

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt

Lehrstuhl und Prüfam t für  
Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden  
und seine Berücksichtigung bei der  
Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle

Stefan Rudolf Karl Vogt

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität  
München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt (i. R.)
2. Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann
3. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Die Dissertation wurde am 03.11.2016 bei der Technischen Universität München eingereicht und  
durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 29.03.2017 angenommen.

## **Kurzfassung**

Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle

Der Verformungswiderstand weicher Böden ist von den zeitabhängigen Einflüssen aus Konsolidation und Viskosität abhängig, was in neu konzipierten Elementversuchen untersucht wird. Mit den Ergebnissen erfolgt die Anpassung von Parametern eines elasto-viskoplastischen Stoffmodells, das bei der Abbildung des Randwertproblems eines durch weichen Boden seitlich gestützten Pfahlschaftes in einem Finite-Elemente-Modell angewendet wird. Die Verifizierung erfolgt durch Nachrechnung von 1g-Modellversuchen in der die volle hydromechanische Kopplung im Zwei-Phasen-Medium simuliert wurde, um Bodenviskosität und Konsolidation geschlossen abbilden zu können. Die derart verifizierte Methode auf Basis der Finiten-Elementen wird darauf für die Extrapolation der Erkenntnisse auf bauwerksspezifische Randbedingungen genutzt und konnte in Berechnungsmethoden zur Prognose des Biegeknickwiderstandes von Pfählen zum Einsatz gebracht werden. Dabei werden alle maßgebenden stofflichen und geometrischen Nichtlinearitäten sowie der Zeiteinfluss in der impliziten numerischen Berechnungsmethode berücksichtigt.

Stichwörter:

Weicher Boden, Konsolidation, Viskosität, Pfahl, Stabilität, Biegeknicken

## **Abstract**

Time dependent deformation resistance of soft soils and its consideration for the bearing capacity analysis of piles susceptible to buckling

The deformation resistance of soft soils is decisively dependent on time-dependent influences resulting from consolidation and viscosity, which is investigated using newly designed element tests. The results are used to calibrate an elastic-viscoplastic constitutive model, which is applied in a finite element model to simulate the boundary value problem of a pile shaft supported by soft soil. Verification is achieved by the back calculation of 1g model tests considering the fully hydro-mechanical coupling for simulating the 2-phase-medium. The finite element model is then used for the extrapolation of the findings on structure-specific boundary conditions and is applied in calculation methods for predicting the resistance of piles against flexural buckling. In the proposed numerical implicit calculation scheme all decisive non-linearities related to the constitutive behavior and the geometry as far as the influence of time are considered.

Keywords:

Soft soil, Consolidation, Viscosity, Pile, Stability, Flexural buckling

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Ausgangssituation</b>	<b>1</b>
1.1	Problemskizze und Arbeitshypothese	1
1.2	Pfahlprobelastungen zur Evaluierung der Biegeknicksicherheit und dokumentierte Schadensfälle	4
1.3	Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens stabilitätsgefährdeter Pfähle	7
1.4	Einschränkungen der Modelle	10
1.5	Abgrenzung der Problembehandlung und Zielsetzung	12
1.6	Skizze des Arbeitskonzeptes	16
<b>2</b>	<b>Kenntnisstand zum Verhalten weicher feinkörniger Böden</b>	<b>19</b>
2.1	Diagenese und Grundlagen der Beschreibung weicher Böden anhand beispielhafter Untergrundsituationen	19
2.1.1	Entstehung weicher Böden und Klassifikation	19
2.1.2	Wassergehalt, Konsistenz und Scherfestigkeit	23
2.1.3	Beispielhafte Untergrundsituationen	25
2.1.3.1	Normalkonsolidierter strukturfester Boden	25
2.1.3.2	Unterkonsolidierter Boden	27
2.1.3.3	Boden mit schichtenabhängig stark schwankender Scherfestigkeit	29
2.1.4	Zusammenfassung	30
2.2	Verhalten infolge Kompression	30
2.2.1	Konsolidation und Kriechen	30
2.2.2	Spannungsabhängige Kompressibilität	35
2.2.3	Bodenviskosität	39
2.2.4	Ruhedruckbeiwert	45
2.2.5	Strukturwiderstände	47
2.3	Verhalten infolge Scherung	51
2.3.1	Konzept der kritischen Zustände und Scherfestigkeit	51
2.3.2	Steifigkeit bei Scherung	58
2.3.3	Bodenviskosität	61
2.3.4	Strukturwiderstände	67
2.3.5	Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von Spannungspfad und Anisotropie	71
2.4	Durchlässigkeit	79
2.5	Erklärung bodenmechanischer Eigenschaften auf Ebene der Tonminerale	83
2.5.1	Allgemeines	83
2.5.2	Entwicklung der <i>Rate Process Theory</i> (RPT)	84
2.5.3	Aktivierung und Energieverteilung	85
2.5.4	Übertragung auf makroskopisches Materialverhalten	88
2.5.4.1	Allgemeines	88
2.5.4.2	Viskosität von Fluiden und Kolloiden	88
2.5.4.3	Einfluss der Viskosität auf die Scherfestigkeit von Feststoffen	90
2.5.4.4	Ratenabhängiger Scherwiderstand sowie Volumen- und Formänderung unter konstanten Spannungen von Feststoffen (Kriechen)	92

2.5.5	Übertragbarkeit der RPT im Kontext des Randwertproblems und aktuelle Entwicklungen zur physikalischen Modellbildung	94
2.6	Zusammenfassung des Kenntnisstandes zum Verhalten weicher feinkörniger Böden	96
<b>3</b>	<b>Kenntnisstand zum Widerstand quer zur Achse belasteter Pfähle und Definitionen zur Problemanalyse</b>	<b>99</b>
3.1	Fachliteratur und Normen	99
3.2	Definitionen und Vorüberlegungen zur Analyse	101
3.3	Plastische Grenzzustände	104
3.4	Mobilisierungsfunktionen ( <i>p-y-curves</i> )	112
3.5	Zeitabhängiger Widerstand infolge Bodenviskosität und Konsolidation	119
3.6	Zusammenfassung des Kenntnisstands zum Widerstand quer zur Achse belasteter Pfähle	124
<b>4</b>	<b>Bodenmechanische Elementversuche und Modellversuche zur zeitabhängigen Bodenstützung eines seitlich belasteten Pfahlschaftes</b>	<b>127</b>
4.1	Allgemeines	127
4.2	Vorarbeiten zur Auswahl eines Versuchsbodens	127
4.3	Mineralogie und bodenmechanisch Klassifizierung des Versuchsbodens	132
4.4	Elementversuche	134
4.4.1	Untersuchungsziel und Versuchsplan	134
4.4.2	Probenvorbereitung	134
4.4.3	Definition der Spannungen zur Auswertung der Elementversuche	136
4.4.4	Eindimensionale Kompression	137
4.4.4.1	Beschreibung der Versuchstechnik	137
4.4.4.2	Zielsetzung der Versuche im Ödometer und Umfang der Einzelversuche	143
4.4.4.3	Ergebnisse zur Kompressibilität	145
4.4.4.4	Ergebnisse zur Bodenviskosität	148
4.4.4.5	Bestimmung des Ruhedruckbeiwertes $K_0$	150
4.4.4.6	Auswertung Durchlässigkeit	151
4.4.4.7	Evaluierung Einfluss Strukturbildung und Destrukturierung	153
4.4.4.8	Vergleichende Untersuchungen im vorschubgesteuerten Ödometer	156
4.4.4.9	Zusammenfassung	160
4.4.5	Versuche im Triaxialgerät	162
4.4.5.1	Aufbau der Triaxialanlage	162
4.4.5.2	Verwendete Sensorik	169
4.4.5.3	Berücksichtigung der Stützspannung aus der Gummimembran	172
4.4.5.4	Grundlagen der Auswertung	174
4.4.5.5	Zielsetzung der Versuche im Triaxialgerät und Umfang der Einzelversuche	176
4.4.5.6	Ergebnisse zum maximalen Scherwiderstand	177
4.4.5.7	Ergebnisse zur Steifigkeit bei Scherung	182
4.4.5.8	Ergebnisse zur Bodenviskosität	184
4.4.5.9	Zusammenfassung	194
4.5	Modellversuche	198
4.5.1	Allgemeines	198
4.5.2	Beschreibung der Versuchstechnik	199
4.5.3	Auswertemethodik	205

4.5.4	Versuchsergebnisse	208
4.5.4.1	Randbedingungen	208
4.5.4.2	Versuchsergebnisse zur Beschreibung des Ausgangszustandes (Effektivspannung, Porenzahl und Durchlässigkeit)	209
4.5.4.3	Maximale Bodenstützspannung und Anfangssteifigkeit	210
4.5.4.4	Mobilisierung des Bodenwiderstandes	213
4.5.4.5	Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit	214
4.5.5	Analyse von 2 Einzelversuchen mit unterschiedlichen Kriechzeiten	217
4.6	Zusammenfassung	227
4.7	Ausblick zur Strukturbildung weicher Böden	230
<b>5</b>	<b>Numerisches Modell zur zeitabhängigen Bodenstützung eines seitlich belasteten Pfahlschaftes</b>	<b>234</b>
5.1	Allgemeines	234
5.2	Methodik der Modellierung	234
5.2.1	Randbedingungen	234
5.2.2	FE-Modell „1g-Modellversuche zu einem seitlich beanspruchten Pfahlsegment“	237
5.2.3	FE-Modell „Extrapolationsrechnungen“	237
5.2.1	Modellierung der Kraftübertragung an der Grenzflächen Pfahl/Boden	237
5.2.2	Analysetypen und Modellierung von undrainierten Zuständen	239
5.2.3	Validierung anhand analytischer Lösungen	240
5.3	Stoff- und Strömungsmodell	245
5.3.1	Allgemeines	245
5.3.2	Stoffmodell	246
5.3.3	Strömungsmodell	248
5.3.4	Parameterübersicht	248
5.4	Parameterkalibrierung	250
5.4.1	Grundlagen	250
5.4.2	Kompressibilität	252
5.4.3	Scherfestigkeit	256
5.4.4	Bodenviskosität	259
5.4.5	Durchlässigkeit bzw. Konsolidation	262
5.4.6	Zusammenfassung	263
5.5	Validierung anhand der Modellversuche	264
5.6	Grenzen und Einschränkungen des Stoffmodells	271
5.7	Extrapolationsrechnungen zu $p$ - $y$ Mobilisierungskurven	272
5.8	Zusammenfassung und Übertragbarkeit auf bemessungspraktische Berechnungen und Verformungsanalysen	291
5.8.1	Definition der hyperbolischen Mobilisierungsfunktion	291
5.8.2	Anwendungsbereich	292
5.8.3	Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit	293
5.8.4	Beispiele zur Bestimmung von Mobilisierungsfunktionen	294
<b>6</b>	<b>Modelle zur rechnerischen Analyse zum Problem des Biegeknickens von Pfählen in weichen Böden</b>	<b>296</b>
6.1	Allgemeines	296
6.2	Berechnungsmethode 1: Ersatzstabmodell mit gleichbleibendem Verformungsmodus	298

6.2.1	Allgemeines	298
6.2.2	Modellannahmen und Herleitung	298
6.2.3	Beispielhafte Berechnungen	301
6.3	Berechnungsmethode 2: Inkrementelles Modell basierend auf Energiebilanzen	306
6.3.1	Allgemeines	306
6.3.2	Modellannahmen und Herleitung	308
6.3.3	Modellvalidierung	313
6.3.4	Beispielhafte Berechnungen	315
6.4	Berechnungsmethode 3: Finite-Elemente-Modell	319
6.4.1	Allgemeines	319
6.4.2	Modellvalidierung	320
6.4.2.1	Allgemeines	320
6.4.2.2	Ungestützter Pfahl	321
6.4.2.3	Elastisch gestützter Pfahl	327
6.4.2.4	Fließen des Pfahlquerschnittes	330
6.4.3	Beispielhafte Berechnungen	336
6.5	Vergleich der Berechnungsmethoden und Ausblick	347
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>352</b>
7.1	Problemanalyse und Zielformulierung	352
7.2	Experimentelle Untersuchungen	353
7.2.1	Allgemeines	353
7.2.2	Elementversuche	354
7.2.3	Belastungsversuche an einem Modell-Pfahlabschnitt	355
7.3	Simulationsrechnungen zu den Modellversuchen eines seitlich belasteten Pfahlsegments	358
7.4	Prognosemodell	360
7.4.1	Allgemeines	360
7.4.2	Modell basierend auf Ersatzstabsystem (Berechnungsmethode 1)	360
7.4.3	Modell basierend auf der Analyse von Energiebilanzen in diskreten Berechnungsschritten (Berechnungsmethode 2)	361
7.4.4	Prognose unter Verwendung der Finiten-Elemente-Methode (Berechnungsmethode 3)	362

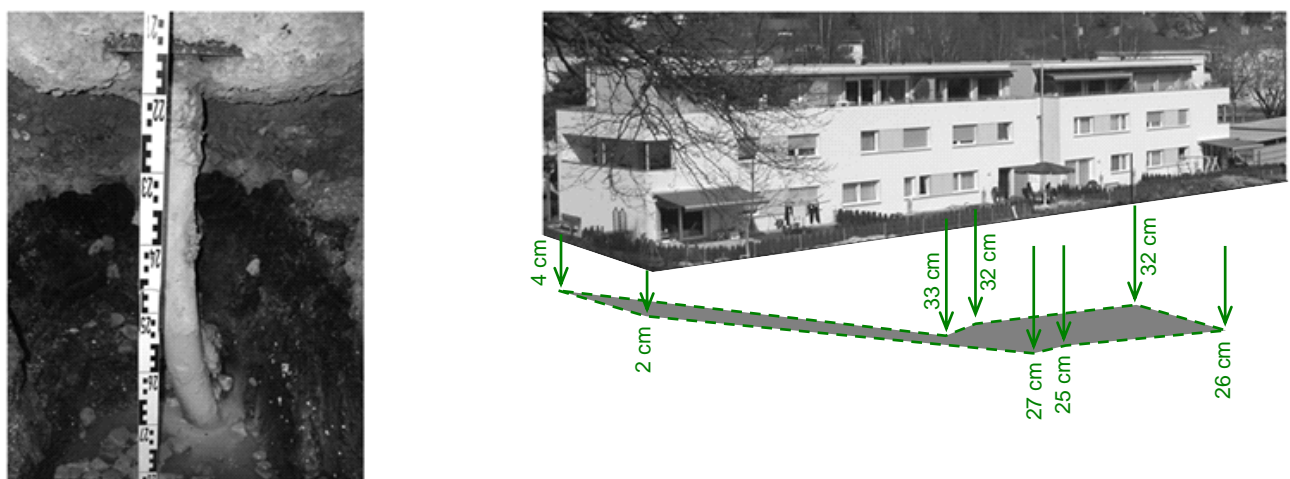
## **Anhang 1: Formelzeichen und Symbole mit Formelsammlung**

## **Anhang 2: Literaturverzeichnis**

## 1 Ausgangssituation

### 1.1 Problemskizze und Arbeitshypothese

Die genaue Kenntnis zeitabhängiger Verformungswiderstände weicher viskoser Böden ist für den Nachweis der Tragfähigkeit stabilitätsgefährdeter Systeme aus Pfahltragwerken von großer Bedeutung. Dies wurde durch dokumentierte Schadensfälle und messtechnisch begleitete Probelastungen, in welchen das Ausknicken von Pfählen nachgewiesen wurde, deutlich (BERGFELD 1957, BRANDTZAEG und HARBOE 1957, VOGT et.al. 2005, PLANKL 2007 sowie OFNER und WIMMER 2007b). Um die Relevanz und das mögliche Schadenspotential einer durch Knicken versagenden Pfahlgründung zu verdeutlichen, ist exemplarisch in Abbildung 1.1 ein dokumentierter Schadensfall nach PANDREA und THURNER dargestellt.

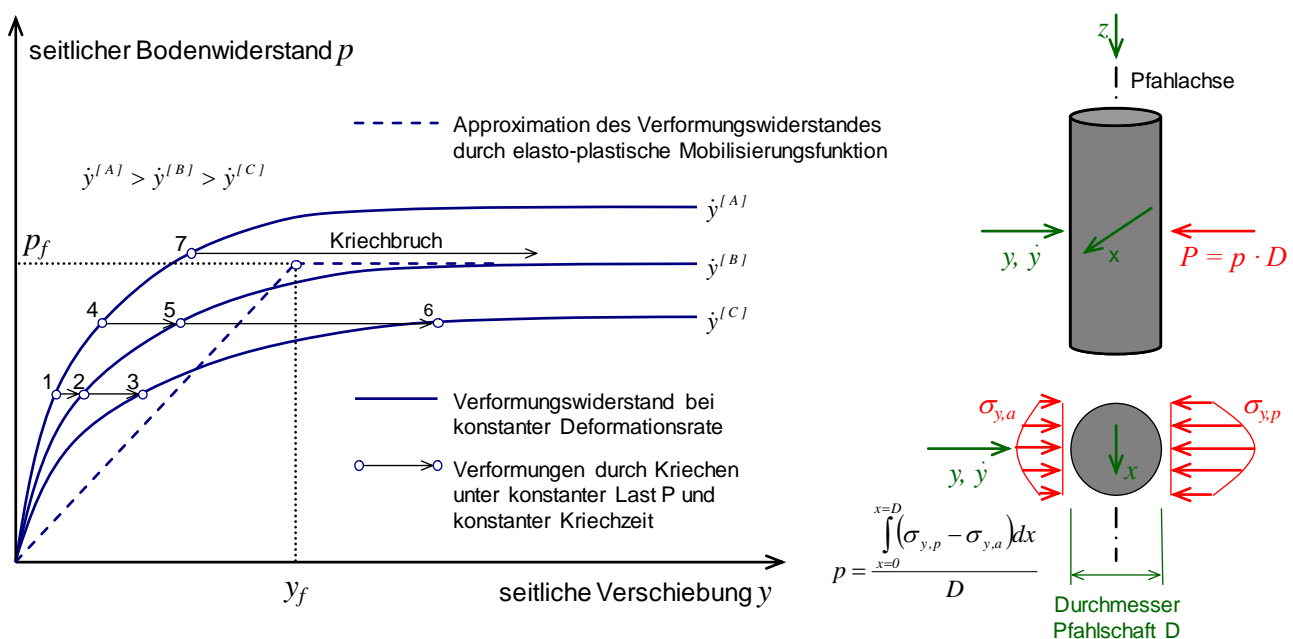


**Abbildung 1.1: Stabilitätsversagen eines Pfahles (links); Aufgrund von Pfahlknicken eingetretene Setzung und Schiefstellung (rechts) nach PANDREA und THURNER 2007**

Einhergehend mit Probelastungen und der Aufarbeitung von Schadensfällen wurden verschiedene Berechnungsansätze präsentiert. Die Modellvorstellungen hierfür erlauben die Abschätzung der Stützwirkung weicher Böden auf Pfahlschäfte jedoch nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit im undrainierten Fall, bei der Boden den Pfahl umfließt (WENNERSTRAND und FREDERIKSON 1988, VOGT et.al. 2005, OFNER und WIMMER 2007a). Diese Abschätzung ist jedoch mit dem Wissen, dass sich bindiger Boden im undrainierten Grenzzustand rein viskos verhält, nicht konservativ und nicht konsistent mit der Anforderung, dass die Tragfähigkeit über die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerkes mit begrenzten Verformungen gewährleistet sein muss. Aussagen über Verformungen können mit den zur Verfügung stehenden Berechnungsmodellen nicht oder nur durch die Annahme einer zutreffenden Mobilisierungsfunktion gemacht werden (siehe in englischsprachiger Literatur sog. „*p-y-curves*“, REESE und VAN IMPE 2001). Die Auswirkungen zeitabhängiger Effekte aufgrund der Konsolidation des Bodens um den Pfahlschaft sowie der Viskosität des Bodens wurden bisher nicht berücksichtigt. Konsolidation durch Strömung des Porenwassers und Kriechen aus

der Bodenviskosität sind dabei grundsätzlich verschiedene Phänomene, die im Allgemeinen auf deutlich unterscheidenden Zeit- bzw. Geschwindigkeitsskalen ablaufen.

In dokumentierten Versagensfällen und Pfahlprobelastungen wurde erkannt, dass die seitliche Stützwirkung des Bodens durch das Erreichen eines zeitlich verzögerten Kriechbruches schon bei Ausnutzungen weit unter der Tragfähigkeit bei kurzer Belastungsdauer erschöpft ist (siehe Kriechen von Punkt 7 in Abbildung 1.2). Unter „Dauerlast“ tritt das Versagen somit zeitlich verzögert auf. Andererseits können durch einen in Bezug auf die Belastungsgeschwindigkeit raschen Abbau der Porenwasserdrücke infolge der Belastung aus dem Pfahlschaft weit höhere Bodenstützungen mobilisiert werden, als dies für einen ideal undrainierten Zustand möglich ist.



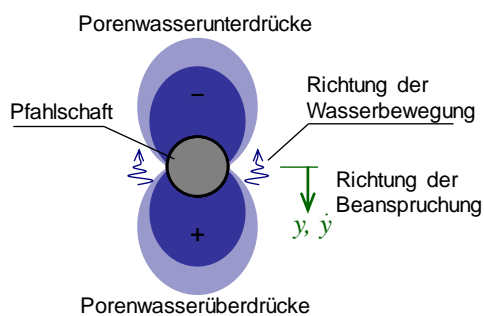
**Abbildung 1.2: Einfluss der Viskosität weicher feinkörniger Böden auf die zeitabhängige seitliche Stützung eines Pfahlschaftes, Approximation des Verformungswiderstandes durch elasto-plastische Mobilisierungsfunktion**

Bei den zeitabhängigen Interaktionsvorgängen zwischen belastetem Pfahlschaft und Boden sind somit die Viskosität und die Drainbedingungen um den Pfahlschaft entscheidende Größen. Dies zeigt der in Abbildung 1.3 links dargestellte Spannungspfad in einem  $p'$ - $q$ -Diagramm. Der Ausgangsspannungszustand sei nach einer Konsolidierung des Bodens unter Erdruchdruckverhältnissen der Punkt A. Bei geringer Durchlässigkeit des Bodens und im Verhältnis dazu rascher Belastung (quasi undrainiert) bauen sich bei einer Erhöhung der Deviatorspannung  $q$  Porenwasserüberdrücke  $u$  auf (Punkt B). Die aus der Bodenviskosität herrührenden Verformungen unter konstantem  $q$  generieren bedingt durch ein kontraktantes Bodenverhalten zusätzliche Porenwasserüberdrücke schneller als sich diese infolge einer geringen Durchlässigkeit abbauen können. Es kann zum zeitlich verzögerten Kriechbruch (Punkt C) kommen. Ein Porenwasserdruckanstieg kann dabei nicht allein durch eine geringe Durchlässigkeit der Bodenschicht bedingt sein, sondern tritt auch bei einer höheren Durchlässigkeit während vergleichsweise schneller Belastungsraten auf.



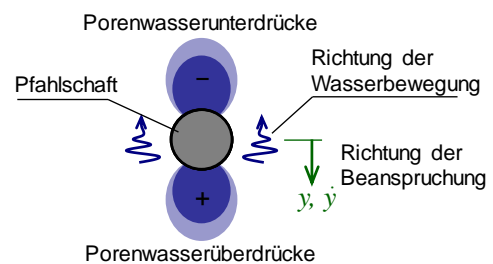
Sobald dagegen der aus einer seitlichen Belastung des Pfahlschaftes herrührende Porenwasserdruck vor dem Pfahlschaft sich genügend schnell mit den entstehenden Unterdrücken an der Rückseite des Pfahls ausgleichen kann, ist ein verzögerter Kriechbruch auszuschließen. Dies zeigt die in Abbildung 1.3 rechts skizzierte analoge Überlegung für einen drainierten triaxialen Kriechversuch. Bei ausreichend großer Belastungsgeschwindigkeit bauen sich auch hier zunächst Porenwasserüberdrücke auf (Punkt A nach Punkt B). Wenn sie sich bei ausreichend großer Durchlässigkeit rascher abbauen als sie sich durch Kriechverformungen verzögert weiter aufbauen möchten, erreicht der effektive Spannungspfad den Punkt D. In diesem findet dann Kriechen unter konstanter Deviatorspannung ohne Erzeugung von neuen Porenwasserüberdrücken statt. Bei einem erneuten undrainierten Belastungsvorgang von Punkt D nach Punkt E ist aufgrund der Verdichtung des Bodens wegen der vorangegangenen Konsolidation sogar mit gegenüber dem Anfangszustand größeren Verformungswiderständen bzw. mit einer höheren aufnehmbaren Deviatorspannung zu rechnen.

nahezu undrainiert:

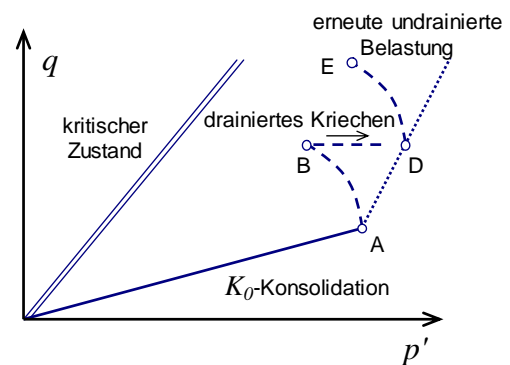
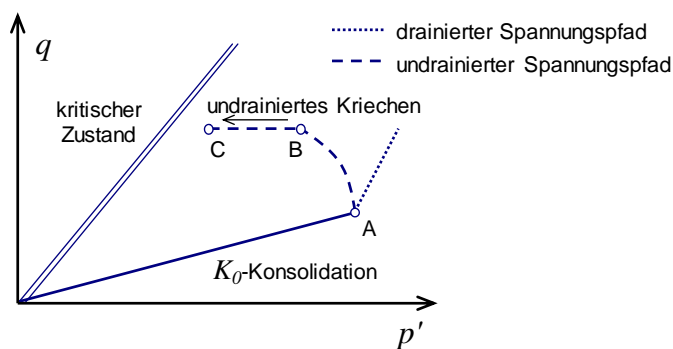


Strömung: Dissipation des Porenwasser schlecht möglich (bezogen auf die Durchlässigkeit schnelle Belastungsrate)

nahezu drainiert:



Strömung: Dissipation des Porenwasser gut möglich (bezogen auf die Durchlässigkeit langsame Belastungsrate)



**Abbildung 1.3: Porenwasserdruckdissipation und Kriechen im undrainierten und drainierten Fall**

Die Kenntnis zeitabhängiger Verformungswiderstände weicher viskoser Böden ist somit für den Nachweis der Tragfähigkeit stabilitätsgefährdeter Systeme aus Pfahltragwerken von großer Bedeutung. Dies wurde insbesondere durch Schadensfälle und Probelastungen deutlich, welche im Abschnitt 1.2 näher mit den dokumentierten Randbedingungen und Messergebnissen bzw. Schadensanalysen erläutert werden. Auf der Basis von großmaßstäblichen Pfahlprobelastungen sowie anhand der Evaluierung mit Messdaten aus Modellversuchen wurden Modelle zur Beschrei-

bung des Tragverhaltens stabilitätsgefährdeter Pfähle geschaffen. Diese Modelle erlauben in jeden Fall eine Berechnung der Verzweigungslast des Systems Pfahl – stützender Boden, basieren jedoch auf sehr unterschiedlichen Annahmen hinsichtlich der Idealisierung des Werkstoffverhaltens des Pfahlschaftes und des Verformungswiderstandes des umgebenden Bodens. Darauf aufbauend werden im Abschnitt 1.4. Einschränkungen der gezeigten Modellbildungen zur Beschreibung des Tragverhaltens stabilitätsgefährdeter Pfähle aufgezeigt. Die offenen Fragen werden hinsichtlich ihrer Auswirkung auf den Pfahlwiderstand in einer Übersicht zusammengefasst. Als Forschungsziel wurde aus dem Katalog offener Fragen zur Pfahlstabilität das Problem der Schaffung eines möglichst genauen Modells zur Beschreibung des zeitabhängigen Verformungswiderstandes des den Pfahlschaft stützenden Bodens gewählt. Eine Kurzfassung der Zielsetzung der Forschungsarbeit ist in Abschnitt 1.5 skizziert.

## **1.2 Pfahlprobelastungen zur Evaluierung der Biegeknicksicherheit und dokumentierte Schadensfälle**

In der Regel leiten Pfähle Lasten in tiefer liegende gut tragfähige Bodenschichten ab. Um eine wirtschaftliche Ausnutzung einer Pfahlgründung zu gewährleisten, ist insbesondere bei schlanken Pfählen die seitliche Stützung des umgebenden Bodens auch in den weniger tragfähigen Schichten des Untergrundes notwendig. In weichen bindigen und organischen Böden kann die aus einem Erschöpfen des Biegeknickwiderstandes folgende Versagensart (kurz: Pfahlknicken oder Englisch *pile buckling*) die Tragfähigkeit des Gründungssystems bestimmen. Seit langem bestehende Anwendungsregeln sind wissenschaftlich nicht begründet. Mehrere Veröffentlichungen haben aufgezeigt, dass das Tragverhalten bisher nicht zutreffend erfasst wird. Zudem können mit dem Verlust des Biegeknickwiderstandes einige Schadensfälle in Zusammenhang gebracht werden. Eindeutig wurde die Relevanz des Pfahlknickens in Probelastungen erkannt, bei denen durch Modelle prognostizierte Traglasten nicht erreicht werden konnten und ein Versagen zum Teil sogar unter dem Gebrauchslastniveau eintrat. In einer chronologischen Reihenfolge lassen sich in einer Auswahl folgende Aufsätze nennen:

- BJERRUM (1957) berichtet ausführlich über die Erfahrungen bei der Berechnung und Ausführung von Pfählen, welche weiche Tone durchörtern und auf sehr tragfähigen Felshorizonten gründen. Er zeigt Pfahlprobelastungen, bei welchen eine Zunahme der seitlichen Verschiebung mit der Vergrößerung der Pfahlnormalkraft festgestellt wurde, und führt die Knicklast eines Pfahls als maßgebenden Grenzzustand an. Zur Berechnung der Knicklast verweist er auf die Berechnungsmethode von Walter 1951.
- BERGFELT (1957) sowie BRANDTZAEG und HARBOE (1957) berichten von insgesamt 9 messtechnisch begleiteten Pfahlprobelastungen in weichen Böden. Das Knicken der geramnten Stahlpfähle bestimmte bei allen Probelastungen die Traglast. Dies konnte durch das Freilegen einiger Probepfähle bestätigt werden.
- VIK (1962) untersuchte die Tragfähigkeit von schlanken Stahlrammpfählen in weichem Ton. Bei einer Pfahlprobelastung ermittelte er tiefenabhängig die seitliche Verformung des Probepfahls. Mit Berechnungen, in welchen die geometrische Imperfektion durch eine Vorspannung des Pfahls angenähert wird, und unter Ansatz einer elastischen Bodenstützung, die er mit der Scherfestigkeit des Tones korreliert, gibt er Möglichkeiten zur Verstärkung einer stabilitätsge-

fährdeten Pfahlgründung an. Er erkannte als erster, dass die Viskosität des Bodens die Stützwirkung des Bodens beeinflusst und gibt abhängig von der Lasteinwirkungsdauer eine Reduzierung der elastischen Federsteifigkeit vor. Dabei unterscheidet er nur zwischen der Begrifflichkeit einer „Dauerlast“ bzw. „kurzzeitiger Belastung“.

- In einer ausführlichen Arbeit von WENZ (1972) werden Serien von Modellversuchen unter verschiedenen Randeinflüssen dargestellt. In einen Versuchsbehälter wurde ein Stahlprofil eingestellt und seitlich durch Ton gestützt. Er variierte den Wassergehalt (und damit den Verformungswiderstand) des Tonbodens sowie das Biegemoment des Stahlprofils. Die Versuchsergebnisse verglich er mit den Ergebnissen eines Rechenmodells. In diesem macht er Angaben zu Knicklasten in Abhängigkeit von einer elastischen bzw. rein plastischen seitlichen Stützung. Die raten- und wegabhängige Mobilisierung des Verformungswiderstandes eines weichen Bodens betrachtet er nicht weiter, sondern berechnet die maximale Stützkraft aus dem plastischen Grenzgleichgewicht des Bodens um den Pfahlschaft.
- In einer Arbeit von VOGT et al. (2005) wurde das Tragverhalten von in weichen Böden gebetteten Einstabverpresspfählen mit Modellversuchen und 5 großmaßstäblichen Pfahlprobebelastungen ermittelt und ein Vorschlag zur Berechnung von Knicklasten gemacht. Die Knickgefährdung derartiger Pfähle wurde eindeutig festgestellt. Neue Empfehlungen (Aufnahme in EA-Pfähle 1. Ausgabe 2007, weitere Ergänzungen in der 2. Auflage 2012) wurden auf die Ergebnisse dieser Forschungsarbeit abgestimmt. Aus den Messdaten der Pfahlprobebelastungen konnte der maßgebende Einfluss der Bodenviskosität erkannt werden. Empfehlungen, wie diese Effekte zu berücksichtigen sind, sowie eine genauere Quantifizierung der Bodenstützung für ein Berechnungsmodell konnten bisher nicht gegeben werden.
- PANDREA und THURNER (2007) sowie PLANKL (2007) zeigen eine Reihe von Schadensfällen, welche durch ein Stabilitätsversagen der Pfahlgründung ausgelöst wurden (siehe Abbildung 1.1). Durch die Messung von Setzungen verschiedener Gebäude über einen langen Zeitraum kann auf den Einfluss der Bodenviskosität für den Versagensfall geschlossen werden. So erlitten verschiedene Gebäude Monate nach deren Fertigstellung ohne Ankündigung schlagartig und danach progressiv fortschreitende Schiefstellungen und Setzungen. Dieser Effekt wurde bereits in den Versuchen von VOGT et.al. (2005) festgestellt und kann analog zu den Vorgängen bei Triaxialversuchen als verzögerter Kriechbruch gedeutet werden.
- OFNER und WIMMER (2007) geben ein weiteres Verfahren zur Berechnung stabilitätsgefährdeter schlanker Pfähle an, welches sich am Bemessungskonzept für Stützen im Hochbau orientiert. Vergleichsrechnungen mit Schadensfällen und numerischen Rechenmodellen zeigen, dass die geometrischen Imperfektionen sowie die stofflichen Nichtlinearitäten des Pfahls zutreffend erfasst werden können. Der stützende Bodenwiderstand wird ohne Berücksichtigung der Bodenviskosität in einer bilinearen Mobilisierungsfunktion vereinfacht.

Neben diesen Arbeiten gibt es eine große Anzahl von Veröffentlichungen, welche der Problematik horizontal belasteter Pfähle zugeordnet sind (vgl. Abschnitt 3.1). Zur Berechnung von Tragfähigkeiten und Verformungen horizontal belasteter Pfähle werden weiche oberflächennahe Schichten nicht berücksichtigt. In den gängigen Berechnungsmodellen wird die Stützung festerer Bodenschichten ohne Berücksichtigung der Bodenviskosität mit Hilfe hyperbolischer Mobilisierungsfunktionen (englisch: *p-y-curves*) beschrieben (REESE und VAN IMPE 2001). Hierzu liegen insbesondere

aus dem angelsächsischen Raum aufgrund der Problematik, aufwändige Konstruktionen im Offshore-Bereich etwa zur Förderung und zum Transport von Erdöl zu gründen, umfangreiche Erfahrungen aus horizontalen Pfahlprobelastungen vor (*API codes – American Petroleum Institute Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design*).

In verschiedenen Aufsätzen wurde ferner die Problematik von Kriechhängen oder seitlichen Bewegungen des weichen Bodens im Untergrund, die belastend auf den Pfahlschaft wirken, eingehend untersucht (PALMER und THOMPSON 1948, WENZ 1963 und SCHWARZ 1984). Hier wirkt der weiche zu stabilisierende Boden als Einwirkung auf Pfahlschäfte (Dübel), welche die Kriechbewegung eines Hanges reduzieren sollen. Die Kraft, die der weiche Boden auf den Pfahl überträgt, wird – durch Messungen zutreffend bestätigt – mit einem einfachen Zähigkeitsgesetz beschrieben (NORTON 1929, LEINENKUGEL 1976 bzw. WINTER 1979). Das Gesetz beschreibt die Viskosität des Bodens im undrainierten Grenzzustand bzw. das stationäre Kriechen von Böden und kann folglich höchstens für die Berechnung des maximalen Widerstandes gegenüber Pfahlknicken bei dem Boden um den Pfahlschaft fließt herangezogen werden. Für eine Prognose von zeitabhängigen Verformungen eines stabilitätsgefährdeten Pfahles vor Erreichen der Traglast ist die verfügbare Beschreibung der Viskosität nicht anwendbar. In einer Erweiterung wendet GUDEHUS (1984) das mathematisch aus der sog. *Rate Process Theory* (RPT, siehe Abschnitt 2.5.2 und folgende) abgeleitete und versuchstechnisch bestätigte Zähigkeitsgesetz auf bilineare Mobilisierungsfunktionen seitlich belasteter Pfähle an. Als Ausblick diskutiert er verschiedene Vereinfachungen und Annahmen der gezeigten Berechnungen. Die Bestimmung möglichst genauer Bettungsmoduln (bzw. hyperbolischer Mobilisierungsfunktionen), welche für eine Verformungsprognose nötig sind, war mit den damals verfügbaren Stoffmodellen in numerischen Berechnungsmethoden nicht möglich. Mobilisierungsfunktionen waren daher stets nur relativ ungenau aus Erfahrungswerten oder aus einer Rückrechnung von messtechnischen Beobachtungen bestimmbar. Vor allem die Schwierigkeit der Anwendung des verwendeten Zähigkeitsgesetzes, welches nicht als objektives Stoffmodell formuliert ist, für komplexe gekoppelte Verformungsmechanismen im Boden wird deutlich hervorgehoben.

Wassergesättigte locker gelagerte Bodenschichten insbesondere aus Feinsand und Schluff neigen im Erdbebenfall oder unter anderen dynamischen Einwirkungen zur Verflüssigung. Im Grenzfall geht die Bodenstützung dabei verloren. Dieser Fall ist für den Widerstand gegen Biegeknicken sehr ungünstig und muss daher bei einer Bemessung entsprechender Pfahlgründungen in kritischen Bereichen berücksichtigt werden. Versuche im Modellmaßstab in einer geotechnischen Zentrifuge werden von BHATTACHARYA (2003) bzw. BHATTACHARYA et al. (2004) präsentiert. Schäden durch Pfahlknicken infolge Bodenverflüssigung sind vor allem aus Japan bekannt (HAMADA 1992, ISHIHARA 1993, TOKIMATSU et al. 1997, FINN und THAVARAJ 2001).

Die im Rahmen dieser Arbeit getätigten experimentellen und theoretischen Analysen beschränken sich auf die Gründungsproblematik eines schlanken Pfahles, der eine weiche bindige und damit feinkörnige Schicht von Boden aus vorwiegend mineralischen Partikeln durchörtert. Das Verhalten von Böden mit einem signifikanten Anteil organischer Bestandteile steht nicht im Fokus dieser Arbeit. In diesem Fall wirken je nach Verformungswiderstand des weichen Bodens stützende Spannungen auf den sich bei Biegeknicken quer zu seiner Achse bewegenden Pfahlschaft. Passive Be-

anspruchungen durch eine sich relativ zum Pfahlschaft verschiebende Bodenschicht werden nicht untersucht. Untersuchungen zu diesem geotechnischen Randwertproblem werden in aktuellen Arbeiten z. B. von ASCHRAFI et al. (2015), ASCHRAFI und MOORMANN (2016) sowie BAUER (2016) vorgestellt. Auch eine Reduzierung von Bodenstützkräften infolge einer z. B. durch Erdbeben verursachten Bodenverflüssigung und deren Auswirkung auf Pfahlgründungen werden nicht untersucht. Mit dieser Thematik setzen sich unter anderem HAMADA (1992), ISHIHARA (1993), TOKIMATSU et al. (1997), FINN und THAVARAJ (2001), BHATTACHARYA (2003) und BHATTA-CHARYA et al. (2004) auseinander.

### 1.3 Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens stabilitätsgefährdeter Pfähle

Im Gegensatz zur Stabilitätsanalyse im Stahl-, Stahlbeton oder Holzbau ist die Berechnung des Biegeknickwiderstandes von Pfählen nur unter bestimmten Randbedingungen näher betrachtet worden. Eine einheitliche Regelung zur Nachweisführung mit der Anwendung eines Sicherheitskonzeptes bestand bisweilen nicht. Eine geschlossene Nachweisführung basierend auf einem evaluierten mechanischen Modell wird erst in neueren Aufsätzen aufgegriffen (OFNER und WIMMER 2007, VOGT und VOGT 2013a). Zuvor wurden in Schweden erstmalig ab Mitte der 1990er Jahre Empfehlungen zur Berechnung des Biegeknickwiderstandes gerammter Stahlpfähle veröffentlicht (siehe VOGT und VOGT 2013b).

Dagegen wurde das Problem, Knicklasten von Pfählen, welche im Allgemeinen das Biegeknicken in Ansatz bringen, anhand einer Modellbildung berechenbar zu machen, schon früh aufgegriffen. Im Weiteren werden in einer Auswahl verschiedene Modellansätze, basierend auf empirischen, analytischen oder numerischen Finite-Elemente Berechnungen vorgestellt. Es werden jeweils knapp die Möglichkeiten sowie Einschränkungen der Modellbildung erläutert und angegeben, in welchem Umfang eine Validierung dem theoretischen Ansatz folgen konnte.

- WALTER (1951) berechnet die Knicklasten von Spitzendruckpfählen. Dabei idealisiert er den stützenden Boden um den Pfahl mit elastischen Federn und wendet die Formeln nach Engesser (siehe z.B. in PFLÜGER, 1964) für einen linear elastisch gebetteten Stab an. Die Steifigkeit der elastischen Bettung korreliert er mit dem Steifemodul des weichen Bodens. Nach Engesser erkennt er, dass je nach Verhältnis von Biegesteifigkeit des Pfahlquerschnittes und Steifigkeit der Bettung die Knickfigur unterschiedliche Welligkeiten annehmen kann. Zusätzlich zeigt er die Einflüsse von Horizontallasten und exzentrisch angreifenden Lasten auf. Er berechnet weiter die Knicklasten von teilweise freistehenden Pfählen. In einem Modellversuch validierte er die Ergebnisse der Modellbildung. Dabei wurde ein Druckstab seitlich durch Blattfedern aus Stahl unterschiedlicher Steifigkeit gehalten.
- Zur Berechnung von Knicklasten gebetteter und teilweise freistehender Pfähle wendet REDDY und VALSANGKAR (1970) die Energiemethode an. Dabei werden zur Berechnung der Verformungen unterschiedliche Funktionen nach der Theorie eines schwingenden Balkens herangezogen. Es werden mit der Tiefe konstante und linear zunehmende Verläufe der elastischen Bettungsbeziehungen angenommen. Es werden beispielhaft Knicklasten von Einzelpfählen in Sand und weichem Ton mit einem numerischen Integrationsschema ermittelt.

- Bei RAMSAMOOJ (1975), SMITH (1979), POULOS und DAVIS (1980) sowie PRAKASH (1987) wird die Bodenstützung durch ein elastisches Federmodell angenähert. In einer Erweiterung berechnet PRAKASH (1987) die Knicklasten von Pfählen, deren elastische Bettung mit der Einbindetiefe linear zunimmt.
- WENNERSTRAND und FREDERIKSSON (1988) geben ein Berechnungsverfahren an, welches die Bodenstützung als elastisch-plastisch annimmt. Sie erkennen, dass die aufnehmbare Normalkraft eines elastisch-plastisch gestützten Stabes für genügend große seitliche Verschiebungen gegen die Knicklast des ungestützten Stabes konvergiert. Damit hängt die metastabile Knicklast stark vom Verschiebungsweg, bei welchem die maximale (plastische) Stützkraft des weichen Bodens erreicht wird, ab. Imperfektionen werden in ihrem Modell berücksichtigt. Über die Größe und die Art, wie sich die elastische Steifigkeit und plastische Grenzspannung ermitteln lassen, werden keine Angaben gegeben.
- Auch GABR und WANG (1994) bzw. GABR et al. (1997) wenden die Energiemethode zur Ermittlung von Pfählen, welche teilweise als frei stehend bzw. ungebettet definiert werden können, an. Zur Bodenstützung wird im Wesentlichen der Ansatz nach TERZAGHI (1955) verwendet. Die Änderung der Bettungssteifigkeit in tieferen Bodenschichten wird durch einen Potenzansatz beschrieben (vgl. ROWE 1956). Es können verschiedene Auflagerrandbedingungen berücksichtigt werden. Die jeweils maßgebende Verformung wurde durch das Aufstellen eines Gleichungssystems gelöst, wobei die maßgebende Verformungsfigur unter Berücksichtigung des Energieminimums ermittelt wurde.
- MEEK (1996 und 1999) gibt ein Verfahren an, mit welchen Traglasten stabilitätsgefährdeter Pfähle berechnet werden können. Der Stützwiderstand des weichen Bodens wird mit einer verformungsabhängigen elasto-plastischen Funktion beschrieben. Überlegungen zur Ermittlung der Parameter der elasto-plastischen Funktion werden jedoch nicht angestellt. Er kommt jedoch im Gegensatz zu den Angaben gültiger normativer Regelwerke zum Schluss, dass je nach Randbedingung auch Pfähle, welche von Böden mit undrainierten Scherfestigkeiten über 30 kPa gestützt sind, stabilitätsgefährdet sein können.
- Die Bemessungsansätze von CADDEN und GÓMEZ (2002) basieren auf der Lösung des Verzweigungsproblems für einen als elastischer Stab idealisierten Pfahles und der Annäherung einer elastischen Steifigkeit des Bodens aus Mobilisierungsfunktionen (*p-y-curves*). Die Bettung des Bodens wird aus dem maximalen Bodenwiderstand, dem Pfahldurchmesser unter Berücksichtigung eines empirischen Faktors berechnet. Es werden für verschiedene Stahlprofile marktüblicher Mikropfähle Grenzen der Bodensteifigkeit angegeben, ab welcher ein Knicknachweis nötig wird. Genauere Angaben über die in dieser Arbeit zu untersuchenden Einflussgrößen werden nicht gegeben.
- MEIER und CUDMANI (2006) simulierten mit der Hilfe eines visko-hypoplastischen Stoffmodells das Knicken von schlanken Bohrstangen in weichen Böden. In Parameterstudien stellten sie fest, dass die Knicklast nicht maßgebend von der Scherfestigkeit des Bodens abhängt, sondern vielmehr vom Bodenwiderstand, weit bevor der Bruchzustand erreicht ist. Der Einfluss von zeitabhängigen Effekten wie einer langsamen bzw. schnellen Belastung oder langen Kriechphasen wurde bezogen auf die Problemstellung zur Evaluierung der Knickgefährdung von Bohrstangen, welche im Allgemeinen sehr rasch und kurzzeitig belastet werden, nicht betrachtet.

- In einer fachlich am konstruktiven Stahlbau orientierten Arbeit untersucht HÜBNER (2007) die Lastabtragungsmechanismen einer kombinierten Stahlrohr-Spundwand Kaimauer. Es werden Analysen zum Beulsicherheitsnachweis unter Berücksichtigung von Imperfektionen und der Bodenstützung gezeigt. Zur Berechnung der Boden-Bauwerk Interaktion kommen verschiedene das Bodenverhalten idealisierende Stoffmodelle zum Einsatz. In der Arbeit werden die unter Verwendung des numerischen Modells berechneten Bodenstützspannungen mit empirischen Methoden oder anhand analytischer Lösungen abgeleiteter Bettungswiderstände verglichen. Die Validierung der Modelle erfolgt durch modellhafte Belastungsversuche an 3300 mm langen dünnwandigen Stahlrohren mit einem Durchmesser von 203 mm, welche durch einen eng gestuften Feinsand gebettet waren.
- OFNER und WIMMER (2007) geben ein weiteres Verfahren zur Berechnung stabilitätsgefährdeter schlanker Pfähle an, welches sich am Bemessungskonzept für Stützen im Hochbau orientiert. Vergleichsrechnungen mit Schadensfällen und numerischen Rechenmodellen zeigen, dass die geometrischen Imperfektionen sowie die stofflichen Nichtlinearitäten des Pfahls zutreffend erfasst werden können. Der stützende Bodenwiderstand wird ohne Berücksichtigung der Bodenviskosität in einer bilinearen Mobilisierungsfunktion vereinfacht.
- MEIER (2009) stellt die Anwendungsmöglichkeiten eines visko-hypoplastischen Stoffmodells zur Simulation verschiedener komplexer geotechnischer Randwertprobleme vor. Ein Abschnitt zeigt die Nachrechnung der Pfahlprobelastungen nach VOGT et al. (2005). Mit dieser Arbeit wurden somit zum Ersten Mal Effekte der Bodenviskosität bei der Prognose von Biegeknickwiderständen von Pfählen berücksichtigt. Durch die geschaffene Modellbildung im Finite-Elemente Programm *Abaqus* konnten die sich in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit einstellenden Verformungsfiguren gut nachgebildet werden. In Variationsrechnungen wurde der Einfluss der Kompressibilität und der Scherfestigkeit des Bodens sowie die Imperfektion des Pfahles untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass insbesondere die Steifigkeit bei geringen Verformungen zusammen mit der Imperfektion die Knicklast des Pfahles maßgebend beeinflusst. Zeitabhängige Effekte aus Belastungsrate, Bodenviskosität sowie die Konsolidationswirkung wurden nicht weiter betrachtet.
- Das Biegedrillknicken von Stahlprofilen, die von Boden gebettet werden, behandeln KUHLMANN et al. (2009) sowie SCHALLÜCK und GRABE (2011). Betrachtet wird die Stützung von Sanden, die mit einem hypoplastischen Stoffmodell im Kontinuum abgebildet werden. Es wurden Feldmessungen an Kaianlagen ausgewertet und mit den Ergebnissen der Simulation verglichen.
- SHERAFATI et al. (2012) wenden die Energiemethode (TIMOSHENKO und GERE 1961) zur Berechnung des Tragverhaltens stabilitätsgefährdeter Pfähle an. Die Bodenstützung wird nichtlinear entsprechend der p-y Mobilisierungsfunktionen für weiche Tone nach den *API codes* (nach MATLOCK 1970, REESE und VAN IMPE 2001) angenähert. Die Modellprognosen werden anhand der Daten aus den Probelastungen nach VOGT et.al. (2005) überprüft. Es können wesentliche Effekte wie die Mehrwelligkeit der Knickfigur sowie die schwierig zu beschreibende Pfahlimperfektion abgebildet werden.
- Das Stabilitätsverhalten von Pfählen mit größeren Durchmessern für Hochhausbauwerke, welche überwiegend ihre Lasten über Mantelreibung in den Untergrund abtragen, wurde von ZOU et al. (2010) behandelt. Die Autoren verwenden wie MEIER und CUDMANI (2006), HÜBNER (2007) und MEIER (2009) sowie SCHALLÜCK und GRABE (2011) ein Finite-Elemente Programm (FEM-

Software *Abaqus* bzw. *Ansys*) zur Erfassung der komplexen Randbedingungen der Pfahlgeometrie und des Anschlusses an das Hochbauwerk. Die Bodeneigenschaften werden durch ein elasto-plastisches Stoffmodell abgebildet. In den Berechnungen wurden verschiedene Größen der Pfahlimperfection untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass Pfahlknicken oberflächennah auch in Sandschichten maßgebend werden kann. Mit Messdaten aus einer Pfahlprobelastung an einem Pfahl  $D = 1$  m wurden die Modellannahmen und Randbedingungen validiert.

- Auch FENG et al. (2013) analysieren Knicklasten von teilweise gebetteten Stahlrammpfählen (Durchmesser 800 mm, Wandstärke 10 mm) mittels der 3-dimensionalen Finite-Elemente-Methode. Der Boden wird als ideal elastisches Medium in einem homogenen Halbraum idealisiert ( $E_s = 10$  MN/m<sup>2</sup>,  $\nu = 0,3$ ).

Die recherchierten Aufsätze zur Berechnung stabilitätsgefährdeter Pfähle zeigen, dass der Versagensmechanismus von vielen Einflussgrößen gesteuert wird. Neben der Bodenstützung beeinflussen Parameter wie die Schlankheit, Imperfection, Steifigkeit und Festigkeit des Pfahlquerschnitts in unterschiedlicher und bisweilen unbekannter Weise die Höhe der Pfahltraglast. Klare Nachweisgrenzen, ab welchen ein Stabilitätsversagen eines Pfahles ausgeschlossen werden kann, sind mit dem derzeitigen Wissensstand noch nicht festzulegen (VOGT und VOGT 2013a).

#### 1.4 Einschränkungen der Modelle

Alle in Abschnitt 1.3 aufgezählten Modelle basieren auf Annahmen und Idealisierungen, die in unterschiedlicher Genauigkeit und Zuverlässigkeit das Tragverhalten von stabilitätsgefährdeten Pfählen prognostizieren lassen. Dabei können bisweilen als maßgebend erkannte Einschränkungen in drei Gruppen zusammengefasst werden.

##### – **Tragverhalten Pfahlwerkstoff**

In den ersten Modellen, die für das Problem des Pfahlknickens entwickelt wurden, wird das mechanische Verhalten des Pfahlwerkstoffes als ideal elastisch angenommen. Damit können zwar Verzweigungslasten in erster Annäherung berechnet werden, ein Bruch des Pfahlwerkstoffes, der sich zum Beispiel durch sprödes Versagen mit Entfestigung oder plastisches Fließen mit hoher Duktilität auszeichnet, und ebenfalls die Traglast infolge einer Überbeanspruchung aus Pfahlnormalkraft und Biegemoment begrenzen kann, ist nicht abbildbar. Erst mit dem Modell nach WENNERSTRAND und FREDERIKSSON (1988) wurde ein Spannungsnachweis eingeführt, mit dem das Überschreiten der Materialfestigkeit in der Randfaser des Pfahlquerschnittes zu überprüfen ist. Dieser Ansatz wird auch von VOGT et al. (2005) aufgegriffen. OFNER und WIMMER (2007a) sowie VOGT und VOGT (2013a) adaptieren hierzu Nachweisformate und Sicherheitskonzepte aus der Stahlbaunormung. Tatsächlich ist das Werkstoffverhalten eines Verbundquerschnittes aus Beton bzw. Zementstein und Stahl sehr viel komplexer als eine elastische bzw. elastisch – plastische Idealisierung. Insbesondere für Verpresspfähle mit einem zentrisch eingestellten Tragglied aus Stabstahl konnte durch Pfahlprobelastungen und Vergleichsrechnungen durch VOGT et al. (2005) gezeigt werden, dass die Biegesteifigkeit infolge der Rissbildung schon bei vergleichsweise geringen Krümmungen deutlich abnimmt. Im Extremfall kann es zu einem Abplatzen des Zementsteins kommen, was eine Reduzierung der Biegesteifigkeit bis auf einen Wert, der allein aus dem Stahltragglied resultiert, bewirken kann.



– **Geometrie Ersatzstab und Imperfektionen**

Basis der Prognose horizontaler den Pfahlschaft stützender Kräfte ist die seitliche Verschiebung eines Pfahlabschnittes gegenüber einer Bodenschicht. Es ist leicht erkennbar, dass die Größe der horizontalen Verschiebungsrate des Pfahlschaftes unter Annahme einer ein- oder mehrwelligigen Knickfigur bei Vorgabe einer bestimmten axialen Setzungsgeschwindigkeit am Pfahlkopf stark von der initialen Vorverformung abhängt. Weicht ein Pfahl durch geometrische Imperfektion bereits vor Belastung von seiner planmäßig ideal geraden Achse ab, so wird sich je nach Bodensteifigkeit die sich einstellende Knickfigur affin zur Geometrie der Vorverformung einstellen. Entsprechend der Größe der Imperfektion reduziert sich damit die mit der Hilfe eines Ersatzstabes ermittelte aufnehmbare Pfahlnormalkraft erheblich (siehe Vergleichsrechnungen nach MEIER 2009 sowie VOGT und VOGT 2013a). Bisher gibt es keine frei zugängliche Datenbasis über die Größe der Imperfektion von Pfählen. Hinweise für anzusetzende Imperfektionen ergeben sich allein aus den Angaben der Entwurfs- und Materialnormen für die Materialien Stahl und Stahlbeton, welche jedoch kaum auf die Randbedingungen der Geotechnik übertragbar sind. Eine mögliche Übertragung von Erfahrungswerten aus der Baupraxis auf die anzusetzenden Werte der Imperfektion bei Mikropfählen ist nicht dokumentiert. Die Einflussgrößen und das Zusammenspiel mit verschiedenen Randbedingungen, welche die tatsächlich in situ auftretende Imperfektion eines Pfahlschaftes bestimmen, sind sehr komplex und umfassen vor allem die Homogenität des Baugrundes, den Durchmesser der Bohrung bzw. die Steifigkeit des Pfahltraggliebes bei Mikropfählen als Einstabverpresspfahles sowie die Anzahl der Muffungen im Bereich der Weichschicht. Ferner spielen das Bohrverfahren sowie die Erfahrung bei der Ausführung der Pfahlherstellung einen entscheidenden, jedoch schwer zu erfassenden Einfluss.

– **Stützwirkung Boden**

Bisweilen wird die elasto-plastische Mobilisierungsfunktion aus Festigkeiten bzw. Steifigkeiten ermittelt, welche aus den Ergebnissen von Sondierungen im Feld, Versuchen im Labor oder allgemein gültigen Erfahrungswerten abgeleitet. Die gängige Korrelation der undrainierten Scherfestigkeit mit den Steifigkeitsparametern etwa einer bilinearen oder hyperbolischen Mobilisierungsfunktion ist jedoch bodenmechanisch nicht zu begründen. Vielmehr ist nach Finite-Elemente Berechnungen von MEIER und CUDMANI (2006), HÜBNER (2007), MEIER (2009) sowie ZOU et al. (2010) die exakte Prognose der Steifigkeitsentwicklung bei bereits geringen Auslenkungen der Pfahlachse entscheidend für die Simulation des Biegeknickwiderstandes. Diese Anfangssteifigkeit ist jedoch im Allgemeinen nicht an den Bruch im undrainierten Bodenzustand gekoppelt. Vielmehr zeigen Erfahrungswerte eine erhebliche Bandbreite möglicher Steifigkeitswerte (DUNCAN und BUCHIGNANI 1976, JARDINE et al. 1984, TERMAAT et al. 1985). Die aus der Viskosität des Bodens herrührenden Effekte können mit den beschriebenen Modellen nicht erfasst werden. Daraus entsteht das Problem, dass zeitabhängige Verformungen (Kriechen) unterschätzt und Traglasten (Kriechbruch) zum Teil deutlich überschätzt werden können. Weiter können durch Konsolidationseffekte Bedingungen entstehen, welche den Ansatz einer Bodensstützung im undrainierten Zustand nicht plausibel erscheinen lassen. Ob durch diesen Umstand der Biegeknickwiderstand eines Pfahles erhöht oder verkleinert wird, hängt deutlich von der Bodenart bzw. der Steifigkeit im drainierten Zustand ab. Vergleichsrechnungen zeigen für Rechenparameter zur Beschreibung der Stützwirkung des Bodens, die aus Erfahrungswerten abgeleitet

wurden, nur eine geringe Vergrößerung der Pfahlwiderstände auch bei Ansatz vergleichsweise hoher Reibungswinkel (VOGT und VOGT 2013c). Dies gilt insbesondere für oberflächennahe Bodenschichten.

## 1.5 Abgrenzung der Problembehandlung und Zielsetzung

Schlanke Pfähle sind in ihrer Vielseitigkeit ein wirtschaftliches Gründungselement und haben daher ein breites Anwendungsspektrum gefunden (BRUCE et al. 1997, LIZZI 1998, JURAN et al. 1999 und CADDEN et al. 2004). In weichen Böden besteht jedoch die Gefahr des Pfahlknickens, welches die Tragfähigkeit bestimmen kann. Seit langem bestehende Anwendungsregeln, welche in bestimmten Fällen ein Pfahlversagen infolge Biegeknickens a priori ausschließen, oder Berechnungsmodelle, die auf einer elastischen Idealisierung von Boden und Pfahlschaft aufbauen, sind wissenschaftlich durch Vergleichsrechnungen oder Versuche nicht begründbar und durch Schadensfälle sowie Pfahlprobelastungen in Frage gestellt worden (vgl. Abschnitt 1.2).

Im Gegensatz dazu zeigen analytische Lösungen zur Verzweigungslast des Systems Pfahl – stützender Boden und Nachweisformate, die auf Stahlbau- oder Geotechniknormen abgestimmt sind, dass unter Berücksichtigung von normenkonformen Werten zur Imperfektion für unterschiedliche Stahlprofile und einer elasto-plastischen Bodenstützung basierend auf dem undrainierten Bodenwiderstand, nur vergleichsweise geringe aufnehmbare Normalkräfte im Fall Biegeknicken berechnet werden können. Diese geringen Bemessungswerte des Traglastniveaus werden sowohl bei der Anwendung des Sicherheitskonzeptes unter Annahme der Bemessung des inneren Bauteilwiderstandes des Pfahles (OFNER und WIMMER 2007a, VOGT und VOGT 2013a) als auch bei Anwendung der Sicherheitsbeiwerte aus der europäischen Geotechniknormung, die eine Grundbruchanalogie voraussetzen, berechnet (FREDERIKSSON et al. 1995, Berichte der „schwedischen Pfahlkommission“ 1998, 2003 sowie 2011). Eine deutschsprachige Erläuterung des in Skandinavien üblichen Konzeptes der Pfahlbemessung zum Biegeknickwiderstand wird in VOGT und VOGT (2013b) gegeben.

Derart geringe Werte der Tragfähigkeit stehen zumindest bei Mikropfählen ebenfalls im Widerspruch zu praktischen Erfahrungen aus Bauprojekten und Pfahlprobelastungen. Auch bei größeren Pfählen meist aus geramnten Stahlrohrprofilen begrenzt rechnerisch Biegeknicken unter den meisten Randbedingungen die Pfahltraglast (VOGT und VOGT 2013b und 2013c). Experimentelle Nachweise hierfür stehen jedoch noch aus und sind aufgrund der vergleichsweise aufwändigen Druckbeanspruchung des Versuchspfahles nicht ohne weiteres durchzuführen. Zudem wird aufgrund der geringen Duktilität der Versagensart Pfahlknicken vor allem in den anzusetzenden Abminderungsbeiwerten zur Imperfektion des Pfahls eine vergleichsweise hohe Sicherheit berücksichtigt, deren Größe nur durch eine entsprechende große Anzahl an Versuchsergebnissen und deren statistische Auswertung hinterfragt werden kann.

Neben Fragestellungen zur Entwicklung eines realistischen Modells zur Erfassung des nichtlinearen Verhaltens des Pfahlquerschnittes insbesondere bei Pfählen bestehend aus einem Verbund Stahl – Beton bzw. Zementstein und dem Ansatz realitätsnaher Abminderungsfaktoren, welche Imperfektionen aus Geometrie und Pfahlwerkstoffen erfassen müssen, enthält die Beschreibung

der stützenden Wirkung des umgebenden Bodens in den publizierten Aufsätzen starke Vereinfachungen und berücksichtigt nur wenige Einflussparameter wie etwa die Scherfestigkeit der weichen Bodenschicht. Wird an der Grundidee festgehalten, dass die Berechnung des Biegeknickwiderstandes des Einzelpfahles an einem Ersatzstab erfolgt, an welchem quer zur Stabachse eine Bodenstützkraft wirkt, so können wesentliche Effekte identifiziert werden, bei deren Berücksichtigung bzw. genaueren Modellierung eine zutreffendere Prognose des Biegeknickwiderstandes von Pfählen zu erwarten ist.

– **Nichtlinearer Verformungswiderstand gegen horizontale Pfahlbeanspruchung**

Basis der Prognose horizontaler den Pfahlschaft stützender Spannungen ist die Entwicklung einer primär bodenspezifischen Mobilisierungsfunktion bzw. *p-y-curve*. Realitätsnahe Verformungswiderstände weicher Böden unterscheiden sich zum Teil erheblich von der für den Biegeknicknachweis bisweilen verwendeten elasto-plastischen Idealisierung des Bodenwiderstandes (siehe Abbildung 1.2). In der Arbeit sollte untersucht werden, welche Grundformen Mobilisierungsfunktionen annehmen können und welche charakteristischen Punkte für deren Beschreibung geeignet sind. Das effektive Spannungsniveau sowie die Geschichte der Probenherstellung mit den wesentlichen Einflüssen aus Überkonsolidierungsgrad, viskose Dehnung und Strukturbildung haben hierzu den signifikantesten Einfluss, was durch Experimente und numerische Finite-Elemente Berechnungen evaluiert wurde.

– **Anwendbarkeit von Mobilisierungsfunktionen bei sehr weichen Böden**

Die in der Literatur angegebenen Hinweise zur Konstruktion von Mobilisierungsfunktionen beziehen sich auf Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit, welche in einem Bereich ab einer stichfesten Konsistenz (ca.  $c_u > 20 \text{ kN/m}^2$ ) liegt (REESE und VAN IMPE 2001). Erkenntnisse für weichere Böden im Übergangsbereich von der breiigen zur flüssigen Konsistenz liegen nicht vor. Einige Regelwerke sehen es vor, für sehr weiche Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$  keinerlei Widerstände anzusetzen, was in jedem Fall eine sehr konservative Annahme ist. Insbesondere diese Grenzen sollten mit der vorliegenden Arbeit hinterfragt und experimentelle Nachweise erbracht werden, welche die Möglichkeit einer positiven Berücksichtigung selbst sehr geringer Stützkräfte im undrainierten Bodenzustand beim Nachweis der Pfahlstabilität zeigen sollen. Es werden Angaben der Literatur überprüft und auf die besonderen Eigenschaften sehr weicher Böden abgestimmte Ansätze gegeben, die eine Basis der Korrelation zwischen den charakteristischen Werten der *p-y-curve* und bodenmechanischen Parameter sowie Ergebnissen aus Indexversuchen darstellen. Dies betrifft insbesondere die Steifigkeit bei Verformungen weit vor dem Bodenversagen.

– **Einfluss Konsolidation**

In der Baupraxis wird der Nachweis der Biegeknicksicherheit bisweilen ausschließlich für den undrainierten Bodenzustand geführt. Nur MEEK (1999) führt an, dass auch locker gelagerte Sande im drainierten Zustand ein seitliches Ausweichen des Pfahlschaftes möglich machen, wobei der Bodenwiderstand aus dem effektiven Reibungswinkel ermittelt wird. Insbesondere bei weichen feinkörnigen Böden bietet der Ansatz drainierter Widerstände deutliche Traglaststeigerungen. Dabei ist jedoch genau zu prüfen, ob und unter welchen Umständen der Nachweis für drainierte Bodenwiderstände geführt werden kann. Erste Berechnungen, welche den Einfluss

der Konsolidation auf den horizontalen Pfahlwiderstand dokumentieren, sind von SHAHROUR und ATA (2002) durchgeführt worden und dokumentieren deutliche „Traglastreserven“. Wie bereits in der Problemskizzierung des Abschnittes 1.1 näher erläutert wird, bilden Belastungsrate, Durchlässigkeit sowie der Pfahldurchmesser die wesentlichen Parameter ab, welche die Konsolidation steuern. Diese Größen wurden durch experimentelle Untersuchungen und numerische Berechnungen systematisch untersucht. Ziel war die genauere Beschreibung der Abhängigkeiten und wenn möglich die Angabe von systemabhängigen Grenzen, ab welchen der Verzicht auf einen Nachweis für den undrainierten Bodenzustand plausibel und damit den Anforderungen der Sicherheit genügend ist.

#### – **Einfluss Bodenviskosität**

Die Ausführungen in Abschnitt 1.1 geben an, dass bei hohen Ausnutzungsgraden der Scherfestigkeit des stützenden Bodens überproportionale Verformungen infolge der Bodenviskosität entstehen können. Im Grenzfall kann bei stark kontraktanten Böden ein Kriechbruch, der zeitlich verzögert eintritt, maßgebend den Versagensfall Pfahlknicken bestimmen. Derartige Überlegungen gehen zum Teil auf Erkenntnisse aus Pfahlprobelastungen zurück bei denen das Pfahlversagen infolge Biegeknickens nicht während einer Laststeigerung erfolgte, sondern während einer Versuchsphase, bei der die Pfahlnormalkraft konstant gehalten wurde (VOGT et.al. 2005). Bereits VIK (1962), der eine elastische Idealisierung der Bodenstützung annimmt, empfiehlt eine Reduzierung der Steifigkeit der Pfahlbettung für „Dauerlasten“, was das Kriechen der weichen Bodenschicht berücksichtigen soll. Mit den getätigten Experimenten und Berechnungen ist die Bewertung des Einflusses der Bodenviskosität auf die Bodenstützwirkung zentraler Bestandteil dieser Arbeit. Hierzu geben insbesondere Labor- und Feldergebnisse aus dem Problemkreis der Bewertung von Drucksondiererergebnissen bei Variation der Eindringgeschwindigkeit wesentliche Hinweise (LUNNE et al. 1997 und LEHANE et al. 2009). Geklärt werden sollte neben der Frage zum möglichen Auftreten eines Kriechbruches insbesondere der Einfluss der Belastungsrate durch den sich ausbiegenden Pfahlschaft.

#### – **Einfluss Struktur und Anisotropie**

Aus veröffentlichten Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von Böden im Bereich sehr geringer Spannungen ist bekannt, dass bei sehr weichen feinkörnigen Böden Widerstände, welche durch Struktureffekte hervorgerufen werden, im Bezug zum „totalen“ Verformungswiderstand gegenüber kompressibler und scherender Beanspruchung signifikant sein können (VAID und CAMPANELLA 1977, GRAHAM et al. 1983, TATSUOKA et al. 2000). Es ist damit zu rechnen, dass diese Einflüsse die zeitabhängige Interaktion eines Pfahles, umgeben von einer weichen natürlich abgelagerten Bodenschicht, maßgeblich beeinflussen. Einhergehend mit der Bildung strukturbedingter Widerstände eines Bodens zeigen Proben weicher Schichten meist aufgrund ihrer Ablagerungsgeschichte ein ausgeprägt anisotropes Materialverhalten. Das Verformungsverhalten, welche in einem triaxialen Kompressionsversuch ermittelt wurde kann damit nicht ohne Weiteres auf die Konstruktion einer für das Knickproblem maßgebenden Mobilisierungsfunktion übertragen werden, da sowohl Steifigkeits- als auch Festigkeitseigenschaften in anisotropen Böden stark von der Beanspruchungsrichtung abhängen. Die Evaluierung von Effekten aus Struktur und Anisotropie ist experimentell schwierig und stark abhängig von der Diagenese und

Belastungsgeschichte einer Bodenschicht. Daher wurde vorab kein Anspruch der Arbeit dahingehend festgelegt, für möglichst viele Böden und Standorte Angaben zur Größe und Berücksichtigung dieser Einflussgrößen zu machen. Vielmehr werden Unterschiede zwischen dem Verhalten ideal amorpher weicher feinkörniger Böden und strukturierter anisotroper Böden herausgearbeitet. Es werden Hinweise gegeben, unter welchen Umständen Strukturwiderstände in Mobilisierungsfunktionen berücksichtigt werden können und wie anisotrope Eigenschaften das mechanische Verhalten und insbesondere die Konsolidation steuern.

Mit einer genaueren Kenntnis der seitlichen bodenspezifischen Pfahlstützung, die den oben genannten Problemkreis berücksichtigt, sollten mit der vorliegenden Arbeit Wissenslücken geschlossen werden, damit das Sicherheitsniveau von stabilitätsgefährdeten Pfahlsystemen zutreffender ermittelt werden kann. Dabei fließen die Forschungsergebnisse zunächst weiter in die Bemessung anhand eines Ersatzstabes, der den gebetteten Einzelpfahl wiedergibt, ein. Wie Vergleichsrechnungen zeigen, haben auch pfahlspezifische Einflussparameter deutlichen Einfluss auf den Pfahlwiderstand. Die werkstoff- und querschnittsabhängige Imperfektion, Effekte aus der Pfahlherstellung sowie die genauere Beschreibung des mechanischen Materialverhaltens der lastabtragenden Pfahlwerkstoffe und deren Verbundwirkung insbesondere bei den weit verbreiteten Einstabverpresspfählen sollten in weiterführenden Arbeiten interdisziplinär zusammen mit konstruktiven Ingenieuren behandelt werden.

Eine alternative Grundidee zur Berechnung des Biegeknickwiderstandes besteht in der ganzheitlichen Modellierung der maßgebenden Gründungssituation durch ein Modell basierend auf Finiten-Elementen (vgl. MEIER und CUDMANI 2006 sowie MEIER 2009). Eine derartige Herangehensweise bezogen auf Einzelpfähle sollte erst in einem abschließenden Arbeitsschritt behandelt werden (Abschnitt 6.4). Mit dem zunächst in dieser Arbeit verfolgten Ansatz einer lokalen Betrachtung der zeitabhängigen Stützwirkung weicher Böden auf einen Pfahlschaft wird eine unmittelbare Nutzung der Erkenntnisse in den etablierten Berechnungsverfahren gemäß den Texten der EA-Pfähle (2012) möglich. Eine praxisnahe Anwendbarkeit ist ohne größeren rechentechnischen Aufwand direkt gegeben.

Dennoch bildet die 3-dimensionale Abbildung der Interaktion zwischen Gründung und Boden (ganzheitlicher Ansatz) z. B. mittels Volumenelementen in Finite-Elemente Modellen zahlreiche Vorteile bei Randbedingungen, welche nicht durch die in dieser Arbeit entwickelten Mobilisierungsfunktionen für den Ansatz einer lokalen Stützung des Pfahlschaftes gedeckt sind. Diese betreffen im Weiteren z. B. die auf die Mobilisierungsfunktion Einfluss nehmenden Eigenschaften von deutlich vom Kreisprofil abweichende Geometrien des Pfahlschaftes, stark schwankende Beanspruchungsraten sowie Effekte aus Ent- und Wiederbelastung, zyklischer oder dynamischer Beanspruchung. Ferner können Einflüsse aus der Interaktion mit weiteren Bauteilen wie Tunnel, Verbauwände oder nahe Fundamente analysiert werden. Die Wirkung von Pfahlgruppen, bei denen insbesondere im Fall geringer Pfahlabstände eine Reduzierung der Bodenstützung zu erwarten ist, kann berechnet werden. Auswirkungen einer positiven wie negativen Mantelreibung, Geländeneigung und eine stark unterschiedliche Schichtenabfolge im Untergrund auf den Biegeknickwiderstand können implizit berechnet werden

## 1.6 Skizze des Arbeitskonzeptes

Für eine Gliederung des Arbeitskonzeptes haben sich 4 Teilziele angeboten, welche überwiegend chronologisch aufeinander aufbauend bearbeitet wurden.

