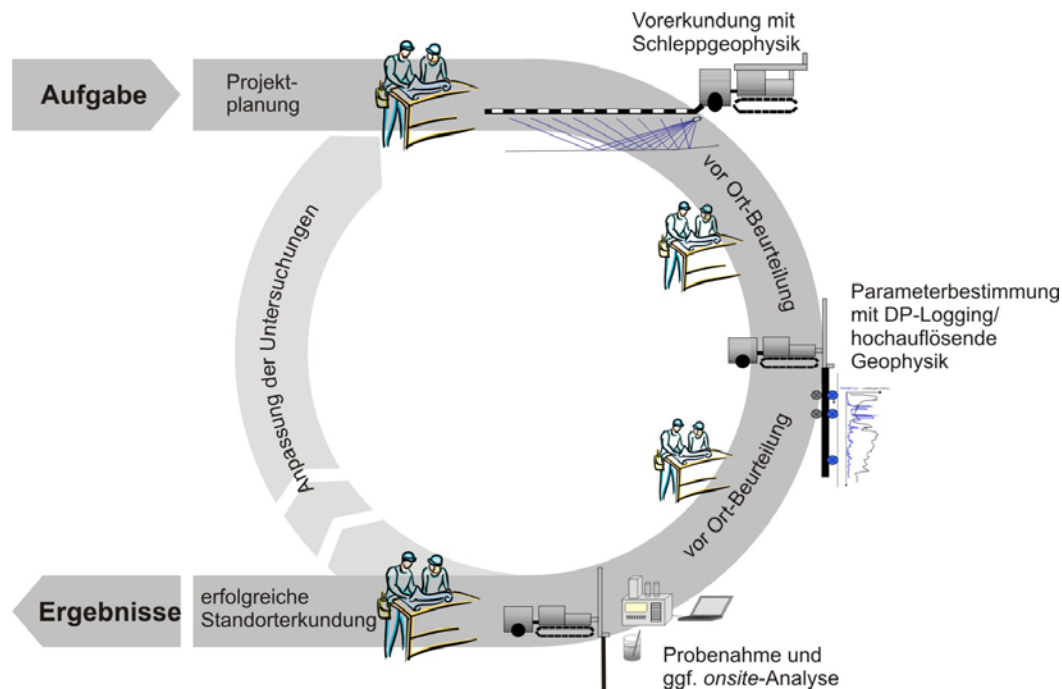
**Abb. 2.3-18:** Ergebnisse der Clusteranalyse: a) räumliche Verteilung der Clusterzugehörigkeit; Vergleich der räumlichen Verteilung der Cluster mit b) dem P-Wellentomogramm, c) dem S-Wellentomogramm, und d) dem Verhältnis  $V_p/V_s$  (Dietrich und Tronicke 2009).

**Tabelle 2.3-3:** Petrophysikalische Parameter, die aus dem Clustermodell berechnet wurden (Dietrich und Tronicke 2009).

	Cluster 1	Cluster 2	Cluster 3
P-wave velocity [m/s]	$1712.0 \pm 39.3$	$1865.4 \pm 76.5$	$1705.4 \pm 46.9$
S-wave velocity [m/s]	$223.8 \pm 13.3$	$287.0 \pm 18.8$	$268.4 \pm 18.8$
Poisson's ratio [-]	$0.4914 \pm 0.0011$	$0.4880 \pm 0.0019$	$0.4874 \pm 0.0019$
Young's modulus [GPa]	$0.2987 \pm 0.0352$	$0.4903 \pm 0.0636$	$0.4285 \pm 0.0594$
Bulk modulus [GPa]	$5.7282 \pm 0.2698$	$6.7397 \pm 0.5713$	$5.6247 \pm 0.3208$
Shear modulus [GPa]	$0.1001 \pm 0.0119$	$0.1648 \pm 0.0216$	$0.1440 \pm 0.0201$
Velocity ratio [-]	$7.68 \pm 0.46$	$6.53 \pm 0.54$	$6.38 \pm 0.41$