### – Teilziel Elementversuch an sehr weichen feinkörnigen Böden

Zum überschaubaren Verständnis des Bodenverhaltens ist die Reduzierung auf möglichst wenige wesentliche Einflussparameter, welche die komplexe Interaktion zwischen einem pfahlartigen Gründungselement und dem umgebenden Boden in Abhängigkeit von der äußeren Belastung bestimmen, notwendig. Die übliche Form zur Untersuchung des Bodenverhaltens ist der bodenmechanische Elementversuch (Abschnitt 4.4). An den Rändern einer Bodenprobe werden dabei Spannungen oder Verformungen vorgegeben, welche ein möglichst homogenes Spannungs- und Dehnungsfeld innerhalb der Bodenprobe bewirken sollen. Elementversuche bilden in dieser Arbeit die Basis zur Kalibrierung und der aufbauend auf Spezialversuchen anschließenden Validierung eines Stoffmodells. Mit diesem wird in den Teilzielen zur Durchführung und Nachrechnung von Modellversuchen sowie in den Extrapolationsrechnungen der den Pfahl umgebende Boden unter Anwendung der Finite-Element Methode idealisiert.

Die relevanten Böden charakterisieren sich vor allem durch ihre geringe Festigkeit und hohe Kompressibilität. Dies macht eine sorgfältige Probenvorbereitung und den Einsatz spezieller Versuchstechnik notwendig. Ein Schritt der Forschungsarbeiten war daher die Entwicklung, Konstruktion und Inbetriebnahme versuchstechnischer Geräte, welche speziell auf die Anforderungen zur Untersuchung sehr weicher feinkörniger Böden abgestimmt wurden. Die verwendete Versuchstechnik ermöglichte die Bestimmung des Bodenverhaltens unter Kompression und Scherung im Ödometer (Abschnitt 4.4.4) bzw. Triaxialgerät (Abschnitt 4.4.5). In zwei neu entwickelten und in Betrieb genommenen Triaxialversuchsständen können Bodenproben unter  $K_0$ -Bedingungen, also bei behinderter Seitendehnung, konsolidiert und unmittelbar darauf deviatorisch (scherend) beansprucht werden. Dabei ermöglicht die Konstruktionsart der Triaxialzelle Untersuchungen bis zu extrem geringen Verformungswiderständen im Übergangsbereich zum flüssigen Konsistenzbereich. Störungen durch die Probenherstellung wurden durch eine Stützvorrichtung innerhalb der Triaxialzelle, welche erst nach der Aufbringung des Zellendruckes entfernt wurde, minimiert.

Mit den Versuchsergebnissen der Kompressions- und Scherversuche erfolgte die Kalibrierung des SSC-Stoffmodells nach NEHER und VERMEER (1998) im Finite-Elemente Programm *Plaxis* (Abschnitt 5.3). Dazu wurden Stoffmodellparameter zunächst anhand von Standardödometerversuchen mit Ent- und Wiederbelastungszyklus und einfachen triaxialen Kompressionsversuchen bei konstanter Beanspruchungsrate kalibriert (Abschnitt 5.4). Zur Prüfung der Leistungsfähigkeit bzw. zur Validierung der Simulationsmöglichkeiten wurden Ödometerversuche mit stark variierenden Beanspruchungsraten und vorschubgesteuerte Ödometerversuche verwendet. Ergänzt wurde die Validierung durch Ergebnisse aus Versuchen im Triaxialgerät, bei denen ebenfalls innerhalb eines Versuches die Vorschubgeschwindigkeit deutlich um mehrere Größenordnungen variiert wurde. Ferner wurden zur Analyse von Viskosität, Struktureffekten und einer möglichen Anisotropie triaxiale Kriechversuche unter drainierten, drainierten und undrainierten Bedingungen sowie triaxiale Extensionsversuche durchgeführt.

– **Teilziel Modellversuche zur zeitabhängigen Interaktion Pfahlschaft – Boden**

Die Kontrolle der Simulation der Interaktion zwischen weichem Boden und Pfahlschaft mittels numerischer Berechnungsmethoden wurde durch Daten aus modellmaßstäblichen Belastungsversuchen erreicht (Abschnitt 4.5). In den modellmaßstäblichen Belastungsversuchen wurden die Wechselwirkungen zwischen Boden und Pfahlschaft unter definierten Randbedingungen erforscht. Hierfür wurde eine größere Versuchsanlage in Betrieb genommen, in welcher Boden eindimensional konsolidiert werden kann. Über eine seitliche Führung gehalten, wurde jeweils vor dem Einbau des Bodens ein Segment eines modellhaften Pfahles eingestellt. Nachdem der Boden unter einer bestimmten Spannung eindimensional konsolidiert wurde, konnte das Pfahlsegment über die seitliche Führung horizontal belastet werden. Neben der seitlichen Verschiebung des Pfahlprofils wurden lokal Erddrücke (totale Spannungen) und Porenwasserdrücke erfasst.

Aus dem Versuchsablauf wurde die Simulation der zeitabhängigen horizontalen Verformung des Pfahlsegmentes mittels numerischer Berechnungsmethoden formuliert (Abschnitt 5.5). Dabei wurden die durch die Messdaten aus den Elementversuchen kalibrierten Stoffmodellparameter verwendet. Da grundsätzliche Charakteristika der Boden – Pfahl Interaktion mit dem Finite-Elemente Modell reproduziert werden konnten, ist eine vergleichsweise robuste Aussagekraft der Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen, auf denen im Weiteren die konstruierten zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen aufbauen, gegeben. Parallel dazu wurde jedoch zusammen mit den Erkenntnissen der Elementversuche erkannt, dass Struktureffekte und Anisotropie die Stützdrücke auf den Pfahlschaft stark beeinflussen können. Dies gilt im Besonderen bei Böden, die durch eine natürliche Diagenese über geologische Zeiträume entstanden sind. Die Ergebnisse wurden derart aufbereitet, dass für baupraktische Fragestellungen Informationen und Interpretationsmöglichkeiten zu standortspezifischen Zusatzuntersuchungen gegeben werden können, was schlussendlich eine genauere Bestimmung der Mobilisierungsfunktion ermöglicht.

– **Teilziel Extrapolationsrechnungen zur Zeitabhängigkeit von Mobilisierungsfunktionen eines seitlich belasteten Pfahlelementes**

Aus den Ergebnissen der vorangehenden Teilziele wurde zusammen mit einer Auswertung von Literaturquellen ein Modell zur Prognose von zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen weicher bis nahezu flüssiger Böden geschaffen. Das Modell umfasst die Betrachtung der Einflüsse aus den Bodeneigenschaften, der Pfahlgeometrie und der Belastungsrate. In einer Erweiterung wurden diese Mobilisierungsfunktionen in das Modell zur Prognose zeitabhängiger Traglasten und Verformungen stabilitätsgefährdeter Pfahlsysteme implementiert.

Um die Übertragung der Ergebnisse auf realistische Baugrund und Gründungsbedingungen zu ermöglichen, und im Hinblick auf eine Anwendung des Prognosemodells bei baupraktischen Fragestellungen war die Extrapolation der durch die Belastungsversuche im Modellmaßstab erhaltenen Erkenntnisse notwendig (Abschnitt 5.7). Diese Extrapolation umfasste sowohl die Berücksichtigung größerer Pfahldurchmesser und damit längerer Drainwege als auch sehr langsame Belastungsabfolgen, die aus dem Baufortschritt und der anschließenden Lebensdauer eines Bauwerkes abzuleiten sind. Als Werkzeug für die Extrapolation wurde ein ähnliches Finite-Elemente Modell verwendet, wie es bereits in den Validierungsrechnungen der modellhaften Belastungsversuche zum Einsatz kam.

– **Teilziel Modellbildung zur Ermittlung des Biegeknickwiderstandes von Pfählen in weichen Böden**

Die Ermittlung des Biegeknickwiderstandes von Pfählen in weichen Böden ist ein komplexes geotechnisches Randwertproblem, das in unterschiedlichen Stufen der Idealisierung gelöst werden kann (siehe Ergebnisse der Literaturrecherche in Abschnitt 1.3).

Als erster Ansatz wurde im Rahmen der in dieser Arbeit vorgestellten Forschungsarbeiten von VOGT et al. (2005) ein Ersatzstabmodell verwendet, dessen Knicklänge von der unveränderlich angenommenen Bodensteifigkeit und Biegesteifigkeit des Pfahles abhängt. Die Bestimmungsgleichung für den Biegeknickwiderstand berücksichtigt eine zur Knickhalbwellenlänge affine Vorverformung aus Imperfektion. Die Bodenstützung wurde als elastisch-plastische bzw. bilineare Mobilisierungsfunktion stark idealisiert. Die Berechnungsmethode wurde in der 1. Auflage der EA-Pfähle (2007) vorgestellt. Basierend auf der vergleichsweise einfachen Modellbildung wurden drei unterschiedliche Rechenmethoden untersucht, die in diesem Bericht vorgestellt werden. Die 1. Berechnungsmethode (Abschnitt 6.2) basiert auf den Ansätzen nach VOGT et al. (2005) und berücksichtigt einen Ersatzstab auf Basis der Knickhalbwellenlänge, die sich allein aus der Bodensteifigkeit und der Biegesteifigkeit des Pfahles berechnet. Die Bodenstützung wird jedoch im Gegensatz zur bisher elastisch-plastischen Idealisierung unter Verwendung der in dieser Arbeit zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen im Modell abgebildet.

In der 2. Berechnungsmethode (Abschnitt 6.3) ändert sich die Knickhalbwellenlänge entsprechend der zeitabhängigen und nicht-linearen Mobilisierungsfunktionen. Dazu ist der Ansatz einer inkrementellen Formulierung im Zeitschrittverfahren notwendig (GABR et al. 1997 und SHERAFATI et al. 2012). Für jeden Zeitschritt wird die aus der Pfahlbelastung folgende äußere Energie gegenüber den Anteilen der inneren Energie aus der Pfahlbiegung und Bodenstützung für unterschiedliche Knickhalbwellenlängen gegenübergestellt. Die rechnerisch sich einstellenden Verformungsfiguren folgen dem Prinzip der minimalen Energieaufnahme im System.

Der in der 3. Berechnungsmethode (Abschnitt 6.4) verfolgte Ansatz basiert auf einer Modellbildung in einem drei-dimensionalen Finite-Elemente-Programm (MEIER 2009). Mit diesem Ansatz können komplexe Untergrundsituationen, inhomogene Spannungsverteilungen im Boden sowie geometrisch anspruchsvolle Gründungen ganzheitlich abgebildet werden. Dazu sind die relativ einfache Simulation unterschiedlicher Belastungsabfolgen zur Wiedergabe des Bauablaufes sowie von neben der Pfahlbeanspruchung weiteren äußere Einwirkungen, die zu einer passiven seitlichen Beanspruchung des Pfahles führen können, möglich.

Unabhängig davon, mit welcher Berechnungsmethode der Biegeknickwiderstand eines Pfahles rechnerisch ermittelt wird, ist die Nachweisführung unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach den Eurocodes gleich. Im Rahmen der Forschungsarbeit wurde dazu für den praktischen Anwender ein geschlossenes Verfahren bereitgestellt (VOGT und VOGT 2013a), das in die 3. Auflage der EA-Pfähle (2016) einfließt.



## **2 Kenntnisstand zum Verhalten weicher feinkörniger Böden**

### **2.1 Diagenese und Grundlagen der Beschreibung weicher Böden anhand beispielhafter Untergrundsituationen**

#### **2.1.1 Entstehung weicher Böden und Klassifikation**

Auf natürlichem Weg entstandene weiche Bodenschichten bestehen aus jungen Ablagerungen der neueren Erdgeschichte innerhalb des Quartärs, das durch seine charakteristischen Vereisungsperioden und den dazwischen liegenden wärmeren Klimaten geprägt war. Mit einem Alter von nur etwa maximal 10000 Jahren sind dabei besonders die Schichten des Holozäns relevant (alte Bezeichnung: Alluvium). Neben Schichten aus dem Holozän können unter bestimmten Randbedingungen auch Formationen aus dem älteren Erdzeitalter des Pleistozäns für weiche Böden charakteristische bautechnische Eigenschaften aufzeigen. Dies betrifft mit einem Alter von maximal gut 100 000 Jahren vor allem Schichten des Jungpleistozäns, aber auch ältere Formationen, wenn sie der Verwitterung ausgesetzt sind und zum Aufweichen durch Wasserzutritt infolge geringer Effektivspannungen neigen (Verwitterungsböden, GROTZINGER et al. 2008, WALLRAUCH 1969). Insbesondere durch Bergbautätigkeit können weiche Bodenschichten mit relevanten Abmessungen auch anthropogen entstanden sein. Diese Flächen beinhalten z.B. Bergbaurückstände, die bei der Separierung der zu gewinnenden Rohstoffe anfallen (*Tailings*), oder Abraummateriale, das in der Regel den abzubauenen Rohstoff überdeckt (Kippen), und können durch eine im Allgemeinen angestrebte Nachnutzung (Flächenrecycling) baulich in Anspruch genommen werden (z.B. VOGT 2003, GALILÄER und BENNEWITZ 2008, VOGT et al. 2013 sowie VOGT und VINZELBERG 2014).

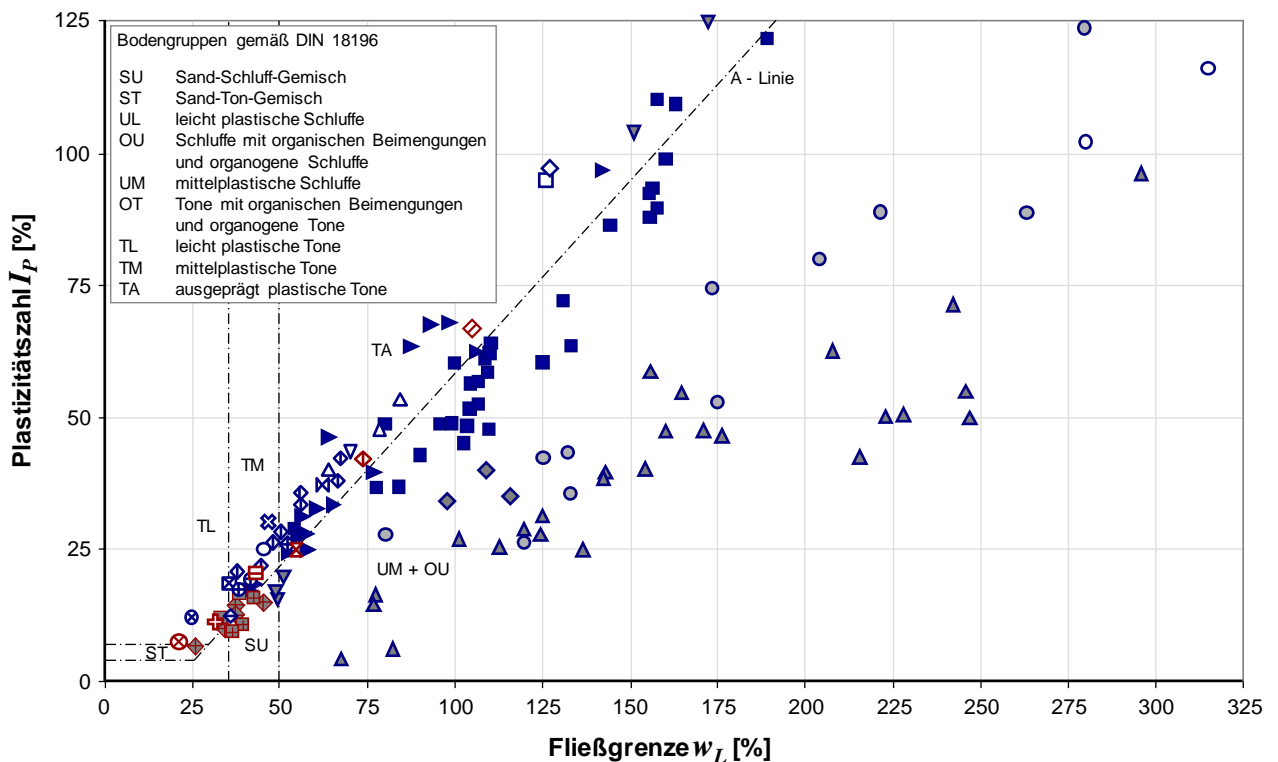
Im bautechnischen Sinn können hinsichtlich ihrer Entstehung und Zusammensetzung Weichschichten aus überwiegend mineralischen Partikeln und Böden, in denen organische Bestandteile das Gefüge und die Verformungseigenschaften bestimmen, unterschieden werden (MITCHELL 1976). Organische Böden, welche als biogenes Sediment entstanden sind, bestehen aus Ablagerungen pflanzlicher und tierischer Materialien, können jedoch dabei zu unterschiedlichen Anteilen auch mineralische Bestandteile besitzen. Als jüngstes biogenes Sediment wird Torf aus Nieder- und Hochmooren bezeichnet (GROTZINGER et al. 2008). Mit wachsendem geologischem Alter zersetzen sich die organischen Bestandteile je nach Randbedingungen unterschiedlich weiter. In vom Menschen genutzten Gebieten (Kulturland) sind durch Grundwasserabsenkung stark zersetzte Torfe in ehemaligen Niedermooren entlang von Flüssen oder in Küstennähe stark verbreitet (HENDL und LIEDTKE 1997). Biogen entstandene Torfe weisen bautechnisch sehr anspruchsvolle Eigenschaften auf und können mit üblichen Versuchstechniken und Modellen für weiche vorwiegend aus mineralischen Ton- und Schluffpartikeln bestehende Böden nicht oder meist nur sehr eingeschränkt beschrieben werden (GUDEHUS 2001). Dabei ist die Abbildung des Verhaltens unter Scherung noch weitgehend ungelöst bzw. nur auf bestimmte Spannungspfade und Randbedingungen abgestimmt worden (KRIEG 2000, EDIL 2001, LONG 2005, MESRI und AJLOUNI 2007). Kompressibles Verhalten kann im Hinblick auf Effekte aus Konsolidation und Bodenviskosität für baupraktische Fragestellungen

gen wie Setzungsprognosen hinreichend genau wiedergegeben werden (HAAN 1996, EDIL 2003, BUJANG et al. 2014, BAGHERPOUR 2016). Ansätze zur Erfassung von Strukturänderungen insbesondere durch chemische Zersetzungsprozesse und den damit verbundenen komplexen Interaktionen zwischen der Gas-, Feststoff und Wasserphase sind noch Gegenstand der Grundlagenforschung (BUJANG et al. 2014).

Der Fokus dieser Arbeit liegt in der Auseinandersetzung mit Bodenschichten aus klastischen Sedimenten und deren Wechselwirkung mit Bauteilen der Tiefgründung. Diese Schichten entstehen nach der Erosion und dem anschließenden Transport durch Sedimentation feinkörniger mineralischer Partikel überwiegend im Korngrößenbereich von Schluff und Ton. Dabei können in unterschiedlicher Ausprägung organische Bestandteile mit sedimentiert werden bzw. durch biologische Prozesse innerhalb einer bereits abgelagerten weichen Bodenschicht entstehen. Auch für diese Böden haben organischen Bestandteile wesentlichen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften sowie deren Beschreibung durch theoretische Modelle. Böden, deren Struktur maßgebend von organischen oder organogenen Bestandteilen geprägt ist, werden in dieser Arbeit nur am Rande vergleichend mit diskutiert. Dies betrifft insbesondere Böden wie Mudden mit hohen organischen Anteilen als limnisches Sediment und Wiesenkalk (auch Alm) sowie Torf, wie sie unter anderem in der Arbeit von KRIEG (2000) in Bezug auf bautechnische Eigenschaften mit bodenmechanischen Laborversuchen eingehend untersucht wurden.

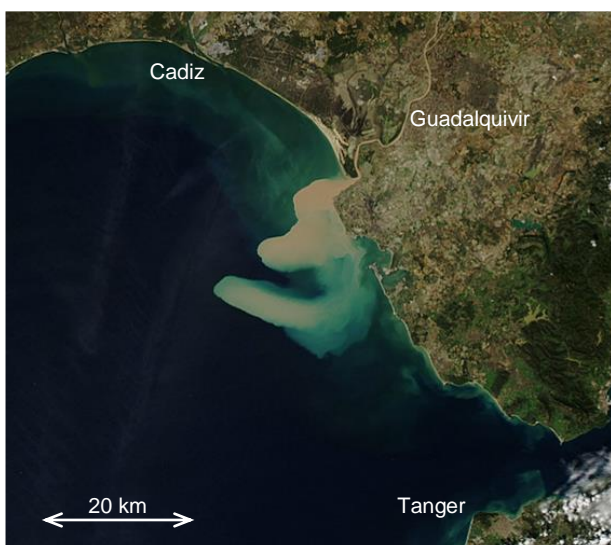
Eine Übersicht zur Plastizität organischer Böden und Böden mit organischen Beimengungen aus dem Bereich der norddeutschen Tiefebene bietet Abbildung 2.1. Böden mit organischen Beimengungen, deren mechanisches Verhalten überwiegend durch die feinkörnigen mineralischen Partikel bestimmt wird, liegen im Bereich der sog. A-Linie, welche von CASAGRANDE (1947) empirisch festgelegt wurde und den Bereich der nicht organischen Tone und Schluffe vom Bereich der Böden mit organischen Beimengungen und organogenen Böden trennen soll. Es wird deutlich, dass organische Böden wie Torf und Mudde eine gegenüber mineralischen Böden bzw. Böden mit einem begrenzten Anteil organischer Bestandteile deutlich unterschiedliche Charakteristik aufweisen, was unter anderem durch ein sehr hohes Wasserbindevermögen begründet ist. In diesem Zusammenhang können gering zersetzte Torfe und markant strukturierte Mudden auch noch eine gegenüber der maximalen Skalierung in Abbildung 2.1 sehr viel höhere Fließgrenze  $w_L$  von bis zu 1000 % aufweisen (RACKWITZ et al. 2011).

Größere Bedeutung für geotechnische Fragestellungen haben neben den in jedem Fall bautechnisch sehr komplexen biogenen Sedimenten aufgrund der in vielen Regionen zu beobachtenden Konzentration menschlicher Siedlungsaktivität an Küsten und Flüssen vor allem geologisch junge marine und fluviale Sedimente. Daneben können etwa im alpinen Raum oder in Nordamerika glazial entstandene Seen mächtige Schichtpakete feinkörniger limnischer Ablagerungen besitzen. Die Ausdehnung möglicher Ablagerungsbereiche feinkörniger Böden im Mündungsbereich größerer Flüsse von einigen wenigen Quadratkilometern bis zu mehreren 10 000 km<sup>2</sup> dokumentiert Abbildung 2.2.



- |  |  |   |  |
|--|--|---|--|
| <p>Daten aus KRIEG (2000)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▼ Klei, Rotterdam</li> <li>◆ Wiesenkalk, Blankensee</li> <li>▲ Mudde, Schwerin</li> </ul> <p>Daten aus KAUSCH (2010)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▶ Klei, Hamburg</li> <li>■ Schlick, Hamburg</li> <li>● Torf, Hamburg</li> </ul> <p>Daten aus RACKWITZ et al. (2011)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Torf und Mudde, Brandenburg</li> </ul> | <p>Daten aus HVORSLEV (1937) und SKEMPTON (1944)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>□ Kleinbelt Ton</li> <li>◇ Argile Pastique</li> <li>▽ Bothkennar Clay</li> <li>△ London Clay</li> <li>◇ Oxford Clay</li> <li>○ Wiener Tegel</li> <li>⊠ Magnus Clay</li> <li>⊗ Lower Cromer Till</li> </ul> | <p>Daten aus KUNTSCHKE (1982)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>⊠ Goldhäuser Kaolin</li> </ul> <p>Daten aus CHUNG et al. (2003)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>⊕ Yangsan Clay</li> </ul> <p>Daten aus SOUMAYA (2005)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>◇ Kassler Kaolin</li> </ul> <p>Daten aus LEHANE et al. (2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>⊠ UWA Kaolin</li> </ul> <p>Daten aus LIU et al. 2011</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>◇ Lianyungang Clay</li> </ul> | <p>eigene Versuche</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>◇ Moosburger Bentonit</li> <li>◇ Kemmlitzer Kaolin (EKA-S)</li> <li>⊠ Kemmlitzer Kaolin (KFL)</li> <li>⊠ Großheirather Rot</li> <li>⊕ Moräne Planegg</li> <li>⊗ Moräne Planegg, feinsandig</li> <li>⊠ nicht publizierten Versuche</li> <li>◇ Seetone Rosenheim</li> <li>⊠ Seetone Konstanz</li> <li>⊠ Seetone Starnberg</li> </ul> |
|--|--|---|--|

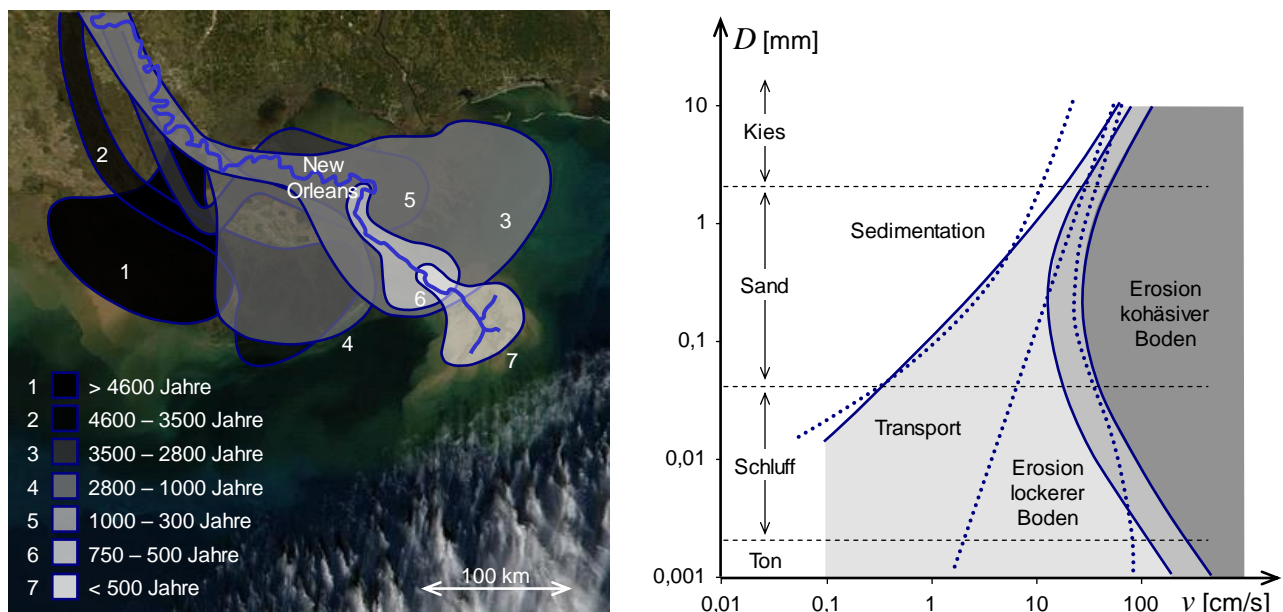
**Abbildung 2.1: Plastizität feinkörniger Böden mit überwiegend mineralischen Partikeln und organischer bzw. organogener Böden**



**Abbildung 2.2: Fluvialer Transport feinkörniger Böden (Aufnahmen aus MODIS 2013)**

Gut zu erkennen ist in Abbildung 2.2 der Sedimenttransport, der neben dem küstennahen Bereich durch Strömungskräfte auch weiter entfernt liegende maritime Gebiete mit feinkörnigen Partikeln beschickt. Über einen über geologische Zeiträume ablaufenden Sedimenttransport und der Ablagerung der Böden in ebenen maritimen Becken oder Inlandsseen entstanden in vielen Regionen der Erde weitläufige Deltalandschaften.

Diese Form der Ablagerung ist in Bezug auf geologische Zeitskalen mit einer starken Dynamik verbunden, was mit Abbildung 2.3 links zum Ausdruck gebracht werden kann. Darin eingetragen sind über die jüngere Phase des Holozäns abgelaufene Phasen der Deltabildung im Mündungsbereich des Mississippi. Durch die Sedimentablagerungen entstand eine mehr als 200 km weit in das Meer reichende und bis etwa 400 km breite Deltaregion, in der feinkörnige weiche Böden bis zu einer Mächtigkeit von mehr als 100 m unter der Geländeoberkante bzw. der Oberfläche des Meeresgrundes anstehen. Die einzelnen Bereiche, in denen der Fluss ins Meer mündete und damit jeweils die Hauptzone der Sedimentablagerung darstellte, verlagerten sich in Abständen von etwa 500 bis 1000 Jahren deutlich. Dieser Prozess der Deltabildung in Zyklen (vgl. u. a. ROBERTS 1997 und CANDLER 2000) ist stark geprägt durch den Massenstrom der Sedimentfracht und den angreifenden Kräften, die eine Erosion der abgelagerten Sedimentschichten bedingen. Die Erosion ist dabei primär durch die Strömungskräfte des Meeres aus Tidenhub und Welleneinwirkung geprägt. Die Abhängigkeit zwischen Erosion, Transport der in Wasser gelösten Partikel und der Sedimentation wurde von HJULSTRÖM (1935) aufgezeigt. Seine Erkenntnisse sind in Abhängigkeit von Korn-durchmesser  $D$  und Fließgeschwindigkeit  $v$  als durchgezogene Linien in das Diagramm der Abbildung 2.3 rechts eingetragen. Davon etwas abweichende Grenzen zwischen Erosion, Transport und Sedimentation wurden von HEEZEN und HOLLISTER (1964) festgestellt (gepunktete Kurven im Diagramm der Abbildung 2.3 rechts).



**Abbildung 2.3: Beispielhafte Flussdeltaentwicklung Daten aus ROBERTS (1997), links (Aufnahme aus MODIS 2013) und fluviale Erosion und Sedimentation, rechts (Grenzen als durchgezogene Linien: HJULSTRÖM 1935, Grenzen als gepunktete Linien: HEEZEN und HOLLISTER 1964)**

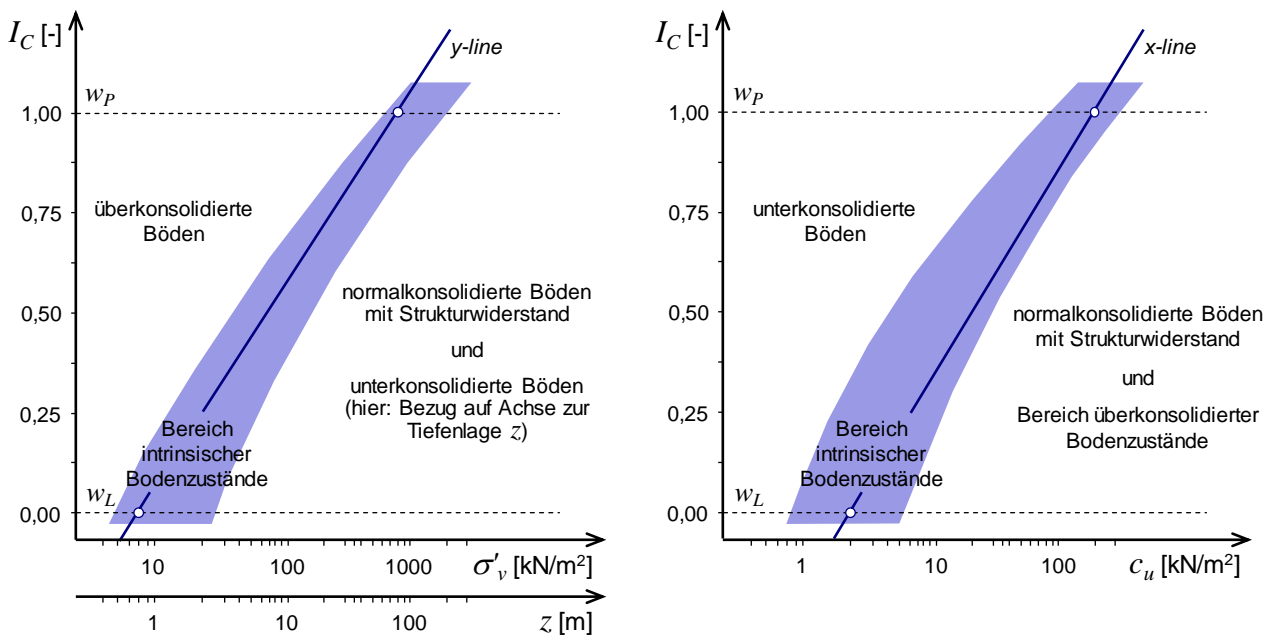
Es wird deutlich, dass feinkörnige Böden erst ab sehr kleinen Strömungsgeschwindigkeiten sedimentieren. Bereits ab einer Geschwindigkeit von etwa mehr als 1 mm/s bleibt etwa Grobschluff in fließendem Wasser in Bewegung und wird sich nicht der Schwerkraft folgend ablagern. Für Tonpartikel ist diese Grenzggeschwindigkeit noch um mindestens eine Zehnerpotenz kleiner. In diesem Zusammenhang wird deutlich, dass feinkörnige Bodenschichten durch Sedimentation nur in Bereichen entstehen können, in denen durch eine sehr geringe Geländeneigung bedingt die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers sehr klein ist.

HJULSTRÖM (1935) betrachtete in Bezug auf die Erosion feinkörniger Böden nur den Umstand, dass diese eine vergleichsweise hohe Konsistenz und damit höhere Festigkeiten aufweisen. Dies ist in Abbildung 2.3 rechts durch die Bezeichnung „Erosion kohäsiver Boden“, welche den dunkelgrau hinterlegten Bereich markiert, ersichtlich. Demnach neigt Sand im Vergleich zum Schluff oder Ton bereits bei geringeren Fließgeschwindigkeiten zur Erosion. Feinkörnige Böden, welche jedoch in einer früheren Phase selbst sedimentiert sind, weisen keinen „kohäsiven“ Charakter auf. Diese Böden sind sehr locker und erodieren aufgrund des sehr geringen Eigengewichtes der Partikel im Vergleich zu Sandkörnern bereits bei wesentlich geringeren Strömungsgeschwindigkeiten. Dieser Prozess ist insbesondere bei der Abbildung der Dynamik der Deltabildung maßgebend und wurde von HEEZEN und HOLLISTER (1964) quantitativ beschrieben. Diese Erkenntnisse sind als gepunktete Linien in das Diagramm der Abbildung 2.3 rechts mit eingetragen („Erosion lockerer Boden“).

### 2.1.2 Wassergehalt, Konsistenz und Scherfestigkeit

Durch das niedrige effektive Spannungsniveau ist die Dichte der oberflächennah anstehenden feinkörnigen Bodenschichten nach der Sedimentation ohne Betrachtung von Konsolidationsvorgängen nahe der dem Spannungsniveau entsprechenden maximal möglichen Dichte. Zudem besitzen Tone und vor allem Böden mit Anteilen organischer Stoffe Partikel, welche im Vergleich zu Körnern nicht bindiger granularer Böden stark kompressibel sind. Einhergehend mit der geringen Trockendichte  $\rho_d$  bzw. hohen Porenzahl  $e$  und der unmittelbar damit verbundenen geringen Steifigkeit bzw. hohen Kompressibilität sind niedrige Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$ . Im Bereich gesättigter Böden hängt die Dichte des Bodens umgekehrt proportional vom Wassergehalt  $w$  ab. Steifigkeit und Festigkeit feinkörniger Böden lassen sich jedoch selbst für normalkonsolidierte Zustände aufgrund des stark unterschiedlichen Wasserbindevermögens verschiedener Minerale nicht allein dem Wassergehalt zuordnen. Ausgeprägt plastische Böden mit einem hohen Anteil von Partikeln aus Mineralien, die viel Wasser binden können, sind bei einem bestimmten Wassergehalt z. B. bereits steif bzw. fest während gering plastische Böden bei jenem Wassergehalt noch flüssig oder breiig sind. Für eine genauere Zuordnung der geotechnischen Bodeneigenschaften in Abhängigkeit vom Wassergehalt dienen die Konsistenzbereiche, welche durch Indexversuche zur Bestimmung des Wassergehaltes an der Fließ-  $w_L$  und Ausrollgrenze  $w_P$  bodenspezifisch definiert werden. Die Normierung des Wassergehaltes für Böden unterschiedlicher Plastizität bzw. unterschiedlichem Wasserbindevermögen erfolgt durch die Konsistenzzahl  $I_C$  (in der angelsächsischen Literatur: *Liquidity Index*  $I_L$ ). Diese ist bodenunabhängig beim Wassergehalt an der Fließgrenze  $w = w_L$   $I_C = 0$  ( $I_L = 1$ ). Beim Wassergehalt an der Ausrollgrenze  $w = w_P$  wird  $I_C = 1$  ( $I_L = 0$ ).

Der Zusammenhang zwischen  $I_C$  und der effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$  ist für feinkörnige Böden, welche eine amorphe Struktur aufweisen und überwiegend aus mineralischen Partikeln bestehen, weitgehend unabhängig von anderen Einflussgrößen wie der Plastizität oder dem Anteil organischer Bestandteile. Die amorphe Struktur verbleibt jedoch nur bei einer homogenen und vergleichsweise raschen Belastungsrate (vgl. Abschnitte 2.2.5, 2.3.4 und 4.7). Eine Sedimentation und die damit verbundene strukturierte Ablagerung der Partikel sind auszuschließen. Ein derartiger Bodenzustand wird auch intrinsisch genannt (BURLAND 1990) und kann unabhängig von der Belastungsgeschichte sowie Struktur eines natürlichen Bodens durch Mischung bei einem Wassergehalt über der Fließgrenze – jedoch unter einem Wassergehalt, der eine Sedimentation zur Folge hat – wiederholbar erreicht werden. Die Bezeichnung „*remoulded sample*“ bzw. „*remoulded soils*“ (amerikanisches Englisch: „*remolded*“), welche die knetende Herstellung einer Bodenprobe bei einer vergleichsweise geringen Konsistenzzahl  $I_C > 0$  umschreibt, ist näherungsweise mit der Generierung intrinsischer Bodenzustände verbunden, sofern die Belastungsraten vergleichsweise rasch sind (z.B. Standardödometeter). Intrinsische Bodenzustände sind spannungsabhängig in das linke Diagramm der Abbildung 2.4 eingetragen. WOOD (1991) greift dieses Konzept im Rahmen einer elasto-plastischen Modellbildung zur Beschreibung des Bodenverhaltens auf und fasst Literaturquellen zu normalkonsolidierten intrinsischen Bodenzuständen zur sog. *y-line* zusammen.



**Abbildung 2.4: Zusammenhänge für strukturlose Böden (*remoulded soil* bzw. intrinsische Bodenzustände), normalkonsolidierte Böden mit Strukturwiderstand, über- und unterkonsolidierte Böden (nach Wood 1991); Annahme:  $\gamma' = 10$  kN/m<sup>2</sup> und Böden unter Grundwasser- bzw. Meeresspiegel**

Im deutschsprachigen Raum ist die Zuordnung des Begriffes „breiig“ für Böden mit einer Konsistenzzahl zwischen  $I_C = 0$  bis  $I_C = 0,5$  gängig (SOOS 1990). Damit verbunden sind Effektivspannungen zwischen etwa  $\sigma'_v = 5$  kN/m<sup>2</sup> und 100 kN/m<sup>2</sup>. Bei unter ihrem Eigengewicht normalkonsolidierten Böden bedeutet das unter Annahme eines geländegleich anstehenden Grundwasserspiegels Tiefenlagen der weichen Bodenschicht zwischen 0 m und etwa 15 m bis 20 m. Dabei liegt die

die Spannung erzeugende effektive Wichte für mineralische Böden mit Bereich zwischen  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$  und  $8 \text{ kN/m}^3$ . Oberflächennah kann  $\gamma'$  insbesondere für hochplastische Tone deutlich geringere Werte annehmen (BO 2008). Auch für Tone mit organischen Anteilen werden mit Werten zwischen  $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$  und  $5 \text{ kN/m}^3$  geringe Werte angegeben (SOOS 1990).

Parallel zur Abhängigkeit zwischen der Konsistenzzahl  $I_C$  und der Spannung  $\sigma'_v$  können auch Zusammenhänge zur undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  geschlossen werden (siehe Abbildung 2.4 rechts). Auch hier führt WOOD (1991) Informationen aus Literaturquellen zur sog. *x-line* zusammen. Diese fasst den Bereich normalkonsolidierter intrinsischer Bodenzustände zusammen und lässt auf Werte bei  $c_u = 2 \text{ kN/m}^2$  bei einem Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  und bis zu  $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$  bei einer Konsistenzzahl von  $I_C = 0,5$  schließen.

Wie in den Erläuterungen zu den im folgenden Abschnitt gegebenen Untergrundbeispielen nach BJERRUM (1954), OSTERMAYER und GOLLUB (1996) und SHEN et al. (2005) beschrieben wird, können Festigkeit und Steifigkeit bei einer gewissen Konsistenzzahl infolge von Struktureffekten, die auf viskose Alterung (*aging*), geometrischer Orientierung der Partikel (*fabric*) und zum Teil chemische Bindungen (*bonding*) zurückzuführen sind, deutlich über den entsprechenden Werten des intrinsischen Bodenzustands liegen (BJERRUM und LO (1963), WOOD (1991), MITCHELL und SOGA (2005). Neben der terminologischen Kopplung des Begriffes „weich“ bzw. „breiig“ an eine Konsistenzzahl von  $I_C = 0,75$  bis  $0,5$  bzw.  $I_C = 0,5$  bis  $0$  wird in der internationalen Literatur auch der Begriff „*very soft*“ für Böden mit  $I_C = 0$  bis  $I_C = 0,25$  verwendet. Parallel werden Böden mit negativen Konsistenzzahlen als „*ultra-soft*“ bezeichnet (BO 2008). Dazu werden Werte der undrainierten Scherfestigkeit von unterschiedlichen Autoren wie folgt zugeordnet:

- „*soft soils*“  $c_u = 12,5 \text{ kN/m}^2$  bis  $25 \text{ kN/m}^2$  und „*very soft soils*“  $c_u < 12,5 \text{ kN/m}^2$  nach TERZAGHI und PECK (1948) bzw. TERZAGHI et al. (1996)
- „*soft soils*“  $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$  bis  $40 \text{ kN/m}^2$  und „*very soft soils*“  $c_u < 20 \text{ kN/m}^2$  nach DAVISON und SPRINGMAN (2000)
- „*very soft soils*“  $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$  nach GEBRESELASSIE (2003) und RAITHEL et al. (2005)
- „*ultra-soft soils*“  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$  bis  $10 \text{ kN/m}^2$  nach BO (2008) bzw. RAJU und SONDERMANN (2015)

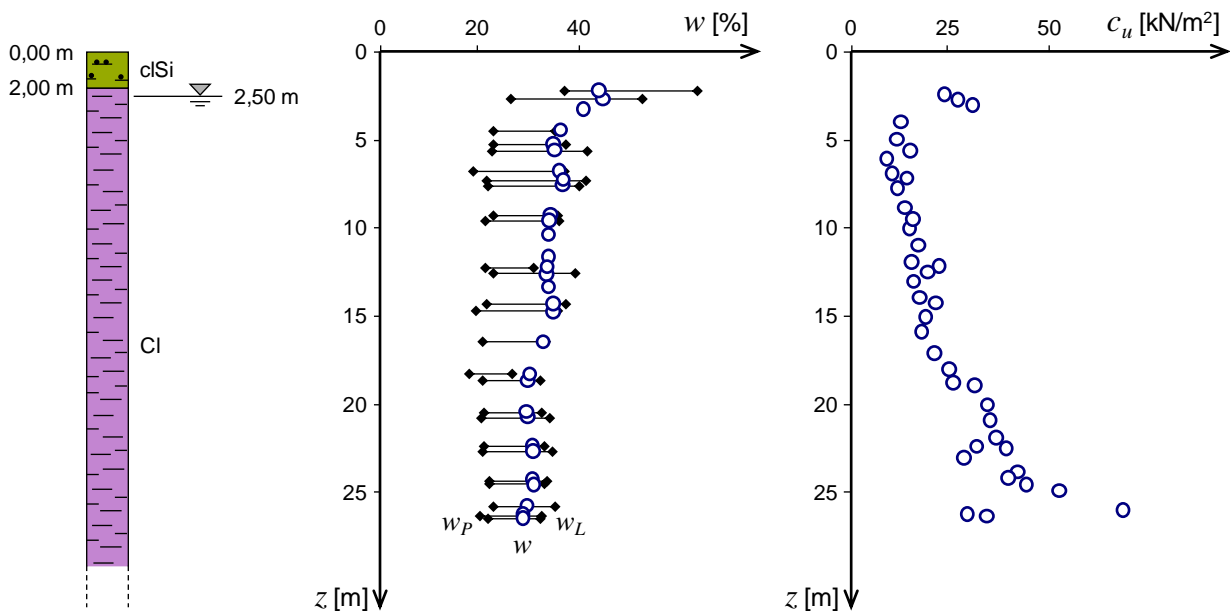
In dieser Arbeit wird der Begriff „weicher Boden“ nicht mit der Konsistenzzahl  $I_C$  bzw. undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  verbunden, da Struktureffekte im überwiegenden Fall aller Untergrundsituationen das Bodenverhalten maßgebend beeinflussen. Die Einschränkung der Aussagekraft der Konsistenzzahl  $I_C$  in Bezug auf die geotechnischen Eigenschaften einer Weichschicht wird anhand eines Beispiels nach OSTERMAYER und GOLLUB (1996) kurz erläutert. Vergleichbare Folgerungen lassen sich neben vielen weiteren Veröffentlichungen unter anderem aus den Arbeiten von SCHUPPENER und KIEKBUSCH (1988), BURLAND (1990) und PIETSCH (1996) ableiten.

### 2.1.3 Beispielhafte Untergrundsituationen

#### 2.1.3.1 Normalkonsolidierter strukturfester Boden

Eine zu den in Abbildung 2.4 gezeigten Referenzzuständen normalkonsolidierter feinkörniger Böden in erster Annäherung passende Untergrundsituation ist durch BJERRUM (1954) dokumentiert worden (Abbildung 2.5). Rechts dargestellt ist das Schichtenprofil, das unter einer 2 m starken

Schluffschicht Tone bis in größere Tiefen erkennen lässt. Die in verschiedenen Tiefenlagen ermittelten natürlichen Wassergehalte  $w$  sind im mittleren Diagramm der Abbildung 2.5 als kleine Kreise eingetragen. Dazu sind entsprechend tiefenabhängig die Wassergehalte an der Fließ-  $w_L$  und Ausrollgrenze  $w_P$  dargestellt. In der rechten Darstellung der Abbildung 2.5 folgt das Profil der in verschiedenen Tiefenlagen ermittelten undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$ .



**Abbildung 2.5: Beispiel einer normalkonsolidierten strukturfesten marinen Tonschicht (Drammen in Norwegen nach BJERRUM 1954)**

Zunächst ist erkennbar, dass die Böden der Tonschicht vergleichsweise homogene Eigenschaften hinsichtlich ihrer Plastizität aufzeigen. Daraus ist eine einheitliche Korngrößenverteilung und Mineralogie der Tonpartikel ableitbar. Der natürliche Wassergehalt  $w$  nimmt mit zunehmender Tiefe ab. Dabei beträgt in einigen Tiefenlagen die Konsistenzzahl  $I_C < 0$ . Im Allgemeinen ist jedoch eine steigende Konsistenzzahl  $I_C$  mit zunehmender Tiefe erkennbar. Markant ist dazu die sehr gleichmäßige Zunahme der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  mit der Tiefe. Mit den Daten dieses Beispiels lässt sich ein proportionaler Zusammenhang zwischen der Effektivspannung  $\sigma'_v$ , der Konsistenzzahl  $I_C$  und der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  erkennen, wie er prinzipiell dem Konzept der intrinsischen normalkonsolidierten Bodenzustände entspricht.

Eine genauere Auswertung der Daten lässt jedoch erkennen, dass die in das rechte Diagramm der Abbildung 2.5 eingetragenen  $c_u$ -Werte über den Werten liegen, welche sich aus den Informationen der Abbildung 2.4 für einen annähernd intrinsischen Bodenzustand ableiten lassen. Diese Verschiebung hin zu größeren Werten der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  ist mit Strukturwiderständen verbunden. Entsprechend dem Konzept der Struktur ist analog zur undrainierten Scherfestigkeit erkennbar, dass die Konsistenzzahl  $I_C$  z.B. in einer Tiefe von 25 m deutlich geringer ist, als aus den Informationen der Abbildung 2.5 links ableitbar ist. Bei Annahme entsprechend niedriger Werte der Wichten für das Bodeneigengewicht bzw. das Bodeneigengewicht unter Auftrieb lässt sich für eine Tiefe von 25 m bei einem Grundwasserstand von 2,5 m unter Geländeoberfläche eine vertikale



le Effektivspannung von mindestens  $\sigma'_v = 200 \text{ kN/m}^2$  abschätzen. Daraus würden sich für einen ideal strukturlosen Boden im intrinsischen Zustand Konsistenzzahlen im Bereich von  $I_C = 0,75$  ableiten. Tatsächlich aber liegt die Konsistenzzahl gemäß Abbildung 2.5 eher bei  $I_C = 0,25$ .

Das Erkennen und genaue Quantifizieren von Strukturwiderständen setzt eine möglichst schonende Probenentnahme voraus, sofern die Scherfestigkeit im Labor z. B. durch Einbau der Probe in ein Triaxialgerät gemessen werden soll (TERZAGHI 1941, SKEMPTON und SOWA 1963, SCHERZINGER 1991, LONG 2003 und 2006). Alternativ bietet sich die indirekte Messung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  mittels Drucksondierungen oder Flügelscherversuchen an, die aber in jedem Fall eine genaue Interpretation der Ergebnisse nötig macht (BJERRUM 1972 und 1973, LUNNE et al. 1997). Die Sensitivität  $S_t$ , die das Verhältnis der maximalen undrainierten Scherfestigkeit des in situ lagernden Bodens  $c_u$  zur undrainierten Scherfestigkeit der jeweils ideal unstrukturierten Bodenprobe  $c_{u,r}$  ausdrückt, ist ein Maß der Strukturfestigkeit (SKEMPTON und NORTHEY 1953).

### 2.1.3.2 Unterkonsolidierter Boden

Gegenüber dem vorangehenden Beispiel lassen sich hinsichtlich ihrer bautechnischen Eigenschaften etwa für Gründungen oder Baugruben sehr viel ungünstigere Untergrundsituationen finden. Aufgeführt wird im Folgenden ein Beispiel im Bereich eines Flussdeltas in China mit hohen Sedimentationsraten (SHEN et al. 2005). Dargestellt in Abbildung 2.6 sind das Schichtenprofil, die natürlichen Wassergehalte  $w$  mit Wassergehalten der Fließ- und Ausrollgrenze  $w_L$  bzw.  $w_P$  sowie die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$ . Weitere markante Beispiele extrem weicher Bodenschichten mit Wassergehalten  $w > w_L$  und  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  auch in größeren Tiefen von z.B. 10 m oder 15 m sind in Malaysia, Indonesien, Thailand und Japan anzutreffen (AMIN et al. 1997, TSUCHIDA et al. 2002, SEAH und LAI 2003, RAJU et al. 2004).

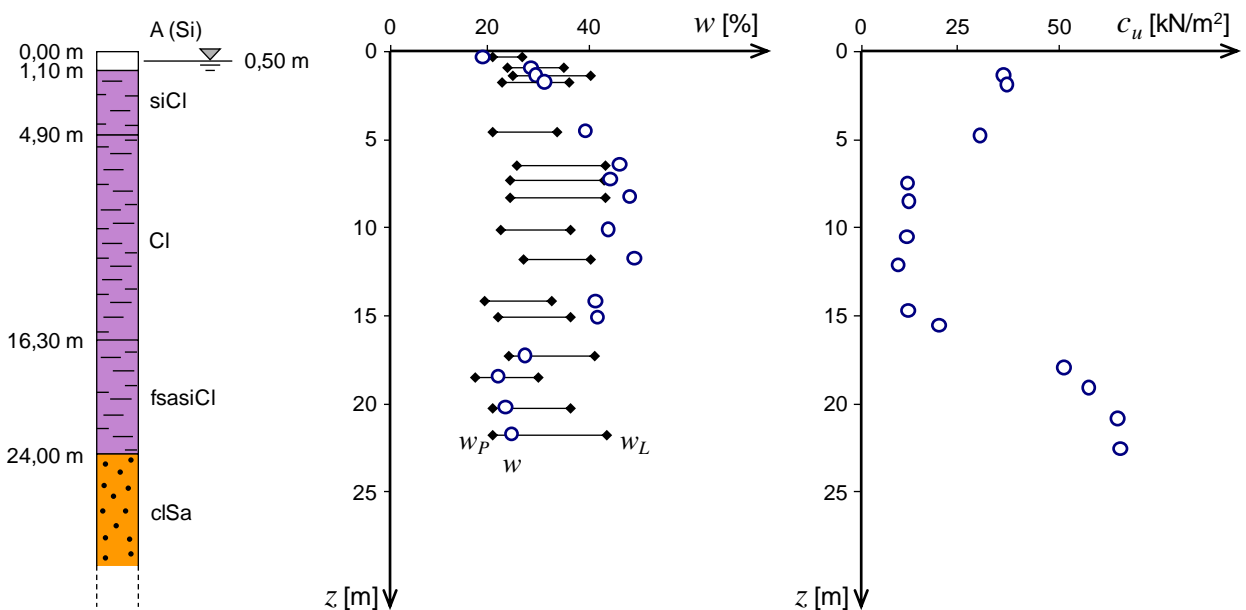


Abbildung 2.6: Beispiel einer unterkonsolidierten fluvialen Tonschicht (Hangzhou, SHEN et al. 2005)

In der Tonschicht (CI) wurden trotz ihrer Tiefenlage von bis zu über 15 m unter der Geländeoberkante Konsistenzzahlen von weit unter  $I_C = 0$  erschlossen. Die darunter liegende schwach feinsandige, schluffige, Tonschicht (fsasiCI) zeigt eine Konsistenzzahl  $I_C$  von deutlich über 0,5. Dazu analog stellen sich die ermittelten Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  dar. Diese steigt erst in größeren Tiefen deutlich an. Die oberflächennah erkundeten höheren Werte für  $c_u$  lassen ebenfalls Rückschlüsse auf eine gegenüber der mittleren Tonschicht markant abweichende Beschaffenheit und Ablagerungsgeschichte zu. Den geringen Konsistenzzahlen  $I_C < 0$  folgend ist anzunehmen, dass wegen der geringen Durchlässigkeit der Tonschicht zum Zeitpunkt der Erkundung der Konsolidationsprozess infolge des Bodeneigengewichtes bei weitem noch nicht abgeschlossen war. Derartige Böden können als unterkonsolidiert bezeichnet werden. Die Lage dieser Böden kann in die Darstellung nach WOOD (1991) aufgenommen werden (Abbildung 2.4). Dabei wird deutlich, dass in Bezug auf die Tiefenlage  $z$  bzw. totale Vertikalspannung  $\sigma_v$  in derartigen Schichten im Vergleich zum jeweiligen intrinsischen Bodenzustand hohe Konsistenzzahlen  $I_C$  zu erwarten sind. Dass selbst die für geologische Zeitskalen betrachteten Verformungen infolge des Konsolidationsprozesses eine Entstehung zusätzlicher Strukturwiderstände möglich machen, zeigen die Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  der Tonschicht (CI). Diese liegen im Bereich  $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$  und damit über der Bandbreite an Werten, die für Böden mit einer Konsistenzzahl  $I_C < 0$  gemäß der *x-line* in Abbildung 2.4 zu erwarten wären.

Ein wesentlicher Umstand, der zu unterkonsolidierten Bodenschichten führen kann, liegt in einer im Vergleich zur möglichen Porenwasserdruckdissipation hohen Belastungsrate. Dabei reichen bei gering durchlässigen Böden und größeren Schichtstärken, die lange Drainwege nötig machen, bereits geringe Belastungsraten von wenigen  $\text{kN/m}^2$  je Jahr. Derartige Belastungsraten lassen sich durch Sedimentationsprozesse in vielen Regionen der Erde zurückrechnen (MILLIMAN et al. 1985, SYVITSKI et al. 2005). Verschiedene Daten zum Sedimenttransport sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst.

**Tabelle 2.1: Daten zum Sedimenttransport und zur Sedimentation an verschiedenen Flussmündungen**

Fluss	Sedimentfracht [ $10^6 \text{ Mg / Jahr}$ ]	Sedimentationsfläche [ $\text{km}^2$ ]	Sedimentationsrate [ $\text{m / Jahr}$ ]
Gelber Fluss <sup>(1)</sup>	1640	1500	bis 0,73
Ganges <sup>(1)</sup>	1500	5600	im Mittel 0,18
Jangtsekiang <sup>(2)</sup>	470	-	0,03 bis 0,25
Amazonas <sup>(1)</sup>	400	2300	im Mittel 0,12
Mississippi <sup>(1)</sup>	300	1100	im Mittel 0,18
Colorado <sup>(1)</sup>	200	300	bis 0,44
Donau <sup>(2)</sup>	65	-	-
Po <sup>(3)</sup>	10	-	bis 0,1
Rhein <sup>(4)</sup>	3	-	-

<sup>(1)</sup> HOLEMAN (1968)

<sup>(2)</sup> YANG et al. (2010)

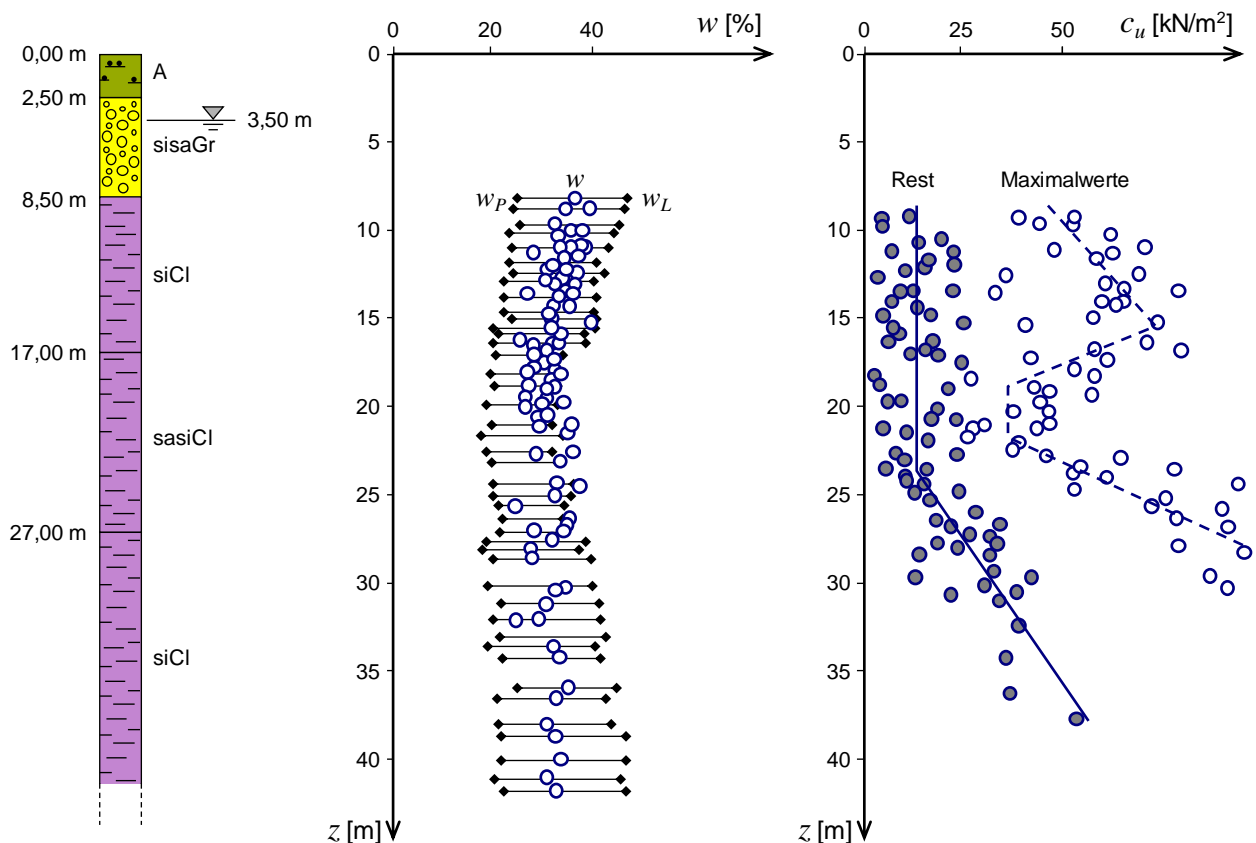
<sup>(3)</sup> MANIAK (2010)

<sup>(4)</sup> DAL CIN (1983)

Es ist anzumerken, dass lokal in Zonen geringer Strömung und hoher Sedimentzufuhr die Verlandungsrate deutlich über den angegebenen Mittelwerten liegen kann. Demgegenüber nimmt in den letzten Dekaden infolge der Erschließung der Flüsse durch Stauwerke zur Stromerzeugung und der Schiffbarmachung die Sedimentfracht vielerorts ab, was bei stärkeren Erosionseinwirkungen zum Verlust der küstennah abgelagerten feinkörnigen Böden führen kann (MILLIMAN 1997, SYVITSKI et al. 2009, YANG et al. 2010).

### 2.1.3.3 Boden mit schichtenabhängig stark schwankender Strukturfestigkeit

Abbildung 2.7 zeigt den in OSTERMAYER und GOLLUB (1996) vorgestellten Aufschluss einer weichen Bodenschicht. Sowohl der Wassergehalt an der Fließ-  $w_L$  als auch der Wassergehalt an der Ausrollgrenze  $w_P$  schwankt nur in einer vergleichsweise geringen Bandbreite. Die Konsistenzzahl liegt in etwa zwischen  $I_C = 0$  und 0,5. Wobei die geringsten Werte der Konsistenzzahl in einer Schicht zwischen 17 m und 27 m festgestellt wurden. Ein proportionaler Zusammenhang zwischen der Konsistenzzahl und der vertikalen Effektivspannung unter Annahme eines normalkonsolidierten Zustandes für die infolge dünner Schluff- und Feinsandzwischen-schichten relativ durchlässigen Seetone existiert nicht. Dazu nimmt weder der mit einer Flügelsonde gemessene Maximalwert der undrainierten Scherfestigkeit noch die Restscherfestigkeit nach großem Scherweg mit der Tiefe wie nach Abbildung 2.4 für strukturlose Böden anzunehmen wäre zu. Vielmehr hängen die tiefenabhängige Entwicklung des Scherwiderstandes sowie die Sensitivität von einzelnen Schichten und deren Diagenese ab.



**Abbildung 2.7: Beispiel einer abschnittsweise unterkonsolidierten Seetonschicht mit stark schwankender Strukturfestigkeit (Rosenheim, OSTERMAYER und GOLLUB 1996)**

## 2.1.4 Zusammenfassung

Die Entstehung von weichen feinkörnigen Böden kann deren geotechnische Eigenschaften stark beeinflussen. Die aus im Labor aufbereiteten Proben abgeleiteten Werte der Scherfestigkeit und Kompressibilität können dabei stark von den Werten der entsprechend ungestörten Bodenschichten in situ abweichen. Entsprechend können die aus den klassifizierenden Indexversuchen zur Bestimmung der Wassergehalte an der Fließ- bzw. Ausrollgrenze ableitbaren spannungsabhängigen Referenzzustände (Kompressibilität und Scherfestigkeit im intrinsischen Zustand) sowie die Größe der Konsistenzzahl oft kein zutreffendes Bild der Bodeneigenschaften im Untergrund geben.

Neben den infolge der Diagenese entstandenen Struktureinflüssen können Randbedingungen, die den Abschluss der Konsolidation nicht erwarten lassen, das Bodenverhalten stark beeinflussen. Hierzu zeigen vor allem unterkonsolidierte Schichten eine sehr hohe Kompressibilität sowie eine geringe Scherfestigkeit. Diese Untergrundbedingungen sind vor allem in Gebieten mit einer hohen Sedimentfracht zu finden, die in einigen Regionen der Erde sehr große Flächen einschließen und bei der Gründung von Bauwerken besonders zu beachten sind. Dagegen ist bei durch von dünnen sandigen Zwischenlagen durchörterten Weichschichten ein vergleichsweise rascher Porenwasserdruckabbau zu erwarten, was durch Beispiele im Bereich der Seetone im Voralpenraum gut dokumentiert ist.

Neben den in dieser Arbeit betrachteten weichen Böden aus feinkörnigen mineralischen Partikeln können vor allem Schichten aus organischen bzw. organogenen Böden eine hohe Kompressibilität zeigen. Diese Böden binden in der Regel sehr viel Wasser und zeigen ein ausgeprägt viskoses Materialverhalten. Dagegen ist der Scherwiderstand vergleichsweise hoch, was jedoch mit einer entsprechend geringen Steifigkeit bei der Scherung verbunden ist. Böden mit einem größeren Anteil organischer Bestandteile zeigen ferner infolge von Änderungen im Chemismus des Porenwassers bzw. insbesondere einer Änderung im Sauerstoffgehalt Formänderungen, die zeitabhängig und von der Spannung weitgehend unabhängig stattfinden.

Auf eine vertiefende Darstellung des komplexen bodenmechanischen Verhaltens organischer Böden wird in dieser Arbeit verzichtet. Der Fokus zur Beschreibung des Kenntnisstandes zum Materialverhalten weicher Böden liegt entsprechend der durchgeführten experimentellen Untersuchungen bei Böden mit überwiegend feinkörnigen mineralischen Partikeln. Hierzu gegeben die folgenden Abschnitte vertiefende Angaben.

## 2.2 Verhalten infolge Kompression

### 2.2.1 Konsolidation und Kriechen

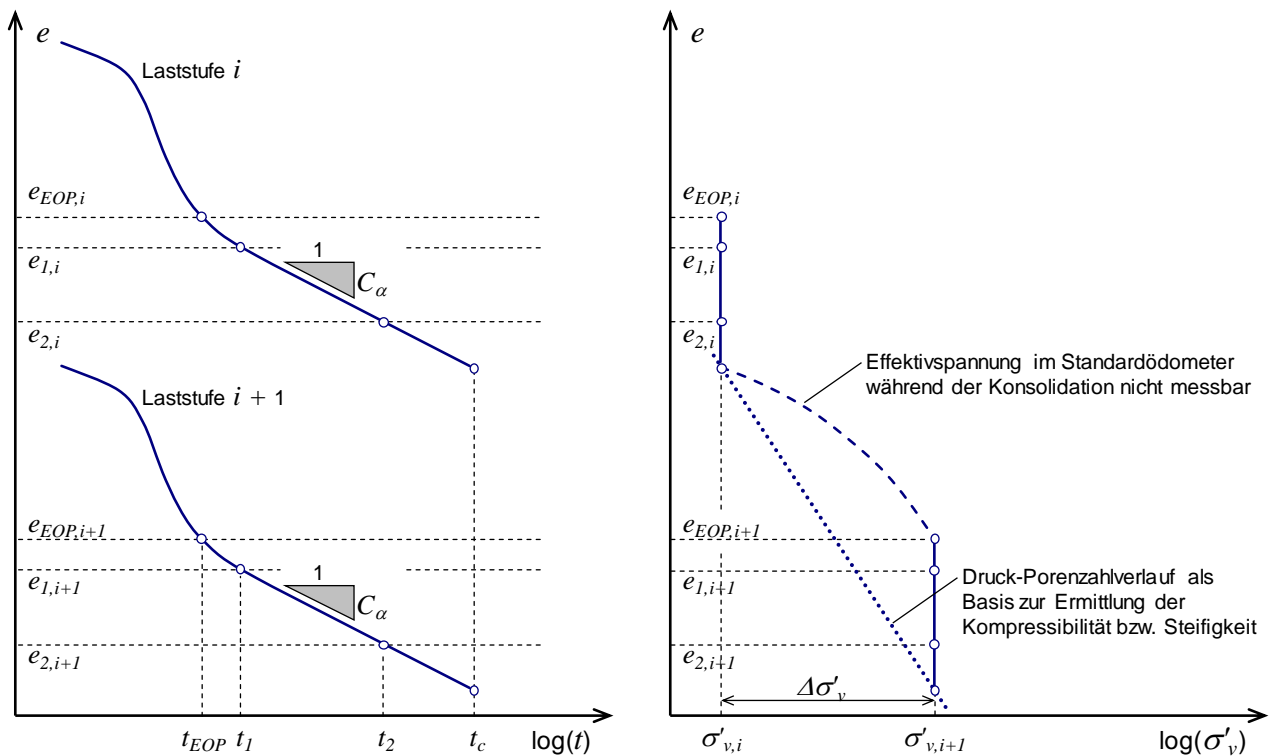
Die Kompressibilität weicher Böden kann im Ödometer- oder Triaxialversuch unter z.B. isotroper Spannungsänderung untersucht werden. Im Ödometer wird die axiale Spannung  $\sigma_a$  auf eine zylindrische Bodenprobe erhöht bzw. bei Entlastung verringert. Es gilt bei behinderter radialer Seitendehnung  $\varepsilon_r = 0$ , wobei das Spannungsverhältnis  $K = \sigma_r / \sigma_a = K_0$  ist. Meist entspricht bei Untersuchungen an Proben aus Aufschlüssen im Feld die axiale Richtung ( $\sigma_a$  und  $\varepsilon_a$ ) der zylindrischen Probe der vertikalen Orientierung einer Bohrung in situ (siehe auch Abschnitt 4.4.3). Es gilt

dann  $\sigma_a = \sigma_v$  sowie  $\varepsilon_a = \varepsilon_v$ , was in den folgenden Abschnitten Grundlage aller Darstellungen ist. Bei isotroper Kompression gilt  $K = 1$  und die Spannungen  $\sigma_a$  und  $\sigma_r$  werden stets gleichmäßig erhöht oder bei Entlastung verringert. Die Spannungspfade zur Kompression im Ödometer bzw. isotroper Kompression und schematisch die daraus folgenden Dehnungen  $\varepsilon_a$  sind in Abbildung 2.34 vergleichend zu anderen Spannungspfaden, die eine überwiegende scherende Beanspruchung der Probe bewirken, dargestellt.

Ziel der Untersuchungen im Ödometer bzw. bei Durchführung isotroper Kompressionsversuche im Triaxialgerät ist meist die Abschätzung der spannungsabhängigen Steifigkeit, welche primär von der Spannungsgeschichte bzw. der Vorbelastung abhängig ist (hierzu Abschnitt 2.2.2). Dazu zeigen wassergesättigte feinkörnige Proben aufgrund ihrer vergleichsweise geringen Durchlässigkeit und der Trägheit der Porenwasserdruckänderung infolge des Energieverlustes bei der Strömung von Wasser im Boden eine zeitverzögerte Formänderung. Ferner überlagern sich in Bezug auf das zeitabhängige Verhalten Effekte der Bodenviskosität, die sich im Kriechen, der Geschwindigkeits- bzw. Ratenabhängigkeit und der Relaxation äußern (hierzu Abschnitt 2.2.3).

Die bezogen auf die Versuchstechnik einfachste Analyse der gekoppelten Effekte aus spannungs- und zeitabhängiger Volumenänderung bei weichen Böden gelingt im Ödometer unter eindimensionaler Verformung. Nach Aufbringung eines Lastinkrements der Größe  $\Delta\sigma'_v$  auf eine wassergesättigte Probe aus feinkörnigem Boden stellen sich nach dem Abbau des Porenwasserdruckes (Konsolidation, Primärsetzung) weitere zeitabhängige Verformungen (Sekundärsetzung) ein (BUISMAN 1936). Bei der Belastung normalkonsolidierter bindiger Böden wird in vielen Fällen bei halblogarithmischer Darstellung ein s-förmiger Verlauf der Zeitsetzungen festgestellt (siehe Abbildung 2.8, rechts). Im vorderen Bereich ist die Verformungsrate überwiegend durch die Viskosität des abströmenden Porenwassers bestimmt. Sofern ein s-förmiger Kurvenverlauf gegeben ist, kann empirisch ein derart definiertes Ende der Konsolidation  $t_{EOP}$  und die dann vorherrschende Porenzahl  $e_{EOP}$  unter Verwendung einer geometrischen Konstruktion (CASAGRANDE und FADUM 1940 bzw. TAYLOR 1948) oder durch Regression (BARROS und TINTO 2007) objektiv ermittelt werden.

Der zeitliche Verlauf der eindimensionalen Konsolidation im Ödometer wird entsprechend der analytischen Lösung von TERZAGHI und FRÖHLICH (1936) zur Bestimmung des Verfestigungsgrades  $U$  von der dimensionslosen Konsolidationszeit  $T_v$  und dem sog. Konsolidationsbeiwert  $c_v$  gesteuert. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf eine gegenüber dem verbreiteten Ansatz  $U = s / s_{EOP}$  (Setzung  $s$ ) verallgemeinerte Definition des Verfestigungsgrades  $U = e / e_{EOP}$  zurückgegriffen, da die von für die Konsolidation repräsentativen Verformungen bei Analysen zum komplexen Verformungsmechanismus des Bodens um einen horizontal beanspruchten Pfahlschaft kaum sinnvoll anzugeben sind (vgl. Abschnitt 4.5 und 5.5).



**Abbildung 2.8:** Zeitabhängige Änderung der Porenzahl  $e$  unter nach inkrementeller Spannungssteigerung  $\Delta\sigma'_v$  im Ödometer (links) und entsprechende Porenzahländerung im Druck-Porenzahl-Diagramm (rechts)

Aus der Differenzialgleichung für die eindimensionale Konsolidation durch Dissipation des Porenwasserdruckes  $u$  an verschiedenen Punkten  $z/\ell_d$  parallel zur Strömung (im Standardödometer ist die Koordinate  $z$  parallel zur axialen Richtung)

$$\frac{\partial^2 u}{\partial(z/\ell_d)^2} = \frac{\partial u}{\partial T_v} \quad (2-1)$$

lässt sich folgende Lösung für  $T_v$  bestimmen:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2 \cdot m + 1)^2} \cdot e^{-\left(\frac{2 \cdot m + 1}{2} \cdot \pi\right)^2 T_v} \quad (2-2)$$

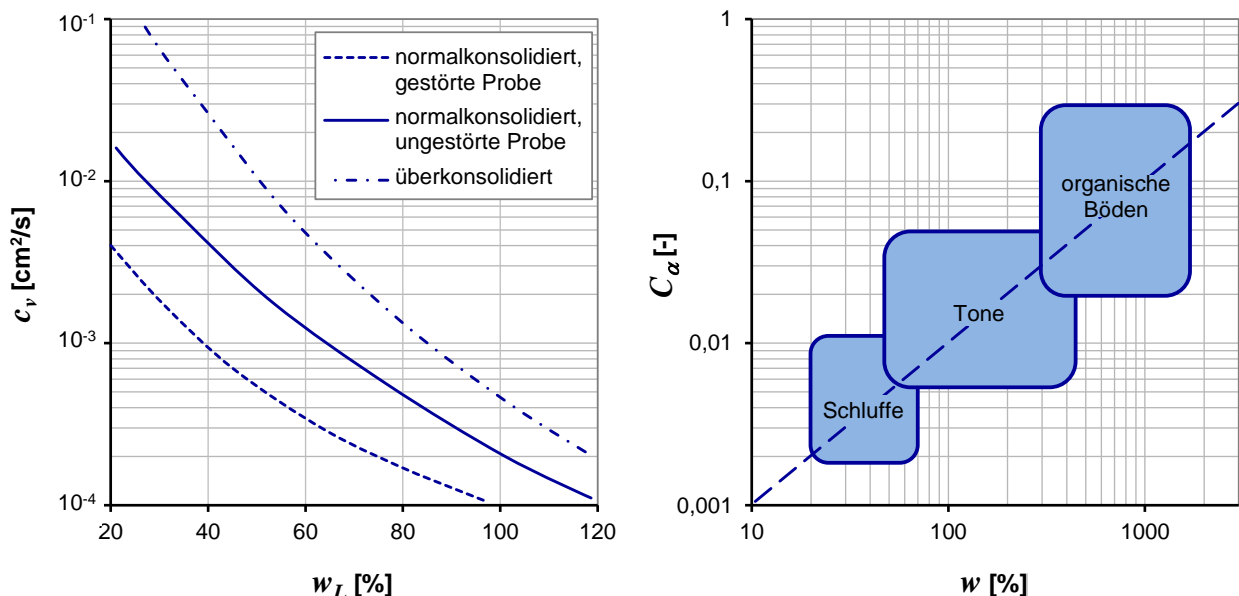
Der Drainweg  $\ell_d$  ist der maximale Strömungsweg entsprechend den Stromlinien des infolge Konsolidation sich bewegenden Wassers zwischen dem Punkt mit dem größten Porenwasserüberdruck  $u$  in der Probe und dem Rand, an dem während des Versuches kein Porenwasserüberdruck herrscht. Im Standardödometer gilt unmittelbar nach inkrementeller Lasterhöhung  $u = \Delta\sigma'_v$ . Dabei entspricht  $\ell_d$  der Probenhöhe  $h$  bei einseitiger Konsolidation etwa zur Oberseite der Probe hin.