### 2.3.6 Zusammenfassende Beschreibung und Bewertung des Messkonzeptes auf Basis der erzielten Ergebnisse unter den verschiedenen Standortbedingungen

Die Zielstellung des Projektes war es, eine Mess- und Erkundungstechnik zu entwickeln, die eine gemeinsame Durchführung von verschiedensten seismischen Messungen sowie geotechnischen Untersuchungen zum Zweck der Vorerkundung bei Bauvorhaben erlaubt. Die Herausforderung bestand dabei in der Entwicklung eines effizienten und praxistauglichen Messkonzeptes, das unter verschiedenen Standortbedingungen eingesetzt werden kann. Da die Standortbedingungen hinsichtlich verfügbarer Informationen und Untergrundbedingungen sehr variabel sein können, müssen die Herangehensweise und die Untersuchungsmethoden den jeweiligen Standorten angepasst werden, auch während der laufenden Erkundung. Das Prinzip einer solchen adaptiven Standorterkundung ist in Abb. 2.3-19 dargestellt. Das Untersuchungsgebiet wird mit einer oberflächenbasierten Schleppeophysik großräumig erkundet. Anhand dieser Vorerkundung können Punkte oder Profile für weitere hochauflösende seismische und geotechnische Untersuchungen ausgewählt werden. Wenn nötig, können auch Probenahmepunkte ausgewählt werden. Wesentlich beim adaptiven Herangehen ist, dass jeder Untersuchungsschritt auf den Ergebnissen der vorherigen Untersuchung beruht.



**Abb. 2.3-19: Prinzip der adaptiven Standorterkundung. Jeder Untersuchungsschritt setzt eine Bewertung der Standortsituation anhand verfügbarer Informationen und erzielter Ergebnisse vorangegangener Erkundungen voraus.**

#### 2.3.6.1 Zusammenfassende Darstellung der Erkundungstechnik

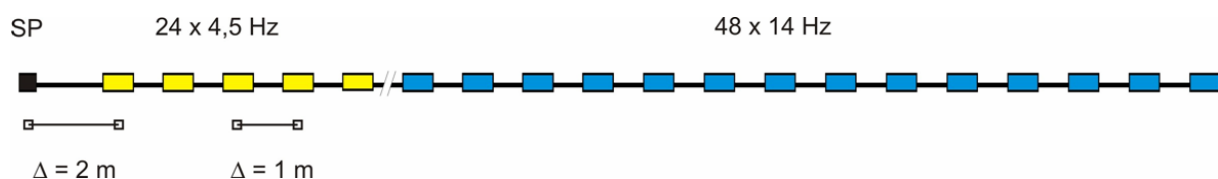
Das entwickelte Messkonzept kombiniert flächenhafte seismische Messungen mit hochauflösenden, punktuellen geotechnischen Feld- und Laboruntersuchungen, wie in Abb. 1.1-1 auf Seite 2 dargestellt. Gerätetechnisch besteht die Feldausrüstung aus einem „Direct-Push“ Sondiergerät und einer schleppegeophysikalischen Messkette, siehe Abb. 2.3-7. Als Zugfahrzeug für die geophysikalische Messkette kann auch ein anderes geländegängige Fahrzeug genutzt werden (siehe Abb. 2.3-20). Die Kombination mit einer DP Sondierdraupe ist für bohrlochgestützte oder tomografische Messungen jedoch sinnvoll. Die DP gestützten CPT

Untersuchungen können generell von einem unabhängigen Sondiergerät durchgeführt werden, welches nicht mit der Schleppgeophysik gekoppelt sein muss.



**Abb. 2.3-20:** Einsatz des beschleunigten Fallgewichts PEG-40, montiert an einem DP-Sondiergerät (links, vgl. auch Abb. 2.3-7) und an einem Landrover Defender (mitte). Die Schlagplatte ist ebenfalls am Fahrzeug befestigt und wird mitgezogen. Rechtes Bild: VSP-Messungen unter Einsatz des Sparkers mit einer festen Geophonauslage.

Wie die seismischen Feldtests gezeigt haben, eignet sich ein seismischer Landstreamer (hier: Landstreamer LS-24 der Firma „Geosym-Geophysikalische Messsysteme“) durchaus für Messungen auf unverfestigtem Boden. Jedoch sollte der Einsatz immer standortabhängig geplant und durchgeführt werden (siehe Abschnitt Bewertung des Messkonzeptes). Der verwendete und kommerziell erhältliche Landstreamer wurde mit verschiedenen Geophonen bestückt, um gleichzeitig unterschiedliche seismische Messungen durchführen zu können (Abb. 2.3-21). Wie in der Abbildung dargestellt, werden die ersten Positionen des Streamers mit niederfrequenten 4,5 Hz Geophonen, und die weiteren Positionen mit höherfrequenten Geophonen (14 Hz oder 60 Hz) besetzt. Die Idee hinter dieser Konfiguration ist, dass der Bereich nahe des Schusspunktes, der nicht für die Reflexionsseismik genutzt werden kann, zur Analyse der Oberflächenwellen herangezogen werden kann. Der Vorteil der 4,5 Hz Geophone in der Oberflächenwellenseismik ist in Abschnitt 2.3.2.4 beschrieben. Reflexions- und refraktionsseismische Messungen werden dagegen mit höherfrequenten Geophonen durchgeführt, weil sie die niederfrequenten Oberflächenwellen, die bei diesen Verfahren als Störwellen angesehen werden, bereits bei der Aufnahme dämpfen. Die Anzahl der verwendeten Geophone ist optional und sollte den jeweiligen Projektzielen und den Standortbedingungen angepasst werden. Eigene Erfahrungen haben gezeigt, dass aus praktikablen Gründen eine Messkette aus nicht mehr als drei oder vier Streamerelementen mit 72 oder 96 Positionen (entspricht einer Länge von 74 oder 99 m und einem Gewicht von 150 bis 250 kg) bestehen sollte.



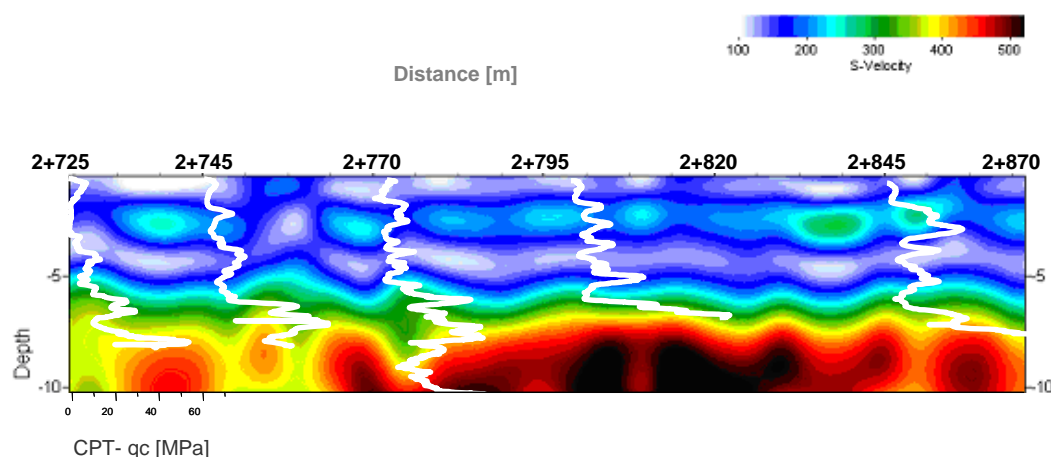
**Abb. 2.3-21:** Beispielhaftes Messprinzip der Schleppgeophysik mit 4,5 Hz und 14 Hz Geophonen, montiert auf dem seismischen Landstreamer. Der Geophonabstand ist 1 m, die Entfernung zum Schusspunkt (SP) beträgt 2 m.