Aus dem Konsolidationsbeiwert  $c_v$  lässt sich zusammen mit der Lösung (2-2) ermitteln, zu welchem Zeitpunkt  $t$  ein gewisser Verfestigungsgrad  $U$  bei eindimensionaler Konsolidation erreicht wird. Für  $c_v$  gilt:

$$c_v = \frac{T_v \cdot \ell_d}{t} = \frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial \varepsilon_v} \quad (2-3)$$

Der Beiwert  $c_v$  überträgt somit die dimensionslose Konsolidationszeit  $T_v$  unter Berücksichtigung der Länge des Drainweges  $\ell_d$  auf die Zeit  $t$ . Da das theoretische Ende der Konsolidation im Unendlichen liegt, wird für praktische Betrachtungen die Zeit  $t_{EOP}$  meist bei einem Verfestigungsgrad von  $U = 0,95, 0,98$  oder  $0,99$  festgelegt.

Die Abschätzung des Konsolidationsbeiwertes  $c_v$  aus Indexgrößen wie den Wassergehalten an der Fließ-  $w_L$  und Ausrollgrenze  $w_P$  war Gegenstand vieler Untersuchungen. Problem hierbei ist, dass  $c_v$  sowohl von der Steifigkeit  $\partial \sigma'_v / \partial \varepsilon_v$  als auch von der Durchlässigkeit  $k_v$  des Bodens abhängt, wobei beide Größen wiederum von der Effektivspannung sowie der Spannungsgeschichte abhängen. ENGEL (2002) gibt nach Neuauswertung von in der Literatur dokumentierten Versuchen und eigenen Ödometerversuchen für weiche erstbelastete Böden im Bereich einer vertikalen Effektivspannung von  $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$  die Beziehung  $c_v = 0,00011 \cdot w_L^{-5,772} \cdot w_P^{19,04} \text{ [m}^2/\text{a]}$  an (Ansatz von  $w_L$  und  $w_P$  dimensionslos [-]). Eine andere Möglichkeit zur Ableitung von  $c_v$  aus dem Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  bietet das linke Diagramm in Abbildung 2.9 nach (KULHAWY und MAYNE 1990). Meist verbleiben aber z.B. für eine Setzungsprognose insbesondere im Hinblick auf die stark schwankende Durchlässigkeit natürlicher Böden größere Unsicherheiten, was z.B. von SOUMAYA (2005) in einer ausführlichen Arbeit, die die Rückrechnung von vielen Setzungsproblemen im Bereich weicher Seetone umfasst, beschrieben wird. Alternativen zur Ermittlung eines realitätsnahen Wertes zur Größe  $c_v$  stellen Feldversuche und hierbei insbesondere die Drucksondierung dar (LUNNE et al. 1997).



**Abbildung 2.9:** Abhängigkeit des Konsolidationsbeiwertes  $c_v$  vom Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  (links, Darstellung nach KULHAWY und MAYNE 1990) und Abhängigkeit des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  vom natürlichen Wassergehalt  $w$  (rechts, Darstellung nach MESRI 1973)

Die Porenzahl unter konstanter Last  $\sigma'_v$  verringert sich durch Kriechen nach Abschluss der Konsolidation für Zeiten  $t > t_{EOP}$  weiter. So wandert die Kurve im Druck-Porenzahl-Diagramm parallel zur Achse der Porenzahl nach unten (siehe Abbildung 2.8, rechts). Die Rate der Kriechverformungen verringert sich im Ödometer mit zunehmender Versuchsdauer kontinuierlich. Bei den meisten überwiegend bindigen Böden mit einem begrenzten Anteil organischer Bestandteile lässt sich die Verformungskurve dieser Versuchsphase im halblogarithmischen Diagramm gut als Gerade approximieren. Die Steigung der Geraden wird in einem (log)Zeit - Porenzahldiagramm mit einem Faktor  $C_\alpha$  angegeben, was mathematisch durch den Ausdruck (2-4) wiedergegeben werden kann. Eine alternative Definition verwendet der von BUISMAN (1936) eingeführte Faktor  $C_B$ , der die Steigung im Zeit (logarithmische Skalierung) – Dehnungsdiagramm ausdrückt. Für verschiedene Kriechzeiten  $t_1$  und  $t_2$  lassen sich die entsprechenden Porenzahlen in das Druck-Porenzahl-Diagramm übertragen. Für Zeiten  $t > t_{EOP}$ , also nach der Dissipation des Porenwasserüberdruckes lässt sich die Porenzahländerung  $e_{1,i} - e_{2,i}$  bzw.  $e_{1,i+1} - e_{2,i+1}$  wie folgt ausdrücken:

$$e_1 - e_2 = C_\alpha \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (2-4)$$

Auch für den Kriechbeiwert  $C_\alpha$  existieren Korrelationen zu Ergebnissen aus Indexversuchen und zu Zustandsgrößen wie dem natürlichen Wassergehalt  $w$ , der direkt proportional zur Porenzahl  $e$  eines gesättigten Bodens ist. Oft wird  $C_\alpha$  indirekt durch den Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  abgeschätzt, was in Abschnitt 2.2.3 vertiefend erläutert wird. Bei Kenntnis des natürlichen Wassergehaltes lässt sich aber auch ohne Wissen um die Größe  $C_c$  der Kriechbeiwert in gewissen Bandbreiten direkt bestimmen, was die Informationen des rechten Diagramms in Abbildung 2.9 nach MESRI (1973) wiedergeben.

Ob viskose Stauchungen mit dem Kriechen erst nach Ende der Primärkonsolidation einsetzen (Hypothese A) oder diese bereits während der Konsolidation entstehen (Hypothese B), wurde seit LADD et al. (1977) für lange Zeit intensiv diskutiert. Ein Abriss dieser Diskussion wird von DEGAGO et al. (2013) vorgestellt. Nach Hypothese A ergäben sich unabhängig von der Konsolidationszeit und damit unabhängig von der Probenhöhe bzw. Dicke einer Bodenschicht am Ende der Primärkonsolidation gleiche Porenzahlen  $e_{EOP}$ . Bei Hypothese B hängt  $e_{EOP}$  von der Konsolidationszeit  $t_{EOP}$  und den in diesem Zeitraum entstandenen viskosen Stauchungen ab. Für größere Schichtdicken würden demnach geringere Werte für  $e_{EOP}$  folgen als für dünne Schichten, die rasch konsolidieren und damit geringere viskose Dehnungen während der Konsolidation zeigen. Durchgeführte komplizierte Ödometerversuche mit hinsichtlich der Strömung infolge Konsolidation in Reihe geschalteten Zellen ABOSHI (1973) sowie die Beobachtung vieler Feldsituationen z.B. von MESRI (2003) und LEROUÉIL (2006) können im Rahmen beider Hypothesen interpretiert werden und ergäben somit keine Klarheit.

Zur Wiedergabe von viskosem Bodenverhalten entwickelte inkrementell formulierte Stoffmodelle im Rahmen der Kontinuumsmechanik basieren auf der Hypothese B. Zur Simulation der Hypothese A müssten die viskosen Dehnungen, welche sich z.B. bei dem im Abschnitt 5.3 beschriebenen Stoffmodell in Abhängigkeit von der Effektivspannung und der Größe des Überkonsolidierungsverhältnisses entwickeln, zu Null bzw. auf einen einheitlichen Wert gesetzt werden, wenn das „globale“



System einer im Finite-Elemente-Netz diskretisierten Bodenschicht das Ende der Primärkonsolidation erreicht. Dieses Vorgehen erscheint wenig plausibel DEGAGO et al. (2013). Dagegen bietet die Hypothese A eine relativ einfache Rechenmethode, mit der z.B. Setzungsprognosen ohne numerisch arbeitende Computerprogramme erstellt werden können (siehe z.B. Gleichung (2-10) nach GARLANGER 1972).

Es ist anzunehmen, dass in Ergänzung zu den Modellen, die den Hypothesen A oder B folgen, insbesondere bei sehr langsam ablaufenden Vorgängen der Konsolidation in situ Widerstände aus der Struktur feinkörniger geologisch abgelagerter Böden wirksam werden. Dabei ist es denkbar, dass aufgrund sehr langsamer Dehnungsraten gegenüber den rasch durchzuführenden Standardversuchen im Labor für eine bestimmte Effektivspannung tendenziell größere Porenzahlen messbar sind. Diese Phänomene, die im Kontext von Konsolidation und Kriechen auch als Hypothese C beschrieben werden, werden in Abschnitt 2.2.5 zusammenfassend beschrieben.

### 2.2.2 Spannungsabhängige Kompressibilität

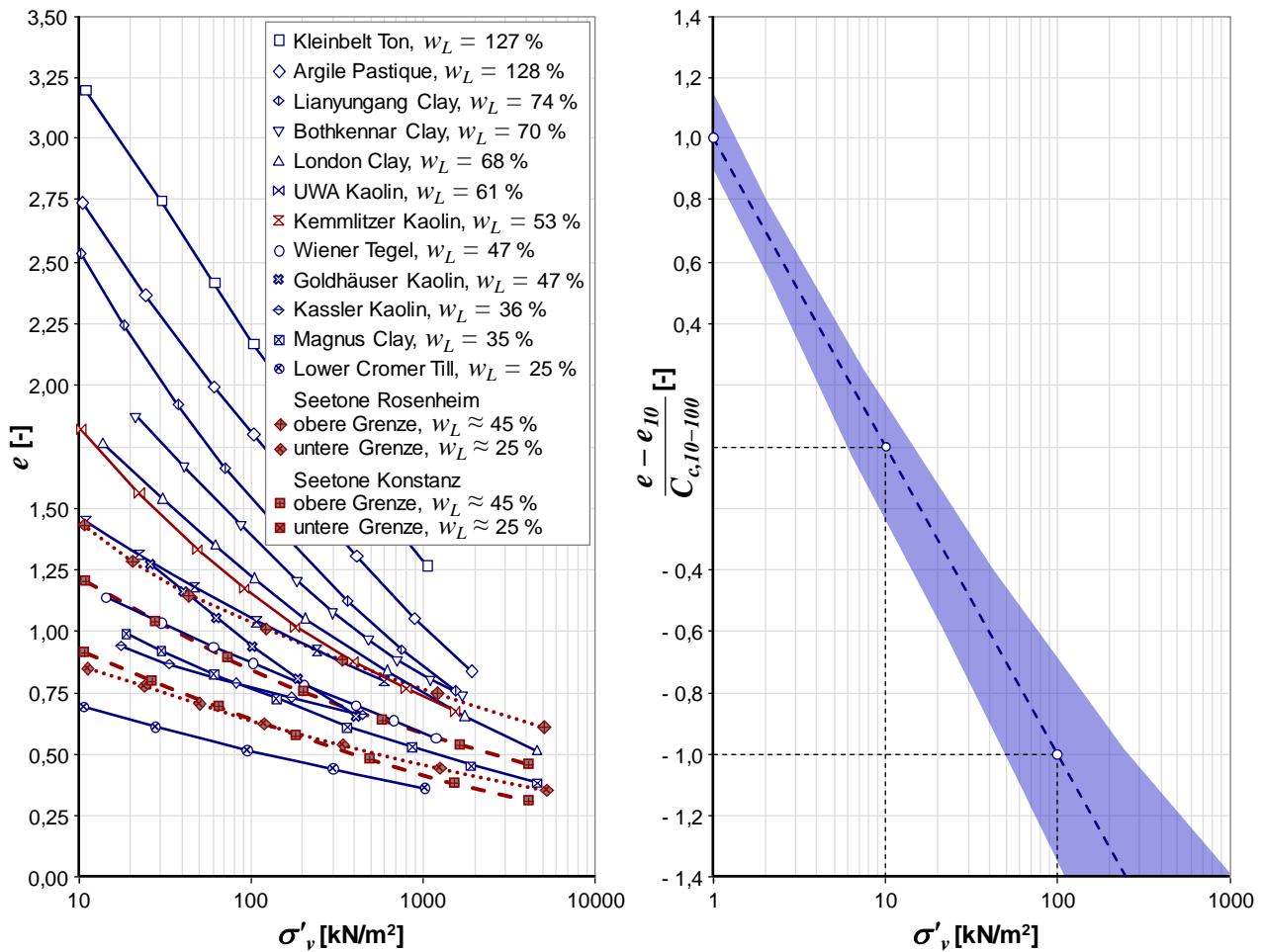
Schon früh wurde erkannt, dass die Kompressibilität  $E_s$  bzw.  $\partial\sigma'_v / \partial\varepsilon_v$  weicher bindigen Böden im für viele baupraktische Fragestellungen relevanten Spannungsbereich der Erstbelastung  $\sigma'_v = \sigma'_{v,c}$  nahezu proportional zur effektiven Spannung  $\sigma'_{v,c}$  ist (TERZAGHI 1925, OHDE 1939 und BUTTERFIELD 1979). Nach Belastung einer Bodenprobe stufenweise im Ödometer kann jeweils nach einer Zeit  $t_{EOP}$  die Porenzahl  $e_{EOP}$  ermittelt werden. Daraus bestimmt sich in einem halblogarithmischen Druck-Porenzahldiagramm annähernd eine Gerade, die den Zusammenhang zwischen der Porenzahl  $e_{EOP}$  und der Spannung  $\sigma'_{v,c}$  ausdrückt. Eine dazu parallel verschobene Gerade ergibt sich durch die gängige Auswertung der Setzung im Ödometerversuch aus jeweils inkrementeller Lasterhöhung nach 24 Stunden.

Daten aus Ödometerversuchen für unterschiedliche Tone zeigt Abbildung 2.10 im linken Diagramm. Die Proben wurden nahe dem Wassergehalt an der Fließgrenze aufbereitet und in den Ödometerring in flüssiger bzw. breiiger Konsistenz eingebaut. Belastet wurden die Proben durch stufenweise Laststeigerung nach jeweils einem Tag, was eine vergleichsweise rasche Beanspruchung bedeutet. Struktureinflüsse sind aus diesen Randbedingungen somit nicht zu erwarten. Die in dieser Abbildung gesammelten Daten repräsentieren eine große Bandbreite feinkörniger Böden mit vorwiegend mineralischen Partikeln und stammen aus den Arbeiten von KUNTSCHKE (1982), BURLAND (1990) sowie SOUMAYA (2005). Dazu ergänzend sind eigene nicht publizierte Ergebnisse aus Versuchen an Seetonen aus Rosenheim und Konstanz.

Die Neigung der Geraden ist in der hier gewählten Darstellung der Porenzahl  $e$  gegenüber dem logarithmischen Maßstab der Spannung  $\sigma'_v$  durch die Größe  $C_c$  gegeben (TAYLOR 1948). Die spannungsabhängige Kompression bzw. Porenzahländerung ergibt sich unter Verwendung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  zu:

$$e_i - e_{i+1} = C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v,i+1}}{\sigma'_{v,i}}\right) \quad (2-5)$$

Oft wird davon ausgegangen, dass  $C_c$  in guter Annäherung im für weiche Böden relevanten Spannungsbereich konstant ist, was dem Ansatz  $\sigma'_v \sim \partial\sigma'_v / \partial\varepsilon_v$  entspricht. Im Allgemeinen lässt sich  $C_c$  gut mit der Fließgrenze  $w_L$  korrelieren. Eine sehr ausführliche Zusammenstellung möglicher Korrelationen der spannungsabhängigen Kompressibilität zu aus Indexversuchen bestimmbar Kennwerten wie z.B. dem Wassergehalt  $w_L$  bzw. der Porenzahl  $e_L$  an der Fließgrenze bietet die Arbeit von SOUMAYA (2005).



**Abbildung 2.10: Kompressibilität erstbelasteter bzw. normalkonsolidierter strukturloser Tone (*remoulded clays*) nach HVORSLEV (1937), SKEMPTON (1944), KUNTSCHKE (1982), SOUMAYA (2005) sowie HONG et al. (2010), ergänzt durch Daten aus nicht publizierten Versuchen an Seetonen aus Rosenheim und Konstanz sowie Ergebnisse aus eigenen Versuchen (Kemmlitzer Kaolin) (linkes Diagramm); rechtes Diagramm: normalisierte Daten entsprechend der Definition der intrinsischen Kompressionskurve (*intrinsic compression line*, ICL) nach BURLAND (1990)**

Eine verbreitete Normalisierung der Kompressibilität erstbelasteter Tone wird von BURLAND (1990) mit der Definition eines sog. *void index* (Porenindex) vorgeschlagen. Zunächst sind hierfür aus Versuchsdaten, wie sie z.B. in Abbildung 2.10 links gezeigt werden, die Porenzahl  $e_{100}$  bei  $\sigma'_v = 100$  kN/m<sup>2</sup> sowie der Kompressionsbeiwert  $C_{c,100-1000}$  zwischen  $\sigma'_v = 100$  kN/m<sup>2</sup> und 1000 kN/m<sup>2</sup> zu bestimmen. Bei Auftragung der Größe des Porenindex (*void index*)  $I_{vo}$  entsprechend

$$I_{vo} = \frac{e - e_{100}}{C_{c,100-1000}} \quad (2-6)$$

gegenüber der effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$ , so wird eine vergleichsweise kleine Bandbreite ermittelt, mit der die Kompressibilität von Tonen mit sehr unterschiedlicher Fließgrenze  $w_L$  beschrieben werden kann (rechtes Diagramm in Abbildung 2.10). Die normalisierte Kompressionskurve ideal strukturloser Tone wird von BURLAND (1990) als *intrinsic compression line* ICL bezeichnet und kann als nützlicher Referenzzustand etwa zur Einordnung von Strukturwiderständen dienen.

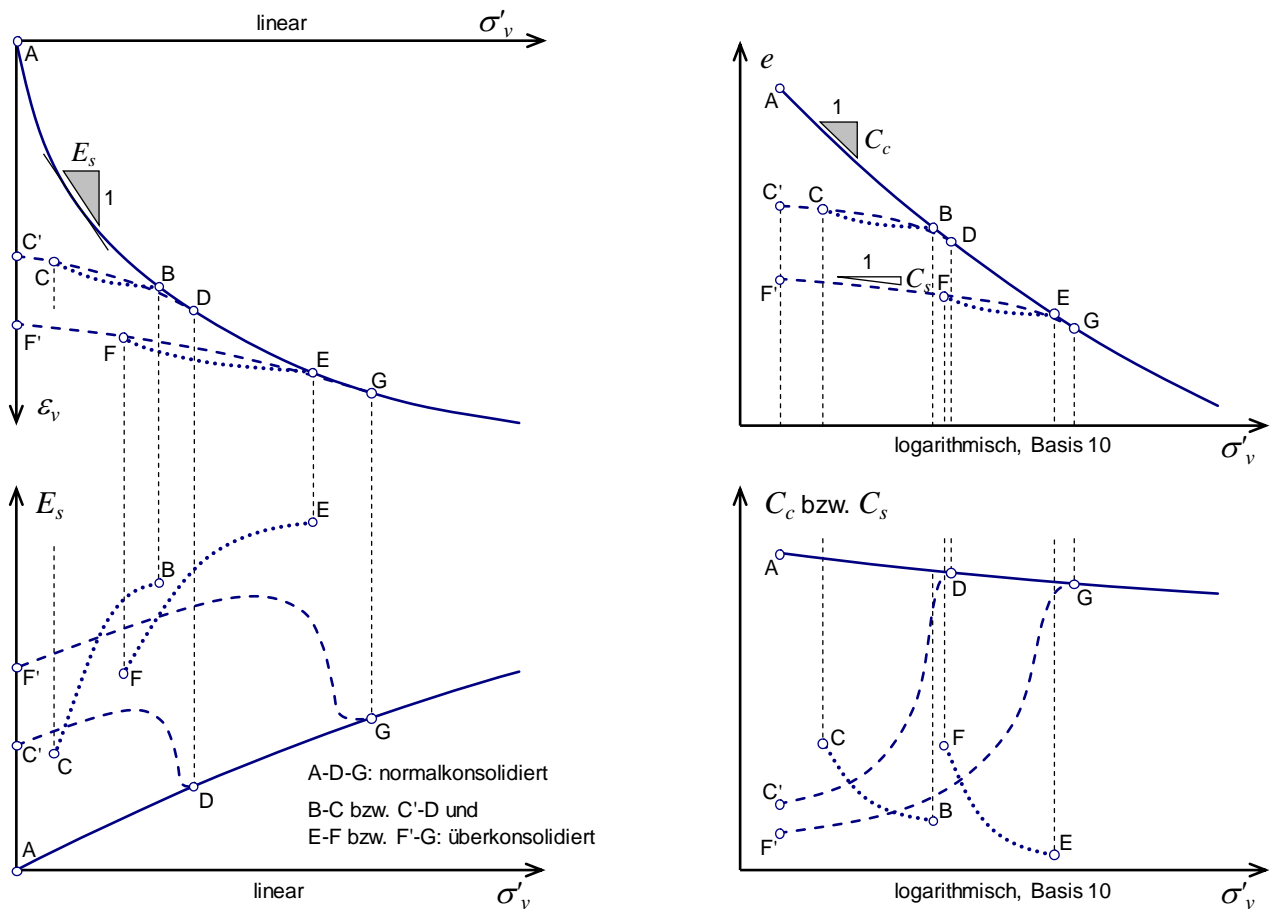
Im Bereich der Ent- und Wiederbelastung ist die Steifigkeit weicher Böden sehr viel höher als bei einer entsprechenden Porenzahl  $e$  projiziert auf die Erstbelastungskurve für die  $\sigma'_v = \sigma'_{v,c}$  bei  $OCR = 1$  gilt. Dabei wird für die Gruppe der elasto-plastischen Stoffmodelle angenommen, dass das Bodenverhalten im Bereich  $OCR > 1$  elastisch ist und entsprechend der Beziehung nach Formel (2-7) angenähert werden kann.

$$e_i - e_{i+1} = C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v,i+1}}{\sigma'_{v,i}}\right) \quad (2-7)$$

Nach KULHAWY und MAYNE (1990) liegt der Schwellbeiwert  $C_s$  für weiche Böden in einem Bereich zwischen  $4 \cdot C_c$  und  $8 \cdot C_c$  und ist mit den Indexgrößen aus den Versuchen zur Ermittlung der Wassergehalte an der Fließ- und Ausrollgrenze korrelierbar.

Einen Überblick zum Spannungs-Dehnungsverhalten (Diagramme links) bzw. der Änderung der Porenzahl mit der Spannung (Diagramme rechts) bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung im Ödometer bietet Abbildung 2.11, in der beispielhafte Versuchsergebnisse an einem in seinen Eigenschaften als typisch zu bezeichnenden feinkörnigen Boden wiedergegeben werden. Dabei stellen die beiden linken Diagramme und die beiden rechten Diagramme grundsätzlich den gleichen Versuch mit zwei Ent- und Wiederbelastungszyklen dar.

Diese in Abbildung 2.11 parallel gezeigte Darstellung zum Bodenhalten basiert auf dem Umstand, dass im deutschsprachigen Bereich die Verwendung des Parameters Steifemodul  $E_s$  zur Wiedergabe der Kompression von Böden dominiert. International wird jedoch im Bereich der feinkörnigen Böden auf den Ansatz der Parameter des Kompressions-  $C_c$  und Schwellbeiwertes  $C_s$  zurückgegriffen. Die Steigung der Geraden im Druck-Porenzahl-Diagramm (rechts oben in Abbildung 2.11) werden für eine Erstbelastung dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  und für eine Ent- sowie Wiederbelastung dem Schwellbeiwert  $C_s$  zugeordnet. Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  ist dabei im Bereich der Erstbelastung (Punkt A nach G und darüber hinaus) nahezu konstant bzw. nimmt in der Regel nur über einen größeren Spannungsbereich signifikant ab. Für Ent- und Wiederbelastungspfade hängt die Änderung von  $C_s$  stark von der Größe der Entlastung bzw. Wiederbelastung ab. Tendenziell steigt  $C_s$  etwa von Punkt C' oder F' bis zum Erreichen der Spannung  $\sigma'_{v,c}$  bei D bzw. G auf den Wert von  $C_c$  an. Beim Übergang von der Erstbelastung auf eine Entlastung ist der Verlauf der spannungsabhängigen Kompressibilität ausgedrückt durch  $E_s$  bzw.  $C_c$  und  $C_s$  nicht stetig. Die Steifigkeit  $E_s$  (bzw. der Kompressionsbeiwert) steigt bei der Pfadumkehr sprunghaft an (Verläufe A – B – C und D – E – F).



**Abbildung 2.11: Einfluss einer Vorbelastung bzw. Ent- und Widerbelastung auf die Kompressibilität und Steifigkeit erstbelasteter bzw. normalkonsolidierter strukturloser Tone (*remoulded clays*)**

Die beiden linken übereinander stehenden Diagramme der Abbildung 2.11 zeigen die entsprechenden Versuchskurven im Kontext der Auswertung zum Steifemodul  $E_s$ . Dabei ist zu beachten, dass in dieser Betrachtungsweise die Spannung im Gegensatz zur logarithmischen Skalierung der Druck-Porenzahl-Diagramme einem linearen Maßstab auf der Abszisse folgt. Zur Berechnung des Steifemoduls  $E_s$  in einer inkrementellen Auswertung der Versuchsdaten (Tangentenmodul) gilt folgende Gleichung:

$$E_s = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial \varepsilon_v} \quad (2-8)$$

Ein sehr leistungsfähiger Ansatz zur Beschreibung der Steifigkeit unterschiedlichster Böden bei Kompression wurde bereits früh von OHDE (1939) gefunden. Demnach gilt:

$$E_s = E_{s,ref} \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v,ref}} \right)^m \quad (2-9)$$

Dieses Kompressionsmodell hat mit einer Referenzsteifigkeit  $E_{s,ref}$ , die bei einer Referenzspannung  $\sigma'_{v,ref}$  bei üblicherweise  $100 \text{ kN/m}^2$  festgelegt wird, und dem sog. Steifigkeitsexponenten  $m$  zwei bodenspezifische Parameter. Für die Erstbelastung kann  $m$  für feinkörnige weiche Böden mit

Werten zwischen 0,8 und 1,0 angenommen werden. Dabei tendiert der Steifigkeitsexponent für Tone und sehr kompressible Böden mit organischen Bestandteilen gegen  $m = 1$  (JANBU 1985, SOOS 2009). Die Referenzsteifigkeit kann aus dem natürlichen Wassergehalt  $w$  bzw. der entsprechenden Porenzahl  $e$  nach JANBU (1985) abgeschätzt werden. Danach sind für weiche feinkörnige Böden Werte zwischen 0,5 und 1,5 MN/m<sup>2</sup> für  $w > 60\%$  sowie zwischen 2 und 4 MN/m<sup>2</sup> für  $w < 60\%$  zu erwarten. Eine weitere Möglichkeit zur Abschätzung von  $E_{s,ref}$  bietet eine Beziehung nach NEHER und VERMEER (1998) wonach  $E_{s,ref} = 50 / I_P$  [MN/m<sup>2</sup>] ist, sofern die Plastizitätszahl  $I_P$  in der Einheit [%] angesetzt wird.

### 2.2.3 Bodenviskosität

In Erweiterung zu den bereits in Abschnitt 2.2.1 genannten einfachen Zusammenhängen zeitabhängiger viskoser Verformungen nach inkrementeller Laststeigerung unter konstanten Effektivspannungen (Kriechen) werden in diesem Abschnitt auf die Begriffe der Geschwindigkeits- bzw. Ratenabhängigkeit und der Relaxation eingegangen. Zusammen mit dem Kriechen werden diese beiden weiteren Effekte der Bodenviskosität im Rahmen einer weit verbreiteten Modellbildung auf eine einheitliche mathematisch beschreibbare Grundlage gestellt.

Eine einfache Möglichkeit zur Setzungsprognose unter Berücksichtigung der Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  und der Bodenviskosität wurde von GARLANGER (1972) aufgezeigt, welche unmittelbar auf das Gedankenmodell von BJERRUM (1967) zurückgreift. Die Beziehung nach (2-10) kann gegenüber inkrementell formulierten Stoffmodellen nur eine entkoppelte Prognose zu Setzungen im Wieder- und Erstbelastungsbereich verbunden mit den Kriechsetzungen aus der Bodenviskosität liefern. Porenzahländerungen infolge einer Spannungsänderung von  $\sigma'_0$  auf  $\sigma'_{v,c0}$ , die durch den Rekompansionsbeiwert (bzw. Schwellbeiwert)  $C_s$  gesteuert werden, sowie Porenzahländerungen infolge einer Spannungsänderung von  $\sigma'_{v,c0}$  auf  $\sigma'_v$  im Bereich der Erstbelastung ( $OCR = 1$ ) beschrieben durch  $C_c$  sind unabhängig vom Kriechen. Der dritte Term in (2-10) beschreibt Kriechen und die daraus folgende Porenzahländerung. Hierzu ist die Definition einer Bezugszeit  $t'$  notwendig, die insbesondere bei der Übertragung von Erkenntnissen aus Ödometerversuchen im Labor auf reale Belastungssituationen zu Interpretationsschwierigkeiten führt.

$$\log(e_0 - e) = C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v,c0}}{\sigma'_{v,0}}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v,c0}}\right) + C_\alpha \cdot \log\left(\frac{t_i + t'}{t_i}\right) \quad (2-10)$$

Zur Veranschaulichung der Gleichung (2-10) kann die linke Darstellung in Abbildung 2.12 herangezogen werden. Darin ist eine Schar an Isochronen bzw. Isotachen dargestellt, deren Steigung sich mit dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  ausdrücken lässt. Von einer Porenzahl  $e_0$  bei einer Spannung  $\sigma'_{v,c0}$  lässt sich ein beispielhafter Pfad einer Kompression verfolgen (dicke durchgezogene Linie). Zunächst reagiert das Bodenelement für Spannungen  $\sigma'_v < \sigma'_{v,c0}$  vergleichsweise steif ( $OCR > 1$ ). Für diesen Bereich berechnet sich die Neigung der Geraden im halblogarithmischen Druck-Porenzahl-Diagramm durch die Größe des Schwellbeiwertes  $C_s$ . Im Schnittpunkt zur Isochrone bzw. Isotache der Referenzzeit  $t_i$  markiert die Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  die Grenze zwischen einer elastischen „Wiederbelastung“ und dem plastischen Kompressionsanteilen, die sich bei einer Spannung  $\sigma'_v > \sigma'_{v,c0}$  ergeben. Unter der Spannung  $\sigma'_v$  reduziert sich durch viskoses

Kriechen die Porenzahl entsprechend der Zeit  $t'$  weiter. Wie bereits erwähnt lassen sich beliebig viele Paare einer Referenzzeit  $t_i$  mit der zugehörigen Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  finden. Entsprechend der Wahl der Referenzzeit  $t_i$  lassen sich somit die Kompressionsanteile „elastisch“, „plastisch“ und „viskos“ beliebig verändern, ohne dass die Gesamtkompression, welche durch die Porenzahländerung  $e - e_0$  fest gegeben ist, beeinflusst wird. Obwohl diese Inkonsistenz bei der Festlegung eines eindeutigen Kompressionspfades in der Modellbildung nach GARLANGER (1972) besteht, konnten unter Verwendung von Ergebnissen aus Ödometerversuchen im Rahmen einer baupraktisch zu akzeptierten Genauigkeit und Zuverlässigkeit einige Setzungsmessungen an Bauwerken wiedergegeben werden. Dabei wurde die Modellbildung nach Gleichung (2-10) mit einem numerischen Finite-Differenzen Verfahren zur Abbildung der Konsolidation ergänzt. Zu den in GARLANGER (1972) angegebenen Beispielen ist jedoch insbesondere anzumerken, dass die zeitabhängigen Setzungsverläufe nur für Zeiträume, welche kleiner oder kaum größer als die für die Primärkonsolidation beanspruchten Zeiten sind, verglichen wurden. Damit bleibt offen, in wie weit sich Verformungen im Zeitbereich, in welchem die Porenwasserdrücke nicht die zeitabhängige Kompression maßgebend beeinflussen, genau genug prognostizieren lassen.

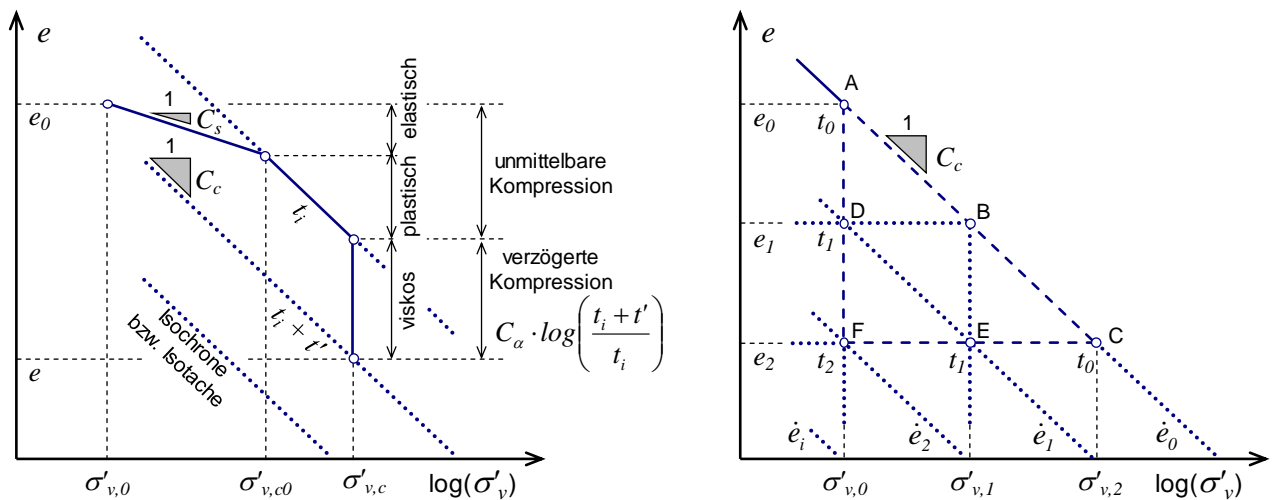
ŠUKLJE (1957) erkannte, dass nach Abschluss der Konsolidation Kurven gleicher Porenzahländerungsraten  $\dot{e} = \partial e / \partial t$  eine Schar von parallelen Kurven im Druck – Porenzahl Diagramm ergeben. Diese so genannten Isotachen lassen sich aus den Versuchsergebnissen von Ödometerversuchen mit inkrementeller Laststeigerung durch

$$\dot{e}_i = \partial e / \partial t = C_\alpha / t \quad (2-11)$$

ausdrücken. Diese Formel macht die Verknüpfung von Kriechgeschwindigkeit  $\dot{e}_i$  und Kriechzeit  $t_i$  deutlich. Kurven gleicher Kriechgeschwindigkeiten sind folglich auch Kurven gleicher Kriechzeiten (Isochronen). Diese Proportionalität lässt sich auch durch folgenden Ausdruck, der im Kern auf die Arbeiten von NORTON (1929) zurückgeht, beschreiben und ist Basis des sog. Isotachenmodells, welches in mehreren Stoffmodellen zur Anwendung kommt (HAAN 1996, NEHER und VERMEER, 1998, TATSUOKA et al. 2002, GRIMSTAD et al. 2010, FREITAS et al. 2011):

$$\frac{\dot{e}_i}{\dot{e}_{i+1}} = \frac{t_i}{t_{i+1}} \quad (2-12)$$

Eine Übersicht zum Isotachenmodell im Druck-Porenzahl-Diagramm bietet Abbildung 2.12. Die darin gezeigten Zusammenhänge zwischen Geschwindigkeitsabhängigkeit, Kriechen und Relaxation wurden unter anderem von KRIEG (2000) umfassend erläutert und dargestellt. Im dargestellten bodenmechanischen Modell ist der Zustand eines normalkonsolidierten Bodens durch jeweils zwei der Größen Spannung  $\sigma'_{v,i}$ , Porenzahl  $e_i$  und zeitlichen Porenzahländerungsrate  $\dot{e}_i$  eindeutig festgelegt.



**Abbildung 2.12: Modell zur Setzungsprognose nach GARLANGER (1972), linke Darstellung und Isotachenmodell für ödometrische Spannungszustände, rechte Darstellung**

Im Weiteren lässt sich neben dem viskosen Effekt des Kriechens und des geschwindigkeitsabhängigen Verformungswiderstandes auch die Relaxation von Spannungen im Ödometer gut am Isotachenmodell veranschaulichen. Die Steigung der Isotachen ist durch den Kompressionsbeiwert  $C_c$  festgelegt. Aus der Parallelität der Isotachen folgt:

$$e_i - e_{i+1} = C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v,i}}{\sigma'_{v,i+1}}\right) = C_\alpha \cdot \log\left(\frac{t_{i+1}}{t_i}\right) \quad (2-13)$$

Unter Verwendung von (2-13) ergibt sich Formel

$$\frac{\sigma'_{v,i}}{\sigma'_{v,i+1}} = \left(\frac{t_{i+1}}{t_i}\right)^{C_\alpha/C_c} = \left(\frac{\dot{e}_i}{\dot{e}_{i+1}}\right)^{C_\alpha/C_c} \quad (2-14)$$

die zur der Auswertung vorschubgesteuerter Versuche im Ödometer im Rahmen der Forschungsarbeiten zur Anwendung kommt (siehe Abschnitt 4.4.4.8).

Bei Betrachtung von Abbildung 2.12, kann unter Verwendung der genannten Formeln z.B. der Punkt F durch verschiedene Pfade erreicht werden. Neben dem Kriechen von A über D nach F kann auch ein Pfad mit einer Belastung bis Punkt C folgen und der Boden danach über Punkt E nach F relaxieren. Auch andere Pfade wären möglich, etwa eine Belastung bis B mit anschließendem Kriechen nach E und einer Relaxation zu Punkt F. Diese so genannte Pfadunabhängigkeit und dessen Auswirkungen auf die Beschreibung von weichen Böden mittels numerischer Stoffmodelle wird in vielen neueren Aufsätzen ausführlich diskutiert (u. a. KRIEG 2000, NIEMUNIS 2003).

Versuche zeigen, dass der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  während der Erstbelastung  $\sigma'_v = \sigma'_{v,c}$  ( $OCR = 1$ ) maximal ist. Bei einer Wiederbelastung nimmt  $C_\alpha$  mit fallendem  $OCR = \sigma'_{v,c} / \sigma'_v$  stark zu. VERMEER (2006) gibt folgende Abhängigkeit der Porenzahländerungsrate  $\dot{e}$  vom Überkonsolidierungsgrad  $OCR$  an:

$$\dot{e} = -\frac{C_\alpha}{\tau} \left( \frac{1}{OCR} \right)^{\frac{C_c - C_s}{C_\alpha}} \quad (2-15)$$

Darin ist  $\tau$  eine frei wählbare Referenzzeit, die z.B. für Ödometer mit inkrementeller Laständerung meist zu  $\tau = 1$  Tag gewählt wird. Formel 2-7 macht deutlich, dass für übliche Bodenparameter  $C_c$ ,  $C_s$  und  $C_\alpha$  die Kriechgeschwindigkeit ausgedrückt durch die Porenzahländerungsrate  $\dot{e}$  mit steigendem  $OCR$  schnell abnimmt, da der Exponent in Formel 2-7 für jede plausible Kombination der einzelnen Parameter stets Werte von über 20 annimmt.

Die Zusammenhänge zur Beschreibung des Kriechens im Bereich  $OCR > 1$  werden durch Abbildung 2.13 erläutert. Der Punkt D kann ausgehend von Punkt A entweder durch eine Entlastung über den Punkt C oder durch eine genügend lange Kriechphase unter der Effektivspannung  $\sigma'_v$ , die im Punkt A wirkt, erreicht werden. Gleiches gilt für Punkt E. Dem Isotachenmodell entsprechend ist die Kriechgeschwindigkeit  $\dot{e}$  in Punkt D bzw. E unabhängig vom Pfad. Die Kriechgeschwindigkeit  $\dot{e}$  an den einzelnen Isochronen bzw. Isotachen ist konstant und beträgt gegenüber der Isochrone bei 1 Tag mit  $\dot{e} = C_\alpha$  für  $t \neq 1$  Tag  $\dot{e} = C_\alpha/t$ . Für die Isochrone mit  $t = 10^4$  gilt z.B. eine Porenzahländerungsrate von  $\dot{e} = C_\alpha/10^4$ . Entsprechend der Darstellung in Abbildung 2.13 und der Formel (2-15) nimmt  $OCR$  mit steigender Kriechzeit entsprechend einer Entlastung zu (vgl. Abschnitt 2.2.5).

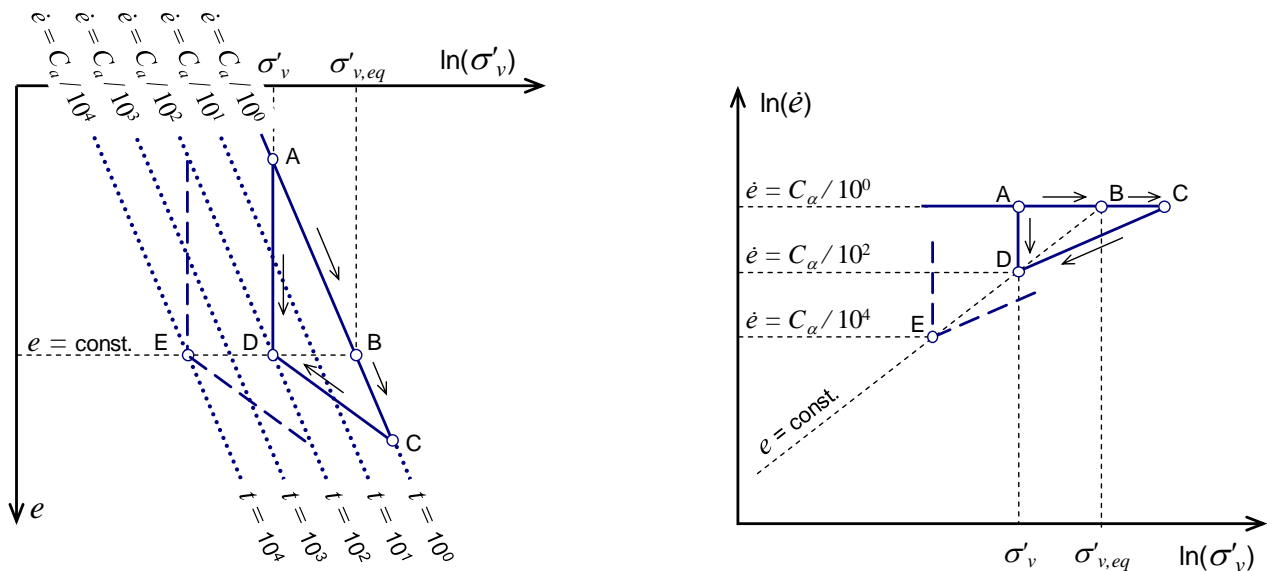


Abbildung 2.13: Kriechneigung bei Wiederbelastung

In der Literatur wird der Wert

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = const. \quad (2-16)$$

oft als inhärente und spannungsunabhängige Bodenkonstante beschrieben (MESRI und GODLEWSKI 1977, MESRI und CASTRO 1987, MESRI et al. 1995, KRIEG 2000). Dies ist, unter Verwendung der



unter der aktuellen Spannung  $\sigma'_v$  vorherrschenden Kompressibilität  $C_c$  (Tangentensteigung), und Kriechbeiwert  $C_\alpha$  eine verallgemeinerte Darstellung, welche sowohl für Wiederbelastung ( $OCR > 1$ ) als auch Erstbelastung ( $OCR = 1$ ) gültig ist. Solange  $C_c$  eine vom Druck unabhängige Größe ist, ist auch  $C_\alpha$  nicht von  $\sigma'_v$  abhängig. Dies gilt in guter Annäherung in einem für weiche Böden relevanten Spannungsbereich von  $20 \text{ kN/m}^2 < \sigma'_v < 400 \text{ kN/m}^2$ . Für höhere Spannungsbereiche zeigt sich, dass das Kompressionsgesetz  $\sigma'_v \sim \partial \sigma'_v / \partial \varepsilon_v$  und dem daraus folgenden Ansatz eines für die Erstbelastung konstanten  $C_c$  schlecht mit Versuchsergebnissen übereinstimmt, und mit steigender effektiver Vertikalspannung  $C_c$  monoton abnimmt. Auch in diesem hohen Spannungsbereich zeigt sich im Rahmen der Messgenauigkeit ein konstanter Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$ , da sich auch die Kriechneigung ausgedrückt durch  $C_\alpha$  entsprechend reduziert.

Einige Autoren (VERMEER 2006, LEROUEIL 2006) gehen in ihren Modellbildungen davon aus, dass nur der plastische Anteil der Kompressibilität  $C_c - C_s$  die Kriechneigung bestimmt:

$$\frac{C_\alpha}{C_c - C_s} = \text{const.} \quad (2-17)$$

Da jedoch für die meisten Böden und Wiederbelastungsverhältnisse  $C_c = 5 \cdot C_s$  bis  $C_c = 10 \cdot C_s$  gilt, ist der Unterschied zwischen der Annahme aus (2-16) und (2-17) relativ klein und im Rahmen der Messgenauigkeit üblicher Versuchstechniken vermutlich schwer nachzuweisen.

Seit LEINENKUGEL (1976) den Parameter  $\theta$ , welcher in Abschnitt 2.3 näher erläutert wird, zur Beschreibung der Bodenviskosität eingeführt hat, wird von vielen deutschsprachigen Autoren der so genannte Zähigkeitsindex  $I_{v\alpha}$  bzw.  $I_v$  als charakteristischer Kennwert zur Beschreibung der Bodenviskosität verwendet. Zur unterschiedlichen Definition  $I_{v\alpha}$  und  $I_v$  werden ebenfalls in Abschnitt 2.3 nähere Informationen gegeben. Während Leinenkugel noch den Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  über die Beziehung

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = 2 \cdot I_v \cdot \tan(\varphi'_s) \quad (2-18)$$

mit in die Abhängigkeit zur Kriechneigung einsetzt, wird darauf von KRIEG (2000) verzichtet und der Ansatz

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = I_v \quad (2-19)$$

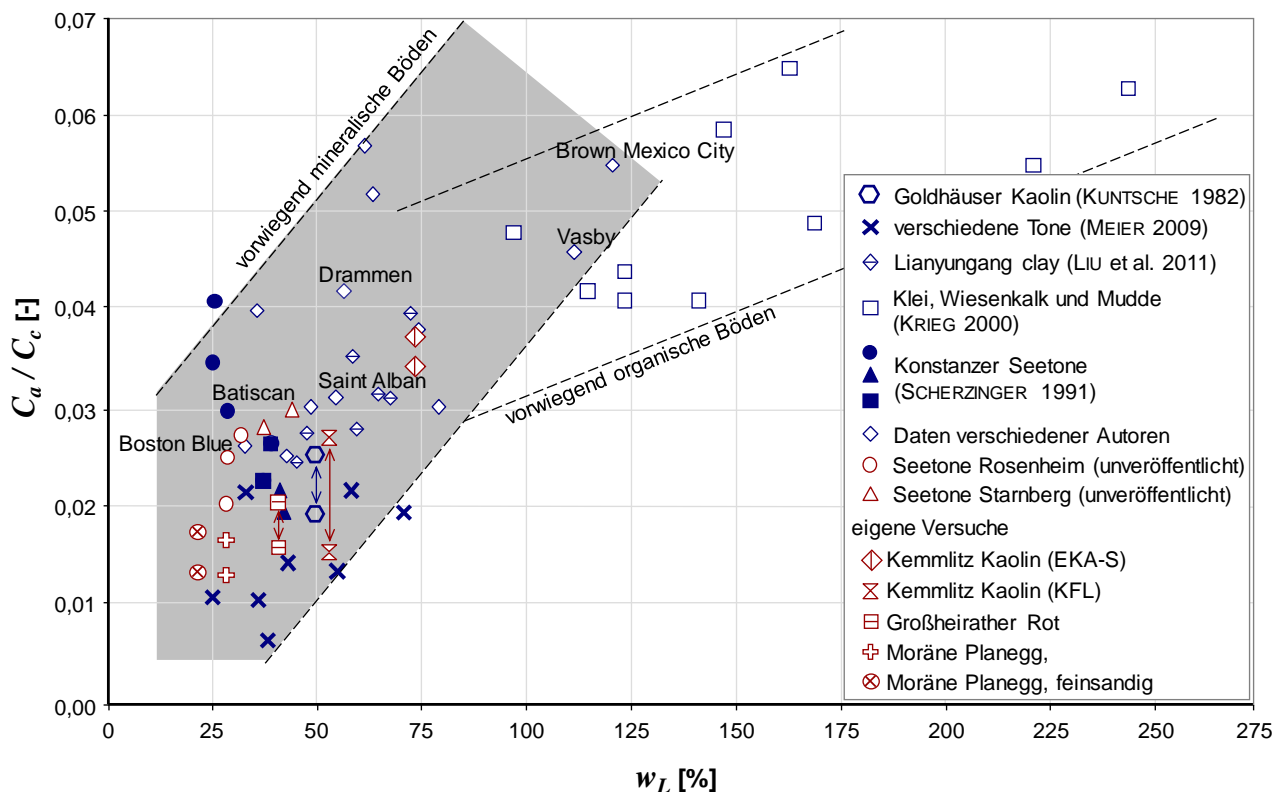
verwendet. Dabei gilt für kleine Geschwindigkeitssprünge bzw. für eine geringe Bodenviskosität  $I_{v\alpha} \approx I_v$  unter Berücksichtigung, dass viele Böden im relevanten Spannungsbereich einen Winkel der Gesamtscherfestigkeit um  $\varphi'_s = 30^\circ$  aufweisen und damit das Produkt  $2 \cdot \tan(\varphi'_s) \approx 1$  wird, dass die Richtigkeit des einen oder des anderen Ansatzes kaum zu überprüfen ist, da aufgrund anderer Fehlerquellen in der Versuchsdurchführung die Genauigkeit bei der Messung von  $I_v$  begrenzt ist.

Eine Einordnung verschiedener Geomaterialien bezüglich ihres viskosen Materialverhaltens erfolgte von MESRI (2006). In Tabelle 2.2 werden aus der Analyse einer Vielzahl von eindimensionalen Kompressionsversuchen an verschiedenen Geomaterialien Bodenviskositäten ausgedrückt durch

den Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  angegeben. Dabei ist zu beachten, dass auch die Kompressibilität  $C_c$  in einer Größenordnung von deutlich mehr als einer Zehnerpotenz vom Torf zum Tonstein oder zu einer Steinschüttung abnimmt. Damit verringert sich der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  vom Torf zur Steinschüttung entsprechend den Angaben der Tabelle 2.2 sehr stark.

**Tabelle 2.2: Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c$  zur Beschreibung der Bodenviskosität bei Kompression für unterschiedlicher Böden nach MESRI (2006)**

Geomaterial	$w_L$ [%]	$C_\alpha / C_c$ [-]
Steinschüttungen und granulare Böden mit harten Partikeln	-	$0,02 \pm 0,01$
Tonschiefer und Tonstein	-	$0,03 \pm 0,01$
gering plastische Tone und Schluffe ohne organische Bestandteile	0 bis 50	$0,04 \pm 0,01$
ausgeprägt plastische Tone	> 50	$0,05 \pm 0,01$
Tone und Schluffe mit organischen Bestandteilen	i. A. > 50	$0,05 \pm 0,01$
amorph faseriger Torf	i. A. > 100	$0,06 \pm 0,01$



**Abbildung 2.14: Viskosität verschiedener Böden ausgedrückt durch den Wert  $C_\alpha / C_c$  in Abhängigkeit vom Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$**

Ein geeigneter Indextest ohne großen Versuchsaufwand, der für eine erste Abschätzung zur Größe der Bodenviskosität bei feinkörnigen Böden dienen kann, stellt die Bestimmung des Wassergehaltes an der Fließgrenze  $w_L$  dar. Je höher dieser Wassergehalt, desto größer ist im Allgemeinen die

Viskosität eines feinkörnigen oder organischen Bodens, da  $w_L$  direkt mit der spezifischen Oberfläche und der Möglichkeit, Wasser in die Partikelstruktur einzulagern, zusammenhängt (vgl. Angaben in Abschnitt 2.5). Zur besseren Einordnung der von MESRI (2006) genannten Bodenarten werden in Tabelle 2.2 Angaben für zu erwartende Werte des Wassergehaltes an der Fließgrenze  $w_L$  gemacht. Ferner sind in Abbildung 2.14 Ergebnisse verschiedener Böden zusammengetragen, welche die Fließgrenze  $w_L$  mit dem Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$ , bestimmt aus Ödometerversuchen, vergleichen. Auch diese Abbildung zeigt eine tendenzielle Abhängigkeit der Fließgrenze  $w_L$  von der Kriechneigung, ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$ , obwohl zum Teil deutliche Abweichungen zu den Angaben der Tabelle 2.2 zu erkennen sind.

#### 2.2.4 Ruhedruckbeiwert

Oft lässt sich der Ruhedruckbeiwert im Bereich der Erstbelastung  $K_0^{NC}$  gut durch die empirische Beziehung nach JAKY (1944) mit

$$K_0^{NC} = 1 - \sin(\varphi') \quad (2-20)$$

annähern (KULHAWY und MAYNE 1990). Dabei wird für  $\varphi'$  meist der Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  (Peak-Reibungswinkel) angesetzt. Zusätzlich sind für weiche feinkörnige Böden Korrelationen des  $K_0$ -Wertes zum Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  sowie zur Plastizitätszahl  $I_P$  recherchiert worden (ALPAN 1967, SHERIF und KOCH 1970, LEE und JIN 1979, MASSARSCH 1979).

Abbildung 2.15 zeigt von SHOGAKI et al. (2002) recherchierte Versuchsdaten zur Abhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes  $K_0^{NC}$  während der Erstbelastung verschiedener Tone von der Plastizitätszahl  $I_P$ . Die Angaben aus der Literatur wurden von SHOGAKI et al. (2002) durch Versuche ergänzt. Ferner ist die Bandbreite der Ergebnisse zum Wert  $K_0^{NC}$  aus eigenen Versuchen am Kemmlitzer Kaolin mit in das Diagramm der Abbildung 2.15 eingezeichnet.

Die für eine Plastizitätszahl  $I_P$  versuchstechnisch ermittelte mögliche Bandbreite ist groß. Für  $I_P = 50\%$  wurden sowohl geringe Werte  $K_0^{NC} = 0,32$  als auch Werte im Bereich  $K_0^{NC} = 0,7$  gemessen. Bis auf 4 Einzelversuche liegen die Daten zu  $K_0^{NC}$  jedoch im Bereich zwischen ca. 0,35 und 0,6. Die Versuchsergebnisse zum Kaolinton aus Kemmlitz (eigene Versuche) liegen in etwa innerhalb dieser Bandbreite (vgl. Abschnitt 4.4.4.5). Eine relativ gute Annäherung an das Mittel der Versuchsergebnisse lässt sich durch die Korrelationsformel von ALPAN (1967) mit

$$K_0^{NC} = 0,19 \cdot 0,233 \cdot \log(I_P) \quad \text{mit } I_P [\%] \quad (2-21)$$

erreichen. Es ist anzumerken, dass die Bandbreite, welche sich über die Korrelationsformel nach JAKY (1944) ergibt, ebenfalls die Versuchsergebnisse wiedergibt. Für  $\varphi' = 20^\circ$  bis  $30^\circ$  können  $K_0^{NC}$ -Werte zwischen 0,66 und 0,5 berechnet werden. Tendenziell geringere Werte können im Hinblick auf den Ansatz von JAKY (1944) interpretiert werden, wenn die Reibungswinkel  $\varphi'$  im Sinn von Peak-Reibungswinkel  $\varphi'_s$  analysiert werden, was bei strukturfesten weichen Böden einen größeren Unterschied im Vergleich zum Reibungswinkel im kritischen Zustand ergibt.

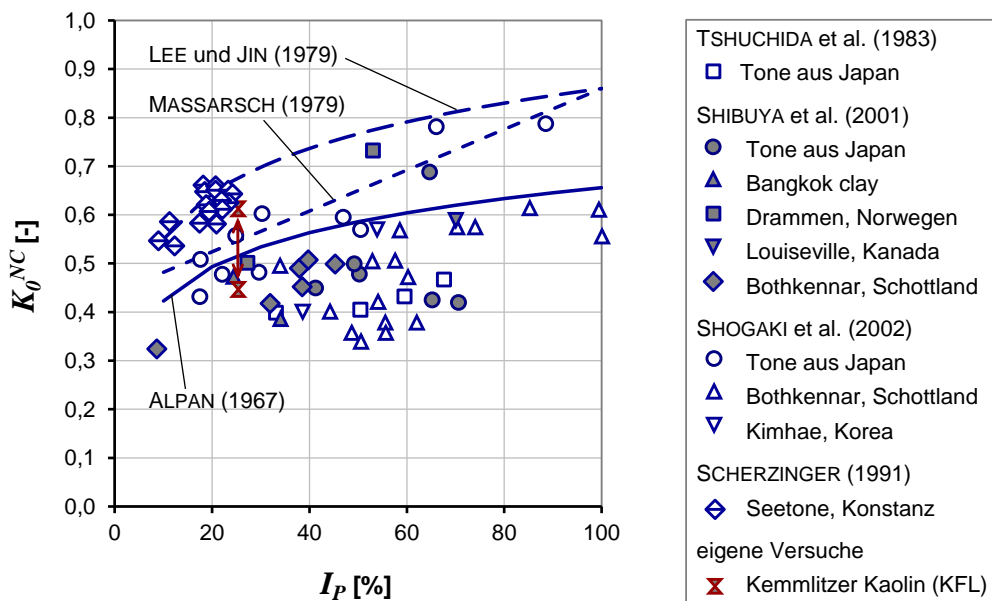


Abbildung 2.15: Versuchsdaten und vorgeschlagene Korrelationen zwischen der Plastizitätszahl  $I_P$  und dem Ruhedruckbeiwert  $K_0^{NC}$

In einem Vergleich zwischen Versuchsdaten an weichen Seetonen nach SCHERZINGER (1991) zeigen KEMPFFERT und GEBRESELASSIE (2005) die Anwendbarkeit der Korrelationsformeln nach LEE und JIN (1979) mit:

$$K_0^{NC} = 0,24 \cdot 0,33 \cdot \log(I_P) \quad \text{mit } I_P [\%] \quad (2-22)$$

und SHERIF und KOCH (1970) mit:

$$K_0^{NC} = 10^{0,00275(w_L - 20) - 0,2676} \quad \text{mit } w_L [\%] \quad (2-23)$$

Hier liegen die Prognosen gemäß der Korrelationsformel nach ALPAN (1967) etwa 15 % bis 20 % über den im Versuch gemessenen  $K_0^{NC}$ -Werten. Die Werte  $K_0^{NC}$  berechnet nach (2-20) unter Ansatz des Winkels der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  liegen ca. 10 % bis 15 % unter den Versuchsergebnissen. Eine bessere Übereinstimmung ergibt sich hier bei Ansatz des gegenüber  $\varphi'_s$  etwas geringeren kritischen Reibungswinkels  $\varphi'_{cs}$ .

Untersuchungen deuten an, dass innerhalb geologischer Zeiträume unter konstanter Spannung  $\sigma'_v$  der Ruhedruckbeiwert  $K_0$  durch viskose Umlagerungen gegen  $K_0 = 1$  strebt (KAVAZANJIAN und MITCHELL 1984, NOVA 1985, MESRI und CASTRO 1987, KRIEG 2000). Diese zeitabhängige Erhöhung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  ist insbesondere bei weichen Böden mit geringen  $K_0$ -Werten stark ausgeprägt. Untersuchungen zur zeitabhängigen Veränderung von  $K_0$  sind jedoch aufgrund ihrer langen Versuchsdauern und schwierigen Messmethoden nicht unumstritten.

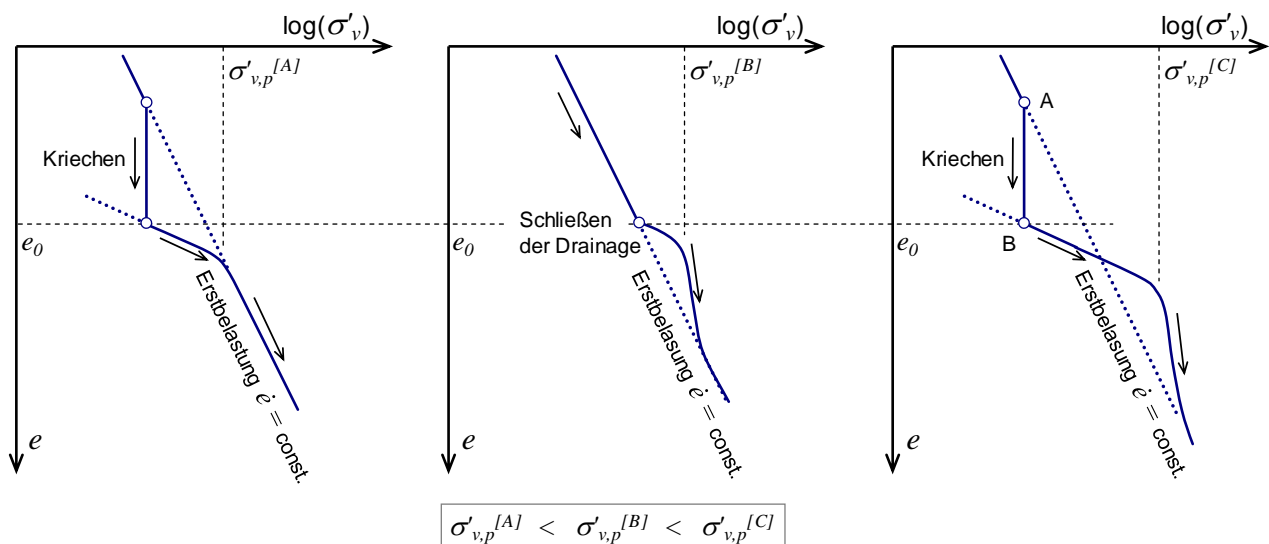
Für Suspensionen ohne wirksame Effektivdrücke ist der Ruhedruckbeiwert  $K_0$  nicht definiert. Messungen haben ergeben, dass sich für geringe Effektivdruckniveaus vergleichsweise niedrige Ruhedruckbeiwerte einstellen. So zeigen Versuche von TING et al. (1994) an einem Kaolinboden, dass sich der Ruhedruckbeiwert  $K_0$  bis zu einer Spannung von etwa  $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$  kontinuierlich erhöht und sich dann auf Werte in einer Größenordnung, die durch die Korrelationen nach JAKY

(1944), SHERIF und KOCH (1970) oder LEE und JIN (1979) für normalkonsolidierte bindige Böden angenähert werden können, einpendelt.

Durch die langsame Ablagerung der Bodenpartikel und insbesondere durch die Strukturierung organischer Böden weisen natürlich anstehende weiche Böden ein ausgeprägt anisotropes Materialverhalten auf. Dies wirkt sich auch auf die Kompressibilität aus. Eine isotrope Laststeigerung führt folglich zu einer unterschiedlich großen vertikalen und horizontalen Dehnung. Im Ödometerversuch ändert sich analog bei anisotropem Materialverhalten der Seitendruckbeiwert  $K_0$  bei Aufbringung einer axialen Zusatzlast.

### 2.2.5 Strukturwiderstände

Für geologisch junge Ablagerungen aus normalkonsolidierten Sedimenten lässt sich, unter der Voraussetzung einer sorgfältigen Probeentnahme und Durchführung eindimensionaler Kompressionsversuche, eine im Erstbelastungsbereich erhöhte Steifigkeit gegenüber künstlich hergestellten Bodenproben nachweisen (TERZAGHI 1941, SKEMPTON 1944, LEROUEIL et al. 1979, LACASSE et al. 1985, SCHERZINGER 1991, LONG 2006). Die erhöhte Steifigkeit könnte als Folge einer Überkonsolidierung interpretiert werden, obwohl die effektive vertikale Spannung  $\sigma'_v = \sigma'_{v,c}$  niemals einen höheren Wert als den zum Zeitpunkt der Probeentnahme aufwies. Das Phänomen wurde bereits von BJERRUM (1967) als Alterung („ageing“) von Böden aufgrund einer Strukturfindung während viskoser Verformungsvorgänge gedeutet (Abbildung 2.16, links).

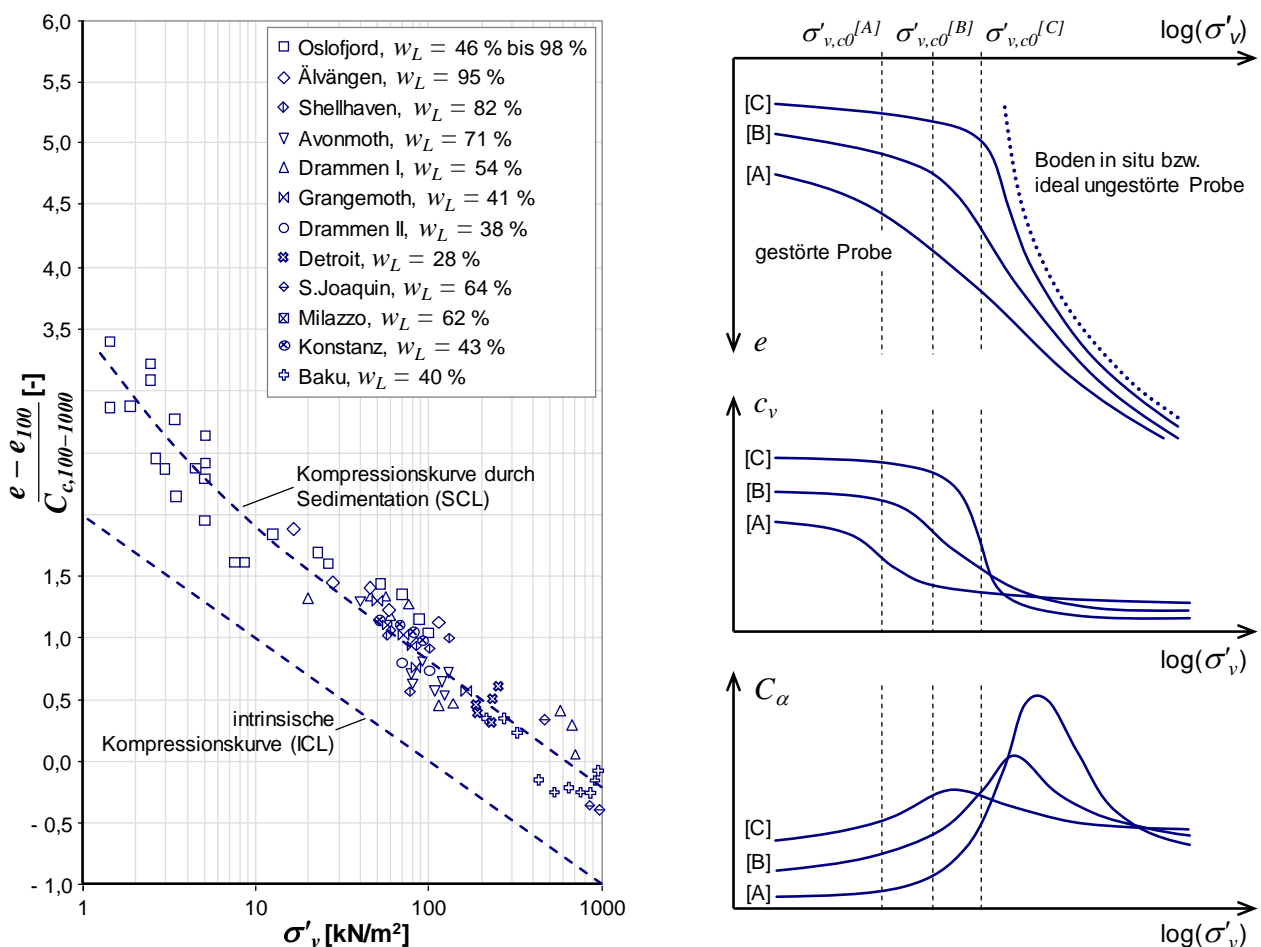


**Abbildung 2.16: Einfluss der Strukturfestigkeit auf das Verhalten im Ödometer**

Wie jedoch Versuche zeigen, beruht die gegenüber strukturlosen Böden erhöhte Steifigkeit normalkonsolidierter Böden in situ nicht nur aus der durch das Kriechen hervorgerufenen Volumenverminderung. Da sich die Dichte der Bodenprobe nach dem Schließen der Drainage nicht ändern kann und die Probe dennoch eine im weiteren Verlauf der Kompressionskurve erhöhte Steifigkeit zeigt (Abbildung 2.16, Mitte), wird vom zeitabhängigen Entstehen einer Art Zementierung (*bonding*) gesprochen (BURLAND 1990, MITCHELL und SOGA 2005). Nach der Konsolidierung unter einer tiefen-

abhängigen Auflastspannung wird sich der Boden über geologische Zeiträume viskos von Punkt A nach Punkt B verformen (Abbildung 2.16, rechts). Dabei entsteht eine gewisse Struktur im Boden, die sich durch geometrische Orientierung (*fabric*) und Zementierung (*bonding*) ausdrücken lässt. Bei Belastung des Bodens durch zusätzliche Auflastspannungen wird ein Verhalten entsprechend eines überkonsolidierten Bodens festgestellt. Mit einer weiteren monotonen Beanspruchung tritt eine Degradierung der Strukturfestigkeit ein. Die Druck-Porenzahl-Kurve konvergiert dann gegen die entsprechende Isotache der Erstbelastung (LEONARDS und ALTSCHÄFFL 1964, LEROUÉIL et al. 1979, BURLAND 1990, CANDLER 2000).

Einen guten Überblick zu strukturbedingten Einflüssen bei Laborversuchen im Ödometer und Triaxialversuch bietet BURLAND (1990). Er stellt neben der nach (2-6) definierten Normierung von Porenzahlen  $e$  zum Porenindex (*void index*)  $I_{vo}$  und der Beschreibung der sog. intrinsischen Kompressionskurve (*intrinsic compression line*, ICL) die These einer ebenfalls nach der Definition des  $I_{vo}$  beschreibbaren Kompressionskurve infolge Sedimentation auf (*sedimentation compression line*, SCL). Daten aus der Arbeit von BURLAND (1990) werden im linken Diagramm der Abbildung 2.17 gezeigt.



**Abbildung 2.17:** Porenzahlen in situ gegenüber der intrinsischen Kompressionskurve (linkes Diagramm nach BURLAND 1990 mit Daten von SKEMPTON 1970 und SCHERZINGER 1991); Einfluss der Struktur auf den Konsolidationsbeiwert  $c_v$  und Kriechbeiwert  $C_\alpha$  nach (rechte Diagramme nach TSUTSUMI und TANAKA 2011)

Es ist gut zu erkennen, dass die aus in situ gewonnenen möglichst ungestörten Proben ermittelten Porenzahlen  $e$  weit über der intrinsischen Kompressionskurve strukturloser im Ödometerversuch rasch belasteter Proben liegen. Obwohl die Plastizität der dargestellten Tone stark variiert, ist die Bandbreite in der Darstellung der  $I_{vo}$ -Werte relativ gering. Über einen größeren Bereich zumindest ab einer vertikalen Effektivspannung von  $\sigma'_v = 10 \text{ kN/m}^2$  verlaufen die Kurven der ICL und der SCL parallel. In diesem Bereich ist für die Erreichung einer bestimmten Porenzahl  $e$  einer unstrukturierten Probe durch Erstbelastung im Ödometer nur etwa 1/5 der in situ wirkenden Konsolidationsspannung notwendig  $\sigma'_{v,c}$ . Es scheint, dass Struktureffekte im Bereich geringer vertikaler Effektivspannungen tendenziell zunehmen.

Die große Diskrepanz zwischen einem Laborversuch an künstlich aufbereiteten feinkörnigen Böden und möglichst ungestört entnommenen Proben aus Bohrungen und Schürfen ist bereits seit TERZAGHI (1941) und SKEMPTON (1944) bekannt und im Hinblick auf die physio-chemischen Ursachen dieser Struktureffekte immer noch Gegenstand der Grundlagenforschung. In Bezug auf makroskopisch messbare und für geotechnische Probleme relevante Verformungen zeigen neben der Kompressibilität infolge einer Spannungsänderung auch die Konsolidations- und Kriecheigenschaften einen wesentlichen Einfluss der Struktur von weichen Tonböden. Zur Veranschaulichung können die den Ausführungen von TSUTSUMI und TANAKA (2011) folgenden drei Diagramme in der rechten Hälfte der Abbildung 2.17 dienen.