Als seismische Quelle für oberflächennahe Anregung wurde das beschleunigte Fallgewicht PEG-40 (Abb. 2.3-20) genutzt, welches inklusive Schlagplatte am Zugfahrzeug befestigt wurde. Alternativ kann auch per Hammerschlag angeregt werden. Für VSP- und tomografische Messungen hat sich der Sparker im Sondiergestänge bewährt, der jedoch nur im grundwassergesättigtem Untergrund funktioniert. Für den ungesättigten Bodenbereich wurde im Rahmen des Projektes eine neue Bohrlochschallquelle für das DP-Sondiergestänge entwickelt (vgl. Abschnitt 2.2.2).

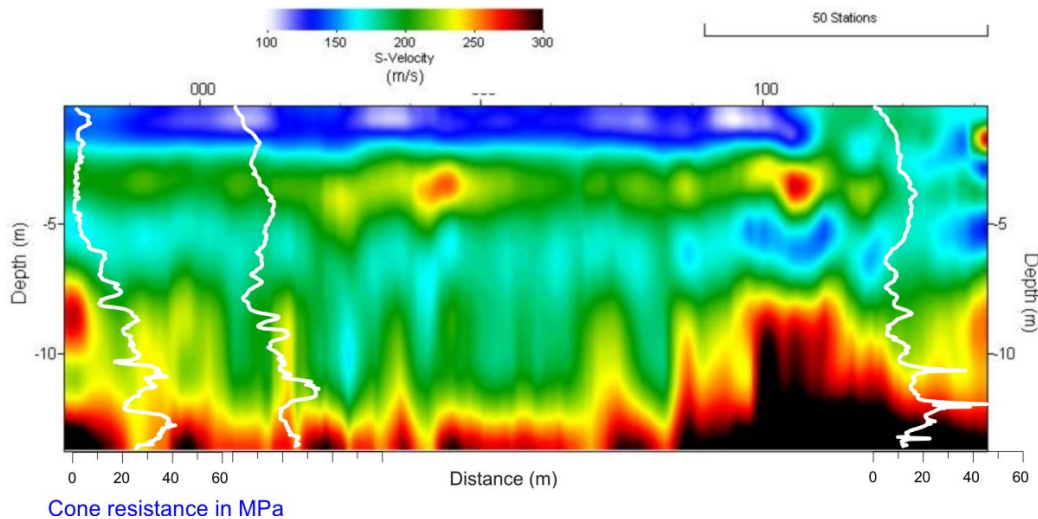
Basierend auf einer *onsite*- oder *offsite*-Auswertung der seismischen Messungen kann die Position der Sondier-, Bohr-, oder Probenahmepunkte für die geotechnischen Untersuchungen festgelegt werden. Auch können bestimmte Profildbereiche durch z. B. seismische Tomografie detaillierter untersucht werden. Das Problem der Gewinnung ungestörter Proben wurde bereits im Abschnitt 2.1.2.1 erörtert. Die DP Technik eignet sich aufgrund des Drückens und Hämmerns nicht für die Entnahme von Proben für geotechnische Laboruntersuchungen. Die Probenahme aus Schürfen, und insbesondere die Bergung von ungestörten Sedimentblöcken ist zeit- und kraftaufwändig. Eine Alternative könnte die Kerngewinnung mittels Ultraschall-Technik darstellen, das so genannte *Sonic Drilling*. Während der Laufzeit des Comextech-Projektes konnte aber keine ausreichende Erfahrung mit dieser Technik gesammelt werden, um bezüglich geotechnischer Untersuchungen genauere Aussagen zu treffen.