Eine relativ stark gestörte Probe wird durch den Kurvenverlauf [A] in den drei übereinander gezeichneten Diagrammen gekennzeichnet. Die durch [C] wiedergegebenen Kurven können einer relativ ungestörten Probe zugeordnet werden. Die Probenstörung der zu [B] gehörenden schematisch dargestellten Untersuchungsergebnisse liegt zwischen Proben, die den Kurven [A] und [C] zuzuordnen wären. Zusätzlich ist im oberen Diagramm der rechten Hälfte der Abbildung 2.17 die Kompression eines in situ ungestörten ausgeprägt strukturfesten Bodens dargestellt (gepunktete Linie). Es ist erkennbar, dass die aus Ödometerversuchen ableitbare Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  mit steigender Probenstörung abnimmt. Daraus wird klar, dass die Spannung  $\sigma'_{v,c0}$  ausgehend von einer Belastung ab der Anfangsporenzahl  $e_0$  im Ödometer nicht einer vormals wirkenden Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  gleichzusetzen ist sondern zusätzlich zu einer „echten“ Vorbelastung stark von Struktureinflüssen geprägt ist. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit die Spannung  $\sigma'_{v,c0}$  als ein Wert interpretiert, bei dem ein deutlicher Steifigkeitsabfall bei ödometrischer Kompression erkennbar ist. In der englischsprachigen Literatur wird in diesem Kontext  $\sigma'_{v,c0}$  auch als „yield stress“ bezeichnet. Tatsächlich wird bei der Anpassung des Wertes des Überkonsolidierungsverhältnisses  $OCR$  bei der Simulation des Bodenverhaltens mit Stoffmodellen üblicherweise die Spannung  $\sigma'_{v,c0}$  in Verhältnis zur Spannung entsprechend  $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$  gesetzt, um realistische Prognoseergebnisse für natürlich abgelagerte meist strukturfeste Böden zu erhalten. Da  $OCR$  die Berechnungsergebnisse stark beeinflusst, ist eine möglichst exakte Bestimmung von  $\sigma'_{v,c0}$  aus Ödometerversuchen an ungestörten Proben anzustreben. Eine Alternative stellt die Ermittlung von  $\sigma'_{v,c0}$  aus Drucksondierungen oder anderen Versuchen im Feld etwa mit Pressiometern dar.

Die Steifigkeit nach Überschreiten der Spannung  $\sigma'_{v,c0}$  ist im Fall [A] minimal, was als Destrukturierung bezeichnet wird und aufgrund seiner großen Relevanz für praktische Fragestellungen im

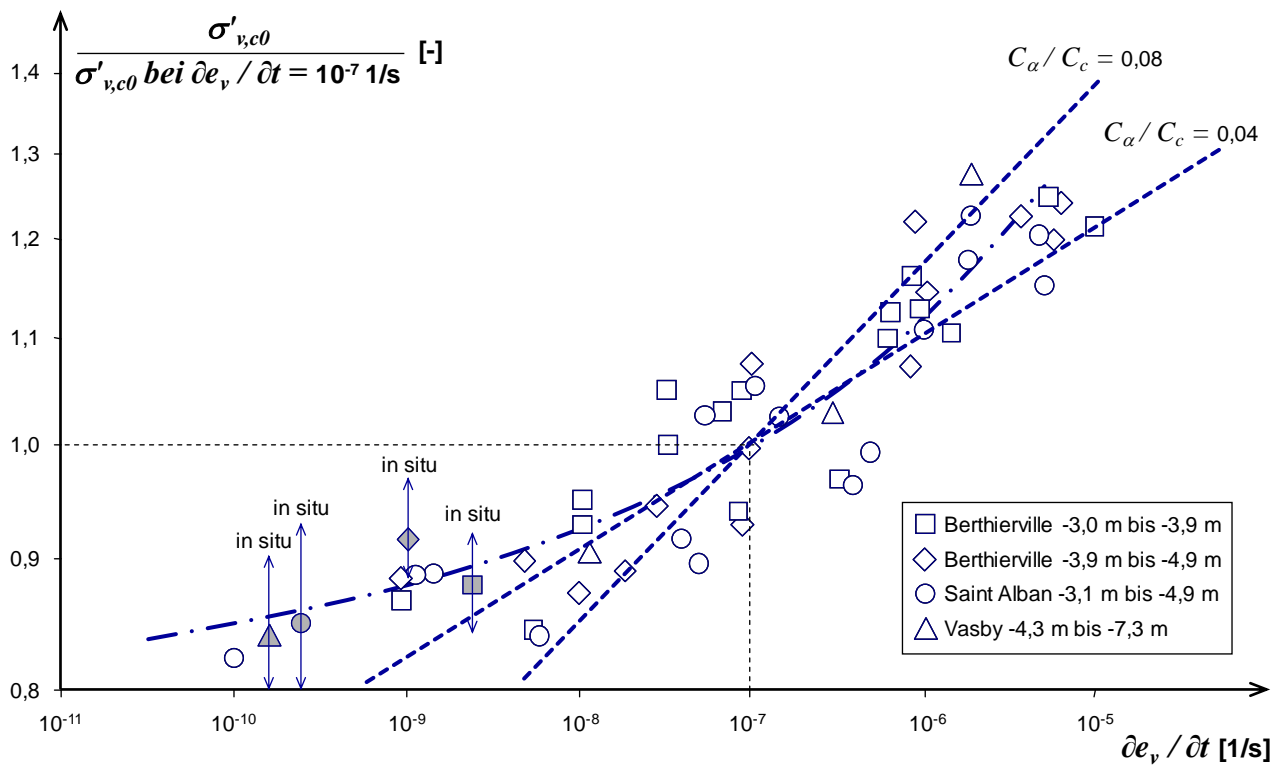
Rahmen von Setzungsprognosen besonderen Anlass zu Forschung für die Schaffung von Stoffmodellen gab, welche dieses kritische Verhalten strukturfester Böden geeignet abbilden können (siehe z.B. CUDNY und VERMEER 2004 sowie GRIMSTAD et al. 2010).

Neben der Steifigkeit vieler natürlich abgelagerter Böden mit Strukturwiderständen sind auch zeitabhängige Verformungen infolge von Konsolidation und Viskosität von Struktureinflüssen geprägt. Hierzu geben das mittlere und das untere Diagramm der rechten Hälfte der Abbildung 2.17 Auskunft. Die Konsolidationszeiten einer ungestörten Probe sind im Bereich der Wiederbelastung kleiner als die einer gestörten Probe. Im Bereich der Erstbelastung drehen sich die Verhältnisse um. Interessant ist ferner die Entwicklung des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  in Abhängigkeit von der vertikalen Effektivspannung. Ungestörte strukturfeste Proben zeigen hier nach Überschreitung der Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  deutlich höhere Werte als vergleichsweise gestörte bzw. sogar komplett strukturlose Böden. Dieser hohe Wert  $C_\alpha$  während der Destrukturierung geht mit kleinen Werten  $C_c$  einher, wobei der Verhältniswert zwischen  $C_\alpha$  und  $C_c$  entsprechend der Hypothese nach Gleichung (2-16) relativ unverändert bleibt.

Die mitunter in makroskopischen Beobachtungen bei der Analyse von Spannungen und Dehnungen gegenläufigen Effekte aus der Bodenviskosität und den Strukturwiderständen können mit den im Rahmen dieser Arbeit recherchierten bodenmechanischen Modellen, welche prinzipiell Strukturwiderstände berücksichtigen, nicht konsistent wiedergegeben werden (TATSUOKA et al. 2002, CUDNY und VERMEER 2004, GRIMSTAD et al. 2010). Grundlage dieser Modelle ist stets die Vorgabe eines Strukturwiderstandes als Zustandsgröße, die sich zwar bei Belastung durch Destrukturierung auf Spannungs-Dehnungsbeziehungen auswirkt, aber sich zeitabhängig nicht ändert. Eine plausibel erscheinende Wiedergabe eines sich zeitabhängig einstellenden Strukturwiderstandes, der sich bei rascher Belastung verringert und bei langsamer Belastung steigt, ist nicht möglich. So führt dem Kenntnisstand entsprechend die Viskosität bei geringen Raten der Beanspruchung zu einer Verringerung des Bodenwiderstandes, während Struktureffekte, die ebenfalls bei geringen Beanspruchungsraten zum Tragen kommen, zu einer Vergrößerung des Verformungswiderstandes führen. Zur Veranschaulichung der Diskrepanz zwischen der Prognosemöglichkeit von Stoffmodellen, die auf den in Abschnitt 2.2.3 vorgestellten Zusammenhängen aufbauen (Isotachenmodell), und Laborversuchen bzw. Feldmessungen dienen die in Abbildung 2.17 gezeigten Daten nach LEROUÉIL (2006).

Die Prognosemöglichkeit der Stoffmodelle – einschließlich des im Abschnitt 5 herangezogenen Modells nach NEHER und VERMEER (1998) – beschränkt sich auf die beiden beispielhaften gestrichelt dargestellten Linien, welche jeweils konstante Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c$  darstellen. Es zeigt sich, dass die Prognose zur Änderung der Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  mit derartigen Linien gut möglich ist, solange die Belastungsraten relativ hoch sind. Es ist anzumerken, dass zum Erreichen einer Dehnung von  $\varepsilon_v = 10\%$  im Laborversuch bei einer Dehnungsrate von  $\partial\varepsilon_v / \partial t = 10^{-7}$  1/s 11,5 Tage erforderlich sind. Für eine Dehnungsrate von  $\partial\varepsilon_v / \partial t = 10^{-8}$  1/s sind für den Laborversuch bereits 115 Tage zu veranschlagen, was bei praktischen Untersuchungen kaum durchführbar ist.





**Abbildung 2.18: Einfluss der Dehnungsrate auf die Bestimmung der Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  nach LEROUÉIL (2006)**

Bei sehr geringer Dehnungsrate  $\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}$  liegen die Werte zur Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  über den beiden gestrichelten Geraden, welche aus Versuchen im Labor bei höheren Dehnungsraten an jeweils ungestörten in situ entnommenen Proben abzuleiten sind. Eine ausgleichende Kurve, welche sowohl die Ergebnisse aus den Laborversuchen als auch aus den Felduntersuchungen approximiert ist strich-punktiert in Abbildung 2.17 eingetragen. Daraus ist abzuleiten, dass für geringe Dehnungsraten  $\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}$  keine weitere Reduzierung der Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  folgt (für  $\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \rightarrow 0$  wird  $\sigma'_{v,c0}$  nicht negativ). In diesem Bereich dominieren im Zusammenhang mit der in Abschnitt 2.2.1 genannten Hypothese C strukturbildende Effekte.

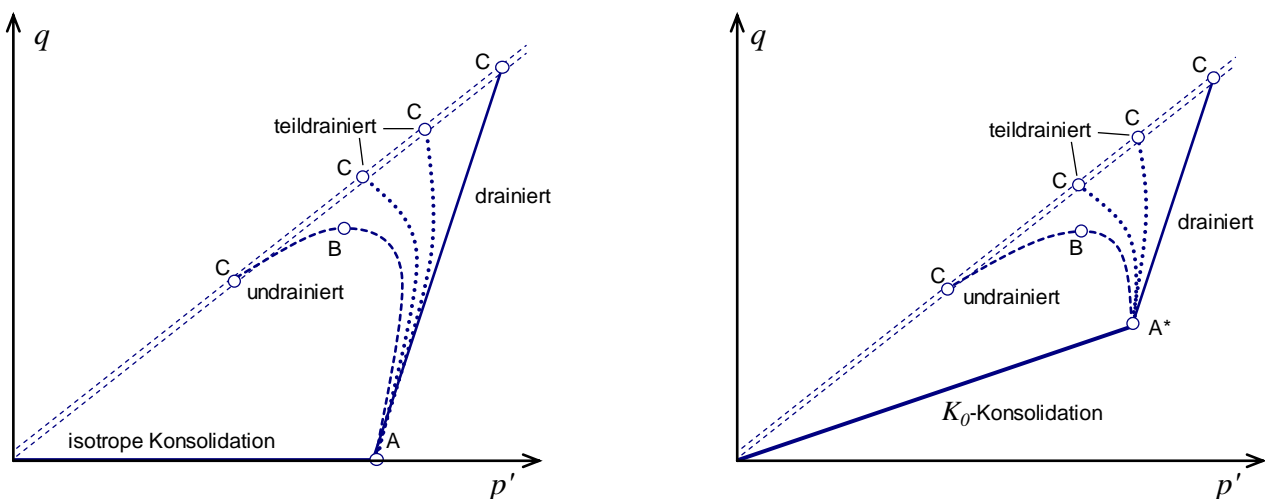
## 2.3 Verhalten infolge Scherung

### 2.3.1 Konzept der kritischen Zustände und Scherfestigkeit

Für die Beschreibung einer seitlichen Stützwirkung auf Pfahlschäfte ist das Wissen um das Verhalten von Böden unter einer scherenden Beanspruchung wichtig. Die Entwicklung der Spannungen im Boden um einen Pfahlschaft durch dessen seitliche Einwirkung ist im geotechnischen Randwertproblem komplex (siehe Abschnitt 3). Zum einfacheren Verständnis des Bodenverhaltens ist daher die Rücknahme von Einflussparametern aus der Inhomogenität des Spannungs- und Dehnungsfeldes notwendig. Die übliche Form zur Erforschung von Bodenverhalten unter Scherung stellt der Triaxialversuch als bodenmechanischer Elementversuch dar. Unter Voraussetzung einer homogenen Spannungsverteilung und Probenverformung werden an den Rändern einer Boden-

probe Spannungen oder Verformungen vorgegeben. Aufbauend zu den Ausführungen in Abschnitt 2.2 werden hier die für die Auswertung der in Abschnitt 4 gezeigten Versuche wesentliche Eigenschaften weicher normalkonsolidierter Böden unter scherender Beanspruchung gezeigt. Die Ausführungen werden hier im Rahmen des Zwischenberichtes zunächst auf die Beobachtungen unter sog. triaxialer Kompression beschränkt. Dies bedeutet, dass sich die geometrische Richtung der größeren Hauptspannung  $\sigma'_1$  während der Konsolidation und dem anschließenden Abscheren nicht ändert. Es gilt dann stets  $\sigma'_1 = \sigma'_v = \sigma'_a$  und  $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_h = \sigma'_r$  (Indizes: „v“ vertikal, „a“ axial, „h“ horizontal, „r“ radial). Im Rahmen dieser Arbeit werden neben der Darstellung von Spannungspfaden bzw. Dehnungsdiagrammen unter Verwendung der Hauptspannungen  $\sigma'_1$  und  $\sigma'_3$ , bzw. der dazugehörigen Hauptdehnungen  $\varepsilon_1 = \varepsilon_v = \varepsilon_a$  und  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_h = \varepsilon_r$  die so genannten Roscoe-Invarianten  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$  (mittlere Effektivspannung) und  $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$  (Deviatorspannung) sowie das Verhältnis zwischen kleinster und größter Hauptspannung  $K = \sigma'_3 / \sigma'_1$  benutzt. Zur Beschreibung der Volumenänderung wird die Volumendehnung  $\varepsilon_{vol}$  sowie die Porenzahl  $e$  herangezogen. Alle Dehnungsmaße sind grundsätzlich als natürliche bzw. logarithmische Dehnung definiert.

Je nach Drainagemöglichkeit der Bodenprobe wird zwischen drainierter, teildrainierter oder undrainierter Belastung unterschieden. Dabei bilden sich je nach Neigung zur Kontraktanz des weichen Bodens und in Abhängigkeit von der Art der Konsolidation die in Abbildung 2.19 dargestellten Spannungspfade für eine so genannte triaxiale Kompression ( $\sigma'_1 + \Delta\sigma'_1$  bei konstantem  $\sigma'_3$ ) aus. Isotrop konsolidierte Proben reagieren dabei aufgrund der bis zum Bruch wesentlich längeren Spannungspfade weicher als eindimensional unter dem  $K_0$ -Spannungszustand konsolidierte Proben.



**Abbildung 2.19: Effektive Spannungspfade und Grenzzustände normalkonsolidierter bindiger Böden unter triaxialer Kompression (links: isotrope Konsolidation; rechts:  $K_0$ -Konsolidation)**

Als Grenzbedingung gilt in der gezeigten Modellvorstellung der kritische Zustand bei volumen- bzw. druckkonstanter Scherung. Das Erreichen des „Bruchs“ bzw. des „Fließens“ der Probe lässt sich entweder durch die maximal aufnehmbare Hauptspannungsdifferenz (Kriterium  $q_f$  mit  $\partial q / \partial \varepsilon_1 = 0$

Punkt B in Abbildung 2.19) oder des minimalen Hauptspannungsverhältnisses (Kriterium  $K_{min}$  mit  $\partial K / \partial \varepsilon_I = 0$  Punkte C in Abbildung 2.19) charakterisieren.

$$q_f = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$$

$$K_{min} = \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \right)_{min} \quad (2-24)$$

Bei normalkonsolidierten Böden fallen beide Kriterien  $q_f$  und  $K_{min}$  oft zusammen. Zur Formulierung einer Bruchbedingung werden meist die effektiven Scherparameter mit dem Reibungswinkel  $\varphi'$  und der Kohäsion  $c'$  sowie die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  verwendet. Die effektiven Scherparameter werden dabei aus der Regression einer Geraden durch die Punkte C der Abbildung 2.19 gewählt. Verbreitet wird insbesondere bei normal konsolidierten weichen Böden auf den Ansatz einer Kohäsion  $c'$  verzichtet und stattdessen ein Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  verwendet. In der englischsprachigen Literatur wird hierzu auch der Begriff des „*peak angle of friction*“ bei Erreichen der „*peak strength*“ verwendet. Der Winkel  $\varphi'_s$  berechnet sich mit den Hauptspannungen  $\sigma'_1$  und  $\sigma'_2$  im Zustand  $K_{min}$  zu:

$$\varphi'_s = \arcsin \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) \quad (2-25)$$

Der Ansatz einer Kohäsion für den Spannungszustand  $p' = 0$  ist ohnehin nur bei weichen Böden mit echter Zementierung (*chemical bonding*) oder bei starker Faserung organischer Böden physikalisch vertretbar.

Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ist allein von der Differenz der Hauptspannungen im Zustand  $q_f$  abhängig und bestimmt sich durch:

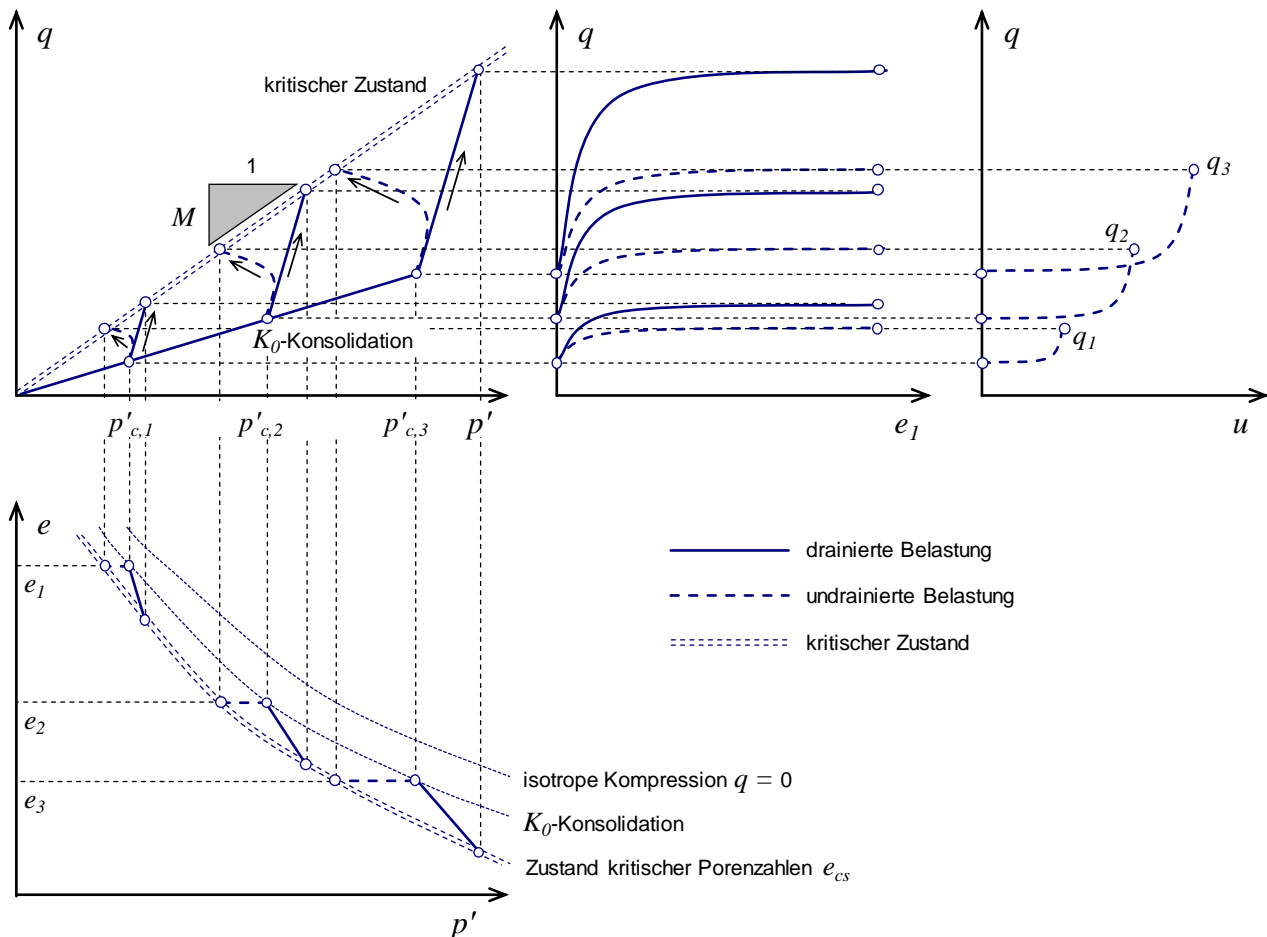
$$c_u = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (2-26)$$

Das für weiche Böden als zutreffend nachgewiesene Konzept des kritischen Zustandes besagt, dass jeder Spannung  $p'$  eine Dichte bzw. Porenzahl  $e$  zugewiesen ist, bei welcher der Boden bei konstantem Volumen und unveränderten Effektivdrücken abgeschert werden kann (ROSCOE und BURLAND 1968). In diesem Zustand ist der mobilisierte Reibungswinkel gleich dem kritischen Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$ , der bei natürlichen Böden sowie überkonsolidierten bzw. strukturfesten Böden kleiner als der Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  ist. Abbildung 2.20 verdeutlicht für den triaxialen Kompressionsversuch die Zusammenhänge zur Beschreibung strukturloser normalkonsolidierter weicher Proben aus feinkörnigen Böden (*remoulded soil*).

Dargestellt werden von drei Konsolidationsspannungen  $p'_{c,1} < p'_{c,2} < p'_{c,3}$  ausgehend jeweils drainierte (durchgezogene Linien) und undrainierte Spannungspfade (gestrichelte Linien). Durch Beanspruchung in Richtung  $\varepsilon_I$  werden Zustände  $\partial q / \partial \varepsilon_I = 0$  („Bruch“) erzeugt. Dabei streben unabhängig von der Drainage die Spannungspfade dem kritischen Zustand definiert durch

$$q = M \cdot p' \quad (2-27)$$

zu. Hierin ist  $M$  die Steigung der Geraden des kritischen Zustandes im  $p'$ - $q$ -Diagramm.



**Abbildung 2.20: Verhalten strukturloses normalkonsolidierter weicher bindiger Böden bei triaxialer Kompression entsprechend dem Konzept des kritischen Zustandes**

Der Parameter  $M$  wird für eine Scherung, bei der das Spannungsverhältnis  $K = \sigma'_3 / \sigma'_1$  entsprechend der Annäherung an den aktiven Bruchzustand abnimmt, oft in Anlehnung an die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb (COULOMB 1776, MOHR 1914) mit

$$M = \frac{6 \cdot \sin(\varphi'_{cs})}{3 - \sin(\varphi'_{cs})} \quad (2-28)$$

angesetzt (triaxiale Kompression, vgl. Abschnitt 2.3.5). Bei sog. Extension bzw. einer Beanspruchung analog zum passiven Erddruck wird im Triaxialversuch aus der Hauptspannung  $\sigma'_1$  nach Erreichen von  $K = 1$  (isotroper Druck) die Hauptspannung  $\sigma'_3$ . Die nach z.B. ödometrischer Konsolidation wirkende Spannung  $\sigma'_3$  hingegen vergrößert sich und wird für eine gegenüber  $K = 1$  hinausgehende Beanspruchung zur größten Hauptspannung  $\sigma'_1$ . Für diesen Fall wird nach ROSCOE und BURLAND (1968)

$$M = \frac{6 \cdot \sin(\varphi'_{cs})}{3 + \sin(\varphi'_{cs})} \quad (2-29)$$

zur Beschreibung des kritischen Zustandes bei Extension verwendet. In den weiteren Ausführungen bis zum Abschnitt 2.3.5 wird stets von einer Beanspruchung in der Kompressionsrichtung ausgegangen, wobei der kritische Zustand mit (2-28) erreicht wird. Abschnitt 2.3.5 erläutert darauf aufbauend die Einflüsse von unterschiedlichen – gegenüber dem konventionellen triaxialen Scherverversuch ( $\sigma'_a = \sigma'_1$  wird bei konstantem Zellendruck  $\sigma'_r = \sigma'_2 = \sigma'_3$  vergrößert) abweichenden – Spannungspfaden auf das Bodenverhalten.

Durch Kontraktanz verringert sich in den drainierten Belastungsversuchen die Porenzahl  $e$ . Umgekehrt werden bei Schließung der Drainage Porenwasserdrücke generiert. Im Konzept des kritischen Zustandes nach ROSCOE und BURLAND (1968) strebt die Porenzahl  $e$  bindiger Böden bei Erreichen des Zustandes volumenkonstanter Scherung gegen:

$$e_{cs} = e_{cs,ref} - C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_{1,ref}}\right) \quad (2-30)$$

Darin ist  $e_{cs,ref}$  eine Referenzporenzahl und  $C_c$  der Kompressionsbeiwert nach (2-5). In der Darstellung eines Druck-Porenzahl-Diagrammes liegt die Kurve der kritischen Porenzahlen  $e_{cs}$  unterhalb der Porenzahlen bei Erstbelastung aus einer  $K_0$ -Konsolidation. Diese Kompressionskurve befindet sich wiederum unter den Porenzahlen, die sich bei der Erstbelastung infolge isotroper Kompression  $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$  einstellen (siehe Abbildung 2.20 Diagramm unten links). Durch höhere Deviatorspannungen  $q$  lassen sich bei konstantem  $p'$  durch monotone Erstbelastung höhere Dichten erreichen.

Abbildung 2.20 zeigt ferner, dass mit höherer Konsolidationsspannung  $p'_c$  größere undrainierte Scherfestigkeiten  $c_u$  erreicht werden. Die undrainierte Scherfestigkeit ist somit dichteabhängig. Systematische Untersuchungen zur Abhängigkeit von  $c_u$  zur Konsolidationsspannung  $p'_c$  bzw. zur Spannung  $\sigma'_{v,c}$  erfolgten unter anderem von MESRI (1975), LEINENKUGEL (1976), LARSSON (1980) und SCHERZINGER (1991). In der deutschsprachigen Literatur hat sich der so genannte Kohäsionsbeiwert  $\lambda_{cu}$  im Ansatz

$$c_u = \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{v,c} \quad (2-31)$$

für normalkonsolidierte Böden ( $\sigma'_{v,c} = \sigma'_v$ ) durchgesetzt (KEMPFERT und STADEL 1997). In überkonsolidierten Böden ( $\sigma'_{v,c} > \sigma'_v$ ) kann  $c_u$  z.B. durch den Ansatz von LADD et al. (1977) spannungsabhängig beschrieben werden:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = \lambda_{cu} \cdot (OCR)^m \quad (2-32)$$

Darin ist der Überkonsolidierungsgrad  $OCR = \sigma'_{v,c} / \sigma'_v$  und  $\sigma'_{v,c}$  die maximale Spannung, unter welcher der feinkörnige Boden konsolidieren konnte. LADD et al. (1977) schlägt für  $m$  einen Wert von 0,8 vor. Neuere Auswertungen (z.B. MEIER 2009) zeigen, dass der Exponent in (2-32) eher zwischen  $m = 0,90$  und  $0,96$  liegt. Dieser ist wie der Kohäsionsbeiwert  $\lambda_{cu}$  von der Anisotropie des

Bodens und damit vom Spannungspfad bis zum Erreichen des Grenzzustandes I stark abhängig. Dazu werden in 2.3.5 detaillierte Angaben gegeben.

Die Entwicklung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  im Bereich geringer Konsistenzzahlen  $I_C$  wird durch Versuche von LEROUEIL et al. (1983), BOUKPETI et al. (2012) und SAHDI et al. (2014) dokumentiert. Die Ergebnisse dazu werden in Abbildung 2.21 dargestellt. Dazu mit eingetragen ist die für strukturlose Böden bekannte Bandbreite an  $c_u$ -Werten nach WROTH und WOOD (1978) bzw. WOOD (1991) zwischen  $I_C = 0$  und 1, die bereits in Abbildung 2.4 gezeigt wurde. Nach Abbildung 2.21 folgt, dass auch für Böden mit einem Wassergehalt weit über dem Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  messbare Verformungswiderstände feststellbar sind. Dabei bleibt jedoch offen, in welcher Größe die durch Penetrations-, Flügelscherversuche oder Versuche im Rotationsviskosimeter ermittelten  $c_u$ -Werte von der Bodenviskosität abhängig sind. Andere Arbeiten beschreiben, dass in diesem Bereich negativer Konsistenzzahlen eine eindeutige Zuordnung von Effektivspannungen zu Bodenwiderständen nicht möglich ist (IMAI 1981, SILLS 1995, HAWLADER et al. 2008).

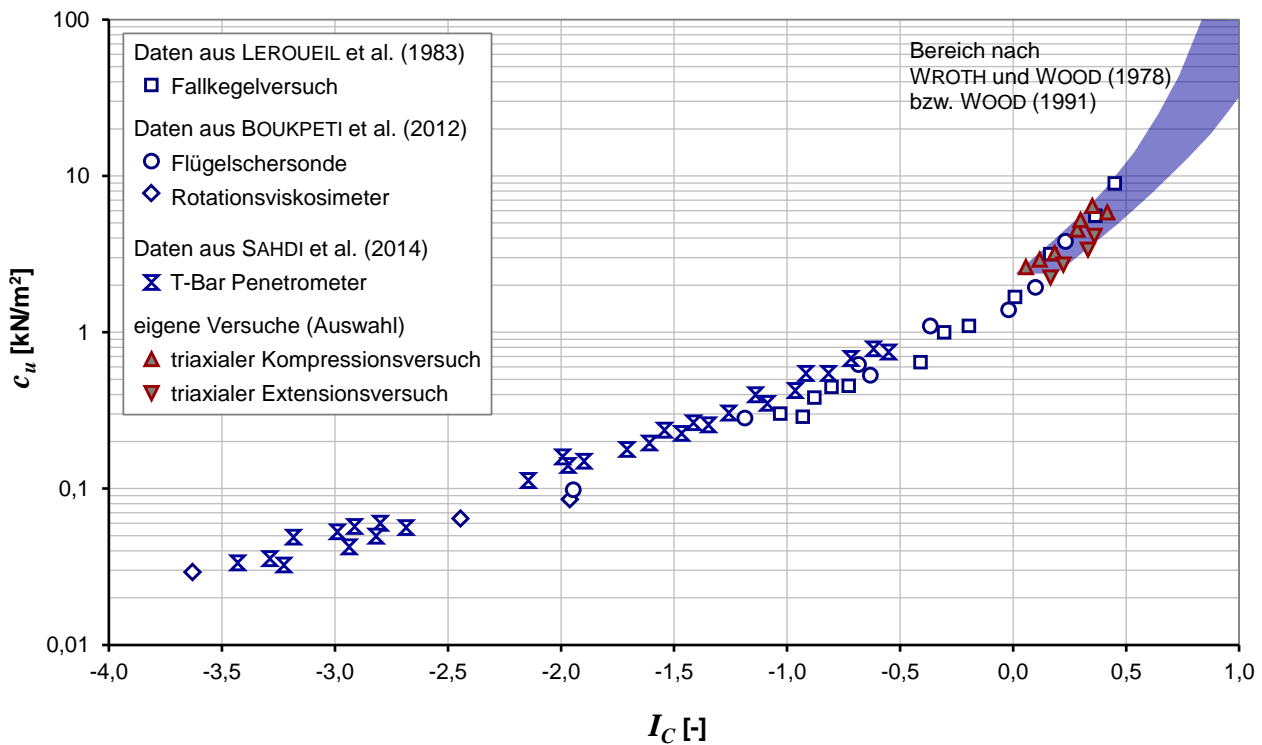
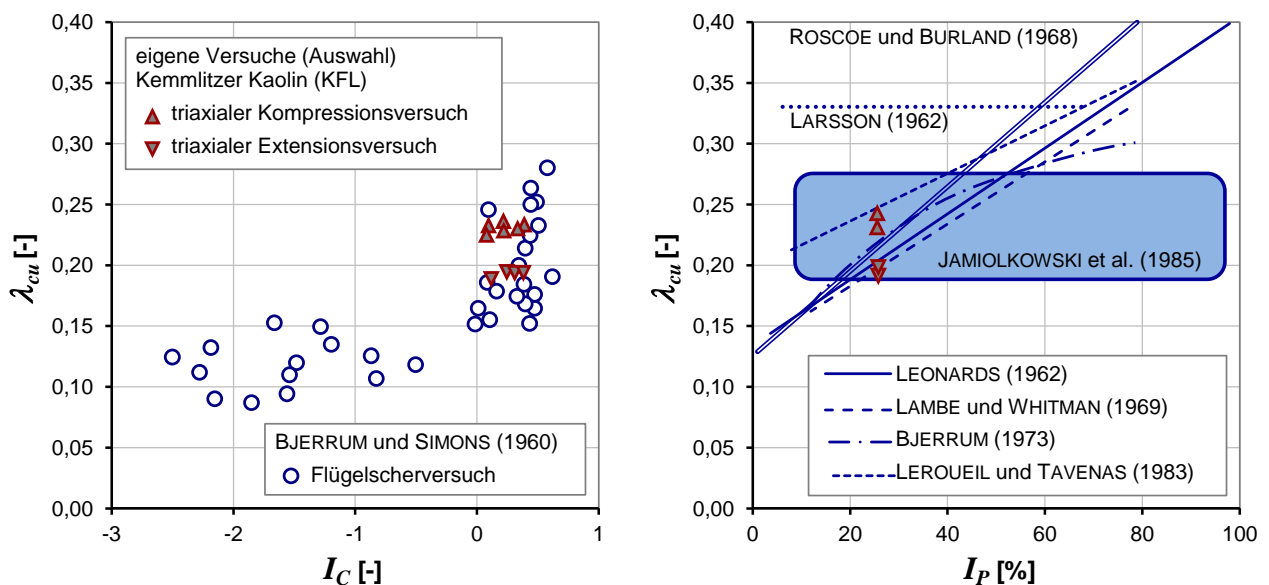


Abbildung 2.21: Undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  im Bereich geringer Konsistenzzahlen  $I_C$

Zur Frage ob und in welcher Größe sich der Kohäsionsbeiwert  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_{v,c}$  mit der Konsistenzzahl  $I_C$  ändert, konnte nur eine Literaturquelle gefunden werden. BJERRUM und SIMONS (1960) zeigen Ergebnisse von Flügelsondierungen in Böden mit Konsistenzzahlen zwischen -2,5 und 0,6. Die Daten werden in Abbildung 2.22 links wiedergegeben, wobei ein Trend hin zu kleineren Werten  $\lambda_{cu}$  bei Böden mit geringer Konsistenzzahl zu erkennen ist. Viele Arbeiten, deren Zusammenhänge zur Bestimmung von  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_{v,c}$  von GEBRESELASSIE (2003) vergleichend gezeigt werden, geben an, dass der Verhältniswert  $\lambda_{cu}$  von der Plastizitätszahl  $I_P$  feinkörniger Böden abhängt. In z.T. frühen Publikationen zeigen LEONARD (1962), LAMBE und WITHMAN (1969), BJERRUM (1973), LARSSON

(1980) sowie LEROUEIL und TAVENAS (1983) die in Abbildung 2.22 rechts eingetragenen Kurven, die Versuchsergebnissen angenähert wurden. ROSCOE und BURLAND (1968) schätzen z.B.  $\lambda_{cu} = 0,129 + 0,00435 \cdot I_P$  [%] ab. Ein oft verwendeter Mittelwert sowie eine mögliche Bandbreite von  $\lambda_{cu}$  wird von JAMIOLKOWSKI et al. (1985) mit  $\lambda_{cu} = 0,23 \pm 0,04$  angegeben. Auf den unter anderem durch Anisotropie bedingten großen Einfluss auf den während der Scherung auftretenden Verformungsmechanismus und damit auf  $\lambda_{cu}$  wird in Abschnitt 2.3.5 eingegangen.

Für normalkonsolidierte strukturlose Böden, deren Volumenänderung während der Scherung durch Kontraktanz gekennzeichnet ist, stellt sich im Zustand  $K_{min}$  nach der dargestellten Theorie der kritischen Zustände (Abbildung 2.20) eine Scherung unter Volumenkonstanz (drainierter Versuche) bzw. unter konstanten Porenwasserdrücken (undrainierter Versuch) ein. Die Spannungen  $\sigma'_v = \sigma'_1$  bzw.  $\sigma'_r = \sigma'_3$  in diesem Zustand werden nach (2-25) benutzt, um effektive Reibungswinkel  $\varphi'_s$  zu berechnen. Hier ist anzumerken, dass durch strukturbedingte Widerstände auch normalkonsolidierte bindige Böden ein entfestigendes Materialverhalten unter Scherung zeigen können. Der Zustand  $K_{min}$  entspricht dann nicht dem kritischen Zustand der volumen- bzw. druckkonstanten Scherung, welcher erst nach einem „Peak“ und einer weiteren Scherung erreicht wird (siehe Abschnitt 2.3.3).



**Abbildung 2.22: Änderung des Kohäsionsbeiwertes  $\lambda_{cu}$  mit der Konsistenzzahl  $I_C$  (linkes Diagramm); Einfluss der Plastizitätszahl  $I_P$  auf den Kohäsionsbeiwert  $\lambda_{cu}$  (rechtes Diagramm)**

Eine Zusammenstellung der in Abhängigkeit von der Tonmineralogie zu erwartenden Reibungswinkel ist in einer Darstellung der Roscoe-Invarianten  $p'$  und  $q$  in Abbildung 2.23 gegeben. Zusätzlich sind in dieser Abbildung Geraden (gestrichelt) eingetragen, deren Steigungen verschiedene kritische Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$  repräsentieren. Besteht ein Ton ausschließlich aus Quarzmineralien, so können nach OLSON (1974) Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$  von über  $35^\circ$  erwartet werden. Tone aus Kaolinit liegen etwa zwischen  $\varphi'_{cs} = 22,5^\circ$  und  $32,5^\circ$ , wobei für geringe Spannungen  $p'$  auch etwas höhere Werte möglich sind. Geringere kritische Reibungswinkel sind für Tone aus Illit zu erwarten. Hier liegt die Bandbreite zwischen  $\varphi'_{cs} = 18^\circ$  und  $22,5^\circ$ . Noch kleinere Reibungswinkel können Mont-

morillonite zeigen. Insbesondere für höhere Werte der mittleren effektiven Spannung  $p'$  kann  $\varphi'_{cs}$  deutlich unter 15 liegen.

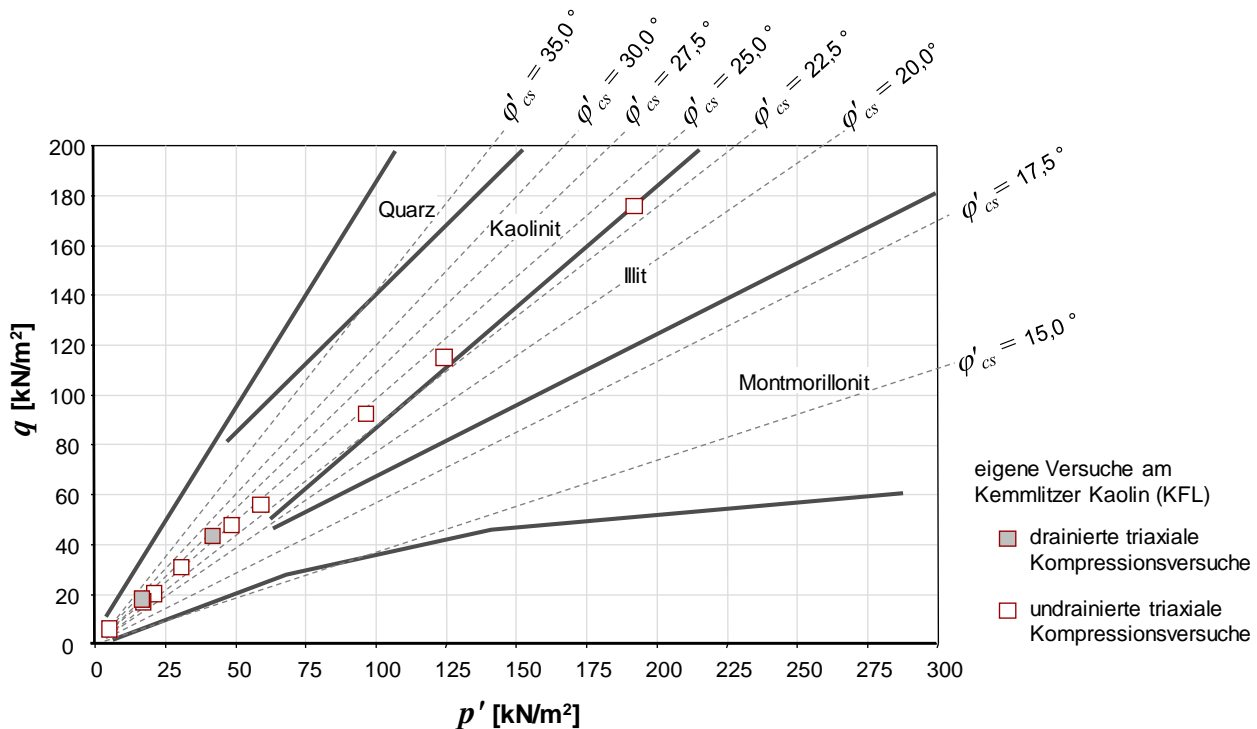


Abbildung 2.23: Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels  $\varphi'_{cs}$  von der Tonmineralogie nach OLSON (1974)

### 2.3.2 Steifigkeit bei Scherung

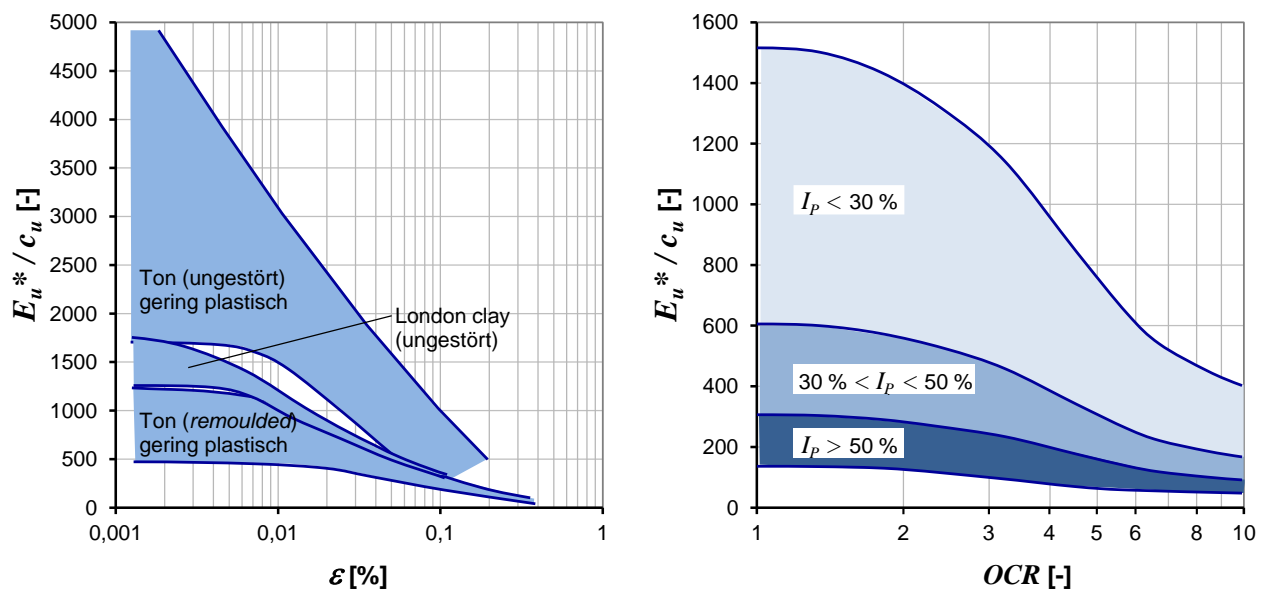
Wie bei granularen Böden mit höherer Scherfestigkeit nimmt auch bei weichen feinkörnigen Böden die Steifigkeit mit zunehmender Scherdehnung kontinuierlich ab. In einigen Literaturquellen wird zur Beschreibung dieses Abfalles der Verhältniswert  $E_u / c_u$  bzw.  $E_u^* / c_u$  gewählt. Dabei ist  $E_u$  in einer im Rahmen dieser Arbeit weiter verfolgten Definition der Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und dem Scherwiderstand  $q$  bei einer bestimmten Dehnung  $\varepsilon$  im Triaxialversuch (üblicherweise triaxialer Kompressionsversuch mit  $\varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_v = \varepsilon_a$ ).  $E_u^*$  ist dagegen in Bezug auf den Scherwiderstand gemäß  $\sigma_1 - \sigma_3 / 2$  definiert.

$$E_u^* = \frac{q}{2 \cdot \varepsilon_a} \quad \text{bzw.} \quad E_u = \frac{q}{\varepsilon_a} \quad (2-33)$$

JARDINE et al. (1984) zeigen einen relativ großen bodenspezifischen Einfluss auf den Wert  $E_u^* / c_u$ , was aus dem linken Diagramm in Abbildung 2.24 ersichtlich ist. Ungestörte Proben tendieren zu größeren Verhältniswerten  $E_u^* / c_u$ . Durch einen Verlust der Strukturwiderstände nimmt somit die Steifigkeit  $E_u^*$  stärker ab als die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  (siehe auch Abschnitt 2.3.4).



Ferner reduziert sich der Verhältniswert  $E_u^*/c_u$  mit steigender Plastizitätszahl  $I_p$ , was DUNCAN und BUCHIGNANI (1976) aus der Rückrechnung von Daten aus Feldmessungen bestimmt haben (siehe Abbildung 2.24 rechts). Auch bei steigendem Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$  sinkt der Verhältniswert  $E_u^*/c_u$ . Bei welcher Dehnung  $\varepsilon$  die Werte  $E_u^*/c_u$  im Diagramm rechts der Abbildung 2.24 ausgewertet wurde, konnte aus der Literaturquelle nicht abgeleitet werden.



**Abbildung 2.24:** Abhängigkeit des Verhältniswertes  $E_u^*/c_u$  von der Dehnung  $\varepsilon$  im undrainierten Triaxialversuch (linkes Diagramm mit Daten nach JARDINE et al. 1984) und vom Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$  (rechtes Diagramm mit Ergebnissen an unstrukturierten Proben, *remoulded clay*, von DUNCAN und BUCHIGNANI 1976)

Insgesamt lassen sich in den beiden Diagrammen der Abbildung 2.24 jeweils relativ große Bandbreiten möglicher Werte erkennen, was die Übertragbarkeit der Informationen stark einschränkt.

Zum Verhältniswert  $E_{u50}/c_u$  wurden von LADD und FOOT (1974) Versuchsdaten analysiert (Abbildung 2.25). Die Steifigkeit  $E_{u50}$  berechnet sich aus dem Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und der Dehnung  $\varepsilon_{a,f50}$ , bei der 50 % der maximal mobilisierbaren Deviatorspannung  $q$  erreicht wird:

$$E_{u50} = \frac{q_f}{2 \cdot \varepsilon_{a,f50}} = \frac{c_u}{\varepsilon_{a,f50}} \quad (2-34)$$

VERMEER et al. (1985) schlagen  $E_{u50}/c_u = 15000/I_p$  [%] zur Annäherung an die Versuchsdaten vor. Diese ausgleichende Kurve ist neben den Versuchsdaten aus LADD und FOOT (1974) ebenfalls in Abbildung 2.25 mit dargestellt. Geringere Bandbreiten lassen sich erreichen, wenn die Verhältniswerte  $G_{cyc}/G_0$  und in Übertragung entsprechend  $G/G_0$  bzw.  $E_u/E_{u0}$  analysiert und gegenüber der zyklischen Scherdehnung  $\gamma_{cyc}$  im Triaxialversuch aufgetragen werden (rechtes Diagramm in Abbildung 2.24). Dabei sind  $E_{u0}$  bzw.  $G_0$  Maximalwerte der Steifigkeit, die bei sehr kleinen Dehnungen, bei dem Boden nahezu elastisches Verhalten zeigt, gemessen werden. Grundlage der in Abbildung 2.24 gezeigten Kurven sind meist Triaxialversuche, in denen eine Probe zyklisch bei

verschiedenen Dehnungsamplituden gesichert wird. Der Wert  $E_0$  bzw.  $G_0$  wird bei bekannter Dichte der Probe durch dynamische Anregung auf dem Prinzip der Laufzeitmessung von Kompressions- und Scherwelle bei sehr kleinen Dehnungsamplituden  $\varepsilon$  bzw.  $\gamma$  ermittelt (Bender-Elemente).

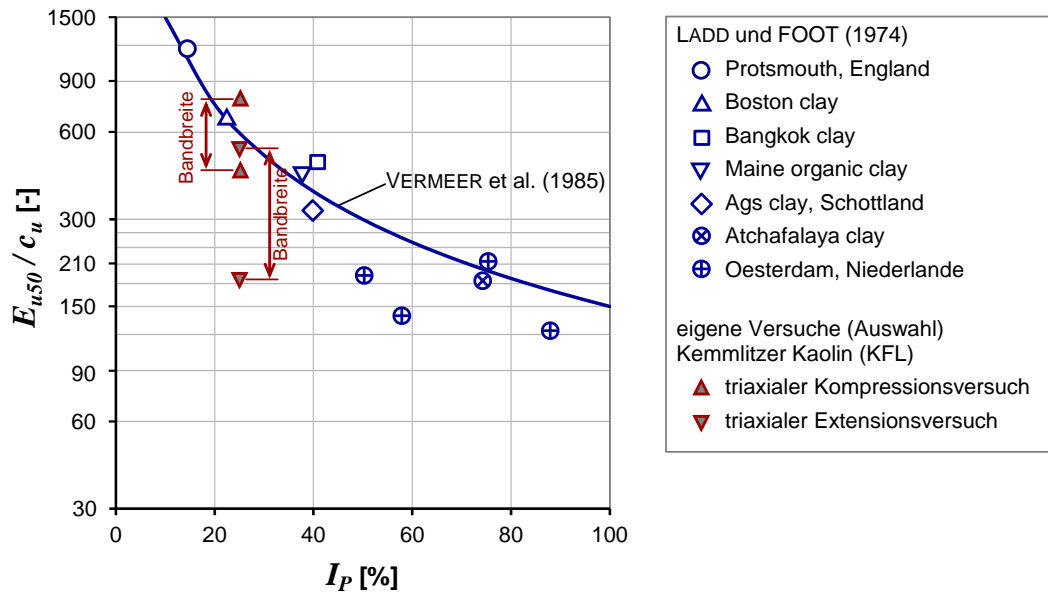


Abbildung 2.25: Abhängigkeit des Verhältniswertes  $E_{u50} / c_u$  von der Plastizitätszahl  $I_p$  (Versuchsdaten nach LADD und FOOT 1974 und eigene Versuche)

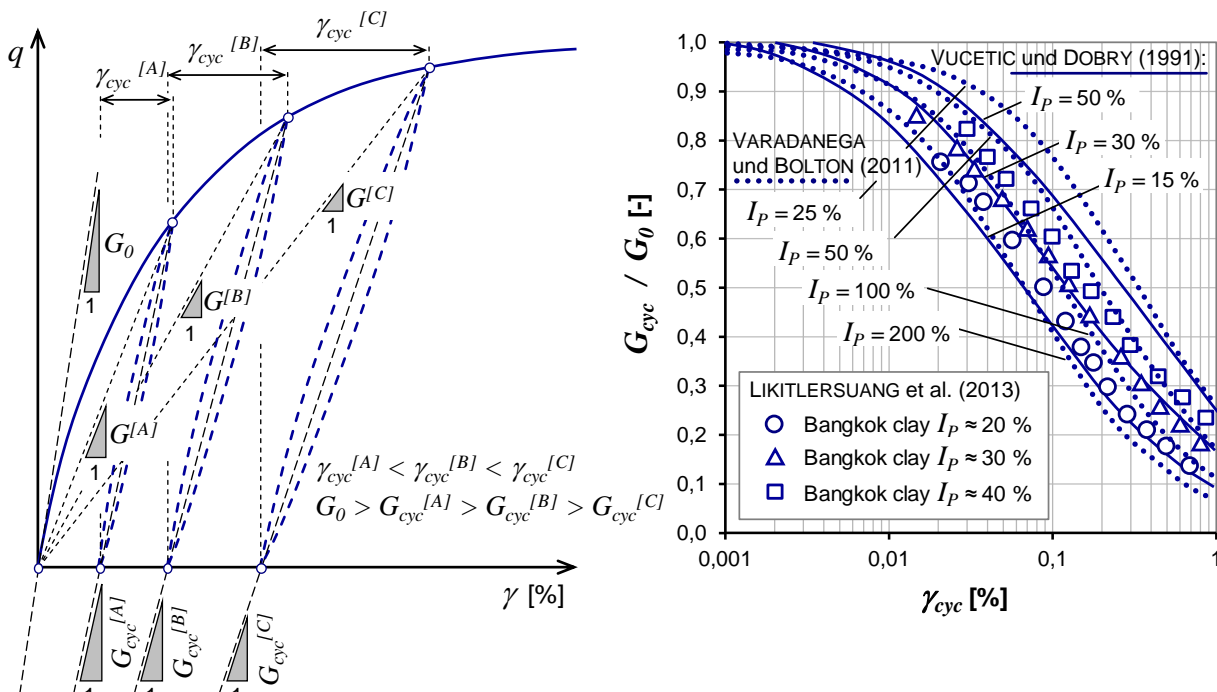


Abbildung 2.26: Scherdehnungen  $\gamma$  und  $\gamma_{cyc}$  im Triaxialversuch bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung (linkes Diagramm), Definition der Steifigkeit  $G_0$  bei sehr kleinen Dehnungen und der Steifigkeit  $G$  während monotoner Erstbelastung, Definition der Steifigkeit  $G_{cyc}$  bei Ent- und Wiederbelastung; rechtes Diagramm: Abhängigkeit des Verhältniswertes  $G_{cyc} / G_0$  von der Plastizitätszahl  $I_p$  nach VUCETIC und DOBRY (1991) sowie VARADANEGA und BOLTON (2011) mit Versuchsdaten nach LIKITLERSUANG et al. (2013)

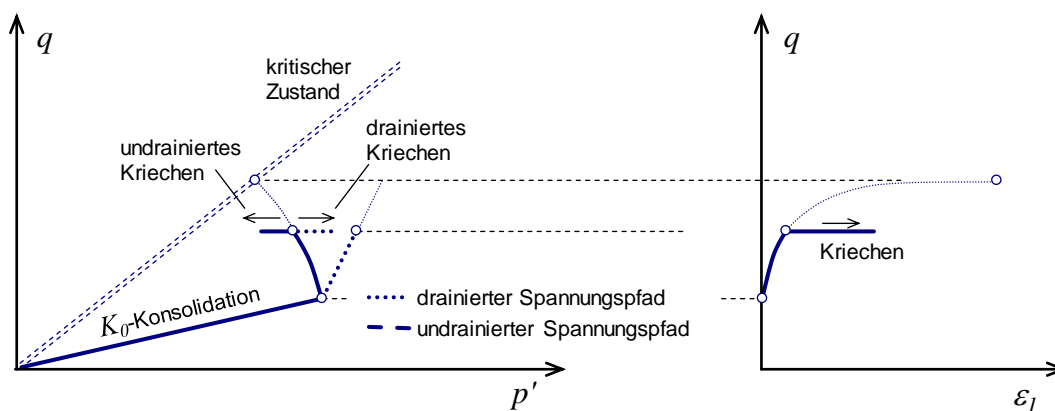
Werte für  $E_{u0}$  weicher normalkonsolidierter Böden aus verschiedenen Literaturquellen stellen KEMPFERT und GEBRESELASSIE (2006) zusammen. Zur Bestimmung dient entweder ein Proportionalitätsfaktor zur Korrelation mit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  oder ein Faktor bezogen auf die Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$ . Es sind folgende Bandbreiten bekannt:

$$E_{u0} = c_u \cdot \begin{cases} 200 \\ 1200 \end{cases} \quad (2-35)$$

$$E_{u0} = \sigma'_{v,c} \cdot \begin{cases} 175 \\ 275 \end{cases} \quad (2-36)$$

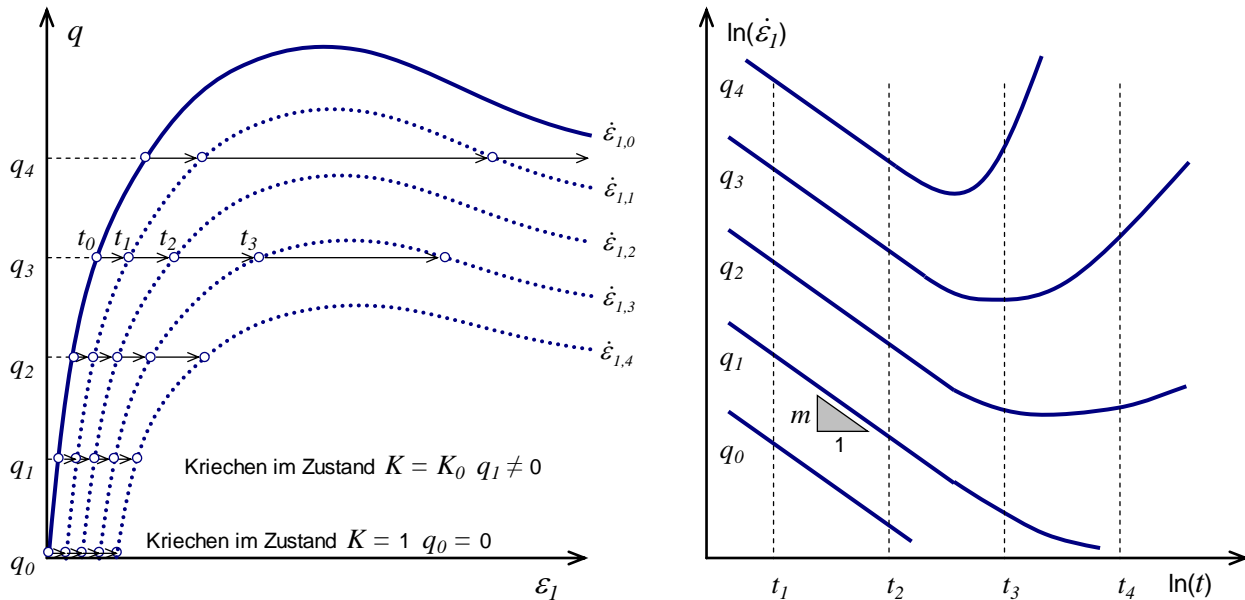
### 2.3.3 Bodenviskosität

Erste systematische Untersuchungen im Zusammenhang mit Effekten der Bodenviskosität unter scherender Beanspruchung erfolgten mit der Durchführung von Versuchen in der Triaxialzelle, bei welchen die nach Aufbringung einer konstanten Deviatorspannung  $q$  sich einstellenden zeitabhängigen Verformungen beobachtet wurden (MURAYAMA und SHIBATA 1958, BISHOP 1966, VAID und CAMPANELLA 1977). Dabei ist zu unterscheiden, ob während des Kriechens unter konstanter Deviatorspannung  $q$  die Drainage offen oder geschlossen ist. Bei weichen normalkonsolidierten Böden, die unter Scherung zur Kontraktanz neigen, werden beim undrainierten Kriechen in Abhängigkeit von der Größe der Deviatorspannung zusätzliche Porenwasserdrücke erzeugt. Der Spannungspfad nähert sich dem kritischen Zustand (siehe Abbildung 2.28). Dabei kann die Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_1 / \partial t$  je nach Ausnutzungsgrad mit der Zeit zu- oder abnehmen und im Extremfall zum Bruch (Kriechbruch) führen. Wird während des Kriechens die Drainage geöffnet und überwiegt gleichzeitig die Porenwasserdruckdissipation gegenüber der Akkumulation des Wasserdruckes durch Kriechen (Kontraktanz), so strebt der effektive dem totalen Spannungspfad zu. In diesem Fall nimmt die Kriechrate immer kontinuierlich mit der Zeit ab.



**Abbildung 2.27: Schematische Darstellung des undrainierten sowie drainierten Kriechens normalkonsolidierter bindiger Böden**

Mit undrainierten triaxialen Kompressionsversuchen wurde gezeigt, dass abhängig von der Deviatorspannung  $q$  die axialen Spannungen  $\varepsilon_a = \varepsilon_1$  durch Kriechverformungen zunehmen. Dies ist in Abbildung 2.28 links verdeutlicht, die schematisch Ergebnisse von Triaxialversuchen darstellt,



**Abbildung 2.28: Schematische Darstellung des Kriechens normalkonsolidierter bindiger Böden nach triaxialer Kompression**

in welchen nach Aufbringung einer Deviatorspannung  $q_i$  während einer Kriechphase  $i$  die Dehnungen  $\varepsilon_{1,i}$  weiter beobachtet wurden. Es zeigt sich, dass die Kriechverformungen  $\varepsilon_{1,i}$  in einem festen Zeitraum  $t_2 - t_1$  mit steigender Deviatorspannung  $q_i$  zunehmen. Maßgebend für die Kriechneigung ist das Spannungsverhältnis  $\sigma'_3 / \sigma'_1$  (BARDEN 1969, SEKIGUCHI 1985b; SINGH und MITCHELL 1968 stellen ursprünglich das Kriechen in Abhängigkeit von der Deviatorspannung  $\sigma'_1 - \sigma'_3$  dar). Wird die Seitendehnung  $\varepsilon_3$  behindert (es gilt dann:  $\sigma'_3 / \sigma'_1 = K_0$ ), so ist die zeitabhängige Kriechrate  $\partial \varepsilon_1 / \partial t$  im drainierten Fall mit derjenigen im Ödometer identisch. Dies ist in Abbildung 2.28 rechts durch das Kriechen unter der Deviatorspannung  $q_0$  gezeigt.

Bei niedrigen Spannungsverhältnissen  $K$  bzw. geringen Ausnutzungsgraden nimmt die logarithmisch angetragene Kriechrate entsprechend der Gleichung (2-37) linear zum Logarithmus der Zeit ab. Die Steigung der Geraden  $m$  ist somit über die Zeit konstant. Vergrößert sich der Ausnutzungsgrad bzw. die Deviatorspannung  $q_i$ , so ist nach einer gewissen Zeit ein Abflachen der Kurve analog zur Abbildung 2.28 rechts zu beobachten. Bei hohen Ausnutzungsgraden ist ein erneuter Anstieg der Kriechrate  $\partial \varepsilon_1 / \partial t$  und der Bruch der Probe möglich.

Die Kurven der Kriechgeschwindigkeit  $(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_a = (\partial \varepsilon_1 / \partial t)_I$  zwischen zwei Zeiten  $t_2 > t_1$  in Abhängigkeit von der Deviatorspannung bei einer Kriechphase  $q_i$  lassen sich durch einen Ansatz von SINGH und MITCHELL (1968) beschreiben.

$$\dot{\varepsilon}_1 = A \cdot e^{\alpha \cdot D_q} \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^m \quad (2-37)$$

Darin sind  $A$ ,  $\alpha$  sowie  $m$  Parameter, welche für einen Boden in Versuchen mit unterschiedlichen Ausnutzungsgraden  $D_q$ , welche ursprünglich in Bezug auf den Zustand der maximalen Hauptspannungsdifferenz  $q_f$  nach (2-24) bei  $D_q = 2 \cdot c_u / q$  definiert waren, bestimmt werden müssen. Durch Integration von (2-37) ergibt sich zeitabhängige Dehnung  $\varepsilon_l = \varepsilon_a$  nach einer Anfangsdehnung  $\varepsilon_{l,0}$ .

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{1,0} + \frac{A \cdot t_2}{1-m} \cdot e^{\alpha \cdot D_q} \cdot t_1^{1-m} \quad (2-38)$$

KRIEG (2000) modifiziert (2-38), indem er anstelle der Parameter  $A$ ,  $\alpha$  und  $m$  den Kriechbeiwert  $C_B^*$  einführt und den Ausnutzungsgrad, welcher  $C_B^*$  (bzw.  $A$ ,  $\alpha$  und  $m$ ) beeinflusst, auf das Spannungsverhältnis im Zustand  $K_{min}$  bezieht.

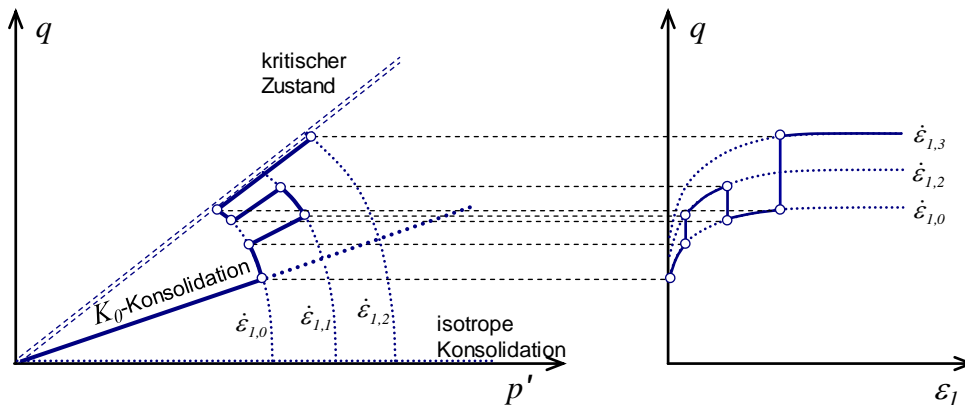
$$\varepsilon_{1,i+1} - \varepsilon_{1,i} = C_B^* \cdot \ln \left( \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2-39)$$

Hierin ist  $C_B^*$  nun vom Ausnutzungsgrad  $D_\varphi$  abhängig, der sich aus dem Verhältnis des mobilisierten Reibungswinkels  $\varphi'_{mob}$  zum Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  (entspricht dem „Peak-Reibungswinkel“) ergibt.  $\varphi'_{mob}$  kann entsprechend der Beziehung (2-25) berechnet werden.

$$D_\varphi = \frac{\sin(\varphi'_{mob})}{\sin(\varphi'_s)} \quad (2-40)$$

Je höher der Ausnutzungsgrad  $D_\varphi$ , desto größer ist der modifizierte Kriechbeiwert  $C_B^*$ . Je nach Drainagemöglichkeit kann sich der Ausnutzungsgrad  $D_\varphi$  während des Versuches unter konstanter Deviatorspannung  $q$  erhöhen, da sich Porenwasserdrücke durch behinderte Kontraktanz in der Probe vergrößern. Entsprechend wird sich  $C_B^*$  bei undrainierten Kriechversuchen vergrößern, je weiter sich der effektive Spannungspfad dem kritischen Zustand annähert. Umgekehrt wird bei steigenden Ausnutzungsgraden bedingt durch die initiale deviatorische Belastung die Zeit bis zum Bruch (Kriechbruch) immer kleiner (siehe Abbildung 2.28).

Bei der Durchführung triaxialer Kompressionsversuche mit  $(\partial \varepsilon_l / \partial t)_a = (\partial \varepsilon_l / \partial t)_l$  unter konstanter Dehnungsrate, ergeben sich analog zur Beobachtung im Ödometerversuch unterschiedliche von der Dehnungsrate abhängige Scherwiderstände (siehe Abbildung 2.28). Größere Dehnungsraten wecken sowohl im drainierten als auch undrainierten Zustand höhere Scherwiderstände. Dabei verlaufen die Kurven in der Darstellung der Deviatorspannung  $q$  gegenüber der axialen Dehnung  $\varepsilon_l$  nicht parallel, sondern entfernen sich mit zunehmendem  $q$  kontinuierlich voneinander. Im  $p'$ - $q$ -Spannungsraum ergeben sich somit dehnungsratenabhängige effektive Spannungspfade, wie sie für eine undrainierte Kompression in Abbildung 2.29 gezeigt sind. Bei sprunghafter Veränderung von  $\partial \varepsilon_l / \partial t$  während der Kompression, ergeben sich entsprechend dazu sprunghaft ändernde Verformungswiderstände bzw. Änderungen der Deviatorspannung  $q$  (LEINENKUGEL 1976, VAID und CAMPANELLA 1977, LEROUEIL und MARQUES 1996, TATSUOKA et al., 2000, KRIEG 2000).



**Abbildung 2.29: Sprunghafte Veränderung der Dehnungsrate im undrainierten Triaxialversuch (links: effektive Spannungspfade; rechts: Spannungs-Dehnungs-Diagramm)**

LEINENKUGEL (1976) untersuchte mit Reihenuntersuchungen im Biaxialgerät den geschwindigkeitsabhängigen Scherwiderstand. Dabei erkannte er, dass sich Änderungen des Scherwiderstandes infolge eines Geschwindigkeitssprunges durch folgende Beziehung ausdrücken lassen:

$$\theta = \frac{\tau_b - \tau_a}{\sigma'_{v,eq}} \bigg/ \ln \left( \frac{(\partial \epsilon_1 / \partial t)_b}{(\partial \epsilon_1 / \partial t)_a} \right) \quad (2-41)$$

Hierin sind  $\tau_a$  bzw.  $\tau_b$  die Schubspannungen, welche sich bezogen auf die äquivalente Spannung  $\sigma'_{v,eq}$  infolge der Dehnungsraten  $(\partial \epsilon_1 / \partial t)_a$  bzw.  $(\partial \epsilon_1 / \partial t)_b$  während einer sprunghaften Änderung der Dehnungsrate einstellen. Der Parameter  $\theta$  wird von Leinenkugel als eine von der Belastungsgeschichte und dem Überkonsolidierungsgrad sowie der Belastungsrichtung unabhängige Materialkonstante beschrieben. Aus (2-41) folgt nach LEINENKUGEL (1976):

$$\frac{\tau_b}{\tau_a} = 1 + I_{v\alpha} \cdot \ln \left( \frac{(\partial \epsilon_1 / \partial t)_b}{(\partial \epsilon_1 / \partial t)_a} \right) \quad (2-42)$$

Darin ist  $I_{v\alpha} = \tau_a / (\sigma'_{v,eq} \cdot \theta)$  ein Zähigkeitsindex, welcher vom Wert einer Referenzspannung  $\tau_a$  abhängt, für deren Festlegung keine Regel besteht. Weiter ist  $I_{v\alpha}$  vom Überkonsolidierungsgrad abhängig und wird für  $OCR = 1$  stets maximal. Der Widerstand  $\tau_b$  in (2-42) ist nur unter Bezug auf die Referenzdehnungsrate  $(\partial \epsilon_1 / \partial t)_a$  zu berechnen. Die Beschreibung des geschwindigkeitsabhängigen Verhaltens nach (2-42) ist für Werte des Viskositätsindex von  $I_{v\alpha} < 0,02$  und für Geschwindigkeitssprünge  $(\partial \epsilon_1 / \partial t)_b / (\partial \epsilon_1 / \partial t)_a < 100$  im Hinblick auf den Vergleich mit Versuchsergebnissen genau genug (KRIEG 2000).

Den Ansatz von NORTON (1929), welcher ohne die Definition von Referenzisotachen auskommt überträgt KRIEG (2000) auf bodenmechanische Problemstellungen. Mit diesem Ansatz lässt sich die Änderung des Verformungswiderstandes aufgrund einer Änderung der Dehnungsrate zumindest für normalkonsolidierte Zustände analog zu (2-14) durch folgenden Ansatz beschreiben:

$$\frac{q_{i+1}}{q_i} = \left( \frac{t_i}{t_{i+1}} \right)^{I_v} = \left( \frac{(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_{i+1}}{(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_i} \right)^{I_v} \quad (2-43)$$

Der Zähigkeitsindex  $I_v$  ist nun eine von Referenzwerten unabhängige Größe und wird in der modernen Bodenmechanik als Stoffkonstante bewertet. Aus (2-43) folgt ferner unmittelbar die Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  (Kriterium I, Zustand  $q_f$ ) von der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_1 / \partial t$ . Ob auch das maximal mögliche Spannungsverhältnis  $K_{min}$  (Kriterium II) bzw. der Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  direkt von der Dehnungsrate beeinflusst wird, ist bisher nicht abschließend untersucht. In undrainierten Triaxialversuchen ist im Rahmen der Versuchsgenauigkeit keine Beeinflussung feststellbar. In drainierten Kompressionsversuchen, welche bei geringen Dehnungsraten über sehr lange Versuchszeiten laufen müssten, können chemische Prozesse Mikrostrukturen und Bindungen entstehen lassen, welche den Reibungswinkel unabhängig von viskosen Effekten  $\varphi'_s$  vergrößern können. Versuche hierzu sind jedoch nicht bekannt (KRIEG 2000).

Die Viskosität weicher Böden unter scherender Beanspruchung äußert sich zusätzlich zum bereits erläuterten Kriechen und zur Geschwindigkeitsabhängigkeit analog zu den Ausführungen bezüglich der Kompressibilität in Abschnitt 2.2.3 in der Relaxation von effektiven Spannungen bzw. der Deviatorspannung bei konstanter Dehnung (Abbildung 2.30, links). Neben der als allgemein gültig bewerteten Beziehung nach (2-43) wird zur Beschreibung der Relaxation von KRIEG (2000) ein Ansatz nach MITCHELL und SOGA (2005) verwendet, welcher derart modifiziert wird, dass er unterschiedliche in Versuchen bestimmte Relaxationsverläufe abbilden kann (MURAYAMA und SHIBATA 1961, LACERDA und HOUSTON 1973, LEINENKUGEL 1976, SILVESTRI et al. 1988, SCHERZINGER 1991, ZOU 1998, GILBERTO und MARTINS 2012). Die in Versuchen festgestellten Relaxationsverläufe sind in Abbildung 2.30 rechts in Kurven so genannter Kategorien A bis D unterschieden worden.

Kurvenverlauf A:

$$\frac{q_{i+1}}{q_i} = 1 - I_v \cdot \ln \left( \frac{t_{i+1}}{t_i} \right) \quad (2-44)$$

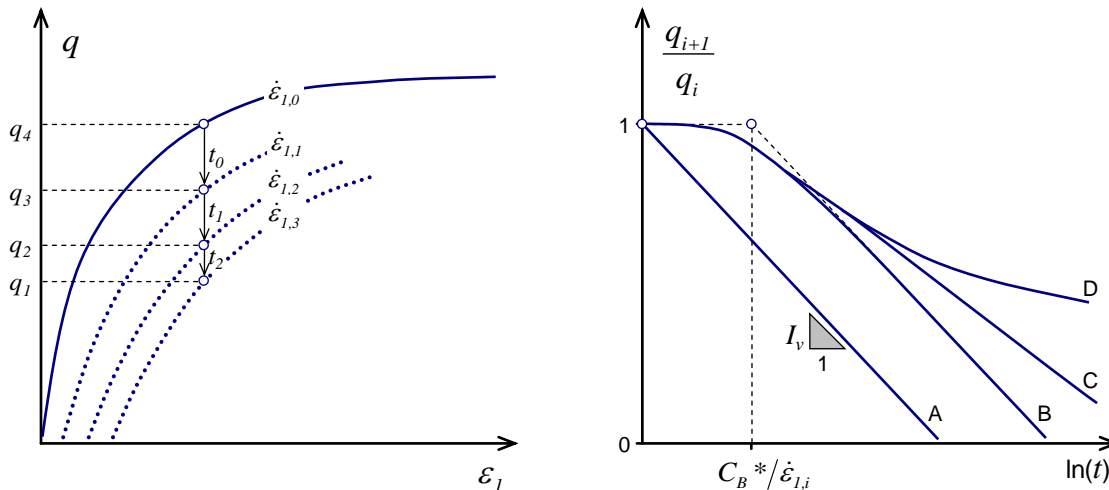
Kurvenverlauf B:

$$\frac{q_{i+1}}{q_i} = 1 - I_v \cdot \ln \left( \frac{t_{i+1} + t_i}{t_i} \right) \quad (2-45)$$

$$t_i = \frac{C_B^*}{(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_i}$$

Die Größe der anfänglichen Kurvenkrümmung im logarithmischen Zeitmaßstab bestimmt sich durch den vom Spannungsverhältnis abhängigen modifizierten Kriechbeiwert  $C_B^*$  und der vor der Relaxation herrschenden Dehnungsrate  $(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_i$ . Die Größe und der zeitliche Verlauf der Relaxation ergeben sich damit analog zum Kriechen durch die Anfangsgröße der Dehnungsrate, die neben der Dichte und den effektiven Spannungen den Bodenzustand festlegt. Die Kurvenverläufe

C und D können durch eine Verringerung des Kriechbeiwertes  $C_B^*$  erhalten werden, wenn das Spannungsverhältnis während der Relaxation entsprechend abnimmt.



**Abbildung 2.30: Relaxation der Deviatorspannung nach triaxialer Kompression**

Durch Kriechen, gegenüber Standardversuchen deutlich geringeren Dehnungsraten und Spannungsrelaxation kann sich die Scherfestigkeit eines viskosen Bodens in einer Erweiterung des Konzeptes nach BJERRUM (1967) zum sog „Ageing“ bei Kompression ändern (vgl. Abbildung 2.16 linke Darstellung). In den folgenden Ausführungen werden Struktureffekte, welche ebenfalls zeitabhängig die Scherfestigkeit deutlich beeinflussen können und die im Abschnitt 2.2.5 aufgegriffen werden, nicht berücksichtigt.

Wie im linken Diagramm der Abbildung 2.31 dargestellt ist, kann Boden ausgehend vom Punkt A während einer Erstbelastung in Abhängigkeit von unterschiedlich langen Kriechzeiten zu Punkt A' und A'' seine Porenzahl  $e$  reduzieren. Der Überkonsolidierungsgrad  $OCR$  vergrößert sich entsprechend zeitabhängig, was durch die Formel (2-15) ausgedrückt werden kann. Der entsprechende zur Erstbelastung gehörende Spannungspfad ist im mittleren Diagramm der Abbildung 2.31 eingetragen ( $K_0$ -Konsolidation). Für alle Punkte A', in denen die Porenzahl  $e$  größer ist als die entsprechende Porenzahl im kritischen Zustand nach Durchlaufen des Spannungspfades infolge Scherung A' bis C bei triaxialer Kompression, muss eine Probe kontraktantes Verhalten zeigen. Im rechten Diagramm der Abbildung 2.31 stellt sich in diesen Fällen eine monotone Erhöhung der Deviatorspannung  $q$  bis zum Bruch ein. In dieser Modellvorstellung ist ein gegenüber dem kritischen Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$  hinausgehender Scherwiderstand nicht zu erwarten.

Dagegen ist die Porenzahl  $e$  im Punkt A'' geringer als die entsprechend dem Spannungspunkt im  $p'$ - $q$ -Diagramm nach Scherung bei triaxialer Kompression zugehörige Porenzahl im kritischen Zustand. In diesem Fall muss sich die Porenzahl während der Scherung verringern (Dilatanz). Das Verhalten ist dann dem einer überkonsolidierten Probe ähnlich und es können bei geringen Dehnungen  $\varepsilon_l$  relativ hohe Scherwiderstände mobilisiert werden. Die maximal erreichbaren Deviatorspannungen im Punkt B können entsprechend dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s > \varphi'_{cs}$  interpretiert werden. Alternativ ist in der praktischen Anwendung die Zuweisung einer effektiven



Kohäsion  $c'$  entsprechend der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb (COULOMB 1776, MOHR 1914) für die gegenüber dem Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$  höheren Scherfestigkeitsanteile üblich. Hierzu werden am Ende des folgenden Abschnittes weitere Angaben gemacht.

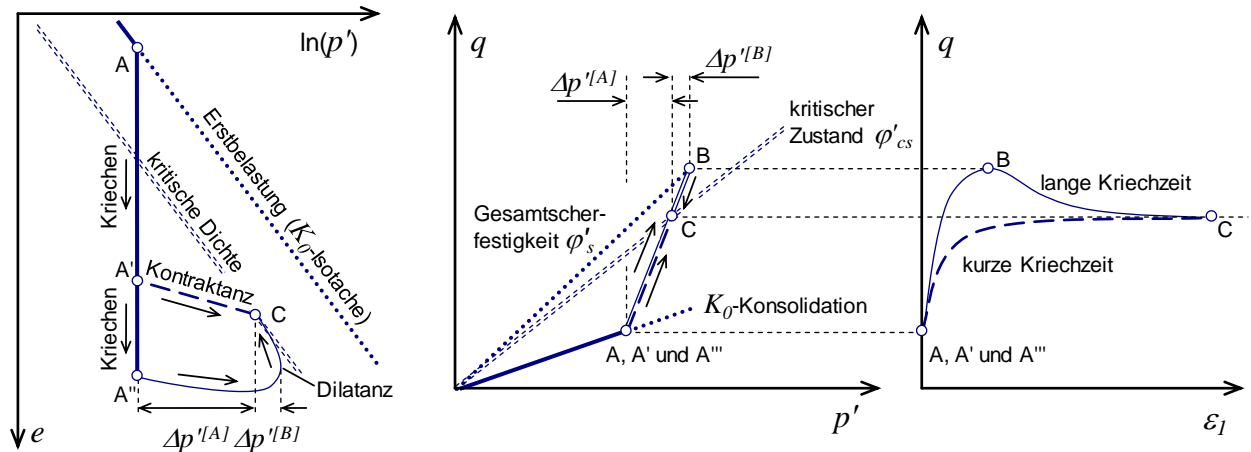


Abbildung 2.31: Einfluss der Bodenviskosität auf den Scherwiderstand im drainierten Triaxialversuch

### 2.3.4 Strukturwiderstände

Im Abschnitt 2.2.5 wurden Unterschiede im Bodenverhalten künstlich aufbereiteter strukturloser Proben im Labor verglichen zum Verhalten natürlich anstehender weicher feinkörniger Schichten im Hinblick auf Kompression erörtert. Analog dazu können Struktureinflüsse den Verformungswiderstand bei Scherung signifikant beeinflussen. Als markantes Beispiel hierzu können etwa normalkonsolidierte maritim abgelagerte glaziale Tone – sog. *Quick clays* – mit sehr hoher Sensitivitätszahl  $S_t$  genannt werden, welche z.B. im ungestörten Zustand bei einer metastabilen Struktur eine gewisse Scherfestigkeit aufzeigen, jedoch bei unverändertem Wassergehalt nach Strukturverlust mitunter eine fließfähige Konsistenz annehmen. Derartige Böden sind ursächlich für folgenreiche Geländebrüche mit großflächigen Rutschmassen und wurden aufgrund der lokal hohen Schadenshäufigkeit in den skandinavischen Ländern schon früh umfassend untersucht (SKEMPTON und NORTHEY 1953, BJERRUM 1954).

Die verbreitete Kenngröße der Sensitivitätszahl  $S_t$  stellt die Scherfestigkeit des ungestörten Bodens gegenüber der Scherfestigkeit dieses Bodens bei entsprechend unverändertem Wassergehalt und komplettem Strukturverlust ins Verhältnis (TERZAGHI 1941). Es gilt

$$S_t = \frac{\tau_f}{\tau_{f,r}} \tag{2-46}$$

$$S_t = \frac{c_u}{c_{u,r}}$$

mit  $\tau_f$  entsprechend der Scherfestigkeit des strukturfesten Bodens und  $\tau_{f,r}$  entsprechend der Scherfestigkeit des jeweils ideal unstrukturierten Bodens im sog. intrinsischen Zustand bzw. als *remoulded soil*. Die Bandbreite möglicher Sensitivitätszahlen für natürlich abgelagerte Tone ist enorm

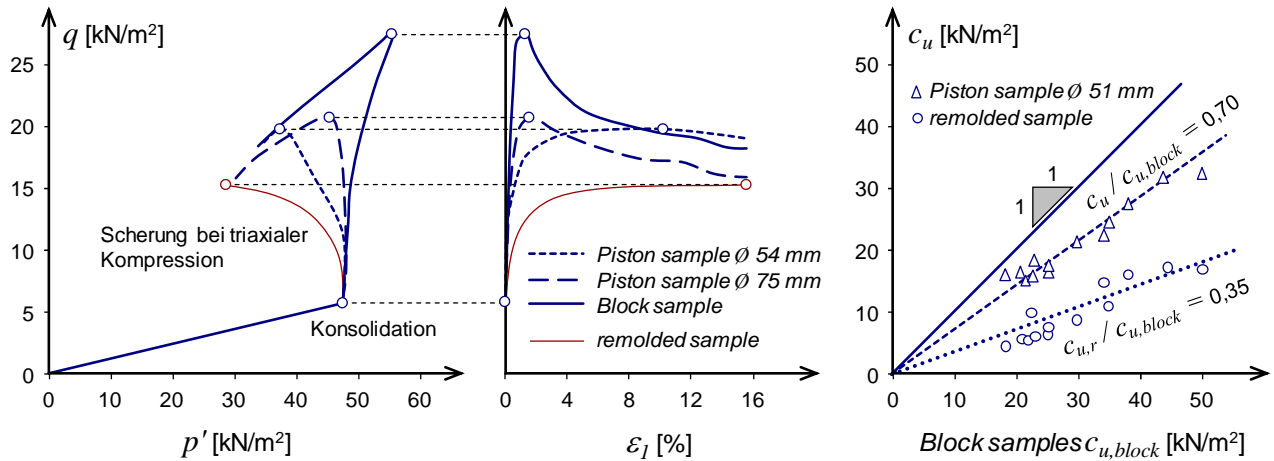
und reicht von  $S_t = 1$  bis nahezu 100 für *Quick clays*, die durch Geländehebung über dem Meeresspiegel ruhen und deren bei der Strukturbildung maßgebend beteiligter Salzgehalt im Porenwasser im Laufe der Zeit durch infiltrierendes bzw. durchströmendes Süßwasser ausgetragen wurde (sog. *leached clay*; RANKKA et al. 2004, MITCHELL und SOGA 2005). Seetone z. B. haben dagegen in ihrer engen Abfolge von Schichten unterschiedlicher Plastizität eine geringe Sensitivitätszahl im Bereich von  $S_t = 1,5$  bis 3 (vgl. Abschnitt 2.1.3.3 und SCHERZINGER 1991). Ähnlich geringe Werte der Sensitivitätszahl haben fluvial abgelagerte meist gering plastische feinkörnige Böden. Aufgeweichte Residualböden können je nach Diagenese und je nach maßgebendem Verwitterungsprozess sehr unterschiedliche Sensitivitätszahlen zeigen (MITCHELL und SOGA 2005).

Um verlässliche Aussagen zur Sensitivitätszahl  $S_t$  zu erhalten, können entweder Felduntersuchungen wie Drucksondierungen oder Flügelscherversuche durchgeführt oder es müssen möglichst ungestörte Proben entnommen und im Labor untersucht werden. Die Entwicklung von Techniken zur Entnahme ungestörter Proben ist seit TERZAGHI (1941) Gegenstand vieler Untersuchungen (ROCHELLE et al. 1981, LACASSE et al. 1985, CLAYTON et al. 1995, LONG 2006, DEGROOT et al. 2008). Die objektive Messung der Störung einer entnommenen und z.B. in den Triaxialversuchsstand eingebauten Probe ist schwierig und wird nach wie vor in Forschungsarbeiten behandelt. So kann die Beurteilung der Probenqualität etwa durch Saugspannungsmessungen an der ursprünglich unter dem Grundwasserspiegel liegenden weichen Probe erfolgen (DONOHUE und LONG 2009). Ferner kann die Messung der Wellenlaufzeit in der Probe gegenüber der in situ bestimmten Wellenlaufzeit Auskunft über den Grad der Probenstörung liefern (LANDON et al. 2007, DONOHUE und LONG 2010).

Vergleiche von Ergebnissen aus Laborversuchen an Proben unterschiedlicher Qualität bzw. unterschiedlich ausgeprägter Störung der Strukturfestigkeit bieten ausgehend von TERZAGHI (1941) eine Reihe von Literaturquellen (ROCHELLE et al. 1981, LACASSE et al. 1985, LUNNE et al. 1997, LONG 2003, DEGROOT et al. 2007). KONTOPOULOS (2012) zeigt weitere sehr umfassende experimentelle Arbeiten zum Einfluss des Verlustes aus Strukturwiderständen infolge Probenentnahme.

Abbildung 2.32 greift Versuchsdaten nach TERZAGHI et al. (1996) und LUNNE et al. (1997) auf, um die mögliche Größe der Strukturwiderstände, die bei der Entnahme von Proben in situ verloren gehen können, zu erläutern. Zunächst ist entsprechend der Definition der Sensitivitätszahl  $S_t$  erkennbar, dass die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  durch Struktur gegenüber dem bei gleichem Wassergehalt und gleicher Konsolidationsspannung untersuchten künstlich aufbereiteten Ton (*remoulded*) deutlich größer ist. Mit zunehmender Qualität der Probenentnahme sinkt der Verlust der Strukturfestigkeit. Der  $c_u$ -Wert, der an der sog. *Block sample*, die einer sehr hochwertigen Probenentnahmetechnik nach ROCHELLE et al. (1981) folgt, gemessen wurde, liegt etwa um 40 % höher als der an Proben aus einem dünnwandigen Stahlrohr (*Piston sample*) festzustellende maximale Scherwiderstand. Entsprechend stark unterscheiden sich die im linken Diagramm der Abbildung 2.32 dargestellten effektiven Spannungspfade. Strukturfeste Böden zeigen einen sehr viel geringeren Porenwasserüberdruck während der triaxialen Kompression als ein entsprechend strukturloser Boden. Auch ist die Steifigkeit bis zum Erreichen der undrainierten Scherfestigkeit bei Böden mit Struktureinfluss deutlich höher. Durch einen Verlust der Strukturwiderstände nimmt analog zu den in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen Erkenntnissen die Steifigkeit  $E_u$  stärker ab als die undrainierte

Scherfestigkeit  $c_u$ , was in einem Abfall des Verhältniswertes  $E_u / c_u$  erkennbar ist (siehe auch Abbildung 2.24).



**Abbildung 2.32: Einfluss der Probenstörung bzw. der Widerstände aus Struktur; linke und mittlere Darstellung nach LUNNE et al. (1997) mit Ergänzung zum Verhalten einer ideal unstrukturierten Probe (remoulded sample); rechtes Diagramm: Daten nach TERZAGHI et al. (1996)**

Ergänzend zeigt Abbildung 2.32 im rechten Diagramm Versuchsdaten nach TERZAGHI et al. (1996). Es werden  $c_{u,r}$ -Werte des ideal unstrukturierten Bodens und die  $c_u$ -Werte bestimmt aus Proben, die mit einem dünnwandigen Stahlrohr in situ entnommen wurden, mit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,block}$ , die an jeweils gleichen Böden aus Proben mit der schonenden Entnahmetechnik nach ROCHELLE et al. (1981) gewonnen wurden, verglichen. Gegenüber den Proben aus den sog. *Block samples* ist bei Probenentnahme unter Verwendung eines dünnwandigen Stahlrohres (*Piston sample*) mit einer um 30 % geringeren undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  zu rechnen. Deutlich geringer ist der Scherwiderstand  $c_{u,r}$ , der an künstlich aufbereiteten Proben messbar ist.

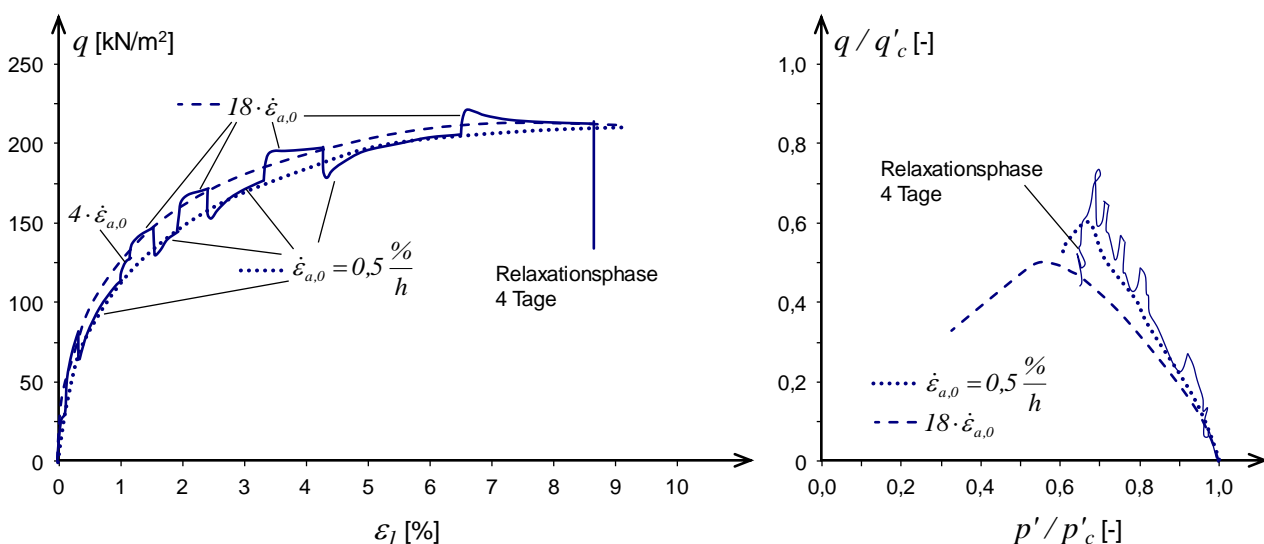
Zur Abbildung des Verhaltens eines strukturfesten Bodens kann in einer ersten Annäherung die Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  bzw. das Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$  derart angepasst werden, dass sowohl der zur Untersuchung gewünschte  $c_u$ -Wert erreicht wird als auch die bei einem strukturierten Boden ausgeprägte Entfestigung (post-peak-behaviour) im Versuch wiedergegeben werden kann. Konsistent ist diese Annäherung insbesondere im Hinblick auf eine Verformungsprognose, bei der eine möglichst präzise Abbildung der Steifigkeit während Erst-, Ent- und Wiederbelastung wichtig ist, nicht. Ist ausschließlich die Prognose des Bruchzustandes von Bedeutung, kann durch das Anpassen der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  zumindest für einen bestimmten Bereich der Effektivspannungen stets eine einfache Berücksichtigung der Strukturfestigkeit erfolgen.

Versuchsergebnisse, welche auf strukturbedingte Verformungswiderstände hinweisen, wurden von verschiedenen Forschern aufgezeigt. Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Untersuchung möglichst ungestörter Proben aus dem Feld (z.B. VAID und CAMPANELLA 1977, GRAHAM et al. 1983, TATSUOKA et al. 2000, KOMOTO et al. 2003 und SORENSEN et. al 2007), welche vermutlich schon durch ihre über geologische Zeiträume andauernde Genese eine Struktur ausbilden konnten.

Um für eine weiterführende Modellbildung auf Basis objektiv formulierter Stoffmodelle die bodenmechanischen Einflüsse der Struktur eingrenzen zu können und um in Versuchsreihen bei Variation einzelner Randbedingungen reproduzierbare Proben untersuchen zu können, werden in Grundlagenforschungen Verfahren angewendet, die bei künstlich hergestellten Laborproben Strukturwiderstände entstehen lassen. Dazu werden z.B. in großen wassergefüllten Säulen die Vorgänge der Sedimentation unter verschiedenen möglichst naturnahen Randbedingungen im geotechnischen Labor nachempfunden (BJERRUM und ROSENQVIST 1956, IMAI 1981, STALLEBRASS et al. 2007).

Weiter sind oft Mischungen aus Tonböden und Zement (zwischen 2 % und 4 % der Trockenmasse) Gegenstand von detaillierten Untersuchungen im bodenmechanischen Labor (KONGSUKPRASERT und TATSUOKA 2003, KOMOTO 2004, SORENSEN et. al 2007). Von RICHARDSON und WHITMAN (1963), TATSUOKA et al. (2000), TATSUOKA et al. (2003), OKA et al. (2003) sowie SORENSEN et. al (2007) werden aber auch Angaben über strukturbedingte Effekte und anisotropes Materialverhalten (siehe Abschnitt 2.3.5) bei künstlich im Labor hergestellten normalkonsolidierten Proben gemacht. Dabei handelt es sich um Proben, die durch Mischung des Bodenmaterials bei Wassergehalten oberhalb der Fließgrenze und anschließende Konsolidation hergestellt wurden (BURLAND 1990).

In Abbildung 2.33 links ist beispielhaft die Entwicklung der Deviatorspannung  $q$  mit steigender axialer Dehnung  $\varepsilon_a$  im konventionellen triaxialen Kompressionsversuch einer normalkonsolidierten Probe aus Ton nach SORENSEN et. al (2007) dargestellt. Die Probe wurde durch Anmischen bei einem Wassergehalt von  $w = 2 \cdot w_L$  und darauf folgender  $K_0$ -Konsolidation hergestellt. Darauf folgend wurde die Probe in einem vorschubgesteuerten Versuch monoton beansprucht, wobei die Dehnungsraten  $\partial\varepsilon_a / \partial t$  abschnittsweise stark variiert wurden, um viskose Verformungswiderstände identifizieren zu können.



**Abbildung 2.33: Struktur- und Destrukturierung im undrainierten triaxialen Kompressionsversuch (normalkonsolidierter *London Clay, remoulded*) nach SORENSEN et. al (2007)**

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Deviatorspannung  $q$  nach Phasen mit vergleichsweise geringen Dehnungsraten  $(\partial\varepsilon_a / \partial t)_0$  im Vergleich zu einem Scherwiderstand  $q$ , welcher mobilisierbar

wäre, wenn die Bodenprobe konstant mit der höheren Dehnungsrate  $18 \cdot (\partial \varepsilon_a / \partial t)_0$  beansprucht werden würde (gestrichelte Linie in Abbildung 2.33), zum Teil deutlich übersteigt. Nach Phasen mit geringen Dehnungsraten  $(\partial \varepsilon_a / \partial t)_0$  reagiert der Boden zunächst sehr steif (vergleiche auch SORENSEN et al. 2010). Der in dieser Phase gewonnene Strukturwiderstand reduziert sich jedoch mit steigender axialer Dehnung  $\varepsilon_a$  und konvergiert gegen den Widerstand  $q$ , der bei gleichbleibender Probenbeanspruchung mit  $18 \cdot (\partial \varepsilon_a / \partial t)_0$  gemessen wurde. Dieses Verhalten wurde auch in den triaxialen Scherversuchen, welche im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, intensiv beobachtet und dokumentiert. Hierzu werden im Abschnitt 4.4 detaillierte Angaben gemacht.

### 2.3.5 Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von Spannungspfad und Anisotropie

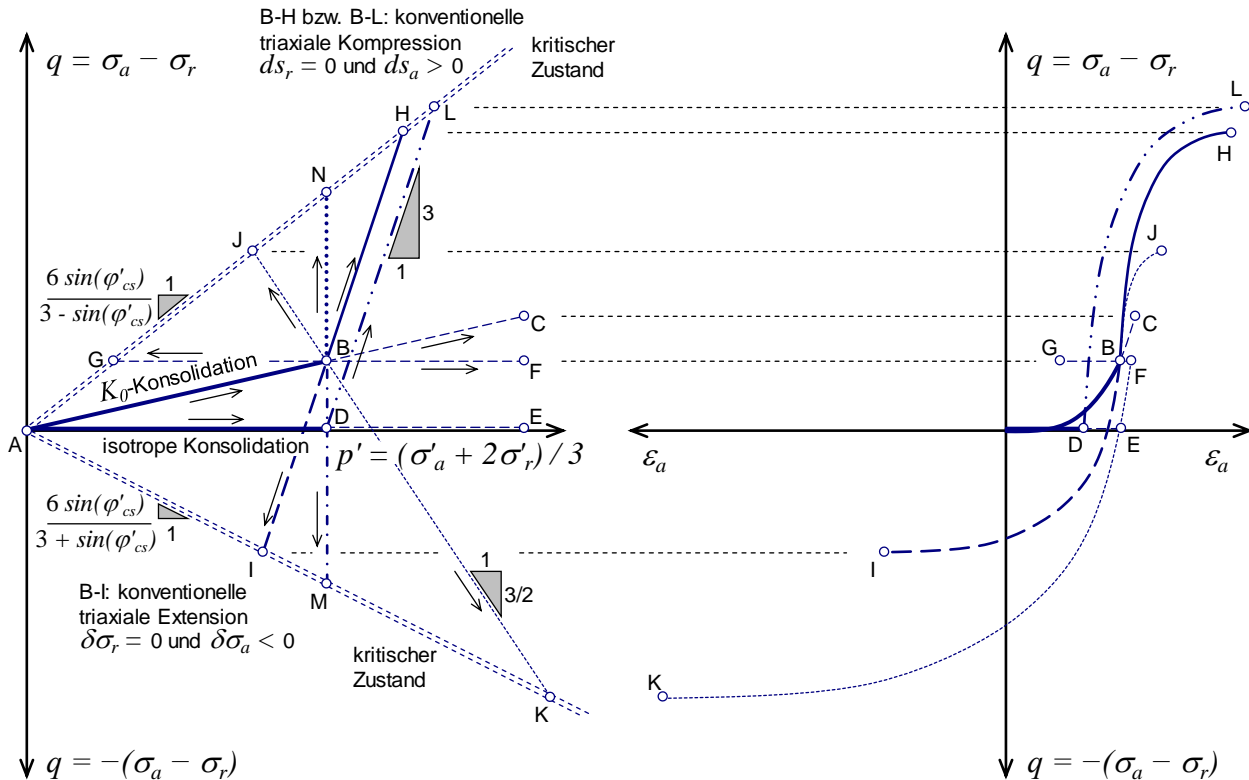
Die Steifigkeit und Scherfestigkeit weicher Tone in situ ist anisotrop. Dabei ändern sich Verformungswiderstände in Abhängigkeit von der geometrischen Orientierung der Scherfuge bzw. Beanspruchungsrichtung, was z.B. von KEMPFFERT und GEBRESELASSIE (2006) im Kontext der Bemessung von Baugruben in weichen Sedimenten zusammenfassend aufgegriffen wird. Grundlegende Arbeiten zur Untersuchung der Effekte aus Anisotropie bei feinkörnigen Böden wurden von DUNCAN und SEED (1966), LO und MILLIGAN (1967), LO und MORIN (1972), LADD et al. (1977) sowie EDEN und LAW (1980) präsentiert. Weitere Arbeiten fassen MITCHELL und SOGA (2005) zusammen.

Man unterscheidet inhärente und spannungsinduzierte Anisotropie. Die inhärente Anisotropie ist durch eine bevorzugte Richtung der geometrischen Orientierung der gedrunenen, teilweise plattigen Partikel bedingt. Diese Ausrichtung feinkörniger Partikel kann z.B. infolge geologischer Ablagerungsprozesse während der Sedimentationsphase oder bei weichen Residualböden infolge der Struktur des verwitterten Gesteins entstanden sein. Bei der spannungsinduzierten Anisotropie führen äußere mechanische Einwirkungen – etwa im Triaxialversuch mit der Beanspruchung einer Probe durch verschiedene Spannungspfade – zu einer teilweisen Umlagerung bzw. Drehung der Partikel. Diese Vorgänge resultieren insbesondere bei einer Änderung der Beanspruchungsrichtung in einem hinsichtlich der Steifigkeit und Scherfestigkeit deutlich veränderten Bodenverhalten.

Zusätzlich führen ausgehend von einer bestimmten Konsolidationsspannung unterschiedliche Spannungspfade, wie sie beispielhaft für unterschiedliche Laborversuche in Abbildung 2.34 dargestellt sind, auch für eine homogene Bodenprobe zwangsläufig zu unterschiedlichen Werten der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$ . Durch die je nach Spannungspfad unterschiedliche Größe der aufzubringenden Energie, die proportional zur Länge des Spannungspfades bis zum Bruch der Probe ist, ist neben dem  $c_u$ -Wert auch die Steifigkeit  $E_u$  im Triaxialversuch abhängig von der Beanspruchungsrichtung.

Die im Abschnitt 2.2 zum kompressiblen Verhalten (Änderung der Porenzahl in Abhängigkeit von Spannung und Zeit) erläuterten Zusammenhänge basieren überwiegend auf einem im Ödometerversuch realisierbaren Spannungspfad. Für eine Erstbelastung (auch  $K_0$ -Konsolidation) folgt dieser von Punkt A zum Punkt B und weiter zu Punkt C. Die entsprechende Dehnung  $\varepsilon_a$  in Abhängigkeit von der Deviatorspannung  $q$  ist im rechten Diagramm der Abbildung 2.34 dargestellt. Die Deviatorspannung  $q$  nimmt dabei im Ödometer für eine Erstbelastung proportional zu  $p'$  zu. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve zwischen  $q$  und  $\varepsilon_a$  ist daher entsprechend der Steifigkeitsentwicklung überproportional. Da sich Boden insbesondere bei Einwirkung scherender Beanspruchung verdich-

ten lässt, ist die Kompression bei isotroper bzw. hydrostatischer Spannungsänderung bei  $q = 0$  geringer als im Ödometer. Dies ist durch die Kurven zwischen den Punkten A – D und E erkennbar.



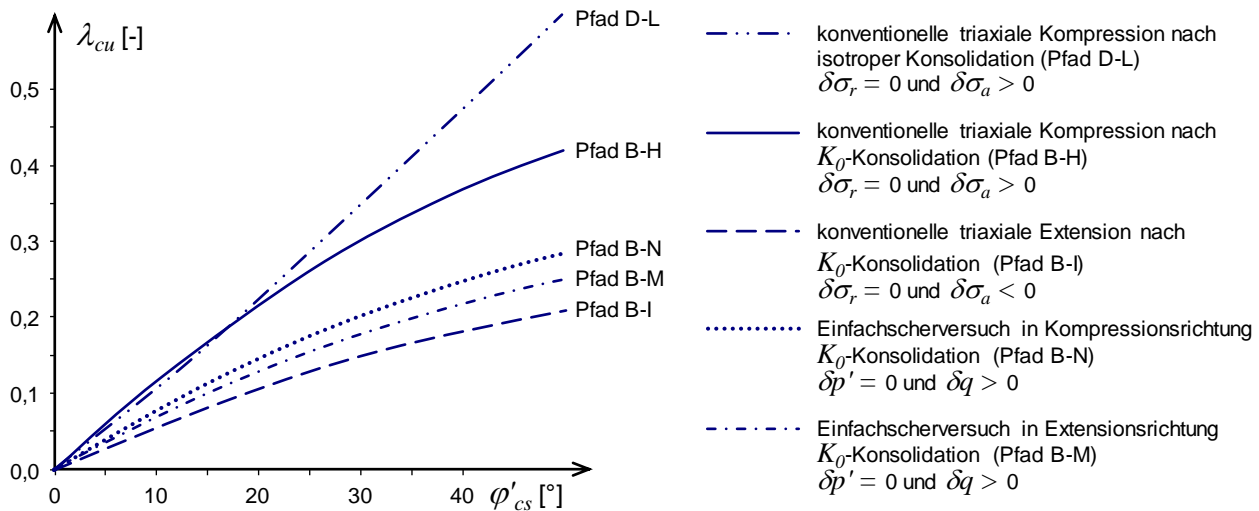
**Abbildung 2.34: Mögliche totale Spannungspfade in Laborversuchen (links); daraus folgende dehnungsabhängige Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  (rechts)**

Meist wird in Triaxialversuchen aufgrund einer einfacheren Versuchssteuerung die isotrope Konsolidation zum Punkt D hin bevorzugt. Ab diesem wird dann der Schervorgang gestartet und bei konstantem Zellendruck  $\sigma_r$  die axiale Spannung  $\sigma_a$  auf die Probe bis zum Bruch erhöht. Bei diesem Fall wird von einem sog. konventionellen triaxialen Kompressionsversuch gesprochen. Der zugehörige Spannungspfad ist – jedoch wie für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche im Triaxialgerät (Abschnitt 4.4.5) maßgebend – ausgehend vom Punkt B am Ende einer  $K_0$ -Konsolidation in das linke Diagramm in Abbildung 2.34 eingetragen. Der totale Spannungspfad strebt zum Punkt H im Bereich des kritischen Zustandes. Es sind jedoch auch andere Spannungspfade bis zum Erreichen eines Bruchzustandes in Laborversuchen möglich. Im Bereich einer monotonen Erhöhung der Deviatorspannung  $q$  bis zum Bruch, was bedeutet, dass während der Versuchsdurchführung  $\sigma_a = \sigma_1$  und  $\sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$  bleibt, sind auch Spannungspfade B – L und B – J möglich. B – L wird meist in einem sog. Einzelschergerät, in dem Versuche unter konstantem mittlerem Druck möglich sind, realisiert. Bei notwendigerweise automatischer Steuerung des Zellendruckes ist dieser Spannungspfad jedoch auch in Triaxialgerät ausführbar. Bekannter ist jedoch für das Triaxialgerät der Spannungspfad B – J, der erreicht wird, wenn der Zellendruck  $\sigma_r$  bei konstanter totaler axialer Spannung  $\sigma_a$  verringert wird. Durch Abschnitt 4.4.5 wird klar, dass unter Berücksichtigung der Entwicklung des Porenwasserdruckes bei Scherung die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ausgehend von der Konsolidationsspannung im Punkt B bzw. Punkt D auch für eine ideal homo-

gene Probe ohne inhärenter Anisotropie oder Effekten einer spannungsinduzierten Anisotropie stark vom Spannungspfad abhängig ist. Neben dem  $c_u$ -Wert ist auch die Steifigkeit in einer inkrementellen Auswertung bzw. als Sekantenmodul z.B. bis zum Erreichen des Bruchzustandes stark vom Spannungspfad abhängig (siehe Abbildung 2.34 rechts).

Die Bedeutung der Pfadabhängigkeit des Bodenverhaltens zur Beschreibung der in dieser Arbeit behandelten Problemstellung des sich seitlich gegenüber den Boden verschiebenden Elementes eines Pfahlschaftes wird in Abschnitt 3 näher erläutert. Aus dem in Abbildung 3.4 gezeigten Vektorfeld der Hauptspannungen um den Pfahlschaft ist erkennbar, dass entsprechend der eingetragenen Richtungen der Hauptspannungen auch anteilig Bodenwiderstände ergeben, die mit einer teilweisen bis mehr oder weniger völligen Drehung der Hauptachsenrichtungen verbunden ist. Diese Widerstände können in sog. Extensionsversuchen im Triaxialgerät untersucht werden. Dabei wird analog zum entsprechenden Kompressionsversuch bei konstantem Zellendruck  $\sigma_r$  der Spannungspfad B – I infolge einer Reduzierung der axialen Spannung  $\sigma_a$  als konventioneller triaxialer Extensionsversuch bezeichnet. Die mobilisierte Deviatorspannung  $q$  im Punkt I ist gegenüber der Deviatorspannung im Punkt H, welche durch den triaxialen Kompressionsversuch erreicht wird, deutlich geringer. Gleiches gilt für den Pfad B – M, der z.B. im Einfachschergerät untersucht werden kann. Hier ist bei konstantem  $p'$  die erreichbare maximale Deviatorspannung  $q$  allein aus der Formulierung der Bruchbedingung im kritischen Zustand entsprechend der beiden Formeln nach (2-28) und (2-29) verschieden groß, wobei in Extensionsrichtung unabhängig von der Entwicklung des Porenwasserdruckes während der Scherung kleinere  $c_u$ -Werte gemäß (2-29) zu erwarten sind. Die Steifigkeit bei Scherung in Extensionsrichtung ist nach einer Konsolidation unter ödometrischen Verhältnissen gegenüber einer scherenden Kompressionsbeanspruchung ebenfalls geringer. Ein sehr großer Mobilisierungsweg ist z.B. für eine Beanspruchung gemäß Pfad B – K zu erwarten (Vergrößerung des Zellendruckes  $\sigma_r$  bei konstanter axialer Spannung  $\sigma_a$ ), was etwa für die Prognose des passiven Bodenwiderstandes in Annäherung herangezogen werden kann.

Bei Vorgabe einer mathematisch beschreibbaren Fließfläche  $f(\sigma) = 0$  kann ausgehend von der Konsolidationsspannung  $p'_c$  unter Berücksichtigung einer Vorkonsolidationsspannung  $p'_{c0}$  der zu einem totalen Spannungspfad bei konstanter Dichte  $\partial e / \partial q = 0$  gehörende effektive Spannungspfad rechnerisch prognostiziert werden. Das Minimum aus dem maximalen Wert der Deviatorspannung  $q$  und dem Schnittpunkt der Fließfläche mit der Linie kritischer Zustände markiert die sich entsprechend dem rechnerischen Modell ergebende undrainierte Scherfestigkeit. Werden für den Ausgangszustand vor dem undrainierten Schervorgang und für die Form der Fließfläche bestimmenden Annahmen getroffen, so kann  $\lambda_{cu}$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Reibungswinkeln bestimmt werden. Diese Zusammenhänge sind für die elliptische Fließfläche des modifizierten Cam-Clay Modells nach ROSCOE und BURLAND (1968) unter Annahme von  $OCR = 1$ ,  $K_0 = 1 - \sin(\varphi'_{cs})$  sowie  $C_s / C_c = 0,2$  für unterschiedliche Reibungswinkel im kritischen Zustand  $\varphi'_{cs}$  in Abbildung 2.35 eingetragen.



**Abbildung 2.35: Rechnerische Abhängigkeit des Verhältniswertes  $\lambda_{cu}$  vom Reibungswinkel im kritischen Zustand  $\varphi'_{cs}$  nach dem modifizierten Cam-Clay Modell von ROSCOE und BURLAND (1968) für  $OCR = 1$ ,  $K_0 = 1 - \sin(\varphi'_{cs})$  sowie  $C_s / C_c = 0,2$**

Proben aus künstlich aufbereiteten weichen feinkörnigen Böden, welche durch das Anmischen in einer weichen, breiigen oder steifen Konsistenz durch Einpressen, Einschlagen oder Einkneten hergestellt werden, weisen eine überwiegend amorphe strukturlose Lage der Partikel auf. Diese Böden zeigen zwar die mit der Abbildung 2.34 erläuterten Abhängigkeiten der Scherfestigkeit und Steifigkeit vom Spannungspfad, sind jedoch in ihrem Materialverhalten weitgehend isotrop. Effekte aus inhärenter und spannungsinduzierter Anisotropie sind zumindest bei vergleichsweise raschen Beanspruchungsraten im Laborversuch nur in einer untergeordneten Größenordnung messbar. Dagegen ist durch eine Vielzahl an Untersuchungen bekannt, dass natürlich abgelagerte Böden insbesondere in Bezug auf ihr Versagen im Zustand  $q_f$ , aus welcher sich die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ergibt, stark anisotrope Eigenschaften zeigen.

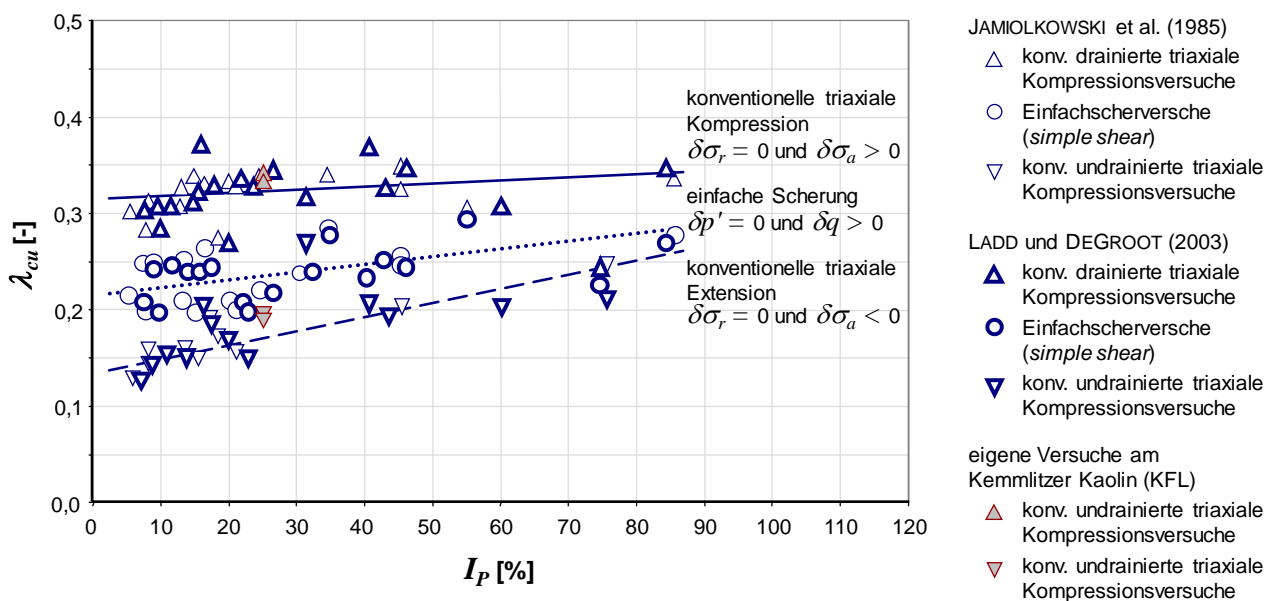
Die Berücksichtigung der Anisotropie zum Beispiel bei der Prognose der Verformungen und Stand-sicherheiten von

- Böschungen (z.B.: SU und LIAO 1999, DUNCAN et al. 2005),
- Dämmen oder Flachgründungen auf weichem Untergrund (z.B.: BJERRUM 1973, ZDRAVKOVIĆ et al. 2002) sowie
- Baugruben (CLOUGH und HANSEN 1983, GEBRESSELASSIE 2003)

ist aus dem Grund wichtig, da scherende Beanspruchungen in unterschiedlicher geometrischer Orientierung zur Schichtung des Bodens auftreten. Auch beim Problem eines horizontal ausweichenden Pfahlschaftes werden in unterschiedlicher Form und geometrischer Orientierung scherende Beanspruchungen wirksam (vgl. Abbildung 3.4), welche eine Berücksichtigung der Anisotropie bei natürlichen Böden grundsätzlich wichtig erscheinen lassen. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden jedoch im Hinblick auf den Schwerpunkt zur Untersuchung zeitabhängiger Verformungen zunächst Effekte aus der Anisotropie nicht weiter betrachtet. Diese Vorgehensweise erschien auch in Bezug auf den in den experimentellen Untersuchungen verwendeten künstlich aufbereiteten Versuchsboden, für den erwartet wurde, dass anisotrope Eigenschaften nur von sekundärer Bedeutung sind, sinnvoll.



In Abbildung 2.36 werden Versuchsergebnisse systematischer Untersuchungen zum Einfluss der Anisotropie auf das Verhalten weicher feinkörniger Böden wiedergegeben, welche von JAMIOLKOWSKI et al. (1985) sowie LADD und DEGROOT (2003) publiziert wurden. Die im Diagramm eingetragenen Werte  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_{v,c}$  aus Laboruntersuchungen an weitgehend ungestörten Proben aus normalkonsolidierten natürlich abgelagerten Böden ( $\sigma'_{v,c} = \sigma'_v$ ) beinhalten zunächst Einflüsse aus inhärenter und spannungsinduzierter Anisotropie. Ferner greifen die gemäß Abbildung 2.34 und Abbildung 2.35 folgenden Abhängigkeiten des  $\lambda_{cu}$ -Wertes vom Spannungspfad. Diese Abhängigkeit zeigt sich auch für künstlich hergestellte Proben im Labor, welche eine weitgehend amorphe Bodenstruktur aufweisen.



**Abbildung 2.36: Zum Einfluss der Anisotropie auf die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  nach JAMIOLKOWSKI et al. (1985), LADD und DEGROOT (2003) sowie eigene Versuche**

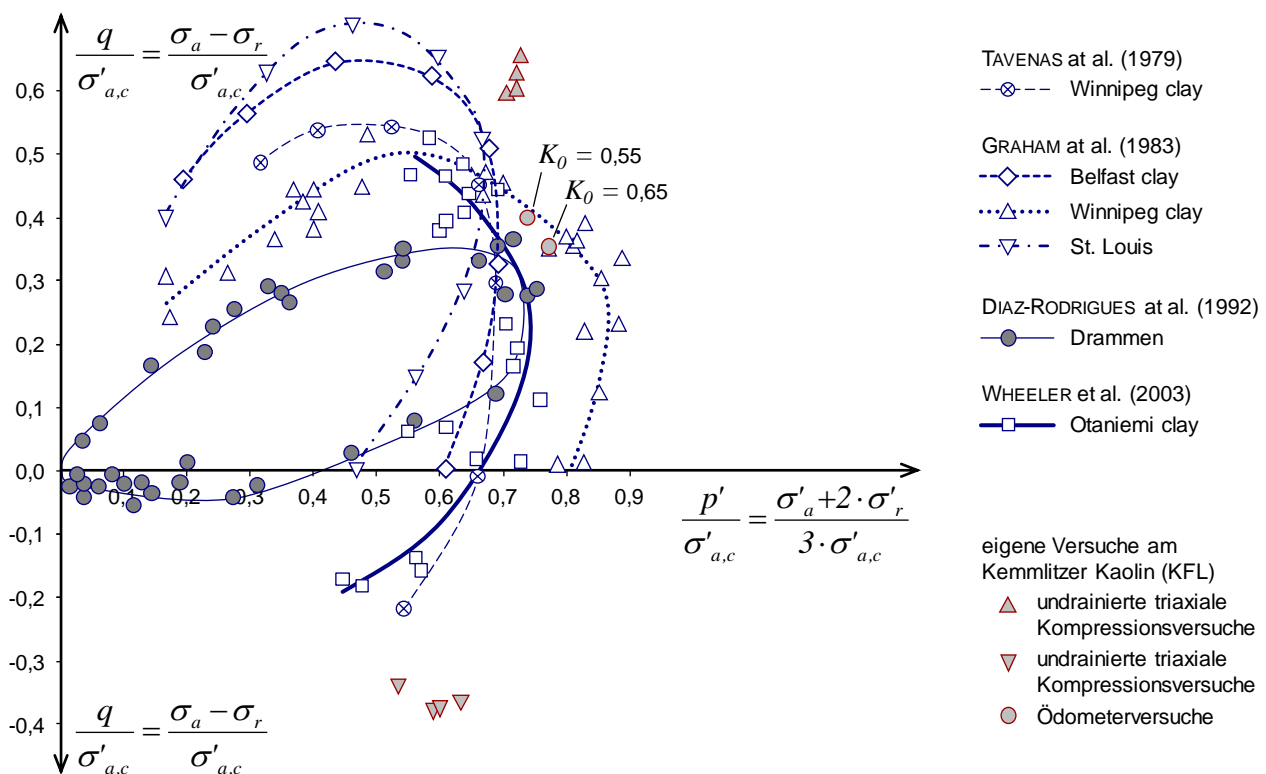
Allein infolge der Abhängigkeit vom Spannungspfad sind gemäß Abbildung 2.35 für den konventionellen Extensionsversuch im Triaxialgerät bei  $\partial\sigma_r = 0$  und  $\partial\sigma_a < 0$  die geringsten Werte  $\lambda_{cu}$  zu erwarten. Die in Abbildung 2.36 gezeigten Versuchsergebnisse liegen zwischen  $\lambda_{cu} = 0,12$  für gering plastische Böden und etwas über 0,25 für Böden mit einer vergleichsweise hohen Plastizitätszahl  $I_P$  im Bereich von 80 %. Demgegenüber ergeben sich größere Werte für den Einzugsversuch bei Spannungspfaden  $\partial p' = 0$  im Kompressionsbereich mit  $\partial q > 0$ . Für den konventionellen triaxialen Kompressionsversuch mit  $\partial\sigma_r = 0$  und  $\partial\sigma_a > 0$  ergibt sich gemäß den Versuchsdaten der geringste Einfluss der Plastizitätszahl  $I_P$  auf den Verhältniswert  $\lambda_{cu}$ . Hier schwankt  $\lambda_{cu}$  zwischen 0,26 und 0,37.

Wird angenommen, dass für die Böden, deren Ergebnisse zu  $\lambda_{cu}$ -Werten in Abbildung 2.36 eingetragen sind, Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$  zwischen 20° und 30° realistisch erscheinen, können gemäß der spannungspfadabhängigen Einflüsse gemäß Abbildung 2.35 rechnerische Werte von

- $\lambda_{cu} = 0,22$  bis 0,30 für den konventionellen triaxialen Kompressionsversuch,
- $\lambda_{cu} = 0,14$  bis 0,20 für den Einzugsversuch in Kompressionsrichtung und
- $\lambda_{cu} = 0,11$  bis 0,15 für den konventionellen triaxialen Extensionsversuch

abgeschätzt werden. Verglichen zu den Darstellungen in Abbildung 2.36 sind diese Werte zum Teil deutlich geringer, was mit Einflüssen aus der inhärenten und bzw. vermutlich in einer geringeren Ausprägung durch Einflüsse aus der spannungsinduzierten Anisotropie erklärt werden kann. Die Diskrepanz zwischen den rechnerisch ableitbaren Werten  $\lambda_{cu}$ , welche auf Grundlage eines Modells zur Abbildung des Verhaltens überwiegend strukturloser und amorpher Proben im Laborversuch ermittelt wurden, und den Werten  $\lambda_{cu}$  aus Untersuchungen an verschiedenen natürlichen Böden nimmt mit steigender Plastizitätszahl  $I_P$  zu. Dies betrifft vor allem die Fälle der Probenbeanspruchung im Einzelscherversuch und im konventionellen Triaxialen Kompressionsversuch.

In einer anderen Darstellung kann der Einfluss der Anisotropie hinsichtlich der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  mit der Konstruktion von Fließflächen deutlich veranschaulicht werden. Dazu sind an Proben Beanspruchungen mit unterschiedlichen Spannungspfaden aufzubringen. Fließflächen aus Versuchsdaten zu sechs verschiedenen weichen feinkörnigen Böden werden in Abbildung 2.37 dargestellt. Wie der Vergleich zwischen den Informationen, gegeben in Abbildung 2.35 und Abbildung 2.36, vermuten lässt, weichen die auf die  $p$ - $q$ -Ebene projizierten an Versuchsdaten angenäherten Fließflächen vergleichsweise stark von der im modifizierten Cam-Clay Modell nach ROSCOE und BURLAND (1968) angenommenen elliptischen ab. Hierzu ist anzumerken, dass eine dem Cam-Clay Modell entsprechende elliptische Fließfläche neben einigen weiteren Stoffmodellen in dem in dieser Arbeit herangezogenen Modell nach NEHER und VERMEER (1998) angesetzt wird.



**Abbildung 2.37: Fließflächen unterschiedlicher Böden nach TAVENAS et al. (1979), GRAHAM et al. (1983), DIAZ-RODRIGUES et al. (1992) und WHEELER et al. (2003), ergänzt durch Daten aus eigenen Versuchen**

In der Stoffmodellentwicklung werden verschiedene Ansätze zur Abbildung der Einflüsse aus der Anisotropie verfolgt. Neben elastisch-plastischen Modellen unter Ansatz sog. multi-laminater Fließflächen (WILTAFSKY 2003; CUDNY und VERMEER 2004; NEHER 2009) und verschiedenen hypoplastischen Gleichungen (WEIFNER und KOLYMBAS 2008; NIEMUNIS et al. 2009) wurden Modellbildungen zum sog. *Rotational Hardening* in Erweiterungen der isotropen Verfestigung von Stoffmodellen basierend auf dem *Cam-Clay* Modell entwickelt (WHEELER 2003 und LEONI et al. 2007). Das *Rotational Hardening* bietet vor allem hinsichtlich der vergleichsweise einfachen mathematischen Beschreibung und einer direkten Zuordnung der Stoffmodellparameter zu Ergebnissen aus üblichen Laborversuchen Vorteile.

In Ergänzung zu den oben stehenden Ausführungen dieses Abschnittes wird auf die Übertragbarkeit des maximalen Scherwiderstandes  $\tau_f$  bei Versuchen mit der Scherflügelsonde eingegangen, da diese Versuchstechnik bei der Analyse der modellhaften Belastungsversuche, die in Abschnitt 4.5 gezeigt werden, verwendet wird. Untersuchungen mit der Scherflügelsonde sind analog zum direkten Scherversuch keine Elementversuche. Der Scherwiderstand lokalisiert sich bereits ab sehr kleiner Drehung des Flügels der Sonde im Boden bzw. geringer scherender Relativverschiebung in einer diskreten Scherfuge. Dabei ist das Spannungs- und Dehnungsfeld gegenüber einem Elementversuch stark inhomogen. Dennoch sind neben der Drucksondiertechnik Untersuchungen mit der Scherflügelsonde zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  aufgrund der umfangreichen Kenntnisse, die zur Interpretation der Versuchsergebnisse herangezogen werden können, weit verbreitet und für baupraktische sowie forschungsbezogene Fragestellungen ein leistungsfähiges Aufschlussverfahren weicher Böden.

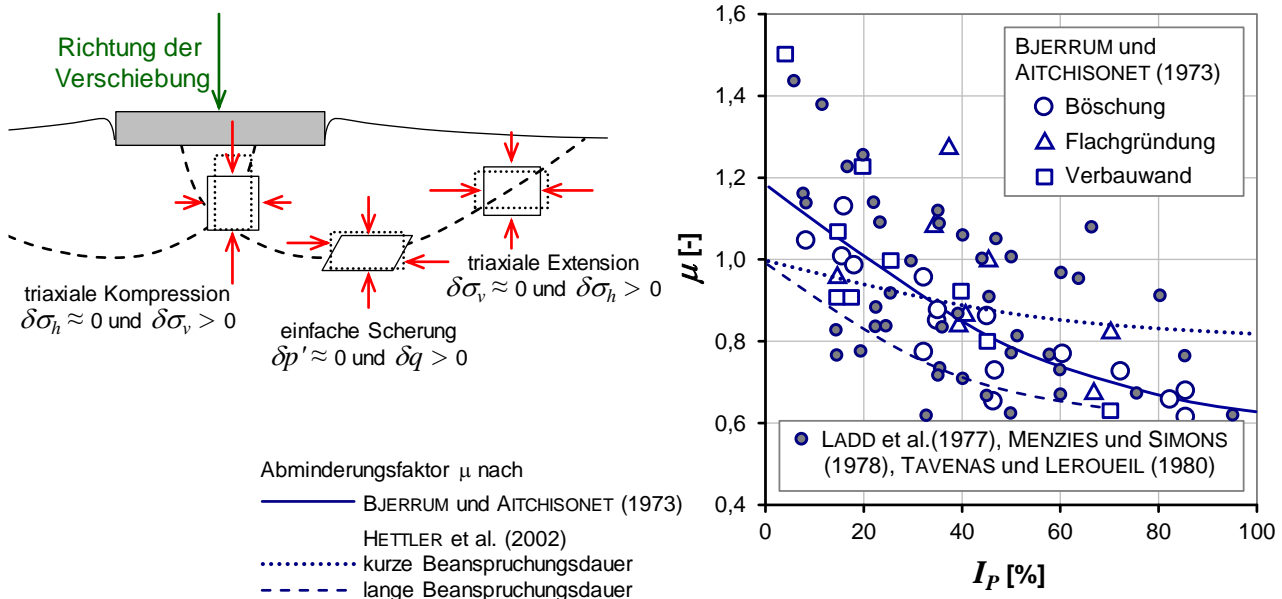
Um auf einen möglichst realitätsnahen Wert der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  schließen zu können, ist die maximal erreichte Schubspannung  $\tau_f$  mit einem Parameter  $\mu$  zu multiplizieren.

$$c_u = \mu \cdot \tau_f \tag{2-47}$$

Dabei soll  $\mu$  gemäß verschiedener Literaturquellen zunächst die Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von unterschiedlichen Spannungspfaden infolge der Beanspruchung des weichen Bodens berücksichtigen (siehe Abbildung 2.38).

Grundlage der im rechten Diagramm der Abbildung 2.38 von verschiedenen Autoren vorgeschlagenen Faktoren  $\mu$  in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl  $I_P$  sind Rückrechnungen geotechnischer Randwertprobleme im Zusammenhang mit großen zumindest versagensähnlichen Verformungen von Böschungen, Flachgründungen bzw. Dämmen und Stütz- und Verbauwänden von Baugruben (BJERRUM und AITCHISONET 1973, LADD et al. 1977, MENZIES und SIMONS 1978, TAVENAS und LEROUEIL 1980). Ferner soll  $\mu$  näherungsweise den zeitabhängigen Einfluss der Bodenviskosität abdecken (vgl. Abschnitt 2.3.3). Hierzu geben HETTLER et al. (2002) basierend auf dem einfachen Viskositätsmodell nach LEINENKUGEL (1976) dargestellt in Gleichung (2-42) zwei Vorschläge für die Abhängigkeit des  $\mu$ -Wertes von der Plastizitätszahl  $I_P$  an, welche zur Anwendung bei

- kurzer Beanspruchungsdauer bei relativ steifem undrainierten Bodenverhalten sowie
  - bei langer Beanspruchungsdauer, während der undrainiertes bzw. teildrainiertes Kriechen zu maßgebenden Verformungen führen kann,
- empfohlen werden.



**Abbildung 2.38: Unterschiedliche Richtungen der Beanspruchung eines Bodenelementes im Bereich eines Flachfundamentes (linke Darstellung); Abminderungsfaktor  $\mu$  zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  aus dem Flügelscherversuche**

Weiterführende vertiefende Erkenntnisse zum Themenbereich der Beanspruchung feinkörniger Böden unter komplexen Spannungsfeldern verbunden mit der Rückrechnung und Diskussion zu Fallstudien werden in der neueren Literatur aus dem deutschsprachigen Raum von folgenden Autoren geben:

- SCHERZINGER (1991): Entwicklung zur Probenentnahmetechnik, Entwicklung von Triaxialversuchsständen zur Untersuchung weicher Böden, Baugrundsituation im weichen Seeton und Gründung von Gebäuden
- KRIEG (2000): Baugrundsituation in weichen organischen Böden, Laborversuche an weichen organischen Böden, mehrdimensionales Kriechmodell, Instandsetzung der Gründung historischer Gebäude
- MOORMANN (2002): Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden, Umfangreiche Feldmessungen (Frankfurter Ton, überwiegend:  $I_c \approx 0,6$  bis  $1,1$  und  $c_u > 50$  kN/m<sup>2</sup>), Nachrechnung und Prognose unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode
- GEBRESELASSIE (2003): Laborversuche an Seetonen, FE-Simulationen zu Baugruben in weichen Sedimenten, Entwicklung Bemessungsverfahren für Baugruben in weichen Böden
- SOUMAYA (2005): Flachgründungen auf Seetonen, Modell zur Setzungsprognose
- WEHNERT (2006): vergleichende Analysen zu undrainierten und drainierten FE-Berechnungen: Fallbeispiele: Baugrube *Nicoll-Highway* Singapur und Pfahlprobelastung
- NEHER (2008): Entwicklung elastisch-viskoplastischer Stoffmodelle, Fallbeispiele: Baugrube, Damm auf weichem Untergrund und Sanierung Turm von Pisa
- BECKER (2009): Zeit - und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden

- MEIER (2009): Anwendung des visko-hypoplastischen Stoffmodells nach GUDEHUS (2004) auf unterschiedliche geotechnische Randwertprobleme (in Bezug auf weiche feinkörnige Böden: Pfahlknicken, Rüttelstopfsäulen und Drucksondierung)

## 2.4 Durchlässigkeit

Für die Bestimmung zeitabhängiger Effekte aus der Konsolidation gering durchlässiger Böden sind neben der Steifigkeit des Bodens infolge einer die Konsolidation auslösenden Spannungsänderung die Durchlässigkeitseigenschaften von entscheidender Bedeutung. Eine möglichst genaue Kenntnis der Einflüsse aus der Konsolidation ist für die in dieser Arbeit durchgeführten Analyse des Bodenwiderstandes weicher feinkörniger Böden im Rahmen der Interpretation der Versuchsergebnisse aber auch für die Modellbildung wichtig.

Im Folgenden werden zusammenfassend Kenntnisse zur Durchlässigkeit wassergesättigter weicher Böden bestehend aus überwiegend mineralischen Partikeln gegeben. Die betrachteten Beispiele basieren auf Böden, die entweder natürlich durch Sedimentation und Konsolidation unter Eigengewicht entstanden sind oder durch Aufbereitung im Labor mit Mischung bei einem relativ hohen Wassergehalt im Bereich der Fließgrenze  $w_L$  bzw. über diesem Wassergehalt durch Kompression hergestellt wurden. Die Durchlässigkeitseigenschaften werden für künstlich verdichtete Proben bei einem Wassergehalt, der deutlich unter der Fließgrenze liegt, durch deren bei Verdichtung entstandenen Struktur bestehend aus Klumpen bzw. sog. Makroporen stark beeinflusst, was schon früh Gegenstand umfangreicher Untersuchungen war (LAMBE 1954, BJERRUM und HUDER 1957, MITCHELL et al. 1965, BARDEN und SIDES 1970). Weiche organische Böden besitzen ebenfalls zum Teil deutlich von Tonen bzw. Schluffen abweichende Durchlässigkeitseigenschaften, wobei die Durchströmbarkeit gegenüber Böden aus überwiegend mineralischen Partikeln deutlich höher ist (EDIL 2003, MESRI und AJLOUNI 2007, BUJANG et al. 2014).

Diese Durchlässigkeitseigenschaften werden durch den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  gemäß DARCY (1856) beschrieben, der das Verhältnis zwischen der makroskopisch beobachtbaren Strömungsgeschwindigkeit  $v$ , welche deutlich geringer ist als die tatsächliche Strömungsgeschwindigkeit im Porenraum des Bodens, und dem hydraulischen Gradienten  $i$  bildet. Der hydraulische Gradient ist eine dimensionslose Größe und ermittelt sich rechnerisch im eindimensionalen Fall, bei der die Wasserbewegung entlang eines geraden Stromfadens der Länge  $\ell_d$  zwischen den Punkten 1 und 2 mit den Porenwasserdrücken  $u_1$  und  $u_2$  stattfindet, zu:

$$i = \frac{u_1 - u_2}{\gamma_w \cdot \ell_d} \quad (2-48)$$

Für  $k$  sowie eine durch den Querschnitt  $A$  strömende Wassermenge  $Q$  gilt dann bei feinkörnigen Böden zumindest zwischen  $i \approx 0$  und  $i = 50$ , wobei die messtechnische Erfassung des Durchlässigkeitsbeiwerts  $k$  von kleinen Gradienten  $i < 5$  sehr anspruchsvoll ist (MESRI und OLSON 1971, DEGEN 1994, HEYER 2001):

$$k = \frac{v}{i} \quad (2-49)$$

$$Q = v \cdot A \quad (2-50)$$

Andere Arbeiten schlagen aufgrund von Beobachtungen im Experiment einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  und dem hydraulischen Gradienten  $i$  vor. Die Vorstellung eines sog. Stagnationsgradienten  $i_0$ , ab dem keine Wasserbewegung im Boden mehr auftritt und der für einen gewissen Anteil an Kriechverformungen verantwortlich ist, wird z.B. in SCHERZINGER (1991), SCHILDKNECHT und SCHNEIDER (1987) und HANSBO (2003) diskutiert.

Die Durchlässigkeitseigenschaften feinkörniger Böden, die aufgrund ihrer Diagenese bzw. Herstellung im Labor keine signifikante Makrostruktur aufweisen, werden neben der Dichte bzw. der Porenzahl vor allem vom Tonanteil und der Mineralogie beeinflusst. Dazu unterscheiden sich künstlich aufbereitete strukturlose von ungestörten Proben hinsichtlich des Durchlässigkeitsbeiwerts  $k$ . Diese durch Diagenese entstandene Mikrostruktur bestimmt auch den Unterschied zwischen der Durchlässigkeit des Bodens in horizontaler und vertikaler Richtung, welche durch die Beiwerte  $k_h$  und  $k_v$  beschrieben werden kann. Abbildung 2.39 zeigt links die Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_v$  von der Porenzahl  $e$  für 12 unterschiedliche Böden, deren plastische Eigenschaften ausgedrückt durch den Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$ , deutlich variieren. Böden mit geringem Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  zeigen trotz vergleichsweise geringer Porenzahlen eine relativ hohe Durchlässigkeit, was den großen Einfluss der Tonminerale verdeutlicht. Ausgeprägt plastische Tone haben dagegen trotz großem Porenraum einen geringen Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$ .

Die Kurven im linken Diagramm der Abbildung 2.39 zeigen eine Abnahme des Wertes  $k_v$  mit abnehmender Porenzahl  $e$ . In der halblogarithmischen Darstellung des Diagramms können trotz der leichten Krümmung der Kurven die experimentellen Ergebnisse als Gerade angenähert werden. Die Kurven stellen jeweils approximierten Mittelwerte einer größeren Anzahl an Einzelversuchen dar. Für eine zur Annäherung konstruierte Gerade in der halblogarithmischen Skalierung kann z.B. folgender Ansatz herangezogen werden, der bereits von TAYLOR (1948) entwickelt wurde und später von TAVENAS et al. (1983) anhand von Daten aus Versuchen an sehr unterschiedlichen feinkörnigen Böden verifiziert werden konnte:

$$e - e^{ref} = c_{k,v} \cdot \log\left(\frac{k_v}{k_v^{ref}}\right) \quad (2-51)$$

Darin sind  $e_i$  und  $e^{ref}$  zwei Porenzahlen, für die die Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_v$  (bzw.  $k_h$ ) und  $k_v^{ref}$  (bzw.  $k_h^{ref}$ ) gelten. Der Parameter  $c_k$  drückt die Änderung des Durchlässigkeitsbeiwerts in Abhängigkeit von einer Porenzahländerung aus, wobei der Parameter bodenspezifisch jeweils für eine horizontal sowie vertikal gerichtete Durchströmung in etwa gleich ist.

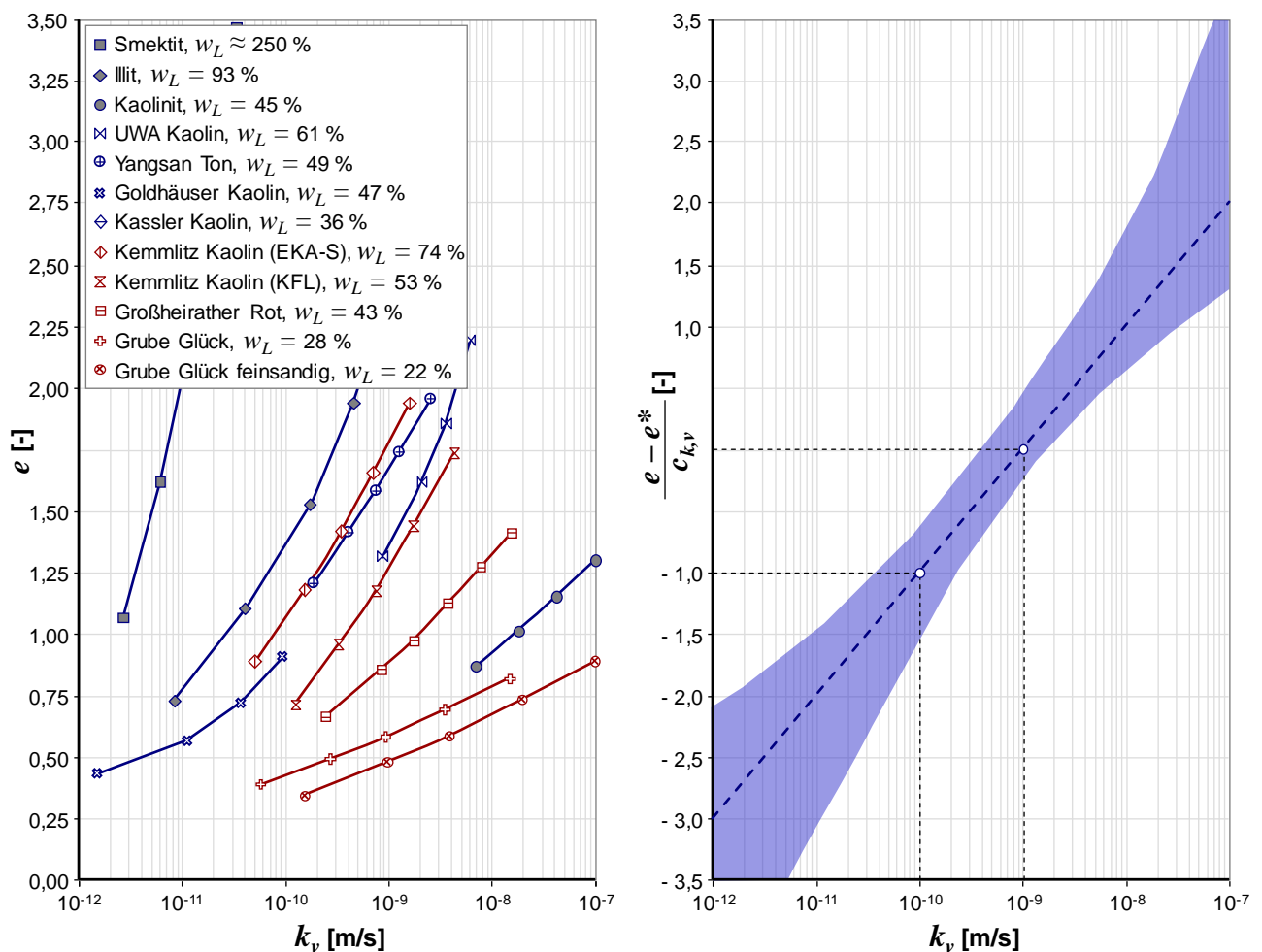
Für die Abschätzung von  $c_k$  existieren verschiedene Korrelationen. TAVENAS et al. (1983) schlagen eine Beziehung zur Anfangsporenzahl  $e_0$  gemäß (2-52) vor. WONG (2013) gibt mit (2-53) eine Abhängigkeit des Parameters  $c_k$  vom Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  bzw. dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  an.

$$c_k \approx 0,5 \cdot e_0 \tag{2-52}$$

$$c_k \approx 0,007 \cdot (w_L - 10) \approx C_c \quad \text{mit } w_L [\%] \tag{2-53}$$

Der Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$  (bzw.  $k_h$ ) und der Porenzahl  $e$  kann in Anlehnung an die Konzepte nach BURLAND (1990) normalisiert werden (vgl. Abschnitt 2.2.2 mit Gleichung (2-6)). Hierzu wird im Rahmen dieser Arbeit der Parameter  $c_k$  in einem Intervall zwischen  $k_v = 10^{-9}$  m/s und  $10^{-10}$  m/s ermittelt. Zusammen mit der Porenzahl  $e^*$  bei  $k_v = 10^{-9}$  m/s wird die Größe  $I_k$  gemäß Zusammenhang (2-54) definiert. Die zu erwartende Bandbreite von Durchlässigkeitsbeiwerten  $k_v$  überwiegend strukturloser feinkörniger Böden in Abhängigkeit von der Größe  $I_k$  wird im rechten Diagramm der Abbildung 2.39 dargestellt.

$$I_k = \frac{e - e^*}{c_k} \tag{2-54}$$

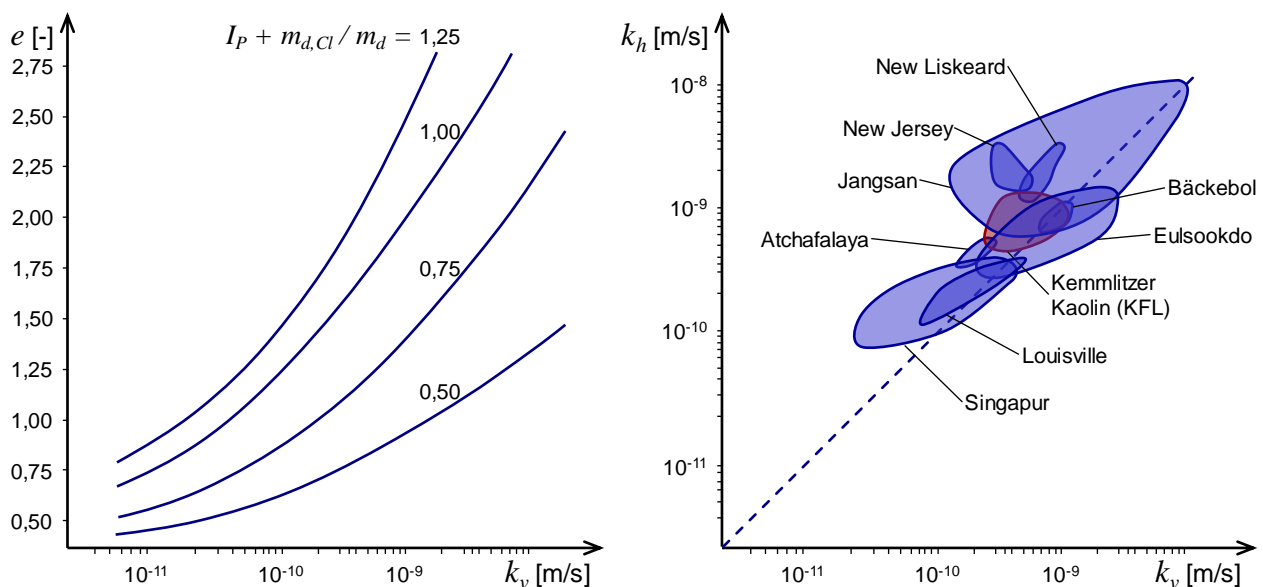


**Abbildung 2.39:** Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$  für intrinsische Zustände feinkörniger Böden nach MESRI und OLSON (1971), KUNTSCHKE (1982), CHUNG et al. (2002), SOUMAYA (2005), MOLDENHAUER (2014) sowie Ergebnisse aus eigenen Versuchen (Kemmlitzer Kaolin) in Abhängigkeit vom Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  (linkes Diagramm); rechtes Diagramm: normalisierte Daten entsprechend der Definition zur intrinsischen Kompressionskurve nach BURLAND (1990), vgl. Abbildung 2.10

Die Kurven im linken Diagramm der Abbildung 2.39 zeigen bei einer logarithmischen Skalierung der Achse des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  eine Abnahme des Parameters  $c_k$  mit einer Reduktion des Porenraums, der durch die Porenzahl  $e$  ausgedrückt wird. Würde sich in diesem Diagramm eine gerade Linie für einen Boden einstellen, so wäre  $c_k$  konstant. Dieser Fall würde der gestrichelten Linie im rechten Diagramm der Abbildung 2.39 entsprechen. Für den Bereich zwischen  $k_v = 10^{-9}$  m/s und  $10^{-10}$  m/s ist die Bandbreite des Wertes  $I_k$  minimal, da genau für diesen Bereich der Parameter  $c_k$  in der Analyse bestimmt wird und  $e^*$  bei  $k_v = 10^{-9}$  m/s liegt. Dagegen steigt die Bandbreite möglicher Werte  $I_k$  für kleinere und größere Durchlässigkeitsbeiwerte, was aus der unterschiedlich großen Krümmung der Kurven in Abbildung 2.39 links folgt.