### 2.3.6.2 Bewertung der Kombination seismischer und geotechnischer Verfahren sowie der Parameterbeziehungen

Der qualitative Vergleich der Erkundungsmethoden zeigt ein durchaus zufrieden stellendes Ergebnis. Die analysierten 2D-Profile der Oberflächenwellenseismik (MASW) zeigen mit vereinzelt Ausnahmen für die Standorte Löbnitz und Nauen eine relativ vertikale und mit der Sedimentdichte konforme Zunahme der S-Wellengeschwindigkeit im oberflächennahen Untergrund (siehe Abb. 2.3-6 und Abb. 2.3-8 bis Abb. 2.3-10). Die CPT-Untersuchungen korrelieren mit den seismischen Ergebnissen, wie in den folgenden Abbildungen dargestellt (Abb. 2.3-22, Abb. 2.3-23, Abb. 2.3-24). Die gemessenen Spitzendrücke entlang der seismischen Profile nehmen mit zunehmender Tiefe relativ zur Wellengeschwindigkeit zu.

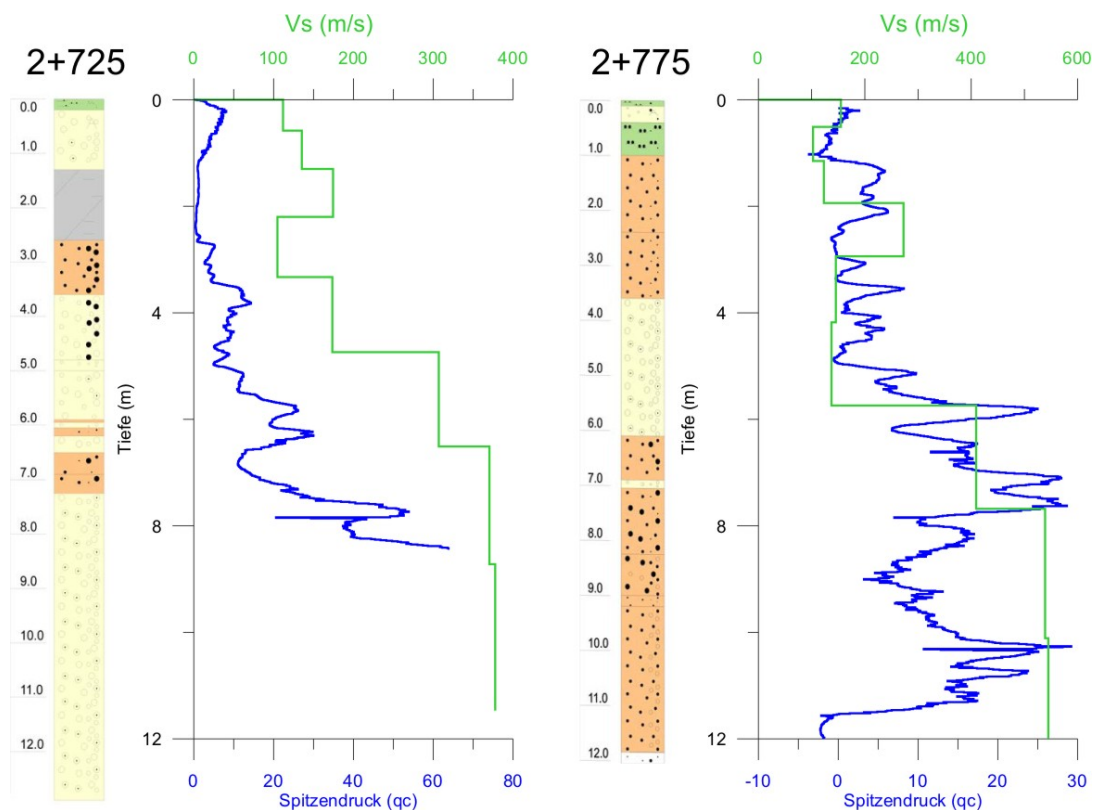


**Abb. 2.3-22:** Kombinierte Darstellung der 2D-Scherwellengeschwindigkeit am Standort Löbnitz (aufgenommen mit 4,5 Hz Geophonen) und der CPT-Spitzendruckkurven an verschiedenen Punkten des Profils. Die Entfernung ist durch den Deichkilometer (km+m) angezeigt.