Da Durchlässigkeitsuntersuchungen an feinkörnigen Böden im Versuch relativ aufwändig sind, kann Abbildung 2.39 rechts zur Prognose einer Bandbreite möglicher Durchlässigkeitsbeiwerte für einen großen Porenzahlbereich genutzt werden. Hierzu kann mit einer begrenzten Anzahl an Einzelversuchen der Parameter  $c_k$  bestimmt bzw. gemäß der Korrelationen nach (2-52) oder (2-53) angenähert werden. Nach einer Festlegung der Porenzahl  $e^*$  bei  $k_v = 10^{-9}$  m/s kann der Wert  $k$  für unterschiedliche Porenzahlen bestimmt werden.

Alternativ zu diesem Vorgehen kann nach TAVENAS et al. (1983) der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$  ohne Versuchsergebnisse direkt aus Korrelationen bestimmt werden. Hierzu dient das linke Diagramm in Abbildung 2.40. Zur Abschätzung von  $k_v$  eines Bodens ist demnach neben der Porenzahl  $e$  die Kenntnis seiner Plastizität  $I_P$  sowie des Tonanteils  $m_{d,Cl} / m_d$  wichtig.



**Abbildung 2.40:** linkes Diagramm: Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$  in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e$  und der Größe  $I_P + m_{d,Cl} / m_d$  für feinkörnig Böden TAVENAS et al. (1983); rechtes Diagramm: Versuchsdaten zur Anisotropie des Durchlässigkeitsbeiwertes bezogen auf eine vertikale und horizontale Strömung (Daten nach TAVENAS et al. 1983, LEROUÉIL 1990, Chu 2002, CHUNG et al. 2002 und eigene Versuche am Kemmlitzer Kaolin)



In der Regel ist bei natürlichen Böden der einer horizontalen Strömung zugeordnete Durchlässigkeitsbeiwert  $k_h$  größer als der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$ , was mit einer Strukturbildung während des Ablagerungsprozesses erklärt werden kann. Es gilt eine Bandbreite von  $k_h = 0,5$  bis  $10 \cdot k_v$ , was in Abbildung 2.40 rechts verdeutlicht wird. Auch im Labor hergestellte Proben können demnach eine gewissen Anisotropie im Durchlässigkeitsverhalten zeigen (eigene Versuche am Kemmlitzer Kaolin), wobei vermutlich die Konsolidationszeit und damit die Zeit, in der Struktureffekte entstehen können, entscheidend ist (vgl. Abschnitte 2.2.5 und 2.3.4 sowie eigene Durchlässigkeitsversuche im Rahmen der Modellversuche dargestellt in Abschnitt 4.5).

Die in diesem Abschnitt gegebenen Informationen zur Durchlässigkeit weicher feinkörniger Böden werden in Abschnitt 5.8 zur Übertragung der aus Experimenten geschaffenen Erkenntnisse aus den modellhaften Belastungsversuchen eines Pfahlschaftes auf von gegenüber den Versuchen abweichenden bodenspezifischen Randbedingungen herangezogen. Dabei steht die Berücksichtigung des Einflusses der Konsolidation auf den Bodenwiderstand gegenüber einem sich seitlich verschiebenden pfahlartigen Gründungselement im Fokus. Dies gelingt durch die Definition von Parametern der z.B. für eine Bemessung heranzuziehenden Mobilisierungsfunktion unter anderem in Abhängigkeit von den Durchlässigkeitseigenschaften.

## 2.5 Erklärung bodenmechanischer Eigenschaften auf Ebene der Tonminerale

### 2.5.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu tragfähigen granularen Böden mit harten Partikeln verändert sich die Dichte von wassergesättigten weichen bindigen und organischen Böden bei einer Belastung entsprechend der Konsolidationstheorie zunächst kaum. Die Verformung unter einer Zusatzlast hängt stark von der Durchlässigkeit der Partikelstruktur ab und ändert sich entsprechend den Porenwasserdrücken. Den aufgrund des Strömungswiderstandes für strömendes Porenwasser eintretenden zeitabhängigen Verformungen überlagert sich ein durch die an den Partikelkontakten stattfindenden Wechselwirkungen auf mikroskopischer Ebene beeinflusster Verformungsanteil, der als Bodenviskosität bezeichnet wird. Wissenschaftlich anerkannte physikalische Erklärungen der Viskosität von Böden existieren bisher nur mit großen Einschränkungen in Bezug auf die praktische Einsetzbarkeit im Rahmen von bodenmechanischen Modellbildungen. Viele theoretische Überlegungen basieren auf einer phänomenologischen Beobachtung des Bodenverhaltens in der Baupraxis oder im bodenmechanischen Versuch und haben daher empirischen Charakter. Sie sind folglich kaum ineinander überführbar oder im Bezug zu einer ganzheitlichen bodenmechanischen Theorie anwendbar.

Eine häufig zitierte Erklärung für die viskosen Effekte weicher Böden wird derart gegeben, dass durch die hohe spezifische Oberfläche der Tonpartikel gebundenen sog. „viskose Wasserhüllen“ für die viskosen Eigenschaften verantwortlich sind (TERZAGHI 1941, BARDEN 1965, PUSCH 1979). An der Oberfläche der Tonminerale herrscht je nach Mineralart ein negativer Ladungsüberschuss (Abbildung 2.41, links). Aufgrund des Dipolcharakters der Wassermoleküle werden diese durch elektromagnetische Kräfte an das Tonmineral gebunden. Die Bindungskräfte nehmen mit zunehmender Entfernung zum Tonpartikel ab (Abbildung 2.41, rechts). Das gebundene Wasser wird nicht unmittelbar durch Porenwasserdrücke aufgrund einer Änderung der totalen Spannung beeinflusst,

sondern verhält sich träger als das freie Wasser in größerer Entfernung zu den Tonmineralien. Dieses Modell ermöglicht prinzipiell die Erklärung der Bodenviskosität nach dem Ausgleich der Porenwasserdrücke durch die Bewegung der freien Wassermoleküle (Konsolidation). Die Viskosität hängt folglich stark von der spezifischen Oberfläche der Tonpartikel und ihrer Mineralogie ab, die die Größe des negativen Ladungsüberschusses bestimmt. Analoges gilt auch für mikroskopisch kleine organische Bestandteile und deren Ladungsüberschuss an den Oberflächen.

Eine erweiterte Erklärung der Bodenviskosität auf molekularer Ebene mit der Möglichkeit einer rechnerischen Ermittlung z.B. von Kriechen, Relaxation oder der zeitabhängigen Scherfestigkeit ermöglicht die so genannte „*Rate Process Theory*“ (RPT). Diese beruht auf Energiepotentialen (z.B. Temperatur oder Schubspannungen), welche eine stochastisch verteilte Bewegung der einzelnen Partikel bedingen. Dabei ist der Begriff des Partikels unscharf definiert und nur bedingt mit den einzelnen zusammenhängenden Mineralien von Tonen gleich zu setzen.

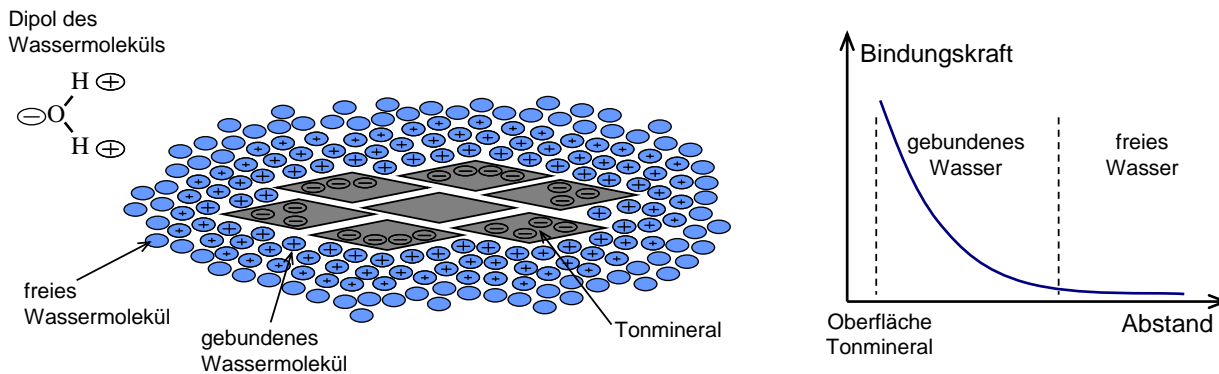


Abbildung 2.41: Molekular gebundenes Porenwasser

### 2.5.2 Entwicklung der *Rate Process Theory* (RPT)

Grundlage für die physikalische Analyse von zeitabhängigen Verformungen infolge von Spannungs- sowie Temperaturänderungen ist die Betrachtung von Umlagerungen in der Struktur der Bodenpartikel auf mikroskopischer Ebene. EYRING (1936) und GLASSTONE et. al. (1941) gelang es erstmalig, energiedissipierende Verformungsvorgänge auf molekularer Ebene, welche durch einen Energieeintrag bzw. verschiedene Potentiale (z.B. Temperaturerhöhung, Scherkraft) ausgelöst werden, mit der Hilfe der statistischen Mechanik in einem geschlossenen Modell zu lösen (stochastisches Modell). Die von GLASSTONE et. al. 1941 formulierte *Rate Process Theory* (RPT) fand zunächst Anwendung in der Beschreibung physikalischer Vorgänge für die chemische Grundlagenforschung. Später folgten Anpassungen auf Probleme der Mechanik etwa durch MURAYAMA und SHIBATA (1958, 1961, 1964), MITCHELL et. al. (1968, 1969, 1993) oder FELTHAM (1968, 1973, 1979). Mit Hilfe der *Rate Process Theory* ist es möglich, zeitabhängige Bodenverformungen mit einem physikalischen Modell zu beschreiben. Den zu wählenden Eingangsparametern ist eine klare physikalische Bedeutung zugeordnet. Obwohl es bis jetzt noch nicht gelungen ist, selbst für einfache chemische Reaktionen die grundlegenden Annahmen der statistischen Mechanik und damit der

RPT im Einzelnen zu beweisen, wird durch die Übereinstimmung von prognostizierten und im Versuch gemessenen zeitabhängigen Reaktionen eine allgemeine Gültigkeit nicht in Zweifel gestellt. Dies gilt für bodenmechanische Fragestellungen insbesondere für die Vorgänge der Spannungsrelaxation, des Kriechens, der geschwindigkeitsabhängigen Verformungswiderstände und dem Einfluss von Temperaturänderungen auf Spannungs-Dehnungs-Beziehungen. Die Anwendbarkeit der RPT auf eine Prognose der genannten Prozesse beweist nicht deren Richtigkeit, jedoch stärkt sie die Annahme, dass die Deformation von Boden ein thermisch aktivierter Prozess ist.

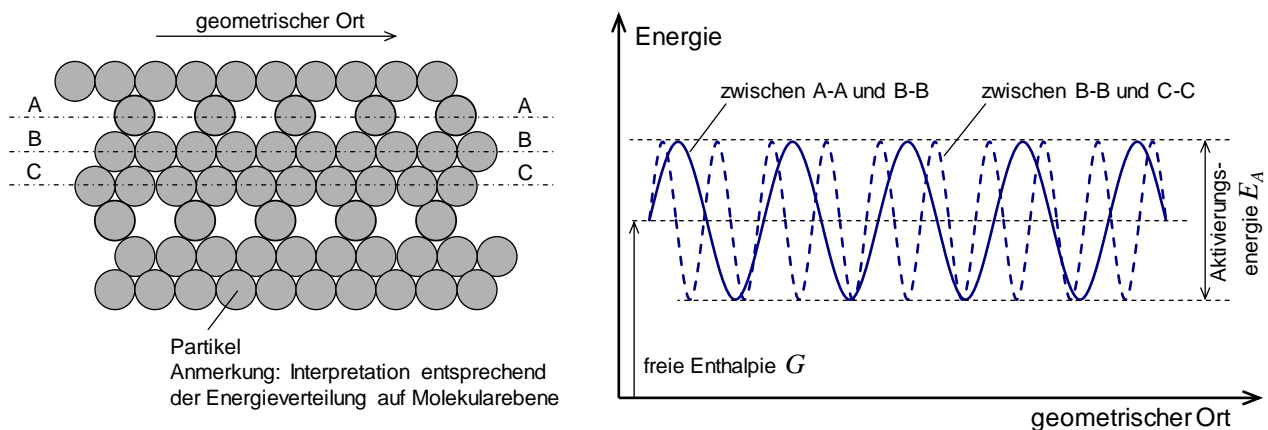
In den nachfolgenden Abschnitten werden die Grundzüge der RPT und die Ermittlung der notwendigen Modellparameter dargestellt und die Modellgleichungen zur Beschreibung von volumetrischen sowie deviatorischen Kriechvorgängen hergeleitet. Stärken und Schwächen der RPT werden anhand von Vergleichen mit Versuchsergebnissen vertieft. Die Darstellung mit der entsprechenden Nomenklatur erfolgt im Wesentlichen nach den Ausführungen von MITCHELL und SOGA (2005).

### 2.5.3 Aktivierung und Energieverteilung

Grundlegende Annahme der RPT ist die Idealisierung der einzelnen Bodenpartikel als Einheiten, die sich entsprechend der Energiehöhe frei bewegen können. Die Intensität der Bewegung ist von der im Partikelgerüst gegebenen Energie (freie Energie bzw. freie Reaktionsenthalpie  $G$  nach GIBBS 1873) abhängig. Die Verteilung der Energie auf einzelne Partikel im System ist durch die Theorie von Boltzmann auf statistischer Grundlage berechenbar (BOLTZMANN 1877).

Bei relativen Bewegungen von Partikeln zueinander müssen Energiebarrieren überwunden werden. Zwischen den Barrieren finden sich Energieminima. Das System strebt nach dem 2. Hauptsatz der Thermodynamik stets ein minimales Energieniveau an (maximale Entropie). Der wahrscheinlichste Zustand eines Partikelgerüsts ist zugleich der „stabilste“ und wird sich daher entsprechend der Konfiguration der Energieminima ausprägen.

Eine wesentliche Annahme bei der Anwendung der RPT auf bodenmechanische Prozesse ist, wie in Abbildung 2.42 gezeigt, die direkte Abhängigkeit der Anzahl der Energiebarrieren von der Anzahl der Partikelkontakte im betrachteten Schnitt durch ein Bodenelement. Diese Annahme, welche eine unmittelbare Herleitung von Zustands- und Formänderungsgleichungen zur Prognose von makroskopischen Verformungen erlaubt, ist nur eine von vielen möglichen Interpretationen der Energieverteilung im System auf eine geometrische Anordnung. Entsprechend unscharf ist die Definition des Begriffes „Partikel“. In Bezug auf tonige Böden wäre es plausibel, die plättchenförmigen Mineralien in der mikroskopischen Struktur als Partikel zu identifizieren. Tatsächlich können von der Mineralogie abhängige unterschiedlich starke elektromagnetische Potentiale an den Oberflächen der Mineralien nachgewiesen werden. Ähnliche Potentiale besitzen Molekülketten, aus denen Pflanzenreste der verschiedenartig entstandenen organischen Böden bestehen. Es ist bei der Interpretation der kleinsten beweglichen Einheit im Bodensystem (Partikel, engl. *flow unit*) unwesentlich, ob sich entlang seiner Oberfläche mehrere Energiebarrieren befinden. Dies würde bedeuten, dass ein Partikel aus mehreren Kreisen in der Abbildung 2.42 besteht.



**Abbildung 2.42: Idealisierung der Bodenpartikel und Energiebarrieren zwischen den Partikelreihen A-A zu B-B bzw. B-B zu C-C**

Um eine Energiebarriere bei einer Relativverschiebung zu überwinden ist, eine bestimmte Menge an Energie nötig. Diese sog. Aktivierungsenergie  $E_A$  wird von ARRHENIUS (1889) zur Beschreibung der Geschwindigkeit chemischer Reaktionen eingeführt (Arrhenius-Gleichung). Bei Systemen im thermodynamischen Gleichgewicht finden in einer makroskopischen Betrachtung keine Verformungen statt, obwohl einzelne Partikel durch die statistische Verteilung der Energie ihre Lage stetig ändern können, sobald die Aktivierungsenergie überschritten wird. Die zufälligen Lageänderungen der Partikel prägen im Gleichgewicht keine geometrisch bevorzugte Richtung aus.

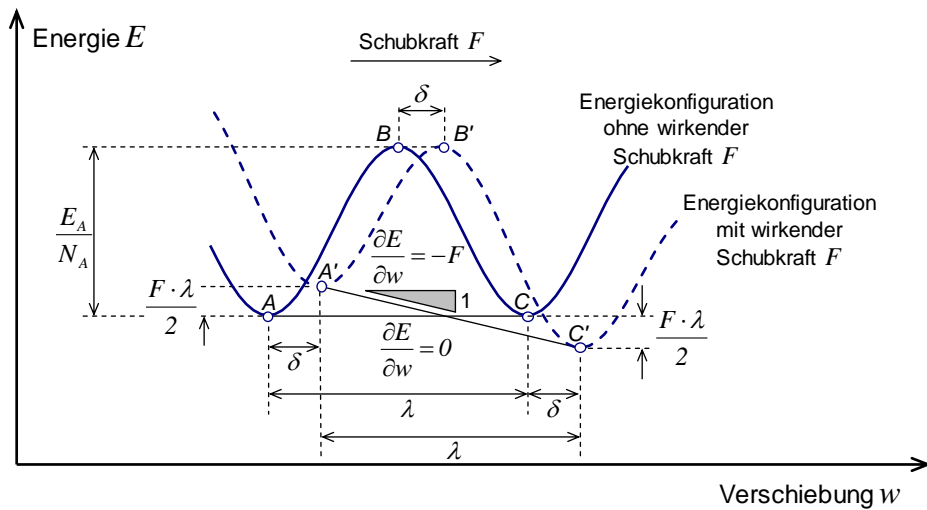
Die Größe der Aktivierungsenergie hängt vom Material und vom gegebenen Potential selbst ab. Liegt kein Potential an, so ist die Energiebarriere unabhängig vom geometrischen Ort in der Partikelstruktur gleich groß (Abbildung 2.42). Die Höhe der freien Enthalpie  $G$  pro Partikel ergibt sich aus der Multiplikation der Boltzmannkonstante  $k_B = 1,380648 \cdot 10^{-23}$  J/K mit der absoluten Temperatur  $T$ . Die Frequenz der Aktivierung eines einzelnen Partikels, welches gegebenenfalls eine zufällige Lageänderung hervorrufen kann, berechnet sich aus  $k_B \cdot T / h$ , wobei  $h$  die Konstante nach Plank ist ( $h = 6,626 \cdot 10^{-34}$  Js). Die Wahrscheinlichkeit  $P$ , dass Partikel zufällig und ungerichtet ihre Lage verändern kann durch

$$P = e^{-\frac{E_A}{N_A \cdot k_B \cdot T}} \quad (2-55)$$

berechnet werden (BOLTZMANN 1877). Darin ist  $N_A$  die Avogadro-Konstante ( $N_A = 6,02214 \cdot 10^{23}$ ). Die Anzahl zufälliger Lageänderungen pro Sekunde (Frequenz  $f$ ) errechnet sich folglich zu:

$$f = \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A}{N_A \cdot k_B \cdot T}} \quad (2-56)$$

Sobald z.B. durch eine wirkende Scherkraft die Energie im System unterschiedlich verteilt ist, verzerren sich die Energiebarrieren in Richtung der Feldlinien normal zu den Potentiallinien (MITCHELL 1964). Eine Verzerrung der Energiekonfiguration aufgrund einer Schubkraft  $F$  ist in Abbildung 2.43 gezeigt.



**Abbildung 2.43: Änderung der Energieverteilung an einer Partikelgrenzfläche infolge einer Schubkraft (Darstellung nach MITCHELL 1964)**

Folgend MITCHELL (1964) sowie in neuerer Darstellung nach MITCHELL und SOGA (2005) verkleinert bzw. vergrößert sich die Ausgangshöhe der Energiebarriere  $E_A/N_A$  gemäß Abbildung 2.43 in Richtung des Potentials (Schubkraft  $F$ ) jeweils um den Betrag  $F \cdot \lambda / 2$  (Abstand der Energiebarrieren  $\lambda$ ). Dadurch ändert sich die Bilanz der zufälligen Lageänderungen. Die Frequenz der Lageänderungen entgegen dem Potential  $f^{\leftarrow}$  verringert sich auf:

$$f^{\leftarrow} = \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A/N_A + F \cdot \lambda / 2}{k_B \cdot T}} \quad (2-57)$$

Die Frequenz in Richtung des Potentials  $f^{\rightarrow}$  erhöht sich auf:

$$f^{\rightarrow} = \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A/N_A - F \cdot \lambda / 2}{k_B \cdot T}} \quad (2-58)$$

Die effektive Frequenz der Lagewechsel in Richtung des Potentials  $F$  berechnet sich mit der Gas-konstante  $R = k_B \cdot N_A$  zu:

$$f^{\rightarrow} - f^{\leftarrow} = 2 \cdot \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A}{R \cdot T}} \cdot \sinh\left(\frac{F \cdot \lambda}{2 \cdot k_B \cdot T}\right) \quad (2-59)$$

Die Multiplikation einer durchschnittlichen Verschiebung  $\delta$  mit der effektiven Frequenz der Lagewechsel  $f^{\rightarrow} - f^{\leftarrow}$  ergibt die Rate bzw. Geschwindigkeit der Relativbewegung zweier Partikel. Im Allgemeinen entspricht die Größe der durchschnittlichen Partikelverschiebung nicht  $\lambda$ , da die Intensität der Partikelbewegung direkt von der Größe des Potentials abhängen (z. B. können Partikel mehrere Energiebarrieren gleichzeitig überspringen). Somit ist nach MITCHELL (1964) es notwendig, einen Faktor  $X$  einzuführen, um die effektive Frequenz der Lageänderung mit einer makroskopisch zu beobachtenden Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$  zu koppeln.

$$\partial\gamma/\partial t = X \cdot (f^{\rightarrow} - f^{\leftarrow}) \quad (2-60)$$

Der Faktor  $X$  ist sowohl von der Bodenstruktur abhängig, als auch zeitlich veränderlich. Mit der Einführung von  $X$  erhält man:

$$\partial\gamma/\partial t = 2 \cdot X \cdot \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A}{R \cdot T}} \cdot \sinh\left(\frac{F \cdot \lambda}{2 \cdot k_B \cdot T}\right) \quad (2-61)$$

Mit der Formel nach (2-61) steht eine allgemeine Beziehung zwischen einer makroskopisch angreifenden Kraft  $F$ , der Temperatur  $T$  und der Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$  in Abhängigkeit von verschiedenen physikalischen Konstanten sowie einem vom Boden abhängigen Wert  $X$  zur Verfügung. Diese Beziehung kann genutzt werden, um Kriechen unter konstanten Spannungen sowie die Geschwindigkeitsabhängigkeit des Bodenwiderstandes im bodenmechanischen Elementversuch zu beschreiben.

## 2.5.4 Übertragung auf makroskopisches Materialverhalten

### 2.5.4.1 Allgemeines

MITCHELL (1964) zeigt Ansätze zur Übertragung der auf Grundlage eines physikalischen Modells entwickelten *Rate Process Theory* (RPT) auf bodenmechanische Verformungsprobleme. Es werden Gleichungen aufgestellt, welche das Kriechen sowie den geschwindigkeitsabhängigen und temperaturabhängigen Verformungswiderstand weicher Böden reproduzieren können. Die geschaffenen Beziehungen können somit zur Interpretation von Versuchsergebnissen dienen. Ferner können sie als nicht-empirische Lösungen für verschiedene Erweiterungen zur Abbildung des Bodenverhaltens genutzt werden. Diese Modelle können dann z.B. für Setzungsprognosen oder für die Standsicherheitsberechnung von Böschungen insbesondere im Hinblick auf das Problem des Kriechbruches herangezogen werden (siehe Abschnitt 2.5.5). Neben MITCHELL (1964) greifen verschiedene weitere Autoren die RPT auf, um Beziehungen zur Beschreibung des zeitabhängigen Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Böden abzuleiten (LEINENKUGEL 1976, PUSCH 1979, BAŽANT und PRAT 1987, FEDA 1989, KUHN und MITCHELL 1993). Die folgenden Ausführungen zur Übertragung der Gleichung (2-61) auf bodenmechanische Probleme basieren auf MITCHELL und SOGA (2005).

### 2.5.4.2 Viskosität von Fluiden und Kolloiden

Wenn für Gleichung (2-61) angenommen wird, dass  $(F\lambda/2k_B T) < 1$  ist, kann  $\sinh(F\lambda/2k_B T) \approx F\lambda/2k_B T$  als Näherungslösung vereinfachend angesetzt werden (MITCHELL und SOGA 2005). Gleichzeitig kann die temperaturabhängige dynamische Viskosität  $\eta$  aus

$$\frac{\eta}{\eta_0} = e^{\frac{E_A}{R \cdot T}} \quad (2-62)$$

berechnet werden, wobei  $\eta_0$  ein materialabhängiger Parameter ist. Aus der Linearisierung des Sinus Hyperbolicus und dem Zusammenhang nach (2-62) lässt sich zur Beschreibung vieler Fluide (z.B. Wasser, Öle, Alkohole) die scherratenabhängige Viskosität gemäß eines sog. Newtonsches

Fluids ableiten. Die Abhängigkeit des Scherwiderstandes  $\tau$  eines Newtonschen Fluides in Abhängigkeit von der Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$  wird in Abbildung 2.44 links (durchgezogene Gerade) dargestellt. Die Steigung der Gerade ist der Viskositätsparameter  $\eta$ . Die Viskosität  $\eta$  beschreibt als Proportionalitätsfaktor nach (2-63) den Zusammenhang zwischen Scherspannung  $\tau$  und der Scherrate  $\partial\gamma/\partial t$  (allgemein: zwischen Spannung bzw. Kraft und Dehnungsrate bzw. Geschwindigkeit).

$$\eta = \frac{\tau}{\partial\gamma/\partial t} \quad (2-63)$$

Tatsächlich ist der viskose Widerstand vieler Fluide, Suspensionen (Wasser-Feststoff Mischung), Kolloide (idealer Strukturaufschluss des Feststoffes durch das Fluid) und Feststoffe nicht mit der Beziehung nach (2-63) abbildbar (COUSSOT 2005, FOX et al. 2011). Eine allgemeinere Formulierung des scherdehnungsratenabhängigen Viskositätsparameters  $\eta$  bietet Gleichung (2-64). Diese Formulierung ist aus der RPT nur mit einem nicht konstantem Parameter  $X$  gemäß der Formel nach (2-61) zu ermitteln. Für  $n > 1$  ergibt sich die Charakteristik eines sog. dilatanten Fluides. Strukturviskoses Verhalten kann mit  $n < 1$  wiedergegeben werden. Für  $n = 1$  gibt (2-64) die von der Scherrate unabhängige Viskosität eines Newtonschen Fluides wieder.

$$\eta = K \cdot (\partial\gamma/\partial t)^{n-1} \quad (2-64)$$

Besitzt ein Material für  $\partial\gamma/\partial t = 0$  abweichend von Gleichung (2-63) einen Scherwiderstand  $\tau_F$ , wird von einem Bingham Fluid gesprochen. In diesem Fall beginnt das Fluid bzw. Kolloid erst ab  $\tau_F$  zu fließen, was mit dem Zusammenhang nach Gleichung (2-65) definierbar ist.

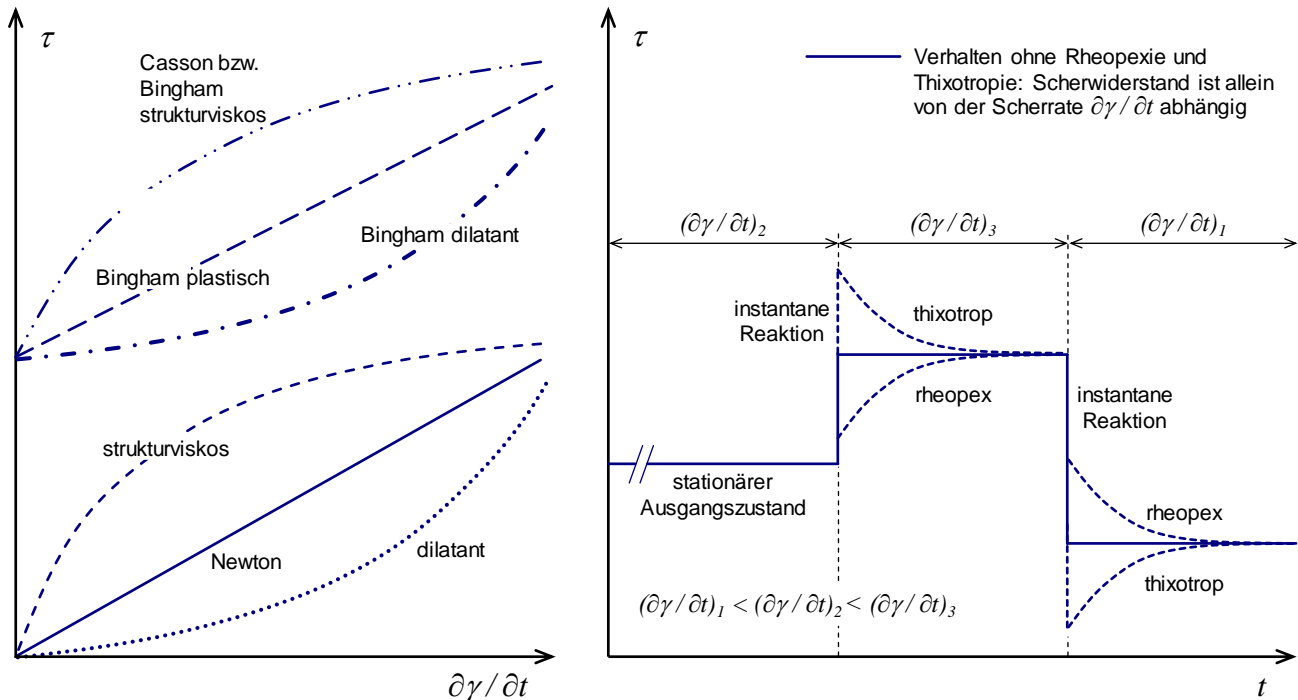
$$\eta = \frac{\tau - \tau_F}{\partial\gamma/\partial t} \quad (2-65)$$

Für  $\tau \leq \tau_F$  ist das Materialverhalten dem eines Feststoffes zuzuordnen. Neben eines ab  $\partial\gamma/\partial t = 0$  mit  $\tau_F$  linear mit der Scherrate zunehmenden Scherwiderstandes  $\tau$  (Binghamplastisches Fluid) können bei einigen Materialien auch unter- bzw. überlinear sich mit  $\partial\gamma/\partial t$  ändernde Scherwiderstände  $\tau$  gemessen werden. Scherwiderstände  $\tau_F$  treten bei Fluiden, Suspensionen bzw. Kolloiden auf, wenn starke Van-der-Waals-Kräfte, Wasserstoff-Brückenbindungen und Dipol-Dipol-Kräfte wirken, was z.B. der Fall bei Suspensionen aus Tonpartikeln ist.

Einen Überblick zu den unterschiedlichen Scherwiderständen  $\tau$  in Abhängigkeit von der Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$  bietet Abbildung 2.44 links.

Einige Kolloide mit bestimmten quellfähigen Tonmineralien wie Montmorillonite und Illite zeigen einen Scherwiderstand  $\tau$ , der sich zu den gemäß Abbildung 2.44 links viskosen Effekten überlagernd bei gleichbleibender Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$  mit der Zeit  $t$  ändern kann (Thixotropie bzw. Rheopexie). Bei thixotropen Materialverhalten nimmt der Scherwiderstand bei konstantem  $\partial\gamma/\partial t$  mit der Zeit zu, wobei sich asymptotische Zustände einstellen (Abbildung 2.44 rechts). Viele Suspensionen mit Ton aus Schichtmineralien wie z.B. Bentonit-Suspension, Wasser-Sand-Dispersionen, Ketchup, Spritzlacke und Dispersionsfarben zeigen thixotropes Verhalten. Dagegen bezeichnet Rheopexie bzw. Antithixotropie die Abnahme des Scherwiderstandes mit der Zeit  $t$  bei

konstanter Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$ , wofür nur wenige Stoffe bekannt sind (vgl. COUSSOT 2005: Seife-Sole, Gips-Wasser-Suspension).



**Abbildung 2.44: Änderung des Scherwiderstandes  $\tau$  in Abhängigkeit von der Scherdehnungsrate  $\partial\gamma/\partial t$  (links) und Änderung des Scherwiderstandes  $\tau$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  (rechts); linke Darstellung nach z. B. COUSSOT (2005) oder Fox et al. (2011); rechts: eigene Darstellung**

Anmerkung: In der Literatur wird oft die Thixotropie bzw. Rheopexie als Abhängigkeit der Viskosität  $\eta$  von der Zeit  $t$  definiert. Diese Abhängigkeit kann jedoch grundsätzlich nicht eindeutig aus der Definition von  $\eta$  gemäß Formel (2-63) abgeleitet werden, da im Versuch stets nur Kräfte bzw. Drehmomente und damit Scherspannungen gemessen werden können und aus diesen auf den Parameter  $\eta$  geschlossen wird. Eine Trennung der Zeitabhängigkeit von der Ratenabhängigkeit bei der Bestimmung von  $\eta$  ist damit versuchstechnisch nicht möglich. Unstrittig ist jedoch, dass sich der gemessene Scherwiderstand  $\tau$  gemäß den Darstellungen in Abbildung 2.44 bei thixotropen oder rheopexen Verhalten sowohl bei einer Änderung von  $\partial\gamma/\partial t$  als auch bei  $\partial\gamma/\partial t = 0$  mit voranschreitender Zeit  $t$  ändert.

### 2.5.4.3 Einfluss der Viskosität auf die Scherfestigkeit von Feststoffen

Nach MITCHELL (1964) kann direkt aus (2-61) der dehnungsratenabhängige Scherwiderstand  $\tau = (\sigma_1 - \sigma_2) / 2$  abgeleitet werden. Mit Einführung der Konstante  $X (k_B T / h) = B$  wird (2-61) entsprechend umgestellt:

$$\tau = \frac{2 \cdot S}{\lambda \cdot N_A} \cdot E_A + \frac{2 \cdot S \cdot k_B \cdot T}{\lambda} \cdot \ln\left(\frac{\partial\gamma/\partial t}{B}\right) \quad (2-66)$$

Darin ist  $S$  die Anzahl an Bindungen in einer diskreten Scherfläche bzw. die Anzahl der Bindungen die für eine Scherzone maßgebend ist (vgl. Bruchschema nach RANKINE 1856). Hierzu ist bekannt,



dass  $S$  für strukturlose Böden proportional zur Konsolidationsspannung ist, wofür MITCHELL und SOGA (2005) verschiedene bodenspezifische Beispiele geben. Nach Ansatz der effektiven Normalspannung in einer Scherfläche  $\sigma'_N$  gemäß  $S = a_S + b_S \cdot \sigma'_N$ , kann (2-66) als Gleichung der Form

$$\tau = \frac{2 \cdot a_S \cdot E_A}{\lambda \cdot N_A} + \frac{2 \cdot a_S \cdot k_B \cdot T}{\lambda} \cdot \ln\left(\frac{\partial\gamma/\partial t}{B}\right) + \left(\frac{2 \cdot b_S \cdot E_A}{\lambda \cdot N_A} + \frac{2 \cdot b_S \cdot k_B \cdot T}{\lambda} \cdot \ln\left(\frac{\partial\gamma/\partial t}{B}\right)\right) \cdot \sigma'_N \quad (2-67)$$

geschrieben werden. Wird der Zusammenhang im Sinne des Festigkeitsansatzes nach COULOMB (1776)  $\tau = c' + \sigma'_N \cdot \tan(\varphi')$  interpretiert, so ergeben sich die effektive Kohäsion  $c'$  bzw. der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  die Abhängigkeit dieser Scherparameter von den thermodynamischen Größen entsprechend den Ansätzen der RPT sowie den Parametern  $a_S$  und  $b_S$ , welche die Anzahl der Bindungen  $S$  entsprechend der Effektivspannung beschreiben.

$$c' = \frac{2 \cdot a_S \cdot E_A}{\lambda \cdot N_A} + \frac{2 \cdot a_S \cdot k_B \cdot T}{\lambda} \cdot \ln\left(\frac{\partial\gamma/\partial t}{B}\right) \quad (2-68)$$

$$\tan(\varphi') = \left(\frac{2 \cdot b_S \cdot E_A}{\lambda \cdot N_A} + \frac{2 \cdot b_S \cdot k_B \cdot T}{\lambda} \cdot \ln\left(\frac{\partial\gamma/\partial t}{B}\right)\right) \quad (2-69)$$

Für die Betrachtungen nach MITCHELL und SOGA (2005) wird für das Abstandsmaß  $\lambda$  zwischen zwei Energiemaxima bzw. Minima ein Wert von 0,28 nm angesetzt. Dieses Maß entspricht dem Abstand von zwei Atomketten bzw. Reihen im Silizium Kristallgitter, die jeweils benachbarte Energiemaxima bzw. Minima darstellen. MITCHELL (1964) bzw. andere Forscher (MATSUI und ITO 1977, FEDA 1989) stellen die Hypothese auf, dass für Verformungen zwischen zwei Kristallgittern die Lage der Sauerstoffatome sowie das Brechen von Bindungen an der Oberfläche des Kristallgitters maßgebend sind (vgl. Abbildung 2.42 und Abbildung 2.45 links). MITCHELL und SOGA (2005) geben jedoch an, dass grundsätzlich neben der Betrachtung auf atomarer Ebene auch andere Interpretationen zur Größe des Parameters  $\lambda$  möglich sind, was hinsichtlich des viskosen Verhaltens vieler weiterer Geomaterialien wie organischen und granularen Böden nahe liegt.

Die Parameter  $a$  und  $b$  in den Zusammenhängen (2-68) und (2-69) sind entsprechend der Anzahl an Bindungen  $S$  Größen, welche vom makroskopisch zu interpretierenden effektiven Spannungsniveau und damit der Dichte bzw. der Spannungsgeschichte (Vorkonsolidationsspannung) abhängig sind. Diese Größen können somit experimentell aus bodenmechanischen Elementversuchen gewonnen werden (siehe Abschnitte 2.2 und 2.3). Ein experimentell gewonnener Zusammenhang zwischen der Bindungsanzahl  $S$  und der Scherfestigkeit  $\tau$  verschiedener Tone und eines Sandes wird in Abbildung 2.45 rechts wiedergegeben. Daraus ist der entsprechend den Formeln nach (2-68) und (2-69) in Zusammenhang mit  $S = a_S + b_S \cdot \sigma'_N$  lineare Zusammenhang zwischen  $\tau$  und  $S$  gut zu erkennen.

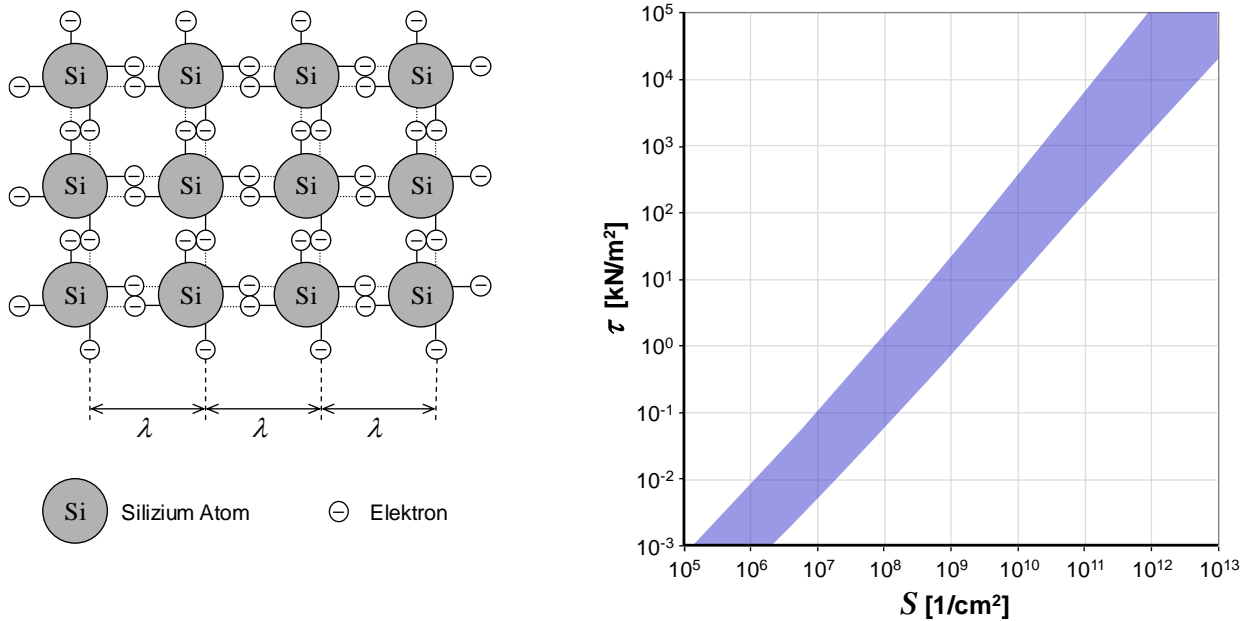


Abbildung 2.45: Konfiguration des Siliziumkristallgitters (links) mit der Zuordnung der Größe  $\lambda$  zur Energieverteilung an der Kristalloberfläche und Änderung des Scherwiderstandes  $\tau$  mit der Bindungsanzahl  $S$  nach MATSUI und ITO (1977) (rechtes Diagramm)

#### 2.5.4.4 Ratenabhängiger Scherwiderstand sowie Volumen- und Formänderung unter konstanten Spannungen von Feststoffen (Kriechen)

Im Gegensatz zu der Vereinfachung für die Bestimmung des viskosen Verhaltens von Fluiden und Kolloiden bzw. Suspensionen aus dem Modell der RPT gilt für Verformungen von Feststoffen aus Gleichung (2-61) nach MITCHELL et al. (1968)  $F\lambda / 2k_B T > 1$ . Damit gilt in Näherung  $\sinh(F\lambda / 2k_B T) \approx 1/2 \cdot e^{F\lambda / 2k_B T}$ . Aus Gleichung (2-61) wird dann die Beziehung:

$$\partial \varepsilon / \partial t = X \cdot \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A}{R \cdot T}} \cdot e^{-\frac{F \cdot \lambda \cdot N_A}{2 \cdot R \cdot T}} \quad (2-70)$$

FEDA (1989) stellt (2-70) um, indem er die Parameter  $D$  und  $\alpha_d$  einführt

$$D = \frac{k_B \cdot T}{h} \cdot e^{-\frac{E_A}{R \cdot T}} \quad (2-71)$$

$$\alpha_d = \frac{\lambda}{2 \cdot S \cdot k_B \cdot T} \quad (2-72)$$

und daraus Gleichung (2-73) erhält, wobei er statt der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon / \partial t$  die Scherdehnungsrate  $\partial \gamma / \partial t$  sowie das Verhältnis des Scherwiderstandes  $\tau$  in Verhältnis zu einer residualen Scherfestigkeit  $\tau_{f,rt}$  setzt. Die Scherfestigkeit  $\tau_{f,rt}$  kann auch als Bezugsfestigkeit nach vergleichsweise langer Kriechzeit interpretiert werden (FEDA 1989: *long term shear strength*). Auf den Ansatz des Faktors  $X$  zur Beschreibung von bodenspezifischen Effekten insbesondere aus der Struktur, wie ihn MITCHELL et al. (1968) verwendet, wird verzichtet.

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t} = D \cdot e^{\alpha_d \cdot \tau_f \left( \frac{\tau}{\tau_{f,rt}} \right)} \quad \text{bzw.:} \quad \ln \left( \frac{\partial \gamma}{\partial t} \right) = \ln(D) + \alpha_d \cdot \tau_{f,rt} \left( \frac{\tau}{\tau_{f,rt}} \right) \quad (2-73)$$

Der Parameter  $\alpha_d$  drückt die Änderung des Scherwiderstandes mit der Scherrate aus und ist ähnlich dem Viskositätsindex  $I_v$  definiert (vgl. Abschnitte 2.2 und 2.3):

$$\alpha_d = \frac{\ln \left( \left( \frac{\partial \gamma}{\partial t} \right)_1 / \left( \frac{\partial \gamma}{\partial t} \right)_2 \right)}{\tau_1 - \tau_2} \quad (2-74)$$

Weiter wird in der Arbeit von FEDA (1989) eine Reihe von Versuchsergebnissen an sehr unterschiedlichen Geomaterialien präsentiert. Es wurden Tonstein, Sand und normalkonsolidierter Ton in drainierten triaxialen Kriechversuchen untersucht. Es wird gezeigt, dass sich die bodenspezifischen Parameter  $\alpha_d$  und  $D$  mit der Zeit ändern, was auf Struktureffekte zurückgeführt wird. Zur Beschreibung des Kriechens in Bezug auf den deviatorischen Verformungsanteil sowie zur Beschreibung des volumetrischen Kriechens sind nach FEDA (1989) jeweils vier Parameter notwendig:

- volumetrisches Kriechen:  $A_{vol}$ ,  $a_{vol}$ ,  $B_{vol}$  und  $b_{vol}$
- deviatorisches Kriechen:  $A_d$ ,  $a_d$ ,  $B_d$  und  $b_d$

Die Bestimmungsgleichungen für die Änderung der volumetrischen Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_{vol} / \partial t$  sowie der Scherdehnungsrate  $\partial \gamma / \partial t$  mit der Zeit  $t$  und der Scherspannung  $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  gibt FEDA (1989) mit

$$\frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} = e^{A_{vol} + a_{vol}(\tau/\tau_{f,rt})} \cdot (t/t_1)^{B_{vol} + b_{vol}(\tau/\tau_{f,rt})} \quad (2-75)$$

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t} = e^{A_d + a_d(\tau/\tau_{f,rt})} \cdot (t/t_1)^{B_d + b_d(\tau/\tau_{f,rt})} \quad (2-76)$$

an. Die Interpretation der die Kriechvorgänge beschreibenden Parameter kann mit den Gleichungen der RPT erfolgen. Damit sind für das volumetrische Kriechen

$$e^{A_{vol}} \cdot (t/t_1)^{B_{vol}} = (k_B \cdot T/h) \cdot e^{-E_A/R \cdot T} \quad (2-77)$$

$$\tau \cdot (\lambda/2 \cdot S \cdot k_B \cdot T) = (a_{vol} + b_{vol} \cdot \ln(t/t_1)) \cdot (\tau/\tau_{f,rt}) \quad (2-78)$$

$$S = (\lambda/2 \cdot S \cdot k_B \cdot T) \cdot (\tau_{f,rt}/a_{vol} + b_{vol} \cdot \ln(t/t_1)) \quad (2-79)$$

und

$$e^{A_{vol}} \cdot (t/t_1)^{B_{vol}} = (k_B \cdot T/h) \cdot e^{-E_A/R \cdot T} \quad (2-80)$$

$$\tau \cdot (\lambda/2 \cdot S \cdot k_B \cdot T) = (a_{vol} + b_{vol} \cdot \ln(t/t_1)) \cdot (\tau/\tau_{f,rt}) \quad (2-81)$$

$$S = (\lambda/2 \cdot S \cdot k_B \cdot T) \cdot (\tau_{f,rt}/a_{vol} + b_{vol} \cdot \ln(t/t_1)) \quad (2-82)$$

für das deviatorische Kriechen ermittelbar.

Ein interessanter Aspekt zur Anwendung der Gleichungen (2-75) bis (2-82) ist Möglichkeit der Berechnung der Änderung der Bindungsanzahl  $S$  mit der Zeit  $t$ . Hierzu müssen zunächst die Parameter der Gleichungen (2-75) und (2-76) aus der Anpassung an Versuchsdaten gewonnen werden. Danach können je nach volumetrischem oder deviatorischem Kriechen die beiden folgenden Formeln angewendet werden, um  $\partial S / \partial t$  zu berechnen.

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\lambda}{2 \cdot k_B \cdot T} \cdot \frac{\tau_{f,rt}}{t} \cdot \frac{-b_{vol}}{(a_{vol} + b_{vol} \cdot \ln(t/t_1))^2} \quad (2-83)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\lambda}{2 \cdot k_B \cdot T} \cdot \frac{\tau_{f,rt}}{t} \cdot \frac{-b_d}{(a_d + b_d \cdot \ln(t/t_1))^2} \quad (2-84)$$

Alternativ stellt FELTHAM (1979) eine aus der RPT abgeleitete Formel für die Berechnung des zeitabhängigen Scherwiderstandes vor, der von drei bodenspezifischen Parametern  $\beta$ ,  $t_0$  und  $\sigma_0$  gesteuert wird. In Formel (2-82) ist in der ursprünglichen Anwendung von FELTHAM (1979) in Bezug auf einaxiale Spannungszustände (z.B. einaxialer Zug- oder Druckversuch)  $\sigma = \sigma_I$  ( $\sigma_I$  ist größte Hauptspannung).

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t} = \beta \cdot \frac{T}{t + t_0} \cdot \frac{\sigma}{1 - \sigma/\sigma_0} \quad (2-85)$$

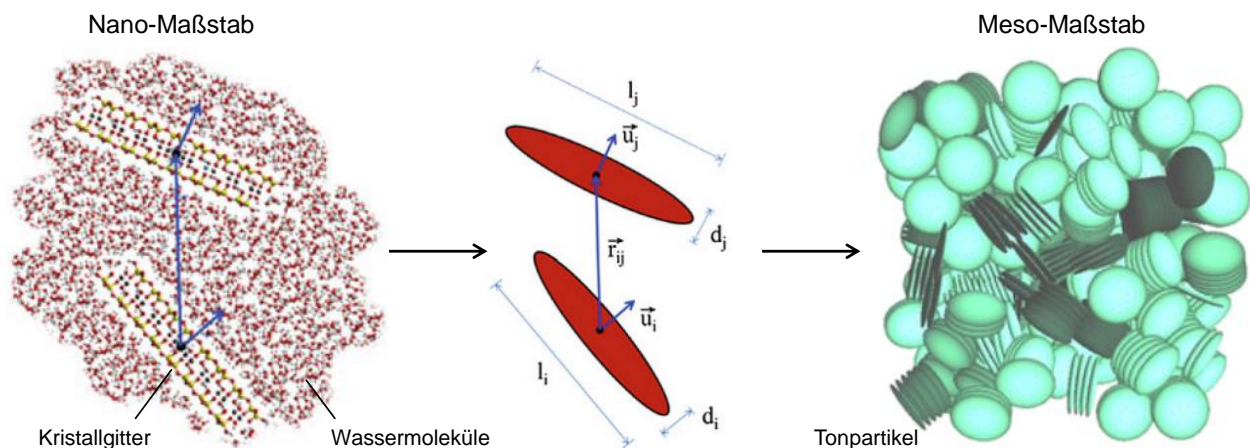
PUSH (1979) wendet diese Formel zur Nachrechnung von drainierten und undrainierten Kriechversuchen im Triaxialgerät sowie einaxialer Druckversuche an gefrorenen Bodenproben an.

### 2.5.5 Übertragbarkeit der RPT im Kontext des Randwertproblems und aktuelle Entwicklungen zur physikalischen Modellbildung

Die *Rate Process Theory* (RPT) ist eine in seinen mathematischen Formulierungen und bezogen auf seine grundlegenden physikalischen Modellannahmen vergleichsweise einfache Theorie, mit der die maßgebenden Effekte auf atomarer und molekularer Ebene auf das Bodenverhalten abgebildet werden können. Die in der Übertragung auf das makroskopische Bodenverhalten aus der RPT ableitbaren Gleichungen sind jedoch nur in der Lage, eine eindimensionale bzw. skalare Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen sowie der Zeit darzustellen. So wurde als erstes versucht, mit einer Kombination von Modellen aus der Rheologie das Bodenverhalten anzunähern (z.B. MURAYAMA und SHIBATA 1961; WU et al. 1966; CHRISTENSEN und KIM 1969, LEINENKUGEL und NAHRGANG 1972, SEKIGUCHI 1977, KRIEG 1978). Dabei handelt es sich jedoch stets um eindimensionale Formulierungen, bei denen Einwirkung und die daraus resultierende Verformung jeweils nur als skalare Größen berücksichtigt werden können. Eine Übersicht verschiedener Möglichkeiten der Beschreibung des Bodenverhaltens mittels rheologischer Modelle findet sich bei SCHAD (1992). Rheologische Modelle haben den Vorteil der Anschaulichkeit und der daraus folgenden einfachen mathematischen Beschreibung. Jedoch sind die einzelnen Grundmodelle aufgrund ihrer Formulierung stets nur auf eindimensionale Spannungsänderungen und die daraus resultierenden Verformungen anwendbar. Eine Erweiterung auf dreidimensionale Zustände ist mit dem Treffen von Annahmen möglich, welche jedoch wiederum die Übertragbarkeit der Modelle stark einschränken. Ferner ist die Abbildung der durch Dilatanz und Kontraktanz hervorgerufenen Volumenänderung

von Boden während der Scherung nicht möglich. Es ist zudem zu beachten, dass die RPT und daraus abgeleitete rheologische Modelle grundsätzlich nur drainierte Bodenzustände berücksichtigen können. Eine Koppelung des zeitabhängigen Verhaltens aus der Bodenviskosität und der Konsolidation ist nicht möglich.

Eine Umgehung dieser Problematik ermöglicht die Anwendung der Kontinuumsmechanik in Kombination mit einem für die Beschreibung des Bodenverhaltens inkrementell formuliertem Stoffmodell für den drei-dimensionalen Spannungsraum. Ein Stoffmodell, welches viskoses Materialverhalten abbilden kann, verknüpft allgemein ein Spannungsinkrement mit zugehörigem Zeitverlauf der Spannungseinleitung (Spannungsrate) mit einem zeitbezogenen Inkrement der Dehnung (Dehnungsrate). HOULSBY und PUZRIN (2002) bzw. PUZRIN und HOULSBY (2003) benutzen die thermodynamischen Ansätze aus der RPT zur Entwicklung eines hyperplastischen Stoffmodells. Auch KRIEG et al. (2012) verfolgt ähnliche Ideen zur Ableitung eines Stoffmodells unter Verwendung von Gleichungen, die sich ebenfalls aus der RPT entwickeln lassen. Weitere Hintergründe zur Beschreibbarkeit des Bodenverhaltens auf Basis von Stoffgleichungen, die sich aus thermodynamischen Gesetzen ergeben, werden vertiefend von GUDEHUS (2000) und GUDEHUS (2011) dargestellt.



**Abbildung 2.46: Verschiedene Skalen (Maßstäbe) zur Modellierung des mechanisch-hydraulischen Verhaltens von Ton nach WHITTLE et al. (2015)**

Die direkte Anwendung der *Rate Process Theory* und daraus weiter entwickelten Methoden zur Prognose des Verhaltens von Boden unter äußeren Lasten aus Gründungsbauwerken ist bis heute nicht üblich. Dagegen lassen sich damit vor allem im Hinblick auf Effekte infolge Strukturänderungen auf das Bodenverhalten Analysen durchführen. Hier wird z.T. aufbauend auf den thermodynamischen Betrachtungen der RPT das sog. *Nanoscale Modelling* und *Mesoscale Modelling* genutzt, was einzelne Atome in Kristallgittern und Wasserdipole mit Hilfe der Diskreten-Elemente-Methode (DEM) numerisch wiedergibt (z.B. KUTTER et al. 2000, SPOEL et al. 2005, NITKA et al. 2011, WHITTLE et al. 2015). Damit können z.B. die Auswirkungen unterschiedlicher mineralogischer Zusammensetzungen der Tonpartikel studiert werden. Bezogen auf bodenmechanische Elementversuche wie den eindimensionalen Kompressionsversuch (Ödometer) und den triaxialen Scherverversuch lassen sich mit einer Koppelung von Modellen in verschiedenen Skalen (nano, meso und makro) Konzepte zur Interpretation des zeitabhängigen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens ableiten,

die aktuell Themen der Grundlagenforschung sind. Viele der vorab durch empirische Analysen anhand von Versuchsdaten gewonnenen Beziehungen sind somit auf ein physikalisches Modell rückführbar.

## 2.6 Zusammenfassung des Kenntnisstandes zum Verhalten weicher feinkörniger Böden

Die Grundlagenforschung zur Beschreibung des mechanischen und hydraulischen Verhaltens gesättigter weicher feinkörniger Böden ist für die Lösung des in dieser Arbeit betrachteten geotechnischen Randwertproblems zum Biegeknicken von Pfählen in weit fortgeschritten. Für ideal unstrukturierte Böden (*remoulded soils*) können aus Kompressions- und Scherversuchen wichtige Referenzzustände ermittelt werden, die für die Entwicklung von für in der Kontinuumsmechanik anwendbare Stoffmodelle verwendet werden. Zu den wichtigen Referenzzuständen zählen

- die Kompressionskurve des ideal unstrukturierten Bodens als sog. intrinsische Kompressionskurve im Druck-Porenzahl-Diagramm während der Erstbelastung (Abschnitt 2.2.2),
- die zu dieser Kompressionskurve gehörende Spannungsentwicklung (z.B. im  $p$ - $q$ -Diagramm), die mit dem Ruhedruckbeiwert  $K_0$  beschrieben werden kann (Abschnitt 2.2.4),
- der kritische Zustand bei Scherung unter konstantem Volumen und Druck im Druck-Porenzahl-Diagramm sowie im  $p$ - $q$ -Diagramm (Abschnitt 2.3.1) und
- die Charakterisierung der Bodenviskosität (meist als Kriechneigung) im Bereich der Erstbelastung (Abschnitt 2.2.3).

Die zur Beschreibung dieser Referenzzustände bei unstrukturierten normalkonsolidierten Böden notwendigen Parameter können durch Korrelationen zu Ergebnissen aus einfachen Indexversuchen vergleichsweise gut abgeschätzt werden.

Das bodenmechanische Verhalten von natürlichen weichen Böden ist gegenüber dem Verhalten von unstrukturierten Böden komplexer. Jedoch kann in erster Näherung eine geeignete Anpassung der Vorkonsolidationsspannung genutzt werden, um eine Beschreibung mit den im Abschnitt 2 gezeigten Modellen zu erreichen. In der Praxis gestaltet sich die Untersuchung natürlicher weicher Böden jedoch schwierig, da möglichst ungestörte Proben gewonnen und in Elementversuchen eingebaut werden müssen. Für die meisten natürlich abgelagerten normalkonsolidierten Böden gilt, dass deren Struktur, welche z.B. durch die Sensitivität  $S_t$  oder die Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  bzw.  $p'_{c0}$  ausdrückbar ist, das Verformungsverhalten vor allem im Bereich kleiner Dehnungen zunächst sehr stark beeinflusst (Abschnitte 2.2.5 und 2.3.4). Strukturwiderstände verschwinden durch nicht zu vermeidende Störungen des Bodengefüges und des Spannungszustandes bei der Probenentnahme in situ. Bei natürlich abgelagerten Böden sind daher in Ergänzung oder sogar als Ersatz Felduntersuchungen sinnvoll, um die bei weichen Böden diffizile Probenentnahme zu umgehen.

Das beschriebene Isotachenmodell weicher feinkörniger Böden ist in der Lage, wesentliche Eigenschaften der zeitabhängigen Kompressibilität weicher Böden wiederzugeben. Dazu gekoppelt treten Einflüsse aus der Konsolidation in Erscheinung, die mit einer geeigneten numerischen Betrachtung und unter Beachtung der sich bei weichen feinkörnigen Böden stark ändernden Durchlässigkeit infolge Verdichtung berücksichtigt werden müssen (Abschnitte 2.2.1 und 2.4). Das zunächst für

Spannungszustände, welche nur eine Kompression des Bodens beschreiben können (Abschnitt 2.2.3), erläuterte Isotachenmodell kann auf den triaxialen (hier radialsymmetrischen) Verformungszustand mit Spannungsverhältnissen, die auch eine Scherdeformation der Probe bewirken, erweitert werden (Abschnitt 2.3.3). In Zuständen mit signifikanter Scherbeanspruchung ändern sich viskose Verformungsanteile stark. Diese sind dann primär vom Spannungsverhältnis  $K$  bzw. dem Ausnutzungsgrad  $D_\varphi$  abhängig. Bei Ent- bzw. Wiederbelastungsvorgängen und bei Böden mit größerem Strukturwiderstand bei Zuständen nahe dem Anfangszustand  $\sigma'_v \approx \sigma'_{v,c0}$  sind viskose Verformungen klein. Mit einer Belastung über die Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$  hinaus nehmen jedoch die aus der Viskosität von Böden folgenden Effekte des Kriechens, der Geschwindigkeitsabhängigkeit und der Relaxation rapide zu (Abschnitt 2.2.5).

In Ergänzung zu den aus Literaturquellen analysierten und hier dargestellten Ergebnissen und den gezeigten meist empirischen Zusammenhängen bzw. Korrelationen zu Parametern aus Indexversuchen wurden in einigen Diagrammen der Abschnitte 2.2 und 2.3 Daten aus eigenen Versuchen mit dargestellt. Diese Daten dienen der Einordnung der am Kemmlitzer Kaolin (eigene Versuche) und einigen weiteren weichen Böden durchgeführten Versuche im Vergleich zum in der Literatur beschriebenen Kenntnisstand. Auf eine weiterführende Interpretation der eigenen Versuchsdaten wurde im Rahmen dieses Abschnittes verzichtet. Die dazu gehörenden Beschreibungen folgen in Abschnitt 4.4, wobei jeweils auf die einzelnen vergleichenden Abbildungen dieses Abschnittes verwiesen wird.

Die im Abschnitt zum Kenntnisstand zum Verhalten weicher Böden gezeigten Modellvorstellungen wurden zur Auswertung und Interpretation von Ergebnissen der im Abschnitt 4.4 gezeigten Ödometer- und Triaxialversuche verwendet. Mit in der Betrachtung berücksichtigt werden die im Folgenden genannten Punkte, welche auf die betrachtete Problemstellung eines horizontal durch sehr weiche Böden schwach gestützten Pfahlschafts signifikant erscheinen und in der Literatur konträr diskutiert werden bzw. noch nicht abschließend geklärt werden konnten.

- Der Übergang zwischen dem Materialverhalten einer Suspension während der Ablagerung von weichen Sedimentschichten und dem Verhalten eines Bodens, welcher durch die gängigen Modelle zur Kompression und zum Verhalten unter Scherung beschrieben werden kann, ist unscharf (IMAI 1981, SILLS 1995, HAWLADER et al. 2008). Böden bzw. Suspensionen, die unter ihrem Eigengewicht konsolidieren, können mit der klassischen Konsolidationstheorie sowie durch die Festigkeitseigenschaften unter Beziehung auf die Theorie des kritischen Zustandes nicht beschrieben werden. Dies gilt insbesondere für die Tatsache, dass es keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der effektiven Spannung und der Dichte gibt, da diese zusätzlich durch eine Strukturgröße (Flockung im Mikro- und Makromaßstab) bestimmt ist. Diese Primärstruktur ist den genannten Literaturquellen entsprechend für viele Böden bis zu einer effektiven Spannung von  $\sigma'_v = 5 \text{ kN/m}^2$  bis  $\sigma'_v = 15 \text{ kN/m}^2$  maßgebend.
- Dagegen zeigen andere Untersuchungen nach LEROUEIL et al. (1983), BOUKPETI et al. (2012) und SAHDI et al. (2014), dass zumindest für die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  der Trend, der für Böden für  $I_C > 0$  abzuleiten ist, auch für Böden, deren Konsistenzzahl deutlich unter null liegt, gilt bzw. in diesen Bereich hinein extrapoliert werden kann. Es ist jedoch experimentell schwer nachzuweisen, welche Anteile viskose Verformungswiderstände bei der Ermittlung der undrai-

nierten Scherfestigkeit in diesem Bereich zumindest sehr geringer bis möglicherweise nicht existierender Effektivspannungen spielen. Ob der Widerstand entsprechend den gemessenen  $c_u$ -Werten weit unter  $1 \text{ kN/m}^2$  unter begrenzten Einflüssen der Viskosität dauerhaft verfügbar ist, konnte nicht recherchiert werden.

- Zusätzliche Verformungswiderstände können aus den in den Abschnitten 2.2.5 und 2.3.3 genannten Effekten der Strukturfestigkeit entstehen. Dabei ist jedoch grundsätzlich zu beachten, dass die Belastung über diese Festigkeit hinaus zu einem Kollaps bzw. Aufbrechen der Struktur führt, was mit großen Verformungen bzw. einem sehr starken Abfall der Steifigkeit verbunden ist. Insbesondere bei weichen Böden können Widerstände aus der Struktur – bezogen auf einen Zustand der Strukturlosigkeit (*remoulded soil, intrinsic soil properties*) – von großer Relevanz sein. Hier soll im Weiteren bewertet werden, welche Rolle die gewählte Probenherstellung auf die Ermittlung von Bodenparametern aus den durchgeführten Ödometer- und Triaxialversuchen (siehe Abschnitt 4.4) hat. Daraus ist abzuschätzen, in welcher Größenordnung speziell die Interaktion Pfahlschaft – Baugrund durch die Effekte der Struktur beeinflusst wird.

Eine interessante Alternative zur Interpretation des makroskopisch in Elementversuchen messbaren Verhaltens weicher feinkörniger Böden insbesondere im Hinblick auf die zeitabhängigen Effekte aus Viskosität und Strukturwiderstand bieten Modellbildungen im sog. Nanomaßstab sowie Mesomaßstab. Im Mesomaßstab werden einzelne Tonpartikel als diskrete Elemente betrachtet, deren Wechselwirkungen infolge von Spannungsänderungen, aber auch infolge von chemischen Potentialen durch physikalische Modelle, welche aus dem Nanomaßstab übertragen werden, beschrieben werden. Im Nanomaßstab werden dann Tonpartikel als Kristallstruktur in ihren einzelnen chemischen Elementen aufgebaut. Die Wechselwirkung der Kristalle z.B. mit Wasserdipolen oder die Effekte aus der Änderung infolge einer äußeren Einwirkung (z.B. Spannung oder Temperatur) erfolgen primär über die Beschreibung der elektromagnetischen Kräfte. Modellbildungen im Nano- oder Mesomaßstab nutzen numerisch arbeitende Computerprogramme aus dem Bereich der Naturwissenschaften.

Ein bereits in der Bodenmechanik mehrfach angewendetes auf physikalischer Grundlage entwickeltes Modell stellt die sog. „*Rate Process Theory*“ (RPT) dar (Abschnitt 2.5). Hierin ist der Begriff des Partikels unscharf und nicht zwangsläufig dem Kristallgitter eines Tonminerals oder den atomaren Elementen zuzuordnen. Vielmehr stellen Partikel einzelne Minimal bzw. Maxima der Energiekonfiguration dar. Die Interpretation der für Analysen innerhalb der RPT notwendigen Anzahl an „Partikelkontakten“, die der Anzahl an Energiemaxima bzw. Energieminima folgen, ist somit eher mit einer phänomenologischen Herangehensweise verknüpft. Mitunter aus diesem Grund lassen sich gut die bodenmechanischen Effekte z.B. des Kriechens unter verschiedenen Scherspannungen sowie der Kriechbruch durch die RPT erklären und auch quantitativ beschreiben.



### **3 Kenntnisstand zum Widerstand quer zur Achse belasteter Pfähle und Definitionen zur Problemanalyse**

#### **3.1 Fachliteratur und Normen**

Der Widerstand eines quer zu seiner Achse belasteten Pfahles gegenüber – verglichen zu den in dieser Arbeit betrachteten sehr weichen Böden – tragfähigen Schichten des Untergrundes ist ein sehr umfangreich behandeltes Thema der Geotechnik. Sowohl Grundlagenforschung als auch anwendungsbezogene Forschungsarbeiten im Rahmen baupraktischer Projekte haben über Jahrzehnte umfangreiche Erkenntnisse geschaffen, die neben wissenschaftlichen Publikationen in einigen anwendungsbezogenen Empfehlungen und normativen Texten verfügbar gemacht wurden und die bei der Planung sowie Ausführung von Pfahlgründungen zu beachten sind. Für den deutschsprachigen Raum existieren seit 2007 Empfehlungen zur Planung von Pfahlgründungen (2007). Eine überarbeitete und ergänzte 2. Auflage ist 2012 erschienen. Für die Nachweisführung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit von Pfählen mit dem anzuwendenden Sicherheitskonzept basierend auf Teilsicherheitsbeiwerten, die in Abhängigkeit von verschiedenen Bemessungssituationen anzusetzen sind, gelten die europaweit harmonisierten Regeln der DIN EN 1997, Teil 1. Zum nationalen Anwendungsdokument der DIN EN 1997 (2009) präzisiert die DIN 1054 (2010) viele Angaben der harmonisierten europäischen Normtexte und trifft ergänzende Festlegungen.

Horizontal belastete Pfähle haben insbesondere im Bereich maritimer Strukturen beim Hafenbau, bei der Erstellung von Anlagen zur Förderung von Öl und Gas sowie zur Gründung von Windkraftanlagen eine besondere Bedeutung. Zur Anwendung bei der Bemessung kommen neben der EN 1997 (2009) z. B. zusammen mit der DIN 1054 (2010) und den Empfehlungen der EA-Pfähle (2007) sowie der EAU (2012) international verbreitete Normtexte wie etwa der AIJ (2001) aus Japan, der DNV-OS-J101 (2014) aus Norwegen, der API RP2A (2007) aus den USA, der JGJ 94 (2008) aus China und die ISO bzw. EN ISO 19902 (2008), die auch in Deutschland eingeführt ist (DIN EN ISO 19902, 2014). In den Normtexten werden nur vergleichsweise allgemeine Angaben in Bezug auf zu treffende Berechnungsannahmen und mögliche einfache Berechnungsmethoden gegeben, wie eine Prognose der Standsicherheit von horizontal beanspruchten Pfählen erreicht werden kann. So werden für die Analyse der Tragfähigkeit z. B. die Aufsätze von MATLOCK und REESE (1960), HANSEN (1961) und BROMS (1964) zitiert und teilweise anwendungsfreundliche Berechnungsdiagramme wiedergegeben. Angaben zu Rechenmethoden für eine Verformungsprognose beschränken sich auf das Bettungsmodulverfahren. Zur Festlegung bodenspezifischer Rechenparameter wird meist auf Sondieruntersuchungen zurückgegriffen. Dabei kommen Korrelationen, die überwiegend aus der Sammlung von Daten aus Pfahlprobelbelastungen abgeleitet wurden, zum Einsatz.

Für Rechenverfahren, die eine detailliertere Aussage hinsichtlich einer Traglast- oder Verformungsprognose zulassen, wird in den Normen auf Literatur mit Lehrbuchcharakter (z.B. POULOS und DAVIS 1980, REESE und VAN IMPE 2001, GUO 2012, VIGGIANI et al. 2014, TOMLINSON und WOODWARD 2014) oder entsprechend auf Empfehlungen nationaler Gremien (z.B. Guía De Micropilotes 2005 aus Spanien, Geo Publication No. 1 2006 aus Hongkong, EA-Pfähle 2012) verwiesen. Die genannte Literatur stellt den Kenntnisstand aus Forschungsarbeiten und projektbeglei-

tenden Messungen sowie den daraus abgeleiteten rechnerischen Prognosemöglichkeiten auf Basis vieler sekundärer Literaturquellen zusammenfassend dar.

Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit eines quer zu seiner Achse belasteten Pfahles sehen die Regelwerke und Empfehlungen gegenüber den in dieser Arbeit betrachteten weichen Böden nur den Ansatz vergleichsweise sehr tragfähiger grobkörniger oder feinkörniger Schichten des Untergrundes, die in der Regel mindestens eine steife Konsistenz aufweisen, vor. Daneben bieten nur die *API codes* mit den Ansätzen nach MATLOCK (1970) Informationen zur Möglichkeit, weiche feinkörnige Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$  für die Stützung quer zur Pfahlachse in Ansatz zu bringen, was in Abschnitt 3.4 näher erläutert wird. Für Böden mit sehr geringer undrainierter Scherfestigkeit geben DIN EN 1997, Teil 2 (2009) zusammen mit der DIN 1054 (2010) sogar vor, dass bei Werten  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $< 15 \text{ kN/m}^2$  eine auf den Pfahlschaft stützende Wirkung nicht in Rechnung gestellt werden darf. Die Bedeutung der Stützwirkung auch gering scherfester sehr weicher Böden für den Nachweis gegen das seitliche Ausknicken eines Pfahles wird in diesem Zusammenhang im Abschnitt 1 verbunden mit der Zielsetzung der Forschungsarbeit ausführlich erläutert.

Die Bemessung zum Biegeknicken wird in Deutschland als Nachweis der inneren Tragfähigkeit entsprechend den für das Material des Pfahlquerschnitts gültigen Normen gemäß Tabelle 3.1 geführt (siehe VOGT und VOGT 2013a bzw. 3. Auflage der EA-Pfähle 2016).

**Tabelle 3.1: Normen zum Führen des Biegeknicknachweises**

Pfahlsystem mit Ausführungsnorm (in Auswahl)	Norm
<ul style="list-style-type: none"> <li>• bewehrte und unbewehrte Bohrpfähle (DIN EN 1536)</li> <li>• Verdrängungspfähle aus Stahl- oder Spannbeton (DIN EN 12699)</li> </ul>	DIN EN 1992
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mikropfähle, Einstabverpresspfähle gem. bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt (DIN EN 14199)</li> <li>• Verdrängungspfähle aus Stahl (DIN EN 12699)</li> <li>• Pfähle aus Spundwandkonstruktionen (DIN EN 12063)</li> </ul>	DIN EN 1993
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mikropfähle, Einstabverpresspfähle gem. bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt (DIN EN 14199)</li> <li>• Verdrängungspfähle aus Stahl (DIN EN 12699)</li> <li>• Pfähle aus Spundwandkonstruktionen (DIN EN 12063)</li> </ul>	DIN EN 1993
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pfähle mit Verbundquerschnitt aus Stahl und Beton (z.B. verpresste Mikropfähle mit rohrförmigem Querschnitt, DIN EN 14199)</li> </ul>	DIN EN 1994
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pfähle aus Holz</li> </ul>	DIN EN 1995

Damit liegt die Ermittlung der Bemessungswerte der Widerstände außerhalb der Vorschriften der DIN EN 1997 (2009) und der DIN 1054 (2010). Dies hat eine besondere Relevanz, da im Regelfall die Vordimensionierung von Pfahlgründungen auf den Nachweisen der äußeren Tragfähigkeit gemäß DIN EN 1997 (2009) und der DIN 1054 (2010) beruht und aus diesen wesentliche Entwurfsparameter wie Art der Pfahlgründung, Pfahldurchmesser, Einbindelänge und Pfahlabstand abgeleitet und hinsichtlich wirtschaftlicher Aspekte optimiert werden. Wird der Biegeknicknachweis maßge-

bend, so müssen entsprechend dem zulässigen inneren Pfahlwiderstand die Entwurfsparameter angepasst und die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit neu geführt werden.

Entgegen diesem Nachweiskonzept behandelt eine Anwendungsempfehlung aus Schweden den Nachweis zur Biegeknicksicherheit im Rahmen der EN 1997 (Schwedische Pfahlkommission 1998, 2003 und 2011). Darin werden gegenüber den in dieser Arbeit vorgestellten Modellen zur Abbildung der Bodenstützung stark vereinfachende Annahmen zu Korrelationen vorgestellt. Neben der elasto-plastischen Stützwirkung des weichen Bodens, die auch von WENNERSTRAND und FREDRIKSSON (1988) sowie VOGT et al. (2006) berücksichtigt wird, werden relativ konkrete Hinweise zu Rechenwerten der Imperfektion in Abhängigkeit von der Pfahlgeometrie, der Länge der Pfahlschüsse und dem Pfahlmaterial gegeben. Die zur Anwendung empfohlenen Werte beschränken sich jedoch auf Stahlpfähle. VOGT und VOGT (2013b und 2013b) stellen das in Schweden zur Anwendung empfohlene Nachweisverfahren vor und kommentieren Vergleichsrechnungen hinsichtlich unterschiedlicher bodenspezifischer Randbedingungen und Pfahlsysteme.

### 3.2 Definitionen und Vorüberlegungen zur Analyse

Für die in dieser Arbeit gezeigten Analysen wird gedanklich ein bestimmter gegenüber der Pfahl-länge kurzer Pfahlabschnitt betrachtet, der von einer gegenüber der Pfahlachse entsprechend der  $z$ -Koordinate senkrecht angreifenden Kraft  $P$  beansprucht wird. Die Pfahlbeanspruchung ist parallel zur  $y$ -Achse des in Ansatz gebrachten rechts-drehenden Koordinatensystems. In  $x$ -Richtung treten keine Verschiebungen des Pfahlabschnittes auf.  $P$  greift in der Mitte der Pfahlachse an. Auf den Pfahlschaft gekennzeichnet durch die Größe des Durchmessers  $D$  wirken die totalen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$ . Parallel zur Pfahlachse wirkt die Spannung  $\sigma_z$ . Diese Definitionen zur Geometrie eines Pfahlsegmentes werden in Abbildung 3.1 aufgegriffen und zeichnerisch veranschaulicht.

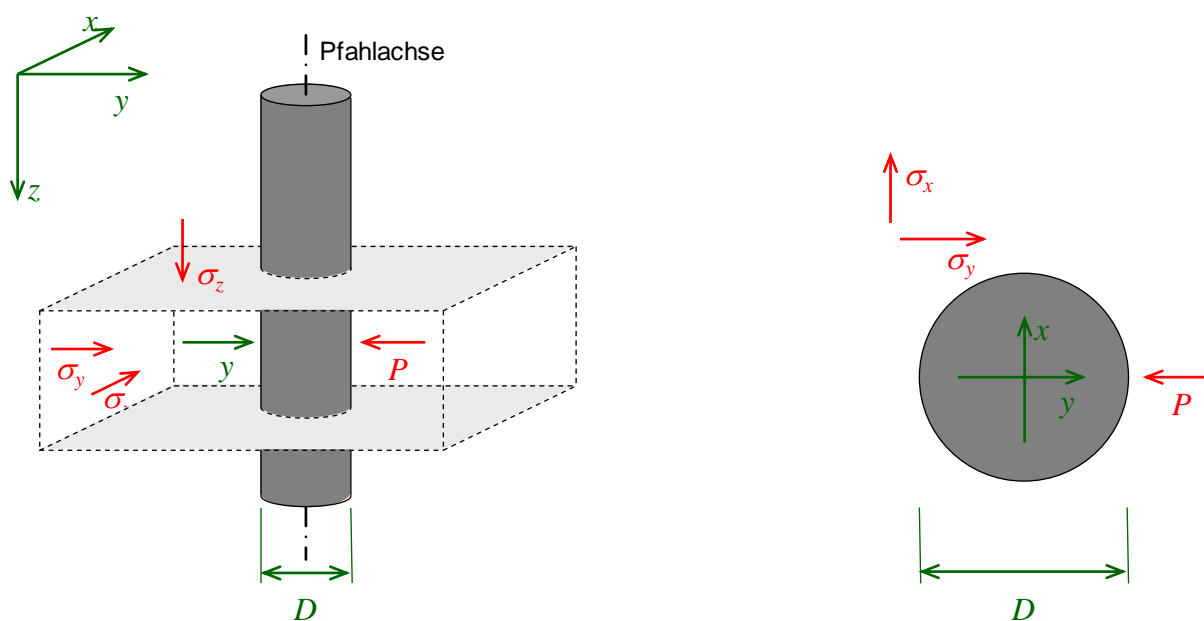
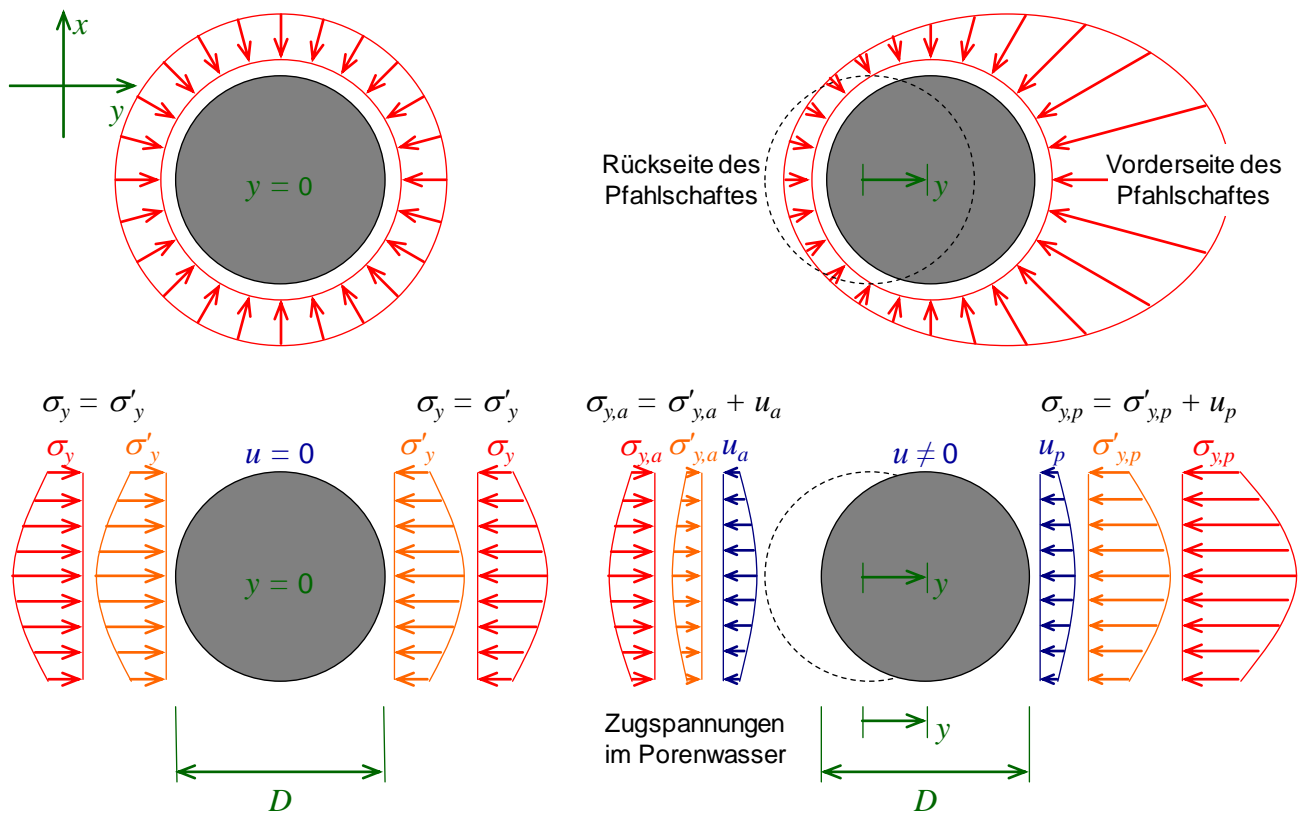


Abbildung 3.1: Definitionen zur Geometrie des Pfahlsegmentes

Die auf den Pfahlschaft wirkenden totalen Spannungen  $\sigma_y$ , effektiven Spannungen  $\sigma'_y$  und Porenwasserdrücke  $u$  werden in Abbildung 3.2 jeweils getrennt dargestellt. In der linken Hälfte der Abbildung 3.2 sind die wirksamen Spannungen für den Fall eingetragen, dass keine Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahlschaft auftritt. Rechts sind die aus einer Verschiebung  $y$  gegenüber dem umgebenden Boden resultierenden Spannungen skizziert. Auf der entsprechend der Verschiebung  $y$  definierten Rückseite des Pfahlschaftes wirken im Fall  $y > 0$  je nach Größe der Verschiebung  $y$  mobilisierte effektive Erddruckspannungen  $\sigma'_{y,a}$ , welche zwischen der aufnehmbaren Zugspannung des Bodens (i. d. R.  $\sigma_{t,s} = 0$ ) und den Spannungen liegen, die im Fall  $y = 0$  auf den Pfahlschaft gewirkt haben. Im Fall  $y = 0$  ist bei gebohrten Pfählen im normalkonsolidierten Boden ist durch Auflockerung bzw. Entspannung des Bodens vermutlich ein Wert von  $\sigma'_y < K_0 \cdot \sigma'_z$  zutreffend. Bei Pfählen, die im Teil- (verpresste Mikropfähle) oder Vollverdrängungsverfahren (gerammte Pfähle) hergestellt werden, ist die auf den Pfahlschaft wirkende Spannung  $\sigma'_y$  im Fall  $y = 0$  größer als der Wert  $K_0 \cdot \sigma'_z$ .



**Abbildung 3.2: Definitionen zu am Pfahlschaft angreifenden Spannungen; links Pfahlschaft im Fall  $y = 0$ ; rechts Pfahlschaft im Fall  $y > 0$**

In der rechten Hälfte der Abbildung 3.2 wird ein teildrainierter Zustand der Beanspruchung infolge einer Verschiebung  $y > 0$  dargestellt. Dabei ist  $u \neq 0$ . In Folge einer sehr raschen Beanspruchung bzw. vergleichsweise undurchlässiger Bodenschichten werden sich nahezu ideal undrainierte Verhältnisse im Boden einstellen. Der Widerstand ergibt sich dann gegenüber dem Porenwasserdruck im Ausgangszustand  $u_0$  zusätzlich zum Porenwasserdruck  $u_p$  bzw. dem an der Rückseite wirken-

den Porenwasserunterdruck  $u_a$  entsprechend der undrainierten Verformungswiderstände des Bodens bei  $y = 0$  (siehe folgender Abschnitt).

Ist  $u_a$  und  $u_w \approx 0$  so gelten näherungsweise ideal drainierte Verhältnisse. Die totalen Stützspannungen entsprechen dann den effektiven Stützspannungen. Durch die Konsolidation verdichtet sich der weiche Boden an der Vorderseite des Pfahlschaftes und lockert sich entsprechend an der Rückseite des Pfahlschaftes auf.

Die mittlere Bodenstützspannung  $p$  berechnet sich aus den totalen Spannungen, die auf den Pfahlschaft mit dem Durchmesser  $D$  wirken, aus der Beziehung

$$p = \frac{\int_{x=0}^{x=D_s} (\sigma_{y,p} - \sigma_{y,a}) dx}{D} \quad (3-1)$$

wobei Totalspannungen  $\sigma_{y,p}$  und  $\sigma_{y,a}$  gemäß

$$\sigma_{y,p} = \sigma'_{y,p} + u_p \quad (3-2)$$

$$\sigma_{y,a} = \sigma'_{y,a} + u_a \quad (3-3)$$

anzusetzen sind. Die Kraft  $P$  ergibt sich dann aus:

$$P = D \cdot p \quad (3-4)$$

Es wird bei allen in diesem Bericht erläuterten Analysen davon ausgegangen, dass im Ausgangszustand  $y = 0$  gegenüber dem hydrostatischen Druck entsprechend der Höhe des Grundwasserspiegels über dem betrachteten Pfahlabschnitt keine abweichenden Porenwasserdrücke  $u$  herrschen. Die Nachbildung einer Situation, bei der z. B. die weiche Bodenschicht noch nicht auskonsolidiert ist (vgl. Abschnitt 2.1.3.2) oder durch eine Teil- oder Vollverdrängung des Bodens bei der Pfahlherstellung Porenwasserdrücke entstanden sind, ist mit weiterführenden Untersuchungen zur Festlegung der Modellannahmen hinsichtlich des Ausgangszustandes der Spannungen am Pfahlschaft zu beschreiben. Dabei ist zu beachten, dass sich zusätzlich zu der Porenwasserdruckänderung infolge einer Verschiebung  $y$  der Pfahlachse eine überlagernde Konsolidation infolge der beispielhaft genannten untergrundspezifischen Randbedingung bzw. infolge der Pfahlherstellung einstellt. Beide Beispiele bewirken jedoch einen gegenüber dem Ausgangszustand positiven Einfluss auf die Scherfestigkeit sowie Steifigkeit und damit auf die Stützwirkung des weichen Bodens auf den Pfahlschaft. Derartige Prozesse können nur mit einer ganzheitlichen Modellbildung, welche die vielen maßgebenden Einflussparameter gekoppelt berücksichtigen können, rechnerisch prognostiziert werden (vgl. Finite-Elemente-Modell entsprechend Abschnitt 6.4).

Parallel zur Einschränkung der in diesem Bericht erläuterten Analysen hinsichtlich möglicher den Porenwasserdruck und damit die Effektivspannungen beeinflussender Anfangszustände werden Situationen, in denen der Pfahlschaft passiv durch eine Relativbewegung des Bodens beansprucht wird, nicht betrachtet. Passive Beanspruchung z. B. infolge eines Erddruckgradienten in Hängen, die kriechende Verformungen zeigen, oder infolge von Setzungen eines weichen Bodens gegen-

über dem vergleichsweise starren Pfahl sind ebenfalls komplexe zeitabhängige Einwirkungen, deren Prognose eine detaillierte Modellbildung bei Berücksichtigung eines geeigneten Stoffmodells für den weichen Boden benötigen. Im Rahmen der in dieser Arbeit betrachteten Lösungsmethoden können die in den weiteren Abschnitten beschriebenen Modelle auf Basis der Finiten-Elemente-Methode nach einer entsprechenden Anpassung der Einflussparameter und Validierung anhand von Versuchen unter möglichst bekannten Randbedingungen die Prognose der Tragfähigkeit eines stabilitätsgefährdeten Pfahles unter derart komplizierten Randbedingungen ermöglichen. Stark vereinfachend kann das Problem eines durch Seitendruck beanspruchten Pfahls auch Ersatzstab-Modellen und parametrisierten Mobilisierungsfunktionen gelöst werden, wobei die Beanspruchung durch eine linienförmige Last, die auf den ausknickenden Pfahl wirkt, angenähert wird. Zur Ermittlung der Größe des Seitendruckes kann auf umfangreiche Angaben der EA-Pfähle (2012) verwiesen werden.

### 3.3 Plastische Grenzzustände

Dass der Widerstand eines seitlich beanspruchten Pfahlelementes nicht direkt aus den Ergebnissen eines triaxialen Scherversuches abgeleitet werden kann, ist durch die abweichend von den Vorgängen im Ödometer- oder Triaxialversuch inhomogene Ausbildung der Spannungen und Dehnungen im Boden infolge einer Verschiebung  $y > 0$  begründet. Die Größe der Hauptspannungen und deren Richtungen sowie Verformungscharakteristika können entweder unter Verwendung der Kontinuumstheorie in Verbindung mit einem geeigneten Stoffmodell in numerischen Rechenprogrammen (Finite-Elemente-Berechnungen) oder für den Zustand  $p = p_f$  bei  $\hat{\partial}p / \hat{\partial}y = 0$  durch Traglastverfahren im Rahmen der Plastizitätstheorie konstruiert werden. Der maximal mögliche Bodenwiderstand  $p_f$  eines quer zur Achse beanspruchten Pfahlsegmentes dient im Rahmen dieser Arbeit als wichtiger Referenzzustand ähnlich dem kritischen Zustand bei volumen- und druckkonstanter Scherung zur Analyse von Elementversuchen (*critical state*, siehe Abschnitt 2.3.1). Ferner können zum Beispiel für den ideal undrainierten Fall die Berechnungen basierend auf der Finiten-Elemente-Methode anhand analytischer Lösungen aus dem im Folgenden gezeigten Traglastverfahren validiert werden (siehe Abschnitt 5.2.3).

Mit der Hilfe von Traglastverfahren (*limit state analysis*) können analytische Lösungen für die Berechnung der maximal mobilisierbaren Bodenstützspannung  $p_f$  gefunden werden. Traglastverfahren sind zur Bestimmung von Traglasten, die bei Erreichen der Scherfestigkeit des Bodens als Widerstand maximal wirken können, im Bereich der Bodenmechanik weit verbreitet (DRUCKER und PRAGER 1952, CHEN und SCAWTHORN 1968, SCHOFIELD und WROTH 1968, CHEN und LIU 1990, DAVIS und SELVADURAI 2005). Dabei wird ebenes Fließen eines als inkompressibel angenommenen Materials (hier: Boden), das durch einen Starrkörper (entspricht dem Pfahlschaft) beansprucht wird, angenommen. Es werden auf Basis von zwei grundlegenden Annahmen Gleitliniennetze konstruiert und mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebung analysiert. Durch die zwei Annahmen, aus denen eine obere (*upper bound*) sowie eine untere Grenze (*lower bound*) der möglichen Traglast berechnet werden kann, ist es möglich, den exakten Wert der theoretischen Traglast einzugrenzen (Schrankenmethode). Dabei werden die Gleitlinien und das dazugehörige Spannungs- und Dehnungs- bzw. Geschwindigkeitsfeld in einem sog. Mises-Hencky'schen Kontinuum konstru-

iert (MISES 1913, Prandtl 1923, HENCKY 1924, MELAN 1938), was im bodenmechanischen Sinn als kohäsiver Boden mit  $\varphi = 0$  und  $c \neq 0$  gemäß der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb interpretiert werden kann. Mit der Bedingung einer volumenkonstanten Verformung entsprechen die Berechnungsannahmen in guter Näherung einem wassergesättigten ideal undrainierten feinkörnigen Boden.

Bei der Annahme des Theorems der unteren Schranke (*lower bound theorem*) werden Gleitlinien konstruiert und an deren Rändern die plastischen Spannungen angetragen. Dabei erfüllt der ermittelte Bodenwiderstand das statische Gleichgewicht, verletzt jedoch kinematische Bedingungen. Die einem statisch zulässigen Spannungsfeld entsprechende äußere Last ist kleiner oder gleich der exakten Traglast. Bei der Berechnung einer oberen Schranke (*upper bound theorem*) wird zur Analyse mittels Traglastverfahren ein kinematisch mögliches Gleitliniennetz (Geschwindigkeitsfeld) konstruiert. Dabei entstehen jedoch statisch unzulässige Bruchmechanismen, was bedeutet, dass Gleichgewichtsbedingungen verletzt werden. Die derart berechnete Last ist größer oder gleich dem exakten bzw. wahren Wert der Traglast (strenge Lösung). Für vertiefende Ausführungen wird auf DAVIS und SELVADURAI (2005) verwiesen.

Die formulierten Sätze der Traglasttheorie grenzen die strenge Lösung der Traglast durch eine untere Schranke und eine obere Schranke ein. Dabei berechnet sich die untere bzw. die obere Schranke aus einem „erratenen“ statisch zulässigen Spannungsfeld bzw. kinematisch zulässigen Geschwindigkeitsfeld. Somit kann auf der Basis der Traglastsätze die strenge Lösung nach oben und unten abgeschätzt werden. Dieses sogenannte Schrankenverfahren bietet in der Kontinuumsmechanik Vorteile: Eine strenge Lösung, zu der das statisch zulässige Spannungsfeld und das kinematisch zulässige Geschwindigkeitsfeld gehören, kann z. B. über die Plastizitätstheorie meist nur unter erheblichem mathematischem Aufwand gefunden werden. Zudem existieren für die meisten geotechnischen Randwertprobleme keine Lösungen in einer analytisch geschlossenen Form. Wie weit der Bereich zwischen oberem und unterem Wert der Lösung gemäß dem Traglastverfahren ist, in dem die strenge Lösung liegt, hängt von der Wahl des angenommenen Spannungs- und Geschwindigkeitsfeldes ab. Je grösser der Rechenaufwand ist, der in Kauf genommen wird, umso enger liegen die Grenzwerte beieinander (BETTEN 1973).

Nachfolgend wird jeweils ein Beispiel zu einem Gleitliniennetz entsprechend dem Theorem der unteren und oberen Schranke vorgestellt. Die beiden Beispiele greifen das Problem eines seitlich durch Boden gestützten Pfahles auf. Zur unteren Schranke, bei der ein Gleitliniennetz konstruiert wird, ohne grundsätzlich auf die Verträglichkeit kinematischer Bedingungen achten zu müssen, präsentiert REESE und VAN IMPE (2001) eine einfache Lösung für die maximale Grenzstützspannung  $p_f$  in einem undrainierten Boden, dessen Scherfestigkeit durch den Wert  $c_u$  begrenzt ist. Die an den Gleitflächen wirkenden plastischen Spannungen sind in Abbildung 3.3 dargestellt. Dabei sind entsprechend den Spannungskreisen nach MOHR (1914), welche ebenfalls zu diesem Beispiel in Abbildung 3.3 gegeben sind, jeweils Paare der orthogonal wirkenden Spannungen  $\sigma_i$  und  $\sigma_{i+1}$  über den Durchmesser des Spannungskreis  $2 \cdot c_u$  gekoppelt. Zusammen mit der rein scherenden Relativbewegung an den Gleitlinien parallel zu den Seiten des Pfahlschaftes ergibt sich der Grenzwiderstand zu:

$$p_f = 10 \cdot c_u \quad (3-5)$$

Entsprechend dem grob konstruierten Gleitliniennetz, das die kinematischen Bedingungen insbesondere an den 8 Ecken deutlich verletzt, liegt der Wert  $p_f = 10 \cdot c_u$  noch relativ weit unter der strengen Lösung, die gemäß den Ausführungen von RANDOLPH und HOULSBY (1984) sowie KLAR und RANDOLPH (2008) relativ genau bei

$$p_f = 11,94 \cdot c_u \quad (3-6)$$

liegt.

Es ist anzumerken, dass der theoretische Widerstand  $p_f$  deutlich abnimmt, wenn der Boden nicht vollständig den Pfahlschaft umschließt. Hierzu gibt WENZ (1972) Näherungslösungen entsprechend dem Theorem der unteren Schranke an. Befindet sich z. B. ein kleiner Spalt an der Pfahlrückseite, so kann Boden in diesen Spalt einfließen. Der maximale Bodenwiderstand verkleinert sich dann auf:

$$p_f = 8,28 \cdot c_u \quad (3-7)$$

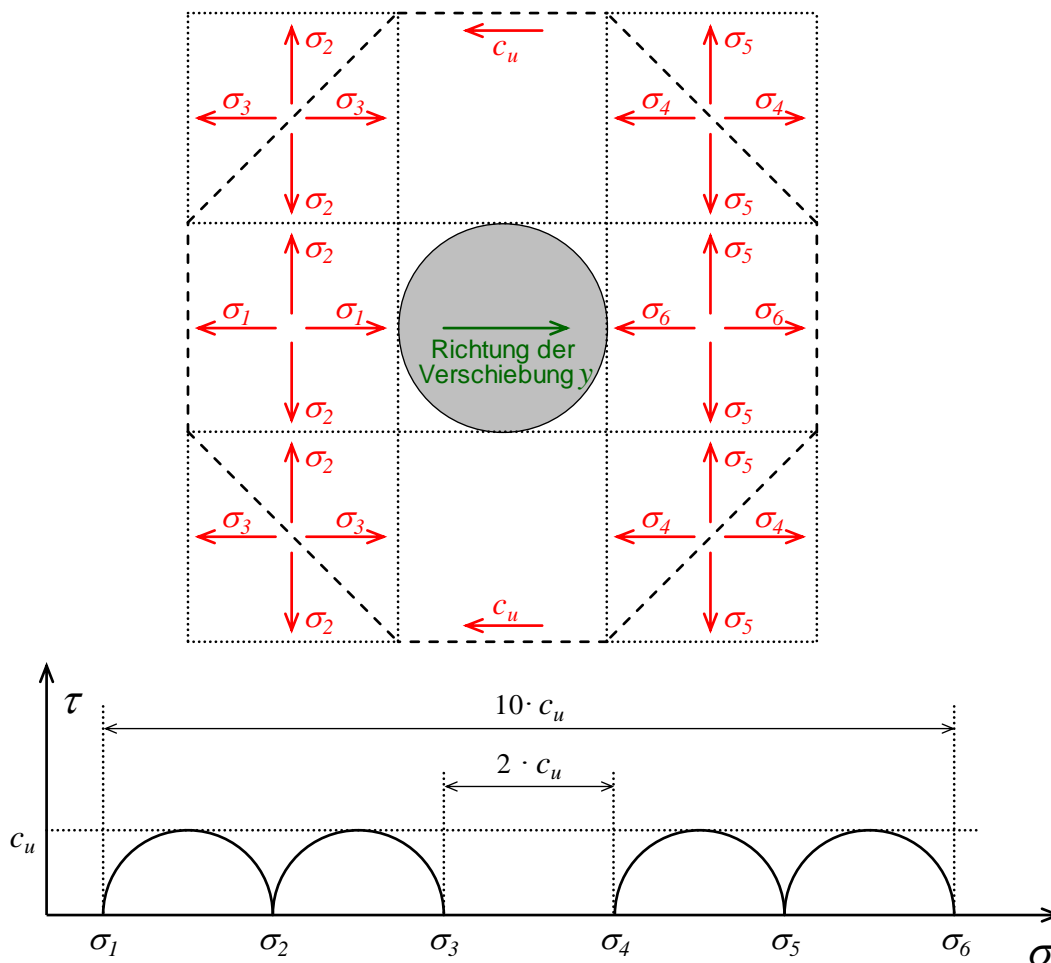


Abbildung 3.3: Abschätzung des maximalen Bodenwiderstandes durch die Konstruktion eines sich im Gleichgewicht befindlichen Spannungsfeldes entsprechend dem Theorem der unteren Grenze des plastischen Grenzzustandes nach REESE und VAN IMPE (2001)

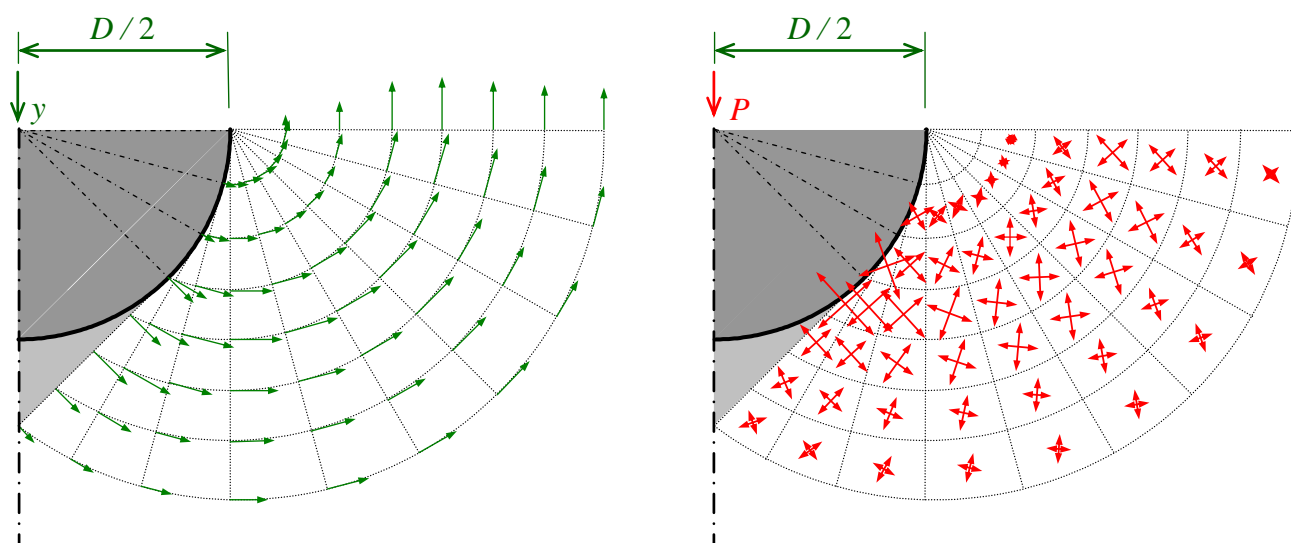


Für eine verglichen zur Abbildung 3.3 genauere Ermittlung des maximalen Bodenwiderstandes gegenüber einem kreisrunden Pfahlschaft stellen RANDOLPH und HOULSBY (1984) sowie MARTIN und RANDOLPH (2006) umfangreiche Arbeiten vor. Es werden von den Autoren Lösungen entsprechend der unteren und oberen Schranke angegeben. Dabei wird ein Scherfestigkeitskoeffizient bzw. Rauheitsfaktor (*roughness factor*)  $\alpha$  mit in den Berechnungen angesetzt, der die gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  maximal mobilisierbare Scherfestigkeit  $\tau_f$  an der Grenzfläche zwischen Pfahl und Boden definiert.

$$\tau_f = \alpha \cdot c_u \quad (3-8)$$

Es werden Werte zwischen  $\alpha = 0$  und 1 untersucht. Dabei gibt  $\alpha = 1$  den Fall wieder, in dem keine Reduzierung der Scherfestigkeit des Bodens in der Grenzfläche zwischen Boden und Pfahlschaft vorgenommen wird.

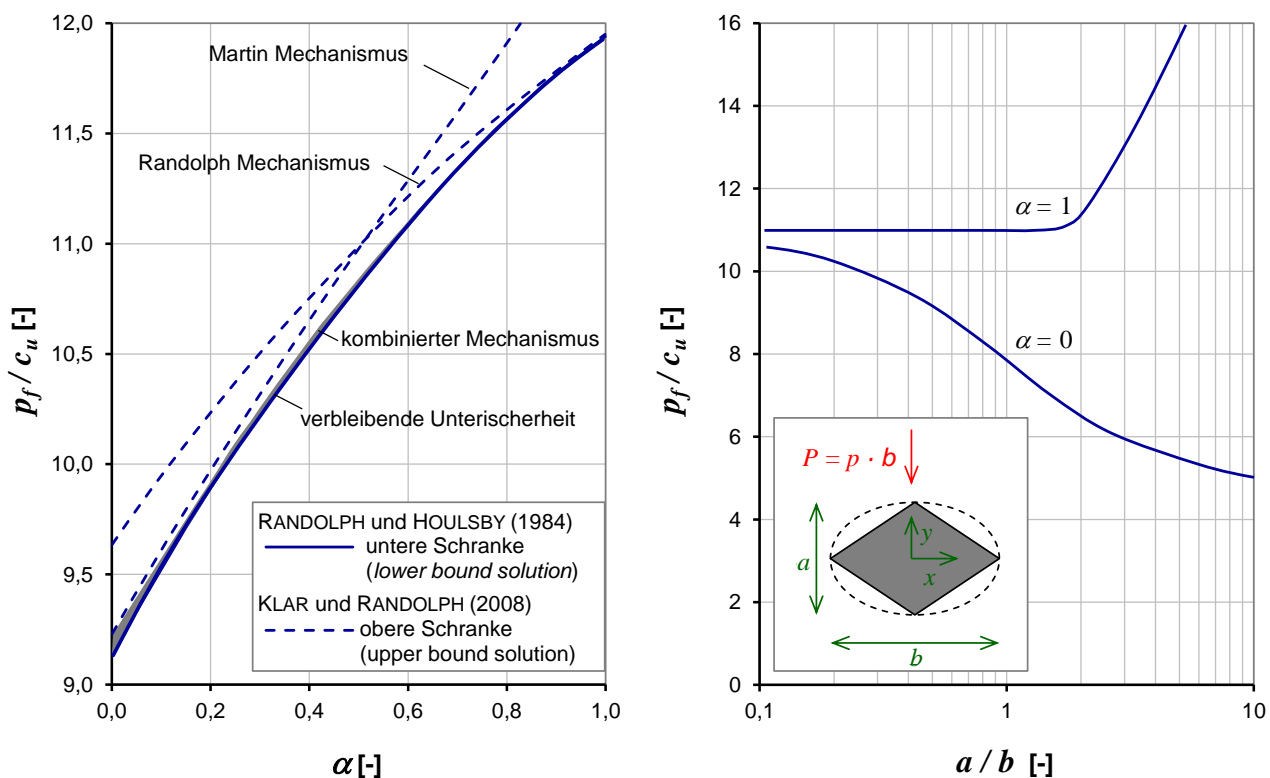
Für ein Beispiel zu einem kinematisch verträglichen Gleitlinienfeld, aus dem eine Lösung entsprechend der oberen Schranke (*upper bound solution*) berechnet werden kann, ist in Abbildung 3.4 ein Geschwindigkeits- bzw. Verformungsfeld (links) und das Feld der dazu wirkenden Hauptspannungen beispielhaft wiedergegeben. Die Vektorfelder sind jeweils durch die Richtung und den Betrag der Verformungen bzw. Spannungen definiert.



**Abbildung 3.4: Konstruktion eines Verschiebungs- und Spannungsfeldes zur Bestimmung des maximalen Bodenwiderstandes entsprechend dem Theorem der oberen Grenze des plastischen Grenzzustandes nach MARTIN und RANDOLPH (2006)**

Die Lösung zur unteren Schranke nach RANDOLPH und HOULSBY (1984) in Abhängigkeit vom Rauheitsfaktor  $\alpha$  ist im linken Diagramm der Abbildung 3.5 als durchgezogene Linie eingetragen. Für  $\alpha = 1$  ist die Lösung der oberen Schranke gemäß dem sog. Randolph-Mechanismus gleich der der unteren Schranke (gestrichelte Kurve). Mit  $p_f / c_u = 11,94$  für  $\alpha = 1$  ist somit eine exakte Lösung gemäß der Traglasttheoreme gegeben. Mit sich verringerndem Faktor  $\alpha$  weicht die Lösung der unteren Schranke zunehmend von der Lösung der oberen Schranke berechnet aus dem Randolph-Mechanismus ab. Für  $\alpha = 0$  ist  $p_f / c_u = 9,64$  im Fall des Randolph-Mechanismus (obere

Schrankenlösung), wohingegen die Lösung der unteren Schranke mit  $\alpha = 0$  bei  $p_f/c_u = 9,14$  liegt. Das Ergebnis nach MARTIN und RANDOLPH (2006) bei Ansatz des sog. Martin-Mechanismus trifft mit  $p_f/c_u = 9,21$  für  $\alpha = 0$  den Wert der unteren Schranke dagegen relativ genau. Jedoch nimmt bei dieser Konstruktion des Verschiebungsfeldes die Diskrepanz mit steigendem Wert für  $\alpha$  gegenüber der unteren Schrankenlösung zu. Eine gute Übereinstimmung mit der unteren Schrankenlösung wurde durch Konstruktion eines Verschiebungsfeldes erreicht, das die Vorteile des Martin-Mechanismus mit denen des Randolph-Mechanismus vereint. Bei einer derartigen Lösung verbleiben gemäß dem in Abbildung 3.5 eingezeichneten grau markierten Bereich in Bezug zur exakten Lösung kaum Unsicherheiten. Die derart geschaffene Lösung kann also gut für eine vergleichende Auswertung zur Bewertung bzw. Interpretation von Versuchsergebnissen (siehe Abschnitt 4.5) oder von Rechenergebnissen aus Finite-Elemente-Modellen (siehe Abschnitte 5.2.3 und 5.5) herangezogen werden.



**Abbildung 3.5: Maximaler Bodenwiderstand  $p_f$  bezogen auf die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  gemäß oberem und unterem Schrankentheorem nach RANDOLPH und HOULSBY (1984) und MARTIN und RANDOLPH (2006) in Abhängigkeit vom Rauheitsfaktor  $\alpha$  (linkes Diagramm); rechtes Diagramm: Einfluss der Form des Pfahlquerschnitts auf  $p_f/c_u$  durch Berechnungen gemäß dem unteren Schrankentheorem nach POULOS und DAVIS (1980)**

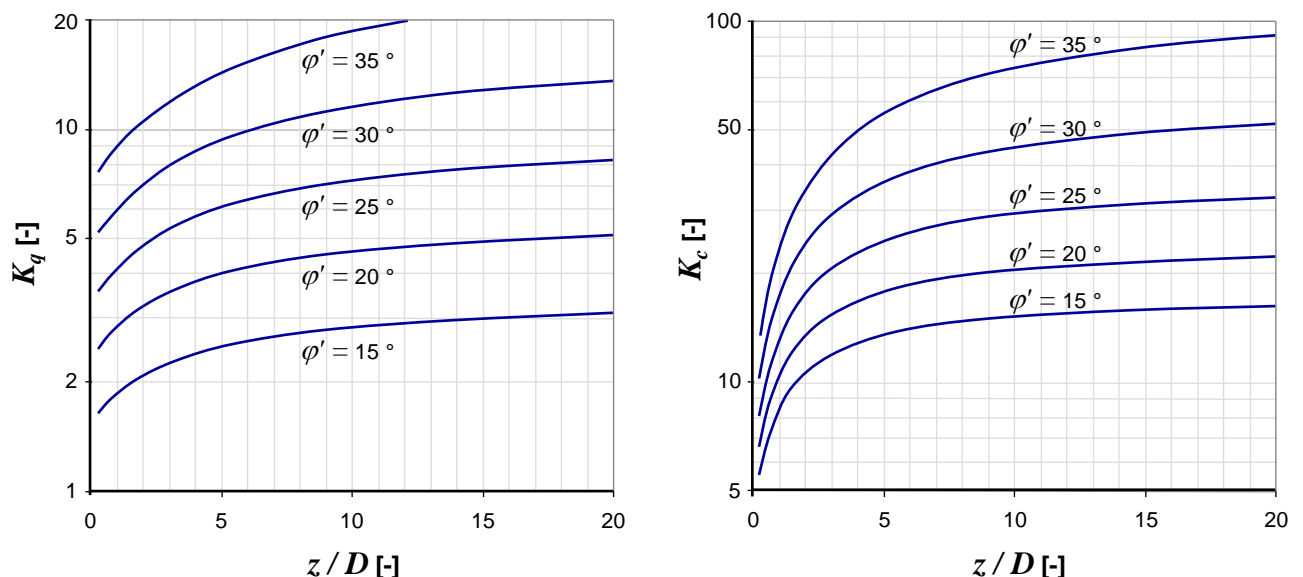
Im Rahmen dieser Arbeit wurden nur Analysen zu einem kreisrunden Pfahlquerschnitt durchgeführt. Die Form des Pfahlquerschnittes beeinflusst jedoch die Konstruktion möglicher Verschiebungsfelder gemäß der oberen Schrankentheorie bzw. möglicher Spannungsfelder gemäß der unteren Schrankentheorie. POULOS und DAVIS (1980) zeigen Ergebnisse, die aus der Konstruktion realitätsnaher Spannungsfelder um einen Pfahlquerschnitt mit rechteckigem Querschnitt ermittelt wurden. Die Form der Raute wurde einer Ellipse angenähert (siehe Abbildung 3.5 rechts).

Für den Fall, dass der Verhältniswert  $a/b$  gemäß der Definition in der Skizze der Abbildung 3.5 rechts sehr klein wird, ist die Tragfähigkeit nahezu unabhängig vom Faktor  $\alpha$ . Dies ist plausibel, da im Fall eines sehr plattig gegen den Boden drückenden Pfahlquerschnittes alle maßgebenden Gleitflächen im Boden und nicht an der Grenzfläche Boden – Pfahlschaft entstehen würden. Dagegen nimmt der Einfluss von  $\alpha$  für große Werte  $a/b$  stark zu. Im Extremfall wirkt dann der Pfahlquerschnitt wie eine Schneide auf den Boden und die Gleitflächen würden entlang der durch die Größe  $a$  gekennzeichneten Fläche des Pfahlschaftes entstehen.

Bei genügend langsamer Belastungsgeschwindigkeit und bzw. oder hoher Durchlässigkeit der betreffenden Bodenschicht kann die maximale Bodenstützung  $p_f$ , welche im drainierten Fall geweckt werden kann, angesetzt werden. Vereinfacht kann  $p_f$  durch Ansätze nach HANSEN (1961) gemäß dem unteren Schrankentheorem berechnet werden. Einflüsse aus der Reibung und Kohäsion wurden von HANSEN (1961) entsprechend den klassischen Grundbruchlösungen z. B. nach TERZAGHI und PECK (1948) getrennt analysiert. Es gilt allgemein die Beziehung

$$p_f = K_q \cdot \sigma'_z + K_c \cdot c' \quad (3-9)$$

wobei die maximale Stützspannung  $p_f$  aus zwei Beiwerten, die von der Reibung  $K_q$  und Kohäsion  $K_c$  des drainierten Bodens abhängen, ermittelt wird. Ferner sind zur Anwendung der Formel (3-9) die effektive Vertikalspannung  $\sigma'_z$  und die effektive Kohäsion  $c'$  der zu untersuchenden Bodenschicht festzulegen. Die Größen  $K_q$  und  $K_c$  können näherungsweise aus den Kurven in Abbildung 3.6 in Abhängigkeit von der bezogenen Tiefe  $z/D$  und dem effektiven Reibungswinkel  $\varphi'$  bestimmt werden.



**Abbildung 3.6:** Beiwerte  $K_q$  und  $K_c$  zur Bestimmung des maximalen Bodenwiderstandes  $p_f$  für  $\varphi' \neq 0$  und  $c' \neq 0$  gemäß dem unteren Schrankentheorem nach HANSEN (1961)

Ein zu HANSEN (1961) sehr ähnlicher Ansatz wird von EVANS und DUNCAN (1982) verfolgt. Die entsprechenden Bestimmungsgleichungen zur Ermittlung von  $p_f$  aus dem Scherwiderstand eines Bo-

dens mit  $\varphi' \neq 0$  und  $c' \neq 0$  werden in REESE und VAN IMPE (2001) zitiert. Weiterführend werden von BRETTMANN und DUNCAN (1996) Analysen mit der Finiten-Elemente-Methode durchgeführt, um Tragfähigkeitsbeiwerte weiter an die exakte Lösung anpassen zu können. Umfangreiche Vergleiche zwischen diesen und vielen weiteren Publikationen, die sich mit der Ermittlung des maximal möglichen quer zur Pfahlachse wirkenden Bodenwiderstandes befassen, werden unter anderem in den im Abschnitt 3.1 genannten Fachbüchern vorgestellt. In diesem Bericht wird darauf nicht weiter eingegangen, da zur Traglastermittlung im Fall  $\varphi' \neq 0$  und  $c' \neq 0$  der Fokus der recherchierten Literatur auf Betrachtungen für Pfähle in Sanden liegt.

Gleiches gilt für die gegenüber den Untersuchungen von Pfählen in Sand sehr viel seltener zu findenden Analysen zu feinkörnigen Böden, wobei hier das Hauptaugenmerk bei überkonsolidierten Tonen, Böden mit halbfester und fester Konsistenz und Verwitterungsböden im Übergangsbereich zwischen Fest- und Lockergestein liegt. Dazu verglichen wurden Pfähle in feinkörnigen Böden steifer Konsistenz relativ selten untersucht (MATLOCK 1970, WELCH und REESE 1972, REESE und WELCH 1975, REESE et al. 1975, BHUSHAN et al. 1979, O'NEILL und GAZIOGLU 1984, HSIUNG und CHEN 1997, JANOYAN et al. 2001). In den genannten Arbeiten wird ein Untersuchungsbereich mit Werten der undrainierten Scherfestigkeit von mindestens  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$  – jedoch meist Werten von  $100 \text{ kN/m}^2$  bis  $300 \text{ kN/m}^2$  angegeben (vgl. Abschnitt 3.5). Für Analysen im Bereich  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$  werden auch in aktuellen Arbeiten nur die Felduntersuchungen nach MATLOCK (1970) zitiert (RAJASHREE und SITHARAM 2001, LIANG et al. 2007, GEORGIADIS und GEORGIADIS 2010 und TZIVAKOS 2013). Weitere Arbeiten, die sich mit der experimentellen Ermittlung von Traglasten quer zur Achse beanspruchter Pfähle in weichen Böden befassen, konnten nicht recherchiert werden.

Neben dem ebenen Umfließen des Pfahlschaftes kann bei geringeren vertikalen Effektivspannungen der Boden zur Oberfläche hin aufbrechen. Dieser Effekt ist im Abfall der Werte  $K_q$  und  $K_c$  in Abbildung 3.6 bei kleinen Verhältniswerten  $z/D$  erkennbar (HANSEN 1961). Für den undrainierten Belastungsfall wurden von verschiedenen Autoren zum Teil voneinander deutlich abweichende Angaben zum maximal mobilisierbaren Bodenwiderstand in Bezug auf einen Bruchmechanismus, der von der frei verformbaren Oberfläche beeinflusst wird, publiziert. Die erste Arbeit zu diesem Problem, das z. B. insbesondere die Bemessung frei im Wasser stehender horizontal beanspruchter Dalbenkonstruktionen beeinflusst (RUDOLPH et al. 2011), wurde vermutlich von REESE (1958) verfasst. Hier wird für  $p_f$  folgender Wert angegeben:

$$p_f = 2 \cdot c_u + \gamma' \cdot z + \frac{2,83 \cdot c_u \cdot z}{D} \quad (3-10)$$

MATLOCK (1970), der sich zum Problem des horizontal belasteten Pfahls insbesondere mit der Stützfähigkeit von Tonen mit einer gegenüber anderen Arbeiten geringeren undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  befasste, gab eine gegenüber (3-10) abweichende Gleichung zur Berechnung des maximalen Bodenwiderstandes  $p_f$  gemäß dem unteren Schrankentheorem an:

$$p_f = 3 \cdot c_u + \gamma' \cdot z + \frac{J \cdot c_u \cdot z}{D} \quad (3-11)$$

Dabei ist  $J$  nach MATLOCK (1970) ein bodenspezifischer Parameter, den er für Berechnungen in weichen Tonen mit  $J = 0,5$  und in festeren Tonen mit  $J = 0,25$  empfiehlt. Auch RANDOLPH UND HOULSBY (1984) befassen sich mit dem Einfluss einer frei verformbaren Oberfläche auf den maximalen Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse, wobei

$$p_f = 2 \cdot c_u + \gamma' \cdot z + \frac{1,5 \cdot c_u \cdot z}{D} \quad (3-12)$$

zur Anwendung empfohlen wird.

Wie aus den Informationen der Abbildung 3.4 zu erkennen ist, werden sich je nach Verschiebung bzw. Ausnutzungsgrad unterschiedliche Drehwinkel der Hauptachsenrichtungen einstellen. Im normalkonsolidierten Boden und bei vertikal lotrechten Pfählen sind zunächst die beiden kleineren Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  durch  $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$  ( $K_0 < 1$ ,  $\sigma'_v = \sigma'_z$  und  $\sigma'_v = \sigma'_x$  bzw.  $\sigma'_y$ ) charakterisiert und  $\sigma_1 = \sigma'_v$  ist als größte Hauptspannung in Pfahlachse gerichtet. Bei horizontaler Pfahlbelastung ändern sich vor allem  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  (Anmerkung: Hauptspannungen sind stets Effektivspannungen). Der Spannungspfad etwa eines konventionellen triaxialen Kompressions- bzw. Extensionsversuch ist damit stets nur bereichsweise bzw. kleinräumig auf die Vorgänge im Nahbereich des Pfahlschaftes übertragbar (vgl. Abschnitt 2.3.5). Dieser Umstand ist jedoch bei der Nutzung der Finiten-Elemente Methode und der Anwendung eines in seinen Parametern anhand von Elementversuchen mit triaxialen Kompressions- und Extensionsversuchen kalibrierten Stoffmodells unerheblich, wenn angenommen wird, dass sich mit dem Stoffmodell das Bodenverhalten bei beliebigen Spannungspfaden abbilden lässt (siehe Abschnitte 5.3 und 5.4). Kann das Stoffmodell jedoch zum Beispiel Effekte der Anisotropie nicht prognostizieren, so ist das Simulationsergebnis mit Ungenauigkeiten behaftet (siehe Abschnitt 5.6).

Es ist anzumerken, dass neben der meist nicht vorhandenen Zugfestigkeit des Bodens  $f'_{t,s}$  mögliche Zugspannungen im Porenwasser begrenzt sind, was den maximalen Widerstand  $p_f$  eines wassergesättigten Bodens bei undrainierter Belastung gegenüber dem Pfahlschaftes deutlich beeinflussen kann. Unter idealen Bedingungen beträgt die Zugfestigkeit des Wassers  $f_{t,w} = 100 \text{ kN/m}^2$ . Die maximal aufnehmbaren Zugspannungen können jedoch je nach Porensystem des Bodens auch deutlich geringer sein. Ob Kavitation bei Erreichen eines Grenz-porenwasserdruckes  $u_f$  auftritt, hängt zudem von der Höhe des Grundwasserspiegels über dem betrachteten Pfahlsegment ab, die die Größe des Wasserdruckes im Ausgangszustand  $u_0$  maßgebend beeinflusst. Es gilt für  $u_f$ , wobei sowohl  $u_0$  als auch  $f_{t,w}$  positiv ist (Festigkeitswerte werden positiv angegeben, vgl. Stahl und Beton  $f_y, f_c$  sowie  $f_{c,t}$  in Abschnitt 6.4.2.4), folgende Grenzbedingung:

$$u \leq u_f = u_0 - f_{t,w} \quad (3-13)$$

In diesem Sinn ist auch ein mögliches Versagen des Bodens bei Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{t,w}$  zu interpretieren. Hier gelten neben den Bruchbedingungen  $f_1, f_2$  und  $f_3$  entsprechend COULOMB (1776) und MOHR (1914), die in den Beziehungen gemäß (3-14) aufgeführt sind, drei weitere Fließ-

flächen  $f_4$ ,  $f_5$  und  $f_6$ , was (3-15) wiedergibt (BRINKGREVE 1994). Ob Bruch entsprechend (3-15) eintritt, hängt von der Höhe der Spannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  ab, die sich zusätzlich aus dem Überlagerungsdruck infolge effektivem Bodeneigengewicht  $\gamma'$  und dem Ruhedruckbeiwert  $K_0$  auch aus Spannungsänderungen infolge der Pfahlherstellung ergeben.

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{2} \cdot |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi') - c' \cdot \cos(\varphi') \\
 f_2 &= \frac{1}{2} \cdot |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \sin(\varphi') - c' \cdot \cos(\varphi') \\
 f_3 &= \frac{1}{2} \cdot |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin(\varphi') - c' \cdot \cos(\varphi')
 \end{aligned}
 \tag{3-14}$$

$$\begin{aligned}
 f_4 &= \sigma_1 - f'_{t,s} \\
 f_5 &= \sigma_2 - f'_{t,s} \\
 f_6 &= \sigma_3 - f'_{t,s}
 \end{aligned}
 \tag{3-15}$$

Die in (3-14) und (3-15) formulierten Bruchbedingungen werden bei der Simulation mit der Finite-Elemente-Methode unter Anwendung des in Abschnitt 5.3.2 beschriebenen und in dieser Arbeit zur Anwendung gebrachten Stoffmodells berücksichtigt. Im Zusammenhang mit der genannten Druckabhängigkeit des Bodenwiderstandes im Versagenszustandes ist insbesondere bei der Simulation auf den Ansatz möglichst zutreffender Initialspannungszustände zu achten (Abschnitt 5.5). Dies gilt auch bei der Interpretation der Versuchsergebnisse aus den in dieser Arbeit vorgestellten modellhaften Belastungsversuchen (Abschnitt 4.5).

### 3.4 Mobilisierungsfunktionen (*p-y-curves*)

Mit einer Vergrößerung der horizontalen Last am Pfahlabschnitt  $P$  werden sich nach und nach immer weitere Bodenelemente in die Nähe der Grenzzustände bewegen, die sich durch  $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$  bzw.  $K_{min} = (\sigma_3 / \sigma_1)_{min}$  charakterisieren. Somit ist auch in einem theoretischen Fall, dass die Bodensteifigkeit spannungsunabhängig und konstant ist, eine unterlineare Mobilisierung der globalen Last  $P$  mit wachsender translatorischer Verschiebung  $y$  zu erwarten (siehe Validierungsrechnungen im Abschnitt 5.2.3). Das nichtlineare Verhalten bei der Belastung von Pfählen quer zu ihrer Achse ist bereits seit über 50 Jahren Grundlage verschiedener Forschungsarbeiten (REESE 1958, BROMS 1964, MATLOCK 1970, SINGH et al. 1971 und viele mehr), welche Versuche im Modellmaßstab und Großversuche in situ sowie die theoretische Modellbildung umfassen. Einen Überblick der frühen Arbeiten gibt POULOS und DAVIS (1980). Weitere Informationen zu Literaturquellen werden in den im Abschnitt 3.1 aufgelisteten Fachbüchern präsentiert, wobei der Kenntnisstand laufend vor allem durch horizontale Pfahlprobelastungen erweitert wird. Dabei gilt jedoch, wie bereits unter Abschnitt 3.3 aufgeführt wurde, die Einschränkung, dass eine Interpretation der Versuchsdaten bis auf sehr wenige Veröffentlichungen im Kontext der Stützwirkung vergleichsweise tragfähiger Bodenschichten (Sande oder überkonsolidierte Tone halbfester bis fester Konsis-

tenz) erfolgt bzw. aus den im Versuch gewählten Randbedingungen und messtechnischen Instrumentierungen erfolgen kann. Ferner wird im Rahmen dieser Arbeit auf rein elastische Bettungsansätze nicht eingegangen, deren Anwendbarkeit bei weichen feinkörnigen Böden und den größeren seitlichen Verschiebungen der Pfahlachse bei der Beschreibung der Stabilitätsproblematik nicht gegeben ist (WENZ 1972, WENNERSTRAND und FREDRIKSSON 1988, MEEK 1996 und VOGT et al. 2005).

Informationen zu Mobilisierungsfunktionen, die in der internationalen Literatur als *p-y-curves* (*p-y*-Kurven) bezeichnet werden, können bodenspezifisch und in Abhängigkeit vom Pfahlsystem, das den Herstellungsprozess, die Größe der Bodenverdrängung und den Pfahldurchmesser beschreibt, durch die Nachrechnung horizontaler Pfahlprobelastungen gewonnen werden. Hierzu müssen neben der Pfahlkopfverformung und der eingetragenen Belastung am Pfahlkopf zumindest die Verformung  $y$  quer zur Pfahlachse z. B. mittels linienförmiger Systeme für die Neigungsmessung erfasst werden. Bei dieser Vorgehensweise muss die Biegesteifigkeit des Pfahles  $EI$  als Modellannahme möglichst zutreffend beschrieben werden. Eine Rückrechnung der Bodenstützspannung  $p$  erfolgt dann mit Hilfe der Differenzialgleichung für den Biegebalken oder durch inverse numerische Berechnungen z. B. auf Basis der Finiten-Elemente-Methode. Weiterführende Angaben zu dieser Methode werden in REESE und VAN IMPE (2001) sowie in den in Abschnitt 3.1 genannten allgemeinen Fachbüchern, Normtexten bzw. normativen Empfehlungen ausführlich behandelt.

Bei der direkten Messung von Mobilisierungskurven ohne weitere Modellannahmen muss zusätzlich zur Erfassung der Verschiebung  $y$  quer zur Pfahlachse der Bodenwiderstand  $p$  mit geeigneten Sensoren aufgezeichnet werden. Dies kann bei Pfählen in situ nur mit Erddrucksensoren am Pfahlschaft bewerkstelligt werden, was in der praktischen Ausführung jedoch relativ aufwändig und anfällig für störende Einflüsse ist. Als Alternative bieten sich speziell hergestellte Modellpfähle an, die für bestimmte Pfahlabschnitte durch an die Geometrie des Modellpfahles angepasste Erddrucksensoren den seitlichen Bodenwiderstand erfassen. Dieser Ansatz wurde durch die Entwicklung und den Bau von Modellpfählen verfolgt, die am *Imperial College* in London ( $D = 102$  mm), am *Norwegian Geotechnical Institute (NGI)* in Oslo ( $D = 152,4$  mm), an der *Oxford University* ( $D = 80$  mm), im Umfeld des *Massachusetts Highway Department* ( $D = 76,2$  mm) sowie im Rahmen der in diesem Bericht beschriebenen Forschungsarbeit zum Einsatz kamen (siehe Abschnitt 4.5). Eine sehr ausführliche Übersicht zu den Entwicklungen von Modellpfählen mit einer Beschreibung und dem Vergleich technischer Daten, den gesammelten praktischen Erfahrungen im Messeinsatz sowie eine Auswahl an Versuchsergebnissen bietet PAIKOWSKY und HART (2000). Der Einsatz von Modellpfählen in weichen Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit  $c_u < 50$  kN/m<sup>2</sup> ist bis auf die Probelastungen von MATLOCK (1970) nicht bekannt.

Neben der versuchsgestützten Ermittlung von Mobilisierungsfunktionen bieten Erfahrungswerte aus der Fachliteratur und aus Merkblättern bzw. Normtexten Bemessungsansätze für unterschiedliche boden- und pfahlspezifische Randbedingungen. Die hinsichtlich einer Anwendbarkeit auf weiche feinkörnige Böden zutreffendsten Angaben werden im US-amerikanischen Normtext der API RP2A (2007) gegeben. Die im Bereich der Nordsee verbreitet zur Anwendung kommenden norwegischen DNV-OS-J101 (2014) sind hinsichtlich der Angaben zu Mobilisierungsfunktionen quer

zur Achse belasteter Pfähle mit der API RP2A (2007) nahezu deckungsgleich. Gleiches gilt für die DIN EN ISO 19902 (2008).

Die Angaben zu feinkörnigen Böden in der API RP2A (2007) bzw. DNV-OS-J101 (2014) basieren im Wesentlichen auf den Arbeiten von MATLOCK (1970) und geben in Abhängigkeit vom erkundeten Wert der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens  $c_u$  Bandbreiten charakteristischer Werte für Kenngrößen an, mit denen eine Mobilisierungskurve konstruiert und in der Bemessung angesetzt werden kann. Die Unterteilung ist jedoch relativ grob und umfasst für normalkonsolidierte feinkörnige Böden die Bereiche  $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$  bis  $200 \text{ kN/m}^2$ ,  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$  bis  $100 \text{ kN/m}^2$  sowie den Bereich für weiche Böden mit  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$  (siehe Tabelle 3.2).

Die Ausführungen von MATLOCK (1970) basieren für den Bereich  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$  auf 2 Versuchsfeldern, auf denen horizontale Pfahlprobelastungen in Böden mit einer mittleren undrainierten Scherfestigkeit von  $c_u = 32 \text{ kN/m}^2$  und  $c_u = 15 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt wurden (vgl. Rückrechnungen der Versuche mittels Finite-Elemente-Methode von AHMADI und AHMARI 2007). Die in dieser Arbeit betrachtete Bandbreite von Böden liegt vollständig im Bereich  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$ . Dabei ist anzumerken, dass für die in den Abschnitten 4 und 5 gezeigten experimentellen Untersuchungen und Modelle, an denen theoretischen Simulationsrechnungen durchgeführt wurden, mitunter Werte der undrainierten Scherfestigkeit von  $c_u < 5 \text{ kN/m}^2$  Ausgangspunkt der Analyse waren. Die mobilisierbaren Widerstände in einem derart weichen Boden unterscheiden sich damit um eine Größenordnung gegenüber dem oberen Wert bei  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ , der die in der API RP2A (2007) gegebene minimale Bandbreite definiert.

Die  $p$ - $y$ -curves der API RP2A (2007) sind durch die zwei charakteristischen Kenngrößen

- des maximal mobilisierbaren Bodenwiderstands  $P_f$  [kN/m] sowie
- der Verformung  $y_{f50}$  [m], bei der  $0,5 \cdot P_f$  erreicht wird,

definiert. Diese beiden Kenngrößen wurden in die in dieser Arbeit verwendeten Parameter  $p_f$  [kN/m<sup>2</sup>] und  $(y/D)_{f50}$  [-] zur Konstruktion von Mobilisierungsfunktion umgerechnet (vgl. Abschnitte 4.5, 5 und 6). Die Definition der  $p$ - $y$ -curves nach API RP2A (2007) bzw. DNV-OS-J101 (2014) folgt dann gemäß (3-16).

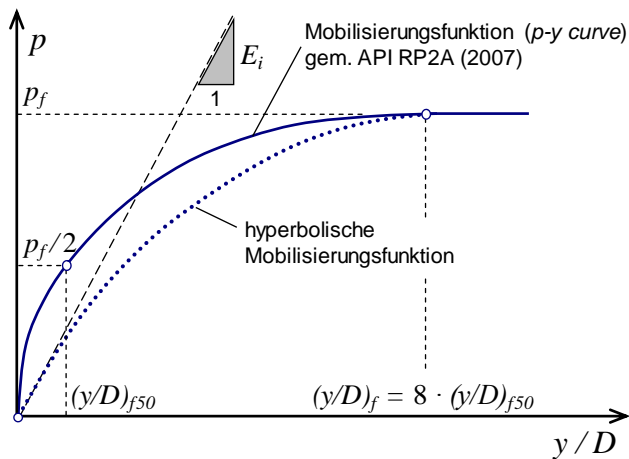
$$p = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{p_f}{2} \cdot \left( \frac{y/D}{(y/D)_{f50}} \right)^{\frac{1}{3}} \\ p_f \end{array} \right. \quad (3-16)$$

Die Form der mit (3-16) gegebenen Funktion wird in Abbildung 3.7 wiedergegeben. Der maximale Bodenwiderstand  $p_f$  wird unabhängig von der Größe der Parameter  $p_f$  und  $(y/D)_{f50}$  stets bei  $(y/D)_f = 8 \cdot (y/D)_{f50}$  erreicht. Grundsätzlich wird neben der Anwendung von Erfahrungswerten gemäß den in Tabelle 3.2 aufgeführten Angaben für die Festlegung von  $(y/D)_{f50}$  die Bestimmung des Wertes  $(y/D)_{f50}$  durch triaxiale Kompressionsversuche (siehe Abschnitte 2.3 und 4.4.5) empfohlen. Hierzu dient für die Ermittlung von  $(y/D)_{f50}$  aus der axialen Dehnung  $\varepsilon_{a,f50}$  im Triaxialversuch, bei der 50 % der maximal mobilisierbaren Deviatorspannung  $q_f = c_u / 2$  erreicht wird, folgende empirische Beziehung:



$$(y/D)_{f50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{a,f50} \quad (3-17)$$

Der Faktor 2,5 berücksichtigt den Einfluss, der aus der Beanspruchung des Bodens infolge unterschiedlicher Spannungspfade verglichen zum Spannungspfad bei konventioneller triaxialer Kompression bis zum Erreichen des Grenzzustandes  $q_f$  folgt. Dabei ist die Dehnung  $\varepsilon_{a,f50}$ , die z.B. bei triaxialer Extension erreicht wird und welche zusammen mit vielen weiteren Spannungspfaden unterschiedlichster Bodenelemente im Nahbereich des Pfahlschaftes für den Bodenwiderstand  $p$  maßgebend ist, in der Regel deutlich größer als der Wert  $\varepsilon_{a,f50}$ , der im konventionellen triaxialen Kompressionsversuch gemessen wird (siehe Abschnitte 2.3.5 sowie eigene Versuche im Abschnitt 4.4.5). Daher ist der Ansatz eines Faktors 2,5, der deutlich über dem Wert von 1 liegt, zumindest plausibel. Genauere Angaben, wie dieser Wert auf Basis eines Modells ermittelt werden kann, sind jedoch in der Literatur nicht zu finden. Vielmehr basiert der Faktor 2,5 auf Nachrechnungen von horizontalen Pfahlprobelbelastungen und wurde seit der Arbeit von MATLOCK (1970) nicht geändert.



**Abbildung 3.7: Konstruktion der Mobilisierungsfunktion ( $p$ - $y$  curve) nach REESE und VAN IMPE (2001) bzw. API RP2A (2007); Vergleich mit hyperbolischen Mobilisierungsfunktion**

**Tabelle 3.2: Angaben von REESE und VAN IMPE (2001) bzw. API RP2A (2007) für  $(y/D)_{f50}$**

$OCR$	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$(y/D)_{f50}$ [-]
normal-konsolidiert	< 50	0,0500
	50 bis 100	0,0250
	100 bis 200	0,0125
über-konsolidiert	50 bis 100	0,0175
	100 bis 200	0,0125
	300 bis 400	0,0100

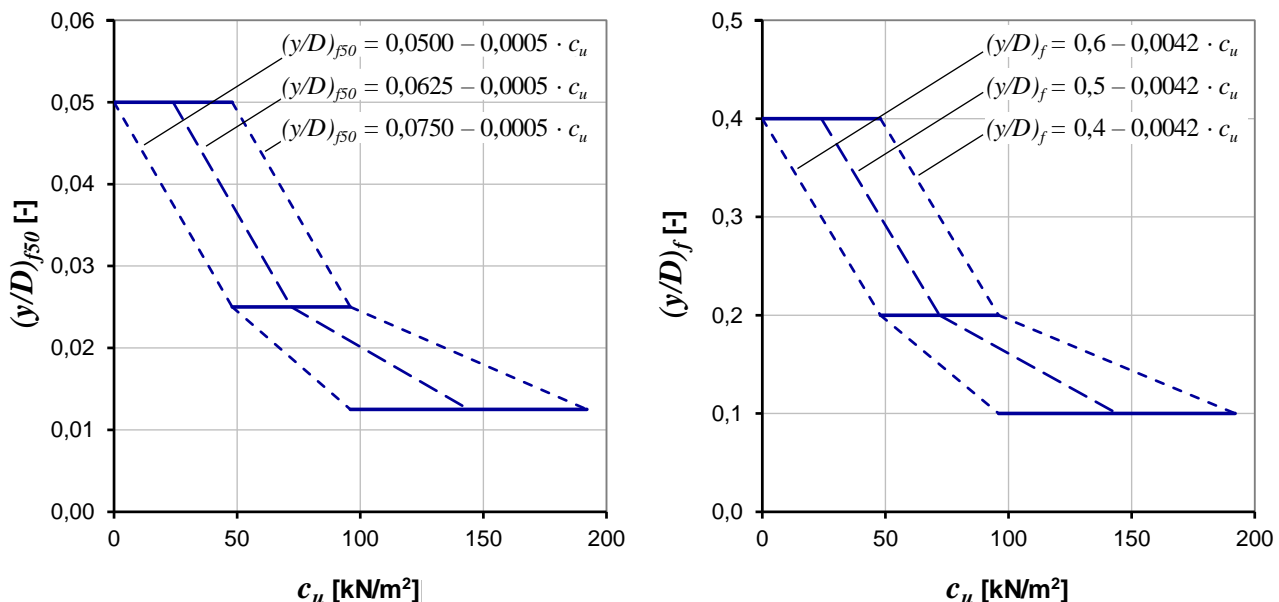
Für die Ermittlung des maximalen Bodenwiderstandes  $p_f$  wird nach API RP2A (2007) die Beziehung (3-18) angegeben:

$$p_f = \min \left\{ \left( 3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c_u} + \frac{J}{D} \cdot z \right) \cdot c_u, 9 \cdot c_u \right\} \quad (3-18)$$

Mit der Lösung  $9 \cdot c_u$  wird ein ebenes Umfließen von Boden um den Pfahlschaft beschrieben. Dieses Umfließen wird sich bei einer frei verformbaren Oberfläche jedoch erst ab einer gewissen Tiefe  $z$  einstellen, bei der die vertikalen Spannungen im Boden einen Bruchmechanismus mit zur Geländeoberfläche gerichteten Verformungskomponenten verhindern. Die vertikalen Effektivspannungen in (3-18) werden zunächst nur aus dem Bodeneigengewicht  $\gamma' \cdot z$  berechnet. Tritt dieses „Aufbrechen“ zur Geländeoberfläche hin auf, so reduzieren sich die Werte des

maximalen Bodenwiderstandes  $p_f$  gegenüber der Lösung  $p_f = 9 \cdot c_u$ , was auch bei der Lösung nach HANSEN (1961), die in Abbildung 3.6 gezeigt wird, berücksichtigt wird. In (3-18) wird für diesen Bruchmechanismus der Ansatz von MATLOCK (1970) verwendet, der bereits unter Abschnitt 3.3 vorgestellt wurde. In der API RP2A (2007) werden für den Parameter  $J$  die Angaben von MATLOCK (1970) übernommen, wobei  $J = 0,5$  für einen weichen Ton vorgeschlagen wird. Für festere Tone wird  $J = 0,25$  zur Anwendung gebracht. PRADHAN (2012) gibt im Zusammenhang mit der Bemessung von Pfählen mit sehr großen Durchmessern für Monopile-Gründungen im steifen bis halbfesten Tönen der Nordsee eine versuchstechnische Ermittlung des Wertes für  $J$  an.

Zur Veranschaulichung der Bandbreiten möglicher Werte für die Kenngrößen  $(y/D)_{f50}$  bzw.  $(y/D)_f$  gemäß den Vorschlägen nach REESE und VAN IMPE (2001) sowie der API RP2A (2007) wurden die Diagramme der Abbildung 3.8 konstruiert. Darin eingetragen sind jeweils Mittelwerte sowie eine obere und untere Grenze der Werte  $(y/D)_{f50}$  bzw.  $(y/D)_f$  in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit des Bodens  $c_u$ .



**Abbildung 3.8:** Bandbreiten möglicher Werte  $(y/D)_{f50}$  (linkes Diagramm) und  $(y/D)_f$  (rechtes Diagramm) ( $p$ - $y$  curve) nach REESE und VAN IMPE (2001), API RP2A (2007) bzw. DNV-OS-J101 (2014):

In den Diagrammen der Abbildung 3.8 zeigt sich ein Trend von geringen Werten für  $(y/D)_{f50}$  und  $(y/D)_f$  bei hoher Scherfestigkeit hin zu größeren Werten bei geringer undrainierter Scherfestigkeit  $c_u$  eines normalkonsolidierten feinkörnigen Bodens. Dieser Trend ist nicht linear und gibt im Wesentlichen die in Abschnitt 2.3 recherchierten Erkenntnisse zum Verhalten weicher Böden unter Scherung und Kompression sowie die Ergebnisse aus eigenen Versuchen, die in den Abschnitten 4.4.5 und 4.5 dargestellt werden, wieder. Der in Abbildung 3.8 gezeigte mögliche Bereich zwischen den kurz gestrichelten Linien zur Größe der Parameter  $(y/D)_{f50}$  und  $(y/D)_f$  ist jedoch erheblich und unterstreicht damit die Bedeutung weiterführender Untersuchungen. Dies ist insbesondere für die Anwendung der Mobilisierungskurven bei Prognosen zum Biegeknickwiderstand von Relevanz, da zum einen die Bodensteifigkeit bei vergleichsweise kleinen Verschiebungen  $y/D$  im Zusam-

menhang mit der Vorverformung der Pfahlachse einen maßgebenden Einfluss auf die Knicklast hat (siehe Modellrechnungen in Abschnitt 6). Zum anderen sind Informationen für den Bereich  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$  durch eine Extrapolation des Trends aus den Werten für die Bereiche  $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$  bis  $200 \text{ kN/m}^2$ ,  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$  bis  $100 \text{ kN/m}^2$  sehr unsicher.

Im DNV-OS-J101 (2014) und der DIN EN ISO 19902 (2008) werden die auf Erfahrungswerten beruhenden Angaben in Tabelle 3.2 zur Größe des Parameters  $(y/D)_{f50}$  nicht vorgestellt. Hier wird für die Ermittlung des Wertes  $(y/D)_{f50}$  ausschließlich eine versuchstechnische Bestimmung gemäß dem Zusammenhang in Formel (3-17) vorgeschrieben.

Die Normtexte des DNV-OS-J101 (2014) bieten für bindige Böden, deren undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  jedoch im Fokus horizontal beanspruchter Pfähle mit großen Durchmessern im Offshore-Bereich den Wert von  $50 \text{ kN/m}^2$  deutlich übersteigt, eine gegenüber den oben genannten Ausführungen alternative Ermittlung von Mobilisierungsfunktionen an. Dabei wird insbesondere die Anfangssteifigkeit  $E_i$

$$E_i = \frac{\partial p}{\partial (y/D)} \quad (3-19)$$

bei kleinen Verschiebungen  $y/D$  berücksichtigt, die als Eingabeparameter einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion dienen kann, was auch bei den in dieser Arbeit zur weiteren Anwendung gebrachten Mobilisierungsfunktionen verfolgt wird (siehe Abschnitte 5 und 6). Für die Ermittlung von  $E_i$  wird gemäß DNV-OS-J101 (2014) folgender Ansatz empfohlen:

$$E_i = \xi \cdot \frac{p_f}{(\varepsilon_{a,f50})^{0,25}} \quad (3-20)$$

Darin ist  $\xi$  ein empirischer Faktor, der für normalkonsolidierte Böden mit  $\xi = 10$  und für überkonsolidierte Böden mit  $\xi = 30$  gewählt werden soll.

Gegenüber hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen der Form

$$p = \frac{y/D}{\frac{1}{E_i} + \frac{y/D}{p_f}} \quad (3-21)$$

hat der Ansatz einer Kubikwurzelfunktion nach (3-16) entsprechend der API RP2A (2007) eine Steifigkeit  $E_i$ , die für kleine Verschiebungen  $y/D$  gegen Unendlich strebt. Diese Widergabe des Bodenverhaltens ist unrealistisch, da selbst bei extrem kleinen Dehnungen mit Werten von  $10^{-4}$  oder noch geringer, wie sie etwa im Bereich dynamischer Anregungen auftreten, die Bodensteifigkeit im Labor- und Feldversuch gut messbar ist (vgl. Abschnitt 2.3.2). Nachrechnungen von horizontalen Pfahlprobelastungen mit der Finite-Elemente-Methode zeigen, dass mit dem Ansatz der  $p$ - $y$ -curves gemäß (3-16) für feinkörnige Böden die Verformungen gegenüber Messdaten insbesondere bei geringer Ausnutzung des horizontalen Pfahlwiderstandes unterschätzt werden. Für weiterführende Informationen hierzu wird auf RAJASHREE und SITHARAM (2001), LIANG et al. (2007), GEORGIADIS und GEORGIADIS (2010) und TZIVAKOS (2013) verwiesen.