**Abb. 2.3-23: Kombinierte Darstellung der 2D-Scherwellengeschwindigkeit am Standort Nauen und der CPT-Spitzendruckkurven von drei Punkten nahe des Profils. Exemplarisch ist hier nur die Rückmessung dargestellt. Die Situation ist ähnlich für die Hinmessung.**

Die Korrelation von Spitzendruck und  $V_s$  ist im Detail in Abb. 2.3-24 für zwei 1D-Tiefenprofile am Standort Löbnitz dargestellt. Das  $V_s$ -Tiefenprofil ist das Ergebnis einer Anregung an einem Schusspunkt (gestapelt) mit einer Auslage von 24 Geophonen (4,5 Hz). Neben der Lithologie sind die Kurven der hochauflösenden CPT-Sondierung und des  $V_s$ -Geschwindigkeitsprofils abgebildet, die im allgemeinen Trend gut übereinstimmen.



**Abb. 2.3-24: Vergleich des Spitzendruckes und des 1D- $V_s$ -Profils für zwei Punkte am Standort Löbnitz, an denen Sedimentkerne geborgen worden sind (Bodensäule links neben den Kurven). Die Lage der Punkte ist mit den Deichkilometern 2+725 und 2+775 angegeben.**

### 2.3.6.3 Bewertung des Messkonzepts im Feldversuch unter den verschiedenen Standortbedingungen

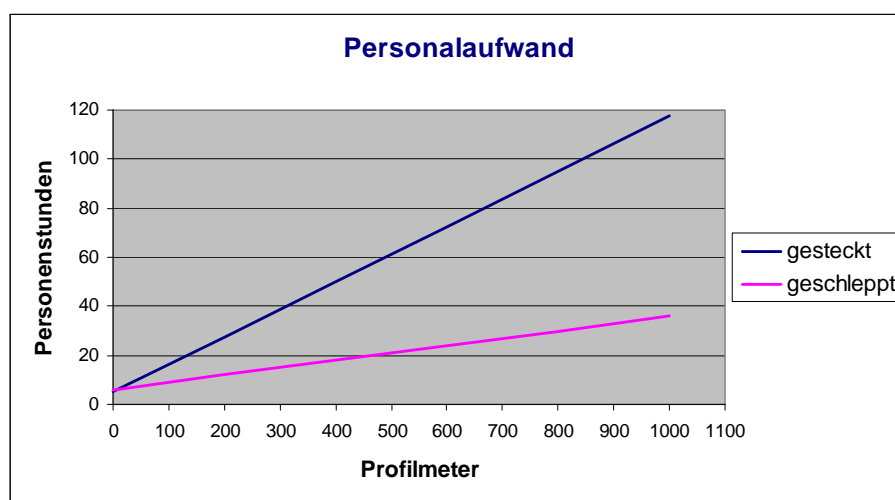
Das vorgestellte Messkonzept ist im Prinzip auf jedem Standort einsetzbar, dessen Oberfläche befahrbar und nicht zu uneben ist, und dessen Untergrund aus Lockersedimenten besteht. Letztere Einschränkung bezieht sich auf die DP-Technik, die nicht im Festgestein einsetzbar ist. Ebene Oberflächenbedingungen müssen hinsichtlich des Einsatzes des seismischen Landstreamers berücksichtigt werden. Die Feldversuche haben gezeigt, dass der Streamer auf natürlichen Oberflächen, wie Wiesen oder Ackerboden für seismische Messungen genutzt werden kann. Jedoch kann ein tief zerfurchter Acker zu vielfachen Ankopplungsfehlern führen, was die Messung unbrauchbar machen kann. Im Gegensatz zu festen oder versiegelten Oberflächen, wie z. B. Asphalt, auf denen eine Aufnahmequalität ähnlich der von gesteckten Geophonen erreicht wird, muss auf natürlichen Oberflächen mit Qualitätsverlusten bei Landstreamer-Messungen gerechnet werden (vgl. Abb. 2.3-3 auf Seite 101). Der Verlust an Aufnahmequalität kann durch eine sorgfältige Durchführung der Messungen minimiert werden, wenn z. B. darauf geachtet wird, dass der Landstreamer oder einzelne Geophone nicht in der Luft hängen, was über Bodendellen oder bei gespanntem Zugseil vorkommen kann. Die in den Feldstudien aufgenommenen Daten zeigten eine ausreichend gute Qualität für reflexionsseismische Analyse am Standort Dreiskau-Muckern (vgl. Abschnitt 2.3.2.3) und für die Oberflächenwellenseismik an den Standorten Löbnitz und Nauen (siehe Abschnitt 2.3.2.4). Insbesondere die Oberflächenwellenseismik in Kombination mit einem Landstreamer hat sich als robustes Verfahren unter verschiedenen Standortbedingungen herausgestellt. Es wurden keine signifikanten Unterschiede in der Datenqualität bei der Analyse der Vergleichsmessungen festgestellt. Die Anwendung des Geotomographie-Streamers ist ebenfalls als gut zu bewerten (vgl. Abschnitt 2.2.1). Trotz des höheren Gewichts, was beim Aufbau des Streamers unbequem ist, ist die Anwendung im Feld aufgrund des Designs gut. Die Bestückung mit Beschleunigungsaufnehmer (vgl. Abb. 2.2-8) verspricht ein vielfältiges Einsatzgebiet. Im Projekt wurde der Streamer jedoch nur für die Oberflächenwellenseismik eingesetzt.

Generell gilt jedoch, wie bei allen geophysikalischen Methoden, die standortabhängige Eignung der seismischen Verfahren zu prüfen. Die durchgeführten Feldstudien in Löbnitz und Nauen haben gezeigt, dass Oberflächenwellenseismik, Reflexions- und Refraktionsseismik trotz Anpassung der Messkette hinsichtlich unterschiedlicher Geophontypen nicht automatisch funktioniert. Standortbedingte Faktoren können eine Anpassung der Feldgeometrie erfordern, z. B. bei tiefer liegenden Refraktoren eine Vergrößerung des Schusspunkt-abstandes (Offset) oder die Nutzung einer anderen energiereichen Quelle. Das beschleunigte Fallgewicht hat sich als praktikable Lösung im Feldeinsatz und insbesondere für die Oberflächenwellenseismik bewährt. Auf lockerem Ackerboden, wie am Standort Nauen, konnte durch die Dämpfung und die generell niederfrequente Anregung jedoch keine oberflächennahe Reflexions- und Refraktionsseismik erreicht werden. Der Einsatz einer weiteren seismischen Quelle, wie z. B. das am LIAG entwickelte, mobile elektrodynamische Vibrator System (ELVIS), welches eine Sweep-Anregung in bestimmten Frequenzbereichen ermöglicht, wäre hier empfehlenswert.

Weiterhin besteht die Möglichkeit, Bohrlochschallquellen für die DP-Technik (Sparker) zu nutzen, um Refraktionen am Grundwasserspiegel bei oberflächenbasierter P-Wellenseismik vorzubeugen, und um seismische Geschwindigkeiten mittels VSP-Messungen abzuschätzen, bzw. hochauflösende tomografische Untersuchungen durchzuführen (vgl. Abschnitt 2.3.2.2). Der Einsatz der DP-Sondiergeräte stellt jedoch einen erhöhten technischen und personellen Aufwand dar, insbesondere bei der flächenhaften seismischen Vorerkundung. Daher sollte der

Bedarf an DP-Sondierungen für jede Untersuchungsphase, auch für die detaillierte Erkundung, standortabhängig geprüft werden.

Ökonomisch gesehen ermöglicht der Einsatz eines Landstreamers eine effiziente und wirtschaftliche Datenaufnahme. Im Allgemeinen reichen zwei bis drei Personen für die Streamer-Messungen aus, sofern keine DP-Technik zum Einsatz kommt. Das Beispiel der Messungen am Standort Dreiskau-Muckern zeigte, dass der Aufbau und die Verkabelung des LS-24 Streamersystems mit 7,5 Personenstunden deutlich länger dauerte als die benötigten 5,5 Personenstunden für die gesteckten Geophone. Jedoch amortisiert sich der zeitliche Aufwand durch den größeren Messfortschritt mit zunehmender Profillänge. Für die am Standort verwendete Auslage von 72 Kanälen und einem Schusspunktabstand von 1 m (vgl. Abschnitt 2.3.2.3) wird der Einsatz des Landstreamers ab einer Profillänge von 150 m wirtschaftlich sinnvoll (Wahle 2008). Das Verhältnis des Arbeitsaufwands (in Personenstunden) zu Messfortschritt, hochgerechnet für eine Profillänge von 1000 m, ist in Abb. 2.3-25 dargestellt.



**Abb. 2.3-25: Vergleich des Arbeitsaufwandes für Messungen eines 1000 m Profils mit dem Streamer (36 Personenstunden) und gesteckten Geophonen (118 Personenstunden).**

Der Grafik liegt die Annahme zugrunde, dass für die Messung mit gesteckten Geophone 5 Personen (ein Geophysiker, ein Techniker, drei Helfer), und für die Streamermessungen 3 Personen (ein Geophysiker, ein Techniker, ein Helfer) benötigt werden. Für den Aufbau der gesteckten Geophone wurde eine Stunde veranschlagt, die eigentliche Messung des 1000 m Profils dauert hochgerechnet 22,5 Stunden. Im Gegensatz dazu benötigt der Aufbau des Landstreamers etwa 2 Stunden, die Messzeit desselben Profils dauert etwa nur 10 Stunden (Wahle 2008). Die Zeit für den Aufbau des Geotomographie-Streamers ist geringer, da die fest installierten Beschleunigungsaufnehmer nicht mehr verkabelt werden müssen. Allerdings ist der komplette Streamer damit deutlich schwerer.

### Fazit

Seismische Landstreamer stellen ein nützliches Werkzeug für die effiziente Standort-Vorerkundung dar. Durch die Bestückung mit unterschiedlichen Geophontypen, oder unter Nutzung eines Piezostreamers können gleichzeitig Daten für verschiedene seismische Verfahren gesammelt werden. In Kombination mit der Direct-Push Technik für tomografische und geotechnische Untersuchungen können darüber hinaus detaillierte Standortinformationen für ausgewählte Bereiche gewonnen werden, welche mit geotechnischen Laboruntersuchungen eine integrierte Charakterisierung des Baugrundes erlauben.



### 2.3.7 Literatur Teilprojekt UFZ

- Dietrich, P. & Tronicke, J. (2009): Integrated analysis and interpretation of cross-hole P- and S-wave tomograms: a case study. *Near Surface Geophysics*, 7, 101-109.
- Haider, K. (2009): The evaluation of the suitability of surface wave seismic methods for the characterization of the near surface zone. Master thesis, University of Tübingen, 38 p.
- Linder, S. (2007): Vergleich seismischer Verfahren zur Erkundung des oberflächennahen Untergrundes. Diplomarbeit, Universität Tübingen, 60 S.
- Paasche, H., Werban, U., Dietrich, P. (2009): Near-surface seismic traveltime tomography using a direct-push source and surface-planted geophones. *Geophysics* 74 (4), G17-G25.
- Park, C.B., R.D. Miller, J. Xia, (1999): Multichannel analysis of surface waves: *Geophysics*, v. 64, n. 3, 800–808.
- Wahle, M. (2008): Vergleich der Abbildungsqualität reflexionsseismischer CMP Messungen mit gesteckten und geschleppten Geophonen. Diplomarbeit, Universität Leipzig, 80 S.

**Anlagen:**

**Kurzgefasster Erfolgskontrollbericht**

**Kurzfassung des Projektes (Berichtsblatt)**