Auch diese recherchierten gegenüber den Untersuchungen der 1970er Jahre neueren Arbeiten geben für den Widerstand weicher Böden gegenüber einem quer zu seiner Achse beanspruchten Pfahl keine genaueren Erkenntnisse, da relativ tragfähige Tone Gegenstand der Analysen waren. Daher bieten die Informationen zu Mobilisierungsfunktionen gemäß den Vorschlägen nach REESE und VAN IMPE (2001) bzw. die Angaben aus der API RP2A (2007) basierend auf den älteren Versuchen den einzigen Ansatz, mit dem ein Vergleich zu den in den Abschnitten 4 und 5 beschriebenen neuen Erkenntnissen dieser Arbeit zumindest prinzipiell möglich ist. Die Abbildung des seitlichen Bodenwiderstandes gemäß einer hyperbolischen Funktion wurde aufgegriffen und ist Gegenstand der in den Abschnitten 4 und 5 gezeigten Analysen zu versuchstechnischen Arbeiten und zur Abbildung des Systems Pfahl – Boden mittels Finite-Elemente-Modelle.

In Ergänzung zu den Ausführungen dieses Abschnitts wird kurz auf den Bettungs- und Erddruckansatz beim Tragfähigkeitsnachweis horizontal beanspruchter Pfähle entsprechend DIN EN 1997 (2009) und DIN 1054 (2010) eingegangen (Grenzzustand der Tragfähigkeit GEO 2). Diese Nachweisführung greift in den Fällen, in denen keine fundierten örtlichen Erfahrungswerte vorliegen und auf eine versuchsgestützte Bemessung mittels Pfahlprobelastung verzichtet wird.

Zunächst ist anzumerken, dass eine planmäßige Beanspruchung quer zur Achse eines Pfahles mit einem Durchmesser  $D < 0,3$  m für gebohrte Pfähle sowie  $D < 0,15$  m für gerammte Pfähle, welche gemäß DIN EN 14199 (2015) herzustellen sind, nicht zulässig ist (Mikropfähle). Für Pfähle mit größeren Durchmessern gelten die in Tabelle 3.1 aufgelisteten Ausführungsnormen.

Zur Konstruktion einer Mobilisierungsfunktion entsprechend den Vorgaben der DIN EN 1997 (2009) mit den ergänzenden Angaben der DIN 1054 (2010) ist zunächst die Anfangssteifigkeit  $E_i$  gemäß

$$E_i = E_s \quad (3-22)$$

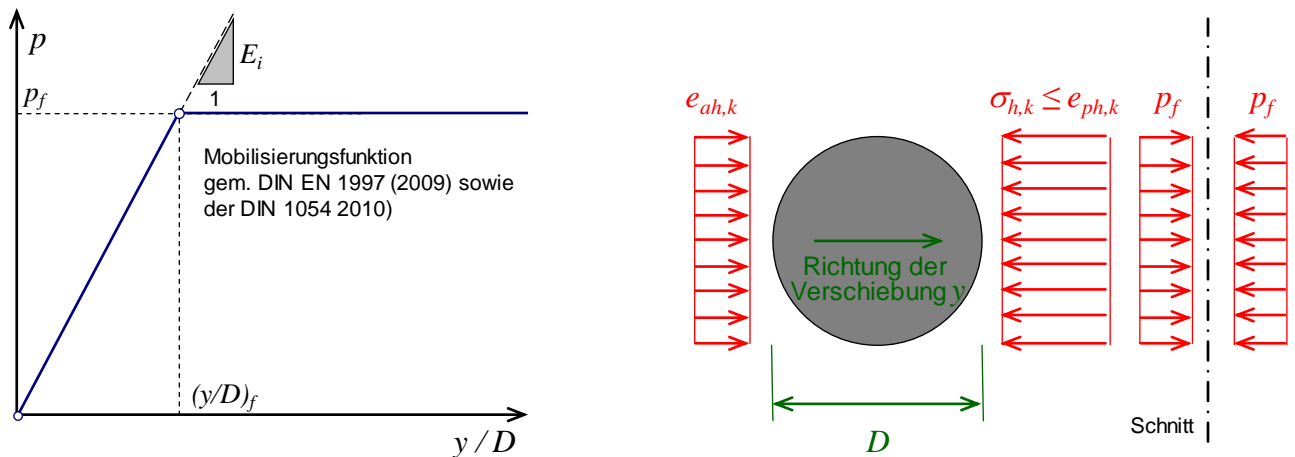
zu wählen. Hier wird, wie bereits zuvor beschrieben wird, im Zuge einer besseren Vergleichbarkeit auf die in dieser Arbeit verwendeten Parameter  $E_i$ ,  $p$ ,  $p_f$  sowie  $y/D$  zurückgegriffen. Entsprechend der Normen gilt:

$$k_s = \frac{E_s}{D} \quad (3-23)$$

wobei  $k_s$  [kN/m<sup>3</sup>] der Bettungsmodul quer zur Pfahlachse,  $E_s$  der Steifemodul des Bodens und  $D$  der Durchmesser des Pfahlschaftes ist. Der maximale Bodenwiderstand wird durch  $p_f$  begrenzt. Hieraus ergibt sich eine bilineare Mobilisierungsfunktion gemäß

$$p = \min \begin{cases} E_i \cdot y/D \\ p_f \end{cases} \quad (3-24)$$

welche in der linken Darstellung der Abbildung 3.9 beispielhaft eingetragen ist.



**Abbildung 3.9: Mobilisierungsfunktion und Erddruckansatz gemäß DIN EN 1997 (2009) sowie der DIN 1054 (2010)**

Der maximale Stützdruck des Bodens  $p_f$  ist mit den Vorgaben der DIN 4085 (2011) zu ermitteln, wobei entsprechend der in den Normen geltenden Parameter  $p_f = e_{ph,k} - e_{ah,k}$  ist und die an der Pfahlvorderseite herrschenden Spannungen im Boden  $\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k}$  sein müssen. In der Betrachtung gemäß DIN 4085 (2011) wirkt der aktive Erddruck  $e_{ah,k}$  auf der Pfahlrückseite und mindert entsprechend die vom Boden aufnehmbare Spannung  $p_f$  ab. Es sind die Formeln entsprechend den in DIN 4085 (2011) angegebenen räumlichen Fällen (begrenzte Wand bzw. kurze Wand) zur Ermittlung von  $e_{ph,k}$  sowie  $e_{ah,k}$  anzuwenden. Der Erdwiderstand kann für den drainierten Fall unter Ansatz der effektiven charakteristischen Scherparameter  $\varphi'_k$  und  $c'_k$  sowie für den undrainierten Fall, in dem für  $\varphi'_k = 0$  und  $c'_k = c_{u,k}$  zu wählen ist, berechnet werden. Die DIN 4085 (2011) berücksichtigt ferner das oberflächennahe Aufbrechen des den Pfahlschaft stützenden Bodens sowie das ebene Umfließen von Boden in genügend großer Tiefe (vgl. Abschnitt 3.3).

### 3.5 Zeitabhängiger Widerstand infolge Bodenviskosität und Konsolidation

Eine Vielzahl von Arbeiten befasst sich ausgiebig mit der Interpretation von Ergebnissen aus Drucksondierungen in weichen viskosen Böden. Dabei werden einige Teilaspekte, welche auch für den Widerstand bzw. die Stützwirkung von weichen Böden auf Pfahlschäfte wesentlich erscheinen, mit berücksichtigt. Bei den betrachteten Drucksondierungen werden starre Körper unterschiedlicher Geometrie mit verschiedenen Geschwindigkeiten im Untergrund verschoben. So umfließt Boden das Profil am Ende einer Drucksondierstange. Gemessen werden meist die entstehenden Porenwasserdrücke am Kontakt Boden – Profil, sowie die Kraft, mit der der Boden gegen das Profil drückt. Im Folgenden werden hier skizzenhaft die Effekte zeitabhängiger Sondierwiderstände erläutert mit dem Ziel, eine Übertragbarkeit auf die in dieser Arbeit gegebene Problemstellung zu schaffen.

Systematische Untersuchungen von Sondierungen, bei welchen die Vorschubgeschwindigkeit variiert wurde, wurden von LUNNE et al. (1997) analysiert. Es wurde festgestellt, dass bei einer Verzehnfachung der Geschwindigkeit ausgehend von einer Ausgangsgeschwindigkeit von 20 mm/s der Sondierwiderstand je nach Boden zwischen 7,5 % und 20,0 % ansteigt. Für Geschwindigkeiten

unter 20 mm/s wurde bereits von BEMBEN und MYERS (1974) sowie ROY et al. (1982) ein Abfall des Widerstandes bis auf ein Minimum sowie ein mit einer weiteren Reduzierung der Geschwindigkeit folgender erneuter starker Anstieg nachgewiesen. In Abbildung 3.10 ist schematisch der Verlauf über die von FINNIE und RANDOLPH (1994) eingeführte bezogene Geschwindigkeit

$$V = \frac{v \cdot d}{c_h} \quad (3-25)$$

aufgezeigt. Darin ist  $v$  die Eindringgeschwindigkeit,  $d$  der Durchmesser des Sondierprofils sowie  $c_h$  der Konsolidationsbeiwert, gebildet mit der horizontalen Durchlässigkeit  $k_h$ . In dieser Arbeit werden im Weiteren zwei Definitionen des Konsolidationsbeiwertes verwendet. Zunächst wird die nach TERZAGHI (1925) konventionell oder klassisch zu bezeichnende Formulierung des Beiwertes  $c_h$  verwendet, wobei aus dem Ödometerversuch der Steifemodul  $E_s$  in Ansatz gebracht wird (vgl. Abschnitt 2.2.1):

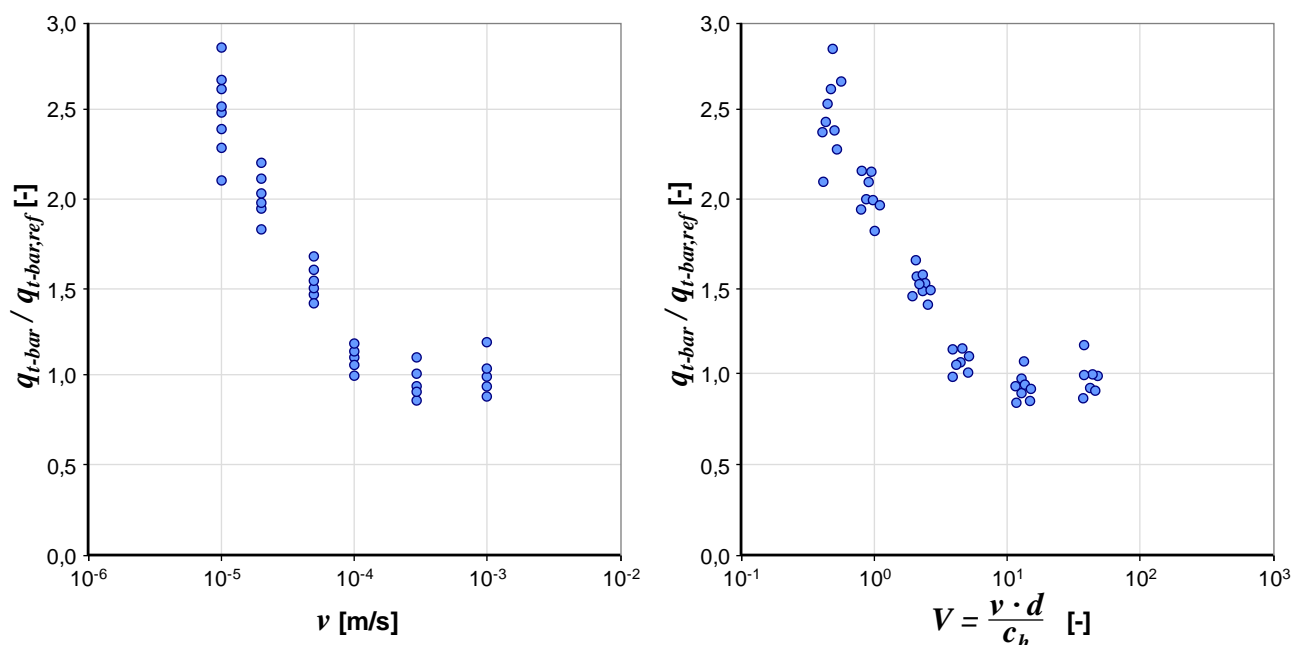
$$c_h = \frac{k_h \cdot E_s}{\gamma_w} \quad (3-26)$$

Daneben wird von LEHANE et al. (2009) für Penetrationsversuche ein sog. operativer Konsolidationsbeiwert verwendet, mit dem eine Vergleichbarkeit von Daten aus Böden mit unterschiedlicher Steifigkeit besser möglich sein soll. Der so vorgeschlagene Beiwert  $c_h$  umfasst implizit die von der Effektivspannung abhängige Steifigkeitsänderung feinkörniger Böden und verwendet statt dem aus dem Ödometerversuch abgeleiteten Steifemodul  $E_s$  die Beiwerte  $\kappa$  und  $\lambda$  für die Steifigkeitsentwicklung während der Wiederbelastung bzw. Erstbelastung entsprechend der Modellbildung nach ROSCOE und BURLAND (1968):

$$c_h = \frac{k_{h,0} \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'_h}{\gamma_w \sqrt{\kappa \cdot \lambda}} \quad (3-27)$$

Die im Folgenden dargestellten Auswertungen basieren auf dem in (3-27) definierten operativen Konsolidationsbeiwert.

Zur Veranschaulichung der wesentlichen raten- bzw. geschwindigkeitsabhängigen Einflussgrößen werden Daten aus Miniatursondierungen während Zentrifugenversuchen unter vergleichsweise gut kontrollierbaren Randbedingungen dargestellt. Die Punkte in Abbildung 3.10 zeigen Versuchsergebnisse unter Verwendung eines sog. *T-Bar Penetrometers* nach RANDOLPH und HOPE (2004). Die Widerstände  $q_{t-bar}$  werden hier auf einen mittleren minimalen Wert  $q_{t-bar,ref}$  bezogen, welcher hier bei  $V = 11$  gemessen wurde.



**Abbildung 3.10: Geschwindigkeitsabhängiger Sondierwiderstand  $\nu$  [m/s] (links), Darstellung über die bezogene Vorschubgeschwindigkeit  $V$  [-] (rechts); Versuchsergebnisse nach RANDOLPH und HOPE (2004)**

Formel (3-25) gibt den Einfluss der die Konsolidation bestimmenden wesentlichen Größen der Belastungsgeschwindigkeit, des Drainweges  $\ell_d$  und der Durchlässigkeit  $k_v$  bzw.  $k_h$  implizit wieder. Bei größer werdenden Drainwegen oder sich verringernden Durchlässigkeiten steigt bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit die bezogene Geschwindigkeit. Sind die Vorschubgeschwindigkeiten sehr langsam (ideal drainiert) oder sehr schnell (ideal undrainiert) so haben Konsolidationseffekte auf den Widerstand keinen Einfluss. In diesem Fall ergeben sich zeitabhängige Widerstände allein aus der Bodenviskosität und können bezogen auf eine „mittlere Dehnungsrate“  $\nu / d$  ausgedrückt werden. Die Definition der mittleren Dehnungsrate ist dabei jedoch mehr oder weniger willkürlich und ohne mechanischen Hintergrund, da so in der Auswertung der Versuche „Mittelwerte“ der Spannung und der Dehnung auf ein inhomogenes Spannungs- und Dehnungsfeld angewendet werden.

Ein neuerer Aufsatz von LEHANE et al. (2009) gibt den Sondierwiderstand  $q$  in Bezug zur effektiven Vertikalspannung im Boden  $\sigma'_v$  durch folgenden Ansatz wieder:

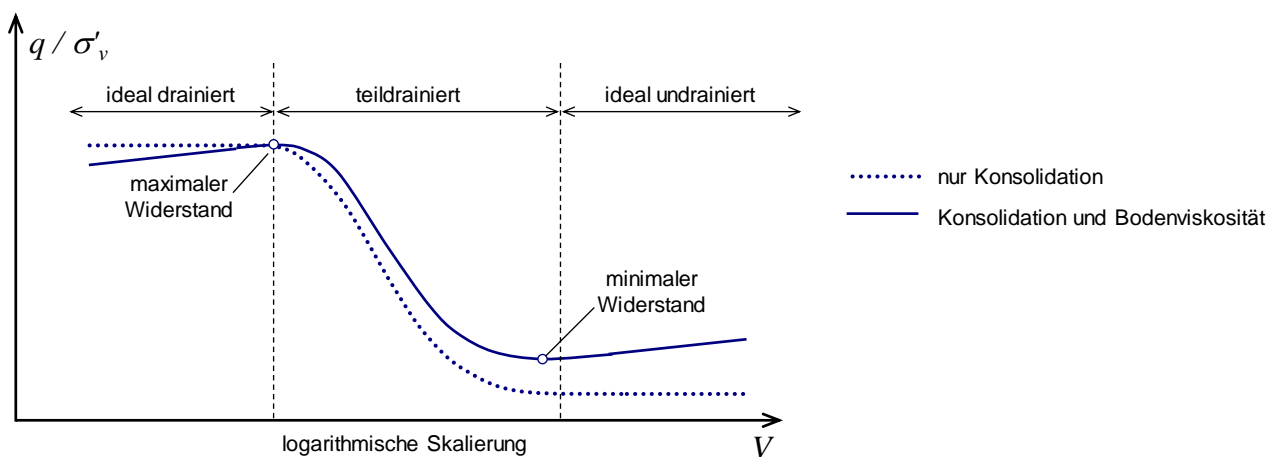
$$\frac{q}{\sigma'_v} = \left( a + \frac{b}{1 + c \cdot V} \right) \cdot \left( \frac{\nu/d}{(\nu/d)_{ref}} \right)^m \quad (3-28)$$

Darin sind  $V$  die bezogene Geschwindigkeit nach (3-25) und  $\nu / d$  die mittlere Dehnungsrate. Die Parameter  $a$ ,  $b$  sowie  $c$  werden zum Angleichen einer im Versuch gewonnenen Referenzkurve benötigt. Dabei gilt, dass der bei drainierten Verhältnissen zu messende maximale bezogene Sondierwiderstand  $q / \sigma'_v$  gleich der Summe der Parameter  $a$  und  $b$  ist. Der rechte Teil des Produktes in (3-28) bestimmt den Einfluss der Bodenviskosität auf den Widerstand. Hier sind  $m$  ein die Visko-

sität steuernder Parameter und  $(v/d)_{ref}$  eine Referenzdehnungsrate. Dieser Ansatz ähnelt somit dem Gedankenmodell der Isotachen (vergleiche Abschnitte 2.2.3 und 2.3.3).

Der Ausdruck (3-28) kann den Bereich ab dem maximalen Widerstand bei gerade ideal drainierten Verhältnissen zu größeren Geschwindigkeiten  $V$  hin abbilden. Dieser Bereich wird in Abbildung 3.11 als teildrainiert und ideal undrainiert bezeichnet. Die durchgezogene Kurve in Abbildung 3.11 fällt im teildrainierten Bereich bis zu einem minimalen Widerstand, sobald die Belastungsgeschwindigkeit groß genug ist, um jegliche Porenwasserdissipation zu unterbinden (ideal undrainiert). Danach vergrößert sich der bezogene Sondierwiderstand allein aufgrund der Bodenviskosität wieder. Bei Verwendung einer logarithmischen Zeitachse der bezogenen Geschwindigkeit  $V$  stellt sich im undrainierten Bereich eine Gerade ein, deren Steigung durch den Exponenten  $m$  der Gleichung (3-28) gesteuert wird. Bei Wahl des Exponenten  $m = 0$  ergibt sich die in Abbildung 3.11 punktiert dargestellte Kurve ohne Berücksichtigung der Bodenviskosität. Entsprechend dem bereits beschriebenen Gedankenmodell trägt ein gewisser viskoser Verformungswiderstand auch im teildrainierten Bereich bzw. während der Konsolidation zum Gesamtwiderstand bei.

Der Ausdruck (3-28) kann jedoch den Bereich der Geschwindigkeit  $V$ , welcher kleiner ist, als für das Erreichen eines drainierten Zustandes nötig ist, nicht genau abbilden. Es ist anzunehmen, dass auch im drainierten Bereich die Bodenviskosität die Größe des Sondierwiderstandes beeinflusst. Tatsächlich wurden in den in dieser Arbeit durchgeführten modellhaften Belastungsversuchen im Bereich drainierter Bodenzustände deutlich von der Form der Kurve in Abbildung 3.11 abweichende Verläufe der auf die Effektivspannung bezogenen Bodenstützspannungen registriert (siehe Abschnitt 4.5).



**Abbildung 3.11: Einfluss der Konsolidation und der Bodenviskosität auf den geschwindigkeitsabhängigen Sondierwiderstand**

Aus den Untersuchungen von RANDOLPH und HOPE (2004) an kleinen Durchsondierungen in Zentrifugenversuchen geht hervor, dass bei bezogenen Geschwindigkeiten  $V > 10$  mit undrainierten Bodenverhalten zu rechnen ist. Für  $V < 10$  steigt der Bodenwiderstand an, was den Übergang zum drainierten Zustand kennzeichnet. Ein Wert  $V$ , unter dem mit drainierten Bodenverhalten zu rechnen ist, konnte durch die Sondierversuche im Labor nicht nachgewiesen werden. Die Unter-



scheidung, ob für den Nachweis der Tragfähigkeit drainierte oder undrainierte Verhältnisse maßgebend sind, ist insbesondere im Zusammenhang

- mit der Bemessung von Baugruben in weichen Böden (VERMEER und MEIER 1998, GEBRESELASSIE 2003, KEMPFFERT und GEBRESELASSIE 2006, WEHNERT 2006),
- jedoch auch zum Nachweis der Stabilität der Ortsbrust bei Tunnelvortrieben („Stehzeit ohne Sicherung“ bzw. zur Prognose von Setzungen in Abhängigkeit von der Tunnelvortriebsgeschwindigkeit (ANAGNOSTOU 2002, SHIN und POTTS 2002, HÖFLE et al. 2008)

Teil umfangreicher Untersuchungen. Neben dem in dieser Arbeit weiter verfolgten Parameter der bezogenen Geschwindigkeit  $V$  gemäß Gleichung (3-25) schlägt VERMEER und MEIER (1998) ein Kriterium vor, das sich auf den dimensionslosen Zeitfaktor  $T$  entsprechend der Konsolidationstheorie bezieht (TERZAGHI und FRÖHLICH 1936, siehe Abschnitt 2.2.1):

$$T = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot \ell_d^2} \cdot t \quad (3-29)$$

Darin ist  $k$  der Durchlässigkeitsbeiwert für die betrachtete wassergesättigte feinkörnige Bodenschicht, der für eine Strömung infolge Konsolidation entlang des Drainweges der Länge  $\ell_d$  maßgebend ist.  $E_s$  ist der repräsentative Steifemodul in Abhängigkeit von der die Konsolidation auslösenden Spannungsänderung. Mit der Zeit  $t$  wird die Beanspruchungsdauer, die durch den Tragfähigkeitsnachweis abzudecken ist, wiedergegeben. VERMEER und MEIER (1998) schlagen vor, dass für  $T < 0,1$  eine undrainierte und für  $T > 0,4$  eine drainierte Analyse der entsprechenden Bodenschicht vorgenommen werden sollte. Dabei werden bei einer undrainierten Analyse die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$ , die Steifigkeit  $E_u$  sowie  $\nu = 0,5$  bzw.  $\nu = 0,48$  oder  $0,49$  bei Finite-Elemente Berechnungen als Eingabeparameter der Berechnung verwendet. Die Berechnung von Porenwasserdrücken entfällt (totale Spannungsanalyse, Methode 3 nach WEHNERT 2006). Bei der drainierten Analyse, die für  $T < 0,1$  vorgeschlagen wird, werden Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter bezogen auf die Effektivspannungen gewählt (z.B.  $E_s$ ,  $C_c$ ,  $C_s$ ,  $\varphi'$ ,  $c'$ ,  $\psi$  vgl. Abschnitte 2.2 und 2.3). Die Querdehnzahl bei der Anwendung elasto-plastischer bzw. elasto-viskoplastischer Stoffmodelle liegt bodenspezifisch in einem Bereich zwischen  $0,2$  und  $0,35$  bzw. bei Ent- und Wiederbelastung zwischen  $0,1$  und  $0,2$ . Es gilt in diesen Berechnungen stets  $\sigma = \sigma'$ .

Rechnerische Analysen zur Stabilität einer Ortsbrust in feinkörnigen gering durchlässigen Böden zeigen, dass die Setzungen infolge eines Tunnelvortriebes ausgehend vom Bereich, in dem näherungsweise ein ideal undrainierter Zustand im Boden herrscht, beginnend ab  $T = 0,1$  größer werden (SHIN und POTTS 2002). Für Werte größer als  $T = 1$  sind die Verformungen, die mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung der Konsolidation berechnet wurden, konstant (vgl. Abbildung 3.11 Linie „nur Konsolidation“) um etwa 75 % größer als die Verformungen im undrainierten Zustand für  $T < 0,1$ . Der Bereich teildrainierter Zustände läge demnach zwischen  $0,1 < T < 1$ . Dabei wurde  $T$  als Analysegröße mit einer vergleichsweise willkürlichen Festlegung des Drainweges der Länge  $\ell_d$  definiert:  $\ell_d$  wurde unabhängig von der Möglichkeit des räumlichen Ausgleiches von Porenwasserdrücken konstant mit der Länge zwischen der Tunnelachse und der Höhe des Grundwasserspiegels über dem Tunnel festgelegt.

Die Entscheidung, ob eine drainierte oder undrainierte Berechnung durchzuführen ist, ist für die rechnerischen Analysen im Rahmen dieser Arbeit ohne Bedeutung, da eine gekoppelte Berechnung der zeitabhängigen Effekte aus Viskosität und Konsolidation vorgenommen wird und die Porenwasserdrücke entsprechend dem gewählten Stoffmodell Rechenergebnisse darstellen, welche die Effektivspannungen beeinflussen. Bei dieser Vorgehensweise ist die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  somit ebenfalls ein Rechenergebnis und abhängig von der Wahl des Stoffmodells und dem Spannungspfad (siehe Abschnitt 2.3.5). Dieser Ansatz wird in Abschnitt 5.2.2 näher beschrieben. Mit der Änderung der Effektivspannungen ergeben sich Dehnungen in Abhängigkeit von der zeit- und spannungsabhängigen Steifigkeit, dem Überkonsolidierungsverhältnis sowie den Fließflächen, welche durch die effektiven Scherparameter beschrieben werden.

### **3.6 Zusammenfassung des Kenntnisstands zum Widerstand quer zur Achse belasteter Pfähle**

Der Kenntnisstand zu den im Fokus dieser Arbeit stehenden weichen feinkörnigen Böden mit sehr geringen Werten der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  für die Ermittlung von Widerständen gegenüber einer Pfahlverschiebung quer zur Achse ist begrenzt. Dieser Umstand ist insbesondere dadurch begründet, dass experimentelle Untersuchungen wie z. B. durch horizontale Pfahlprobebelastungen darauf abzielen, den Widerstand von planmäßig horizontal belasteten Pfählen zu ermitteln. Diese Pfähle benötigen vergleichsweise steife und feste Bodenschichten, um die am Pfahlkopf angreifenden Horizontallasten und Biegemomente bei begrenzten Verformungen dauerhaft abtragen zu können. Zumeist oberflächennah anstehende weichere Böden werden bei dieser Betrachtung nicht oder nur mit einer sehr einfachen Beschreibung zu deren verformungsabhängiger Stützwirkung in Ansatz gebracht.

Die auf den versuchstechnischen Arbeiten aufbauenden Angaben der Normen, Empfehlungen, Fachbücher und wissenschaftlichen Publikationen geben diesen begrenzten Kenntnisstand wieder. Dabei ist die Ermittlung der maximal möglichen Bodenstützung im undrainierten Zustand bei Annahme einer volumenkonstanten Scherung mit Grenzwiderständen entsprechend der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  anhand analytischer Lösungen basierend auf den Traglasttheoremen ein in theoretischen Arbeiten sehr weit untersuchtes Thema (Abschnitt 3.3). Es existieren auch geschlossene Lösungen für den drainierten Zustand, in dem die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  den maximalen Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse bestimmen. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit, welche mit analytischen Berechnungsmethoden relativ genau eingrenzbar ist, kann als Referenzzustand bei der Interpretation von Versuchsergebnissen sowie zur Validierung numerischer Berechnungsmethoden dienen. Der reale Bruchzustand ist gegenüber der Betrachtung eines kohäsiven Bodens im ideal undrainierten Bodenzustand bzw. eines Bodens, dessen Scherfestigkeit mit den Parametern  $\varphi'$  und  $c'$  charakterisiert werden kann, durch die Abhängigkeit von den effektiven Spannungen vor der Beanspruchung des Pfahls geprägt. Die effektiven Spannungen sind dabei durch die Überlagerungsspannung sowie durch Effekte bei der Pfahlherstellung beeinflusst. Zusammen mit der Berücksichtigung von Änderungen in den Porenwasserdrücken im Bereich der Pfahlrück- bzw. Pfahlvorderseite ist die Prognose des maximalen Pfahlwiderstandes nur mit geeigneten Stoffmodellen, die neben dem Bruchzustand im undrainierten und drainierten Fall auch die im Boden begrenzte

Zugfestigkeit erfassen müssen möglich. Dabei muss parallel die Entwicklung von Porenwasserunter- und überdrücken zutreffend wiedergegeben werden. Je nach Größe der Porenwasserdrücke im Ausgangszustand, welche primär durch die Lage des Grundwasserspiegels bedingt sind, muss mit einem Erreichen der Zugfestigkeit des Wassers (Kavitation) an der Pfahlrückseite gerechnet werden, was im Modell ebenfalls berücksichtigt werden sollte.

Für die Analyse von Arbeiten zur experimentellen und theoretischen Untersuchung der Abhängigkeit des Bodenwiderstandes  $p$  gegenüber einer Verschiebung  $y$  quer zur Achse des Pfahles konnten nur wenige Quellen in der Literatur recherchiert werden (Abschnitt 3.4). In den Normen wird der Bereich eines weichen Bodens durch die Angabe der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Basis der zu Berechnungen empfohlenen Parameter von Mobilisierungsfunktionen sind durch Probelastungen aus den 1970er Jahren abgeleitete Kennwerte. Die in den Normen vorgeschlagene Mobilisierung folgt dem Ansatz einer Kubikwurzelfunktion. Für den Mobilisierungsweg, bei dem 50 % des maximalen Bodenwiderstandes  $p_f$  erreicht wird, wird im US-amerikanischen Regelwerk eine Bandbreite möglicher Rechenwerte angegeben. Die internationale und europäische Normung gibt mit der DIN EN ISO 19902 (2008) die Kalibrierung dieses die Steifigkeitsentwicklung der Mobilisierungsfunktion steuernden Parameters anhand von Versuchen vor. Mobilisierungsfunktionen auf Basis von Wurzelfunktionen haben das Problem, dass die Steifigkeit bei geringen Verschiebungen rechnerisch überschätzt wird. Zur Vermeidung dieses Problems wurde eine Mobilisierungsfunktion auf Basis eines hyperbolischen Ansatzes vorgeschlagen. Ein derartiger Ansatz wird im Rahmen dieses Berichtes zur weiteren Analyse herangezogen. Aus den Angaben DIN EN 1997 (2009) zusammen mit der DIN 1054 (2010) lässt sich neben einem einfachen Bettungsansatz eine bilineare Mobilisierungsfunktion ableiten. In der Nachweisführung ist der maximale Bodenwiderstand  $p_f$  entsprechend dem aktiven und passiven Erddruck nach DIN 4085 (2011) nachzuweisen.

Hinweise zum zeitabhängigen Verhalten bedingt durch die Einflüsse aus der Konsolidation und Bodenviskosität, welche für die in dieser Arbeit behandelte Problemstellung bei der Betrachtung von sehr weichen Böden mitunter als maßgebend erscheinen, konnten im Zusammenhang mit Literaturquellen zur horizontalen Tragfähigkeit von Pfählen nicht recherchiert werden. In Analogie zum Verformungsmechanismus eines sich quer zur Achse verschiebenden Pfahles wurden Erkenntnisse, die im Rahmen von Forschungen zur Interpretation von Ergebnissen aus Drucksondierungen gewonnen wurden, analysiert und neu ausgewertet (Abschnitt 3.5). Für eine Auswertung des geschwindigkeitsabhängigen Sondierwiderstandes wird die dimensionslose Größe einer bezogenen Geschwindigkeit  $\bar{V}$  definiert, welche die die Konsolidation steuernden Einflüsse normieren soll. In  $\bar{V}$  geht somit die Geschwindigkeit der Beanspruchung sowie die für den Belastungsvorgang maßgebende Bodensteifigkeit, Durchlässigkeit und der Drainweg zur Porenwasserdruckdissipation ein. Versuchsergebnisse zeigen, dass durch Bezug der Bodenwiderstände auf die Analysegröße  $\bar{V}$  eine universelle Trendkurve ermittelt werden kann. Diese Trendkurve zeigt die – beginnend bei höheren Widerständen im Bereich drainierter Bodenzustände – Reduzierung der Widerstände im Bereich des teildrainierten Zustandes. Ab einem bestimmten minimalen Wert des Bodenwiderstandes lässt sich ein erneuter Anstieg im Bereich des undrainierten Bodenverhaltens messen. Die Versuchsergebnisse und die daraus abgeleitete Trendkurve geben somit den gekoppelten Einfluss

der Konsolidation und Bodenviskosität wieder. Je stärker die Kurve im undrainierten Bereich mit steigender bezogener Geschwindigkeit  $\dot{V}$  ansteigt, desto größer ist die Wirkung viskoser Widerstände im Boden. Im Bereich des drainierten Zustandes ist entsprechend der Bodenviskosität ein Abfall der Verformungswiderstände mit geringer werdenden Werten für  $\dot{V}$  zu erwarten, was jedoch experimentell durch die langen Versuchsdauern und den sich dabei überlagernden sekundären strukturbedingten Effekten (vgl. Abschnitte 2.2.5 und 2.3.4) schwer ermittelbar ist.

Eine begründete Entscheidung, ob eine drainierte oder undrainierte Analysemethode zur Prognose der Bodenwiderstände anzuwenden ist, scheint im Kontext der recherchierten Versuchsergebnisse kaum praktikabel, da insbesondere die die Konsolidation steuernden Randbedingungen stark vom betrachteten System (Länge der Drainwege, Belastungsgeschwindigkeit) und den Bodeneigenschaften (Steifigkeit und Durchlässigkeit) abhängen. Diese für einfachere Berechnungsansätze notwendige Entscheidung wird mit dem in dieser Arbeit weiter verfolgten Modellansatz zur Simulation des Zwei-Phasen-Mediums von Boden und Porenwasser umgangen. Dabei sind die sich einstellenden Porenwasserüberdrücke an der Vorderseite des Pfahls bzw. die Unterdrücke an der Rückseite des Pfahles und folglich der undrainierte bzw. teildrainierte Bodenwiderstand ein Rechenergebnis der zur Anwendung kommenden Finiten-Elemente-Methode und abhängig von der Wahl der Stoffmodellparameter, die das Bodenverhalten in Bezug auf effektive Spannungen steuern. Diese Analyseart macht die Abbildung der Strömungsprozesse des Porenwassers infolge der Konsolidation notwendig. Auf eine genauere Erläuterung zu dieser Herangehensweise wird auf die Ausführungen des Abschnittes 5 verwiesen.

## **4 Bodenmechanische Elementversuche und Modellversuche zur zeitabhängigen Bodenstützung eines seitlich belasteten Pfahlschaftes**

### **4.1 Allgemeines**

Ein wichtiges Ziel der vorliegenden Arbeit ist die experimentelle Untersuchung sehr weicher Böden in Bezug auf deren Stützwirkung gegenüber einer seitlichen Verschiebung pfahlartiger Gründungselemente. Dabei werden vor allem zeitabhängige Effekte, welche sich aus der Konsolidation und Viskosität des Bodens ergeben und die stützenden Spannungen auf einen Pfahlschaft maßgebend beeinflussen, näher betrachtet. Die versuchstechnischen Untersuchungen gliedern sich in zwei Arbeitsschritte.

Zunächst werden mit Elementversuchen im Ödometer und Triaxialzellen die wesentlichen bodenmechanischen Eigenschaften eines nach Voruntersuchungen (Abschnitt 4.2) ausgewählten Versuchsbodens ermittelt (Abschnitt 2.3). Dazu wurden neue Versuchstechniken entwickelt und in Betrieb genommen, welche speziell hinsichtlich der besonderen Weichheit bzw. geringen undrainierten Scherfestigkeit der untersuchten Bodenproben zuverlässig arbeiten. Die Ergebnisse der Elementversuche wurden im Rahmen des im Abschnitt 2 beschriebenen Kenntnisstandes zum hydraulischen und mechanischen Verhalten weicher bindiger Böden ausgewertet. Die aus den Ödometer- und Triaxialversuchen gewonnenen Ergebnisse bilden die Basis für die Auswahl des Stoffmodells, mit welchem im Weiteren die zeitabhängige Interaktion Pfahlschaft – Boden mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen untersucht wird (Abschnitte 5 und 6.4).

Im zweiten Schritt der experimentellen Untersuchungen, welcher in Abschnitt 4.5 dargestellt wird, wird der komplexe Verformungsmechanismus eines seitlich gestützten Pfahlsegmentes durch einen neu entworfenen Modellversuch abgebildet. Die daraus gewonnenen Ergebnisse werden auf Basis des im Abschnitt 3 beschriebenen Standes zu Erkenntnissen zum Widerstand von Böden gegenüber einem sich seitlich verschiebenden Pfahlschaft analysiert. Die Ergebnisse der modellhaften Belastungsversuche dienen der Validierung des eingesetzten Finite-Elemente-Modells, das zur Parametrisierung von Mobilisierungsfunktionen unter verschiedenen von der Belastung und der Pfahlgeometrie abhängigen Randbedingungen bei Ansatz unterschiedlicher bodenspezifischer Parameter eingesetzt wird (Abschnitt 5.7).

### **4.2 Vorarbeiten zur Auswahl eines Versuchsbodens**

Jedes Geomaterial vom Festgestein bis zum organischen Boden weist gewisse viskose Materialeigenschaften auf. Bei Festgestein und granularen Böden mit harten mineralischen Partikeln sind viskose Eigenschaften nur bei Problemen, in denen sehr große Temperaturänderung, dynamische Einwirkungen oder große Dicken künstlich hergestellter Bodenschichten (hohe Dämme, Kippen, Landgewinnungsmaßnahmen) maßgebend sind, von bautechnischer Relevanz. In Böden aus überwiegend feinkörnigen Partikeln bestehend aus mineralischen Tonen und organischen Bestandteilen können auch aus kleineren Spannungsänderungen infolge statisch wirkender äußerer Last signifikante Verformungsanteile auftreten, welche sich entsprechend der Viskosität zeitabhängig

einstellen und bei der Prognose von Bauwerkssicherheiten sowie Verformungen mit berücksichtigt werden müssen.

In diesem Abschnitt werden der Auswahlprozess sowie die Entscheidungskriterien zur Festlegung des Versuchsbodens beschrieben, an dem die in den Abschnitten 4.4 und 4.5 erläuterten Untersuchungen durchgeführt wurden. Bei der Auswahl des feinkörnigen Versuchsbodens waren im Wesentlichen zwei Gesichtspunkte in Bezug auf die in Abschnitt 1.1 aufgestellten Arbeitshypothesen und die durchgeführten versuchstechnischen Untersuchungen von Bedeutung. Zum einen sollte der Boden eine möglichst ausgeprägte Neigung zum viskosen Verhalten aufweisen. Dies ist wichtig, damit die im Verhältnis zu den vergleichsweise kleinen Probenabmessungen in den Elementversuchen zu messenden Verformungen einerseits genügend groß und damit zuverlässig messbar sind und zusätzlich zeitabhängige Effekte möglichst rasch eintreten, um die Versuchsdauer begrenzen zu können. Zum anderen sollte der Boden in seinen Durchlässigkeitseigenschaften für die experimentellen Untersuchungen geeignet sein: Die dichteabhängige Durchlässigkeit sollte möglichst groß sein, um die Zeit, die sich aus Konsolidationsvorgängen und drainierter Scherbeanspruchung ergeben, möglichst gering zu halten.

Bei rein mineralischen Böden stehen diese beiden Zielkriterien für eine möglichst einfache Versuchsdurchführung im Gegensatz zueinander. Schluffe weisen eine vergleichsweise hohe Durchlässigkeit auf, haben jedoch eher eine geringe Neigung zu viskos bedingten Kriechverformungen oder der Relaxation von Effektivspannungen. Je feinkörniger die Partikel werden, desto deutlicher treten die viskosen Eigenschaften eines Bodens in Erscheinung. Tone mit kleinen Partikeln  $< 2 \mu\text{m}$  haben jedoch in der Regel eine sehr geringe Durchlässigkeit. Neben der Größe der Partikel bestimmen auch die Anteile unterschiedlicher Tonminerale sowohl die Viskosität als auch die Durchlässigkeitseigenschaften. Tone mit einem hohen Anteil an Montmorilloniten oder anderen Dreischicht-Mineralen (z.B. Illite und Smectite) zeigen gegenüber Tonen mit Mineralien aus Kaolin (Zwei-Schicht-Mineral), Feldspat oder Quarz eine geringe Durchlässigkeit, jedoch eine ausgeprägte Viskosität.

Im Gegensatz zu rein mineralischen Böden lassen Böden mit einem hohen Anteil an organischen Partikeln auf eine höhere Durchlässigkeit schließen. Im Allgemeinen gilt hier, dass eine Zunahme des organischen Bestandteils auch eine Erhöhung der Bodenviskosität mit sich bringt. Die Durchlässigkeit ist dabei nicht zwangsläufig vom Anteil der Organik abhängig. Sollten die organischen Bestandteile einen hohen Anteil poröser Partikel haben oder sich durch ihre Geometrie und Struktur große Porenräume zwischen den Kontakten ausbilden können, so wird sich z.B. eine Zunahme der Durchlässigkeit mit wachsendem Mengenanteil organischer Materialien einstellen.

Zur Auswahl eines Versuchsbodens wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens unter Berücksichtigung der aus der Literatur bekannten Zusammenhänge (siehe Abschnitt 2) Vorversuche durchgeführt, um die Einflüsse aus dem Tonanteil sowie aus dem Anteil organischer Bestandteile auf die Durchlässigkeit quantifizieren zu können. Dabei wurden einem trocken in Pulverform vorliegenden Kaolinton aus Kemmlitz in Sachsen, der bereits bei großmaßstäblichen Pfahlprobelastungen zur Bewertung der Stabilitätsproblematik von Mikropfählen verwendet worden war (VOGT et al. 2005) und dessen relativ geringe Bodenviskosität bekannt war, natürlicher Bentonit sowie als

Alternative ein zersetzter Hochmoortorf zugemischt. Das mit den Versuchen verknüpfte zunächst verfolgte Ziel war es, einen Boden mit einer vergleichsweise hohen Viskosität zu schaffen, der die in Abschnitt 1.1 gestellten Arbeitshypothesen zur zeitabhängigen Bodenstützung im Versuch gut überprüfbar macht.

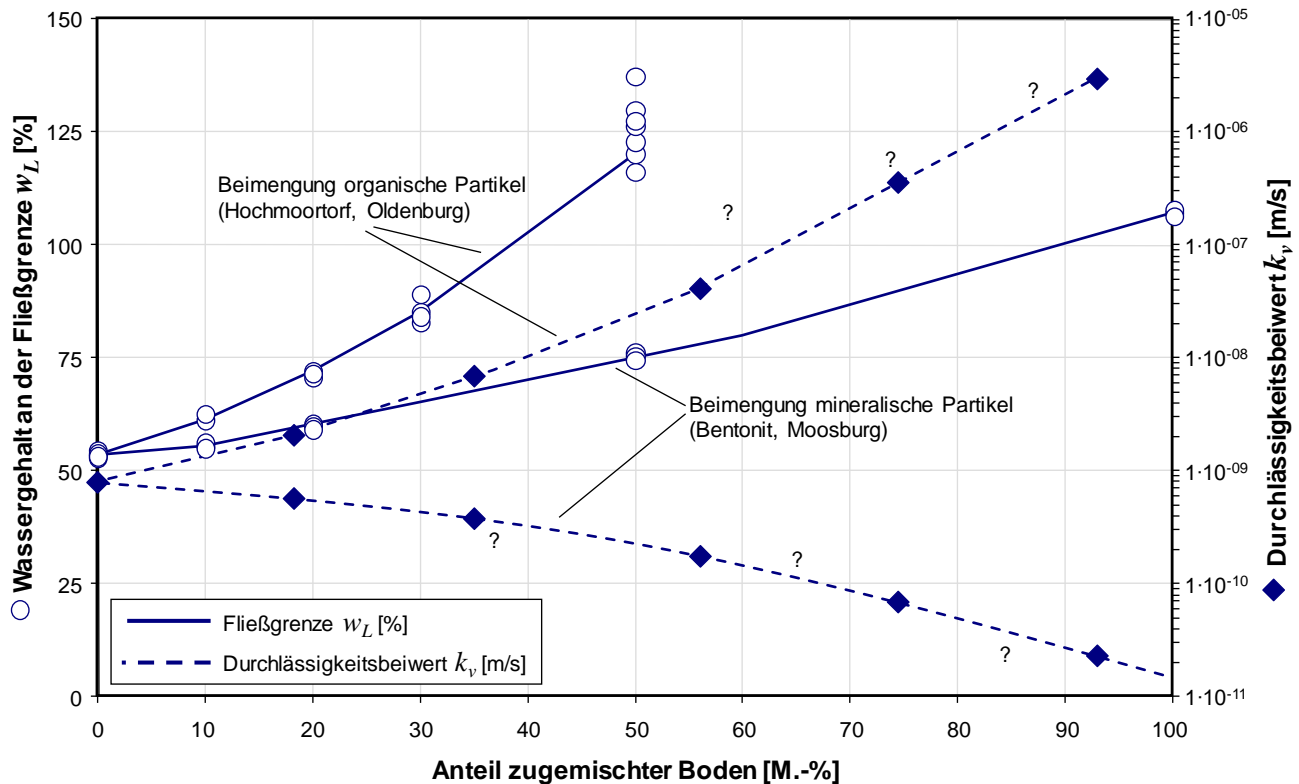
Das Ausgangsmaterial der Vorversuche war der in den Versuchen von VOGT et al. (2005) verwendete Kaolinton aus Kemmlitz in Sachsen. Diesem Boden, der in Pulverform vorlag, wurde in unterschiedlichen Gewichtsanteilen organisches bzw. mineralisches Material zugemischt. Das organische Material besteht aus einem mäßig zersetzten und bei 60 C° getrockneten Hochmoortorf aus Oldenburg in Niedersachsen, welcher eine maximale Partikelgröße von 4 mm aufweist. Das mineralische Material, was ebenfalls trocken in Pulverform eingemischt wurde, ist ein Bentonitton aus der Nähe von Moosburg in Bayern. Die Partikel wurden durch einen Spezialmischer kolloidal bei einem Wassergehalt, welcher etwa bei  $w = 2 \cdot w_L$  lag, aufgeschlossen und gemischt (siehe Abschnitt 4.4.2). Danach wurde der Boden getrocknet und die Fließgrenze  $w_L$  durch das Verfahren nach Casagrande bestimmt.

Abbildung 4.1 zeigt die für die verschiedenen Mischungen ermittelten Wassergehalte an den Fließgrenzen  $w_L$ . Das Ausgangsmaterial (Kemmlitzer Kaolin) hat einen Wassergehalt an der Fließgrenze von  $w_L = 53$  %. Der Moosburger Bentonit besitzt einen Wassergehalt an der Fließgrenze von  $w_L = 107$  %, welche verglichen zum Kaolin doppelt so groß ist (siehe auch Abbildung 2.1). Für verschiedene Mischungen von Kaolin und Bentonit stellt sich nach der Auswertung der Versuche eine leicht nichtlineare Kurve zwischen den beiden Punkten bei  $w_L = 53$  % und  $w_L = 107$  % ein. Verglichen dazu steigt der Wassergehalt an der Fließgrenze mit zunehmendem Gewichtsanteil des Hochmoortorfes zur Grundsubstanz des Kemmlitzer Kaolins deutlich stärker an. Bei einem Anteil von 50 M.-% Hochmoortorf ist bereits der Wert  $w_L = 119$  % erreicht. Auch hier stellt sich der Kurvenverlauf nichtlinear dar. Ähnliche Beobachtungen machten bereits SEED et al. 1964, die derartige Kurvenverläufe unter anderem mit physikalisch-chemischen Vorgängen auf Grund von unterschiedlichen osmotischen Potentialen zwischen den verschiedenen Partikeln bzw. Mineralen erklärten.

Bei noch höheren Gewichtsanteilen des organischen Materials stellte sich die Bestimmung der Fließgrenze nach dem Casagrande-Verfahren schwer da. Wiederholungsversuche schwankten hier in einem Bereich von  $\pm 25$  %. Dies lässt sich durch die vergleichsweise inhomogene und faserige Partikelstruktur des Hochmoortorfes erklären.

Das Ergebnis dieser Voruntersuchungen war zunächst, dass sich durch Variation der Ausgangsmaterialien, welche in ihren Eigenschaften konstant anzunehmen sind, mittels Einmischung von organischen bzw. mineralischen Böden der Wassergehalt an der Fließgrenze  $w_L$  deutlich verändern lässt. In Bezug auf die Auswahl des Versuchsbodens mit einer aus Gründen der Versuchstechnik und Versuchsdauer möglichst ausgeprägten Viskosität könnte die Verwendung von Bentonit an Stelle des Kaolins sinnvoll sein. Dies lässt sich etwa aus den Informationen der Tabelle 2.2 bzw. der Abbildung 2.14 abschätzen. So könnte der Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  von im Mittel 0,045 für einen Boden, der einen Wert  $w_L = 53$  % (Kemmlitzer Kaolin) besitzt, auf etwa  $C_\alpha / C_c = 0,055$  für  $w_L = 107$  % (Moosburger Bentonit) erhöht werden. Hier ist anzumerken, dass die in Elementver-

suchen bestimmten Verhältniswerte  $C_\alpha/C_c$  sehr deutlich unter der Bandbreite, wie sie in Tabelle 2.2 gezeigt ist, liegt (vergleiche Abschnitt 4.4).



**Abbildung 4.1:** Änderung des Wassergehaltes an der Fließgrenze  $w_L$  durch Zumischung von Hochmoortorf bzw. Bentonit, Trend des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_v$

Gegen den Einsatz des Bentonites aus Moosburg (Bayern) als Versuchsboden sprechen jedoch die in Durchlässigkeitsuntersuchungen ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_v$ . Diese wurden im Rahmen von Eignungsprüfungen für Deponieabdichtungen in Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt unter Verdichtung im Proctorversuch ermittelt. Selbst bei vergleichsweise geringen Dichten stellten sich Werte zwischen etwa  $k_v = 5 \cdot 10^{-10}$  m/s und  $k_v = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s ein. Dabei ist zu beachten, dass durch die Verdichtung im Proctorversuch stets vom Einbauwassergehalt abhängig Lufteinschlüsse verbleiben, welche die Durchlässigkeit nach dem Sättigungsvorgang erhöhen. Für flüssig eingebaute Proben, welche nachfolgend konsolidiert werden, sind daher aufgrund ihrer homogenen Struktur noch geringere Durchlässigkeiten zu erwarten, was in den Ausführungen des Abschnittes 2.4 näher beschrieben wird. Eine Trendkurve der Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom zugemischten Bentonitanteil ist in Abbildung 4.1 eingetragen. Dabei wird auf im Rahmen der Arbeiten ausgeführte Versuche entsprechend Abschnitt 4.4.4.6 zurückgegriffen und die Durchlässigkeit des Kemmlitzer Kaolins bei  $k = 8 \cdot 10^{-10}$  m/s für eine Konsolidationsspannung von  $\sigma'_{v,c} \approx 25$  kN/m<sup>2</sup> angesetzt.

Hingegen ist anzunehmen, dass mit zunehmendem Gewichtsanteil des Oldenburger Hochmoortorfes bezogen auf die Grundmasse des Kemmlitzer Kaolins die Durchlässigkeit einer Mischprobe zunehmen wird, was in einer weiteren Trendkurve in Abbildung 4.1 gezeigt wird. Dies wäre für die



Durchführung der Elementversuche sowie der Versuche im Modellmaßstab aus zeitlichen Gründen günstig. Auch die Viskosität wird durch die Beimischung des Hochmoortorfes beeinflusst. In einer Reihe von drei Ödometerversuchen mit inkrementeller Lasterhöhung wurde für eine Beimischung von 10 M.-% Hochmoortorf im Erstbelastungsbereich ein mittlerer Verhältniswert von  $C_\alpha / C_c = 0,029$  gemessen. Dieser Wert liegt deutlich über dem Wert des reinen Kemmlitzer Kaolins von  $C_\alpha / C_c = 0,014$ , welcher ebenfalls im Ödometer mit inkrementeller Laständerung bestimmt wurde (siehe Abschnitt 4.4.4).

Auf den Ergebnissen der Vorversuche und Überlegungen zur Viskosität und Durchlässigkeit aufbauend wurde im weiteren Vorgehen auf eine Zumischung anderer Böden bei der Erstellung des Versuchsbodens verzichtet. Die wesentlichen Gründe, alle Versuche im Rahmen dieser Forschungsarbeit an einem Kaolinton aus Kemmlitz durchzuführen, können wie folgt zusammengefasst werden:

- Eine Verwendung oder Beimischung von Tonen mit einem hohen Anteil aktiver Tonminerale (Drei-Schicht-Minerale) führt zu einer Vergrößerung der Bodenviskosität. Damit verbunden ist jedoch eine signifikante Reduzierung der Durchlässigkeit. Dies hätte die Dauer bei der Durchführung von Versuchen während der Konsolidationsphasen und bei drainierten Scherbeanspruchungen deutlich vergrößert. Mit einer überschlägigen Konsolidationsberechnung kann von einer Konsolidationsdauer von mehreren 100 Tagen für die in Abschnitt 4.5 beschriebenen Versuche im Modellversuchsstand ausgegangen werden.
- In den Versuchen sollen Einflüsse aus der Thixotropie des Tones minimal sein. Es zeigten sich beim in diesem Abschnitt untersuchten Bentonitton aus Moosburg bereits beim Mischen deutliche Thixotropieeinflüsse, die den Umgang des Versuchsbodens insbesondere im Hinblick auf die modellmaßstäblichen Belastungsversuche, bei denen größere Bodenmengen anzumischen waren, deutlich erschweren.
- Obwohl der für die Untersuchungen herangezogene Hochmoortorf in seiner Struktur nach visueller Ansprache offensichtlich homogen war, ergaben die Versuche zur Bestimmung des Wassergehaltes an der Fließgrenze mit dem Kegelfallgerät eine verglichen zu den Versuchen an den Tonen größere Bandbreite der Ergebnisse. Diese Schwankungen können auch bei der Durchführung der Elementversuche mit relativ kleinen Probenabmessungen erwartet werden und zu Problemen bei der Interpretation der Ergebnisse führen.
- Darüber hinaus konnte nicht geklärt werden, ob sich die Eigenschaften eines entsprechenden Mischbodens über die Zeit aufgrund weiterer Zersetzungsprozesse und anderen chemischen Reaktionen insbesondere infolge des nach Trocknung neuen Kontaktes mit Wasser ändern werden.
- In den in VOGT et al. (2005) dokumentierten großmaßstäblichen Belastungsversuchen wurden die Pfähle seitlich durch den Kemmlitzer Kaolin aus Sachsen gestützt. Eine weitere Untersuchung dieses Bodens ermöglichte eine Neuanalyse zum Verhalten während der Belastungsversuche bei Anwendung des in Abschnitt 6.4 vorgestellten umfangreichen Modells.

### 4.3 Mineralogie und bodenmechanisch Klassifizierung des Versuchsbodens

Kaolintone (engl. auch: *China clay*) sind weltweit verbreitet und werden in vielen Ländern der Erde für die industrielle Nutzung bei der Herstellung von z.B. Keramik, Papier und kosmetisch pharmazeutischen Produkten abgebaut. Kaolintone aus Zwei-Schicht-Mineralen entsteht durch chemische Verwitterung von Magmatite, Metamorphite oder Sedimentite unter organischen Säuren und stellen in vielen Regionen einen wichtigen Bestandteil von autochthon entstandenen Residualböden dar (MARKL 2008). Durch Erosion, Transport und Sedimentation können Kaolintone als sog. sekundäre Kaoline weitab von ihrem Entstehungsort gefunden werden.

Die Tone im Kemmlitzer Revier, die in mehreren Tagebauen abgebaut werden, sind Residualböden. Die Arbeit von SCHWERDTNER et al. (2007) geben einen umfangreichen Abriss zur Entstehung, chemischen und mineralogischen Zusammensetzungen der Tone in den der Kaolinlagerstätten in der Region von Kemmlitz in Sachsen. Die durch chemische Prozesse einsetzende sog. Kaolinisierung aus den Muttergesteinen vulkanischen Ursprungs (in Sachsen: Ignimbrit und Porphyrite) zu einem Residualboden erfolgte über einem relativ langen Zeitraum zwischen den geologischen Systemen des Perm und Miozän. Die mineralogische und die chemische Zusammensetzung des ausgewählten Versuchsbodens Kemmlitzer Kaolin (lagerstätten-spezifische Bezeichnung „KFL“ nach SCHWERDTNER et al. 2007) sind in Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2 dargestellt. Weitere Informationen sind in SCHWERDTNER et al. (2007) und den Produktbeschreibungen der Amberger Kaolinwerke Eduard Kick GmbH & Co. KG recherchierbar.

**Tabelle 4.1: Kemmlitzer Kaolin (KFL), mineralogische Zusammensetzung (gemäß Produktbeschreibungen der Amberger Kaolinwerke Eduard Kick GmbH & Co. KG)**

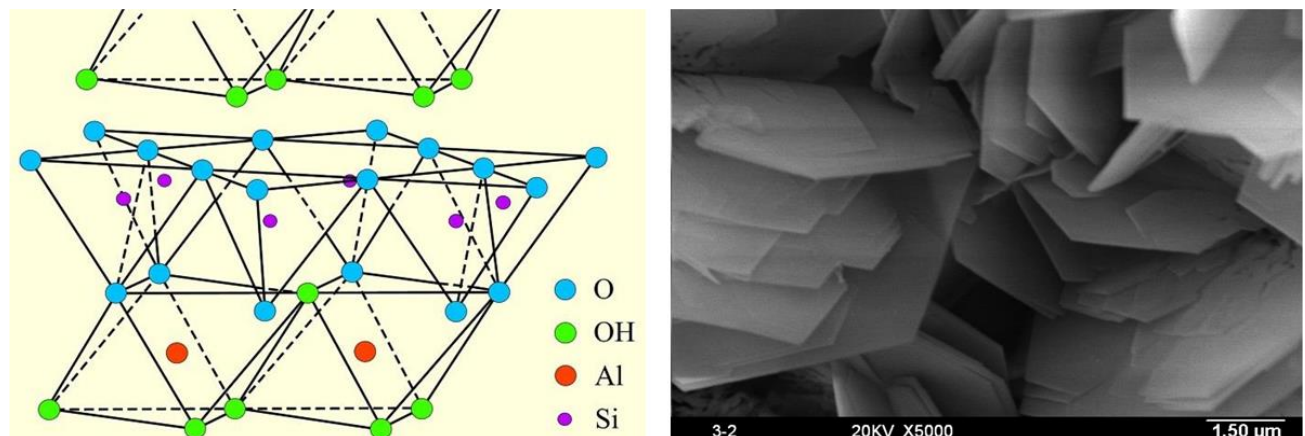
Mineral	Quarz	Kaolinit	Illit und Montmorillonit	Feldspat
Anteil [M.-%] Analyse 2008	28	65	7	0
Anteil [M.-%] Analyse 2013	30	64	6	0

**Tabelle 4.2: Kemmlitzer Kaolin (KFL), chemische Zusammensetzung (Untersuchungen nach SCHWERDTNER et al. 2007)**

chemische Verbindung	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	V <sub>GI</sub>
Anteil [M.-%]	59,9	28,5	0,31	0,17	0,18	0,23	0,24	0,02	10,6

Kaolintone bestehen aus überwiegend plättchenförmigen Partikeln, die aus einer in einer hexagonalen Kristallform aufgebaut sind (MARKL 2008). Kaoline sind Aluminiumsilikathydrate und besitzen eine gegenüber Drei-Schicht-Mineralien geringere spezifische Oberfläche zwischen 3 m<sup>2</sup>/g und 11 m<sup>2</sup>/g (Illite zwischen 4 m<sup>2</sup>/g und 100 m<sup>2</sup>/g, Montmorillonite zwischen 70 m<sup>2</sup>/g und 700 m<sup>2</sup>/g). Dagegen trägt der relativ hohe Quarzanteil aus eher gedrungenen Partikeln von fast 1/3 des Versuchsbodens nur untergeordnet zum Wasserbindevermögen bei (spezifische Oberfläche von Quarz bis max. 0,3 m<sup>2</sup>/g). Der Kalkgehalt ist mit deutlich unter 1 M.-% sehr gering, was Ausfäll-

lungsprozesse nicht erwarten lässt. Eine Skizze zur Kristallkonfiguration des Kaolinites ist in Abbildung 4.2 links gegeben. Eine Rasterelektronenmikroskop-Aufnahme lässt in Abbildung 4.2 rechts sehr gut die plättchenförmigen Partikel des Kaolintons erkennen (Darstellungen jeweils aus MARKL 2008).



**Abbildung 4.2:** Konfiguration des Kaolin-Kristallgitters als Zwei-Schicht-Mineral (Darstellung links); Aufnahme eines Rasterelektronenmikroskops zu plättchenförmigen Kaolin Mineralen (Darstellung rechts) aus MARKL (2008)

Wichtige bodenmechanische Indexgrößen des Kemmlitzer Kaolin (KFL) sind in bzw. Tabelle 4.3 eingetragen.

**Tabelle 4.3: Kemmlitzer Kaolin (KFL), bodenmechanische Indexgrößen**

Größe	Anzahl der Einzelversuche	Mittelwert	Variationskoeffizient
Korndichte $\rho_s$	12	2,547 g/cm <sup>3</sup>	1,1 %
Glühverlust $V_{Gl}$	3	6,3 M.-%	-
Fließgrenze $w_L$ *1	12	53,3 %	0,5 %
Fließgrenze $w_L$ *2	8	55,1 %	0,4 %
Ausrollgrenze $w_P$	12	28,8 %	2,5 %

\*1 bestimmt im Gerät nach Casagrande

\*2 bestimmt im Kegelfallgerät (Masse Kegel 60 g, Spitzenwinkel 60°)

Der gegenüber dem Glühverlust  $V_{Gl}$  in Tabelle 4.1 angegebene Wert weicht von den hier angegebenen Ergebnissen eigener Versuche ab. Dies lässt sich mit der unterschiedlichen Temperaturbeanspruchung der Proben erklären. Der Glühverlust als geotechnische Kenngröße wird in einem Ofen bei 550 °C ermittelt. Dagegen sind bei Untersuchungen zur chemischen Zusammensetzung von Mineralien Temperaturen von über 700 °C üblich. Ausgangspunkt der Versuche zur Bestimmung von  $V_{Gl}$  sind jeweils bei 110 °C getrocknete Proben. Diese Temperatur reicht jedoch bei Weitem nicht aus, um bei Tonen das an den Mineralen und in dessen Struktur eingelagerte Wasser zu verdampfen. Die Möglichkeit der Trocknung in Bezug auf molekular gebundenes Wasser steigt

mit der Temperatur, was den Unterschied der Werte zu  $V_{GI}$  in Tabelle 4.2 und Tabelle 4.3 erklären kann.

## **4.4 Elementversuche**

### **4.4.1 Untersuchungsziel und Versuchsplan**

Zum einfacheren Verständnis des Bodenverhaltens ist die Minimierung von Einflussparametern, welche die komplexe Interaktion zwischen einem pfahlartigen Gründungselement und dem umgebenden Boden in Abhängigkeit von der äußeren Belastung bestimmen, notwendig. Die übliche Form zur Untersuchung des Bodenverhaltens ist der bodenmechanische Elementversuch. Unter Voraussetzung einer homogenen Spannungsverteilung und Probenverformung werden an den Rändern einer Bodenprobe Spannungen oder Verformungen vorgegeben. Die Elementversuche bilden in dieser Arbeit die Basis zur Kalibrierung des Stoffmodells, wie es in Abschnitt 5.4 näher erläutert wird. Ferner werden anhand spezieller Elementversuche wie Versuche mit extrem langsamer Belastungsrate, Relaxationsversuche oder drainierter sowie undrainierter Kriechversuche im Triaxialapparat die Leistungsfähigkeit (Validierung) des Stoffmodells und der numerischen Modellbildung im Rahmen der Finite-Elemente Methode geprüft. Somit dienen die Ergebnisse der Elementversuche als Ausgangsbasis zur Nachrechnung der modellhaften Pfahlbelastungsversuche (Abschnitt 5.5) und der anschließenden Extrapolationsrechnung (Abschnitt 5.7).

Die für die Problemstellung zu betrachtenden Böden charakterisieren sich vor allem durch ihre geringe Scherfestigkeit und ihre hohe Kompressibilität. Dies machte in Bezug auf den zu untersuchenden Bereich geringer Effektivspannungen eine sorgfältige Probenvorbereitung und den Einsatz spezieller Versuchstechnik notwendig. Ein Teilziel der Forschungsarbeiten stellte daher die Entwicklung, Konstruktion und Inbetriebnahme versuchstechnischer Geräte dar, welche weitgehend durch eine Förderung seitens der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanziert werden konnten. Die in dieser Arbeit verwendete Versuchstechnik ermöglicht die Bestimmung des Bodenverhaltens unter eindimensionaler (ödometrischer) Kompression sowie unter radialsymmetrischen Spannungszuständen, welche in einer modifizierten Triaxialzelle erzeugt werden können. Alle verwendeten Geräte zeichnen sich durch eine an die Anforderungen zur Untersuchung sehr weicher feinkörniger Böden angepassten Versuchstechnik aus. Die Arbeiten im Rahmen der Forschung umfassten im erheblichen Umfang die Planung und den Bau der einzelnen Geräte, die Konzeption der Versuchsabläufe sowie die Kalibrierung und fortlaufende Kontrolle der Messinstrumente.

In den folgenden Abschnitten werden ein wesentlicher Teil der verwendeten Versuchstechnik sowie eine enge Auswahl der im Hinblick auf die Modellierung als signifikant erscheinenden Ergebnisse der Elementversuche beschrieben. Vergleichende Auswertungen der eigenen Versuchsergebnisse zu den Ergebnissen von Versuchen aus Literaturquellen werden bereits in den Abschnitten 2.2, 2.3 und 2.4 mit in den Diagrammen gezeigt (Boden: Kemmlitzer Kaolin).

### **4.4.2 Probenvorbereitung**

Wie beschrieben beschränken sich alle in diesem Bericht beschriebenen versuchstechnischen Untersuchungen auf die Bestimmung der Eigenschaften eines künstlich aufbereiteten Bodens. Als

künstliche Aufbereitung wird im Weiteren das kolloidale Mischen einer Bodensuspension bei einem Wassergehalt, der dem doppelten der Fließgrenze  $w_L$  entspricht, verstanden. Anschließend wird die Suspension verglichen zu Vorgängen der natürlichen Diagenese weicher Sedimente rasch zu einer entsprechenden Probe konsolidiert, welche darauf im Elementversuch untersucht wird. Natürlich anstehende weiche Böden können gegenüber den im Labor hergestellten Proben Charakteristika aufweisen, welche sich besonders im anisotropen Materialverhalten (siehe Abschnitt 2.3.5) und in zusätzlichen aus einer Strukturfindung (siehe Abschnitte 2.2.5 und 2.3.3) herrührenden Verformungswiderständen äußern. Die Untersuchung derartiger Eigenschaften wurde bei der ursprünglichen Planung der Versuchsreihen zunächst nicht in Erwägung gezogen. Die gegenüber dem zu Beginn der Forschung vorgesehenen Vorhaben vollzogene Anpassung der Untersuchungsziele in Bezug auf die Evaluierung anisotroper und strukturbedingter Effekte wird im Weiteren bei der Vorstellung ausgewählter Versuchsergebnisse diskutiert (siehe Abschnitte 4.4.4, 4.4.5 und 4.5.4)

Der Mischvorgang fand in einem speziell für das kolloidale Mischen von Bentonit und Zementsuspensionen entwickelten Chargenmischer statt, welcher im Rahmen dieser Arbeiten von der Fa. MAT Mischanlagetechnik zur Verfügung gestellt worden war (siehe Abbildung 4.3, links). Pro Charge konnten 20 Liter Suspension aufbereitet werden. Durch die hohe Drehzahl des Mixers von mehr als 1000 Umdrehungen pro Minute sowie der Geometrie der Mischpaddel und des Mischraums wird ein kolloidaler Aufschluss des einzelnen Tonpartikels ermöglicht. Vorversuche zeigten, dass visuell beurteilt sehr gute Mischergebnisse ab einem Wassergehalt der Suspension von  $w = 1,5 \cdot w_L$  erreicht werden können. Aus Gründen des luftblasenfreien Einbaus der Bodensuspension mit einer in den weiteren Ausführungen beschriebenen eigens entwickelten Einbauhilfe wurde der Wassergehalt beim Mischen auf  $w = 2,0 \cdot w_L$  festgelegt.

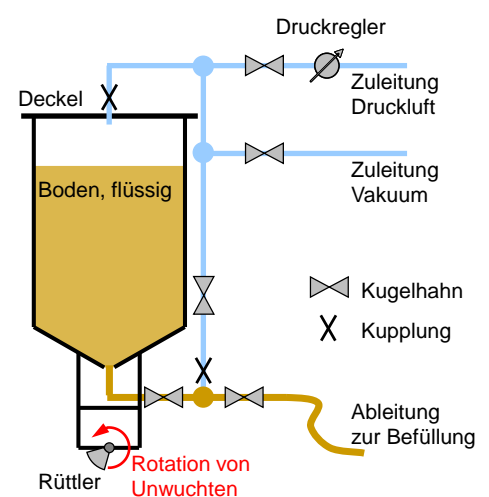


Abbildung 4.3: Chargenmischer und Einbauhilfe

Das Ziel, eine homogene Bodenprobe ohne Einschluss von Luftblasen herzustellen, wurde durch eine im Rahmen dieses Forschungsvorhabens entwickelten Einbauhilfe erreicht (siehe Abbildung 4.3, rechts). Diese Einbauhilfe besteht im Wesentlichen aus einer zylindrischen Kammer, in die maximal 6 Liter Bodensuspension eingefüllt werden kann. Zunächst wurde unter Aufbringung eines Unterdruckes von  $-80 \text{ kN/m}^2$  eine Entlüftung der Bodensuspension bewirkt. Die Entlüftung wird da-

bei durch einen zentrisch unter der Kammer befindlichen Motor beschleunigt, welcher durch zwei symmetrisch angeordnete rotierende Unwuchtmassen eine gerichtete Schwingung auf die Kammer überträgt. Nach der Entlüftung der Bodensuspension unter Vakuum erfolgt die Herstellung der Bodenproben über das Entleeren des Behälters über einen Schlauch. Dabei wird der Behälter unter Druckluft gesetzt, um das Ausströmen der viskosen Suspension zu fördern. Die Probekörper der Elementversuche wurden auf diese Weise sorgfältig durch lagenweises Auffüllen hergestellt.

Vor der Durchführung der Elementversuche wurde die Möglichkeit, homogene und gesättigte Probekörper mittels der oben beschriebenen Mischtechnik und Einbaumethode herzustellen, durch drei Versuchsserien, in denen das Bodenmaterial in jeweils einzelnen Mischvorgängen aufbereitet wurde, nachgewiesen. Hierbei wurden folgend 4 zylindrische Behälter mit einem Innendurchmesser von 100 mm und einer Höhe von 160 mm, deren Volumen vorab durch Wägung einer Wasserfüllung exakt bestimmt wurde, mittels der entwickelten Einbauhilfe befüllt. Der Mittelwert der Sättigung lag bei einem Einbauwassergehalt von etwa 110 % im Bereich von  $S_r = 99$  %. Nur 1 Einzelversuch der insgesamt 9 Versuche zeigte eine Sättigung von  $S_r = 97$  %. 4 Versuche ergaben Werte von  $S_r = 100$  %. Es zeigte sich, dass mit der entwickelten Probenvorbereitung sehr einheitliche Ergebnisse bei der Befüllung eines zylindrischen Behälters erhalten werden. Sowohl Wassergehalte  $w$  als auch Sättigungsgrade  $S_r$  schwanken gering mit einer Variation bezogen auf eine Standardnormalverteilung von kleiner als 1 %.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass mit den beschriebenen Verfahren zur Anmischung und zum Einbau der Bodensuspension Probekörper mit sehr homogenen Wassergehalten hergestellt werden können. Der Sättigungsgrad der Probekörper kann mit  $S_r \geq 0,97$  angenommen werden. Es ist zu erwarten, dass durch die sowohl im Ödometer- als auch im Triaxialversuch anschließende Konsolidation der Bodenproben der Sättigungsgrad weiter zunimmt. Eine im versuchstechnischen Maßstab als ideal zu betrachtende Vollsättigung wird in den Triaxialversuchen nach der eindimensionalen Kompression durch die Aufbringung eines Sättigungsdruckes erreicht. Dazu werden im Abschnitt 4.4.5 nähere Informationen gegeben.

#### 4.4.3 Definition der Spannungen zur Auswertung der Elementversuche

Da im Forschungsvorhaben sowohl triaxiale Kompressions- als auch Extensionsversuche durchgeführt wurden, erschien es sinnvoll, die in Abbildung 4.4 dargestellten gewählten Bezeichnungen für die einzelnen Spannungen bzw. deren Richtungen zu verwenden. Dies ist vor allem dem Umstand geschuldet, dass eine Definition der Deviatorinvariante  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  auch im Extensionsversuch stets zu positiven Werten führt (da immer gilt:  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ), was in der Darstellung der Spannungspfade als wenig anschaulich erschien. Ferner erschien es hilfreich, die Definition der axialen bzw. radialen Beanspruchungsrichtung im Labor grundsätzlich von der Begrifflichkeit einer vertikalen  $\sigma_v$  bzw. horizontalen Spannung  $\sigma_h$  im Boden zu entkoppeln, da z.B. zur Auswertung der Modellversuche (Abschnitt 4.5) sowie in der Modellbildung zu diesen Versuchen (Abschnitt 5.5) die Dehnung in Richtung der Pfahlachse, die im baupraktischen Bezug meist mit der Vertikalen  $\varepsilon_v$  verbunden wird, zu Null angenommen wird.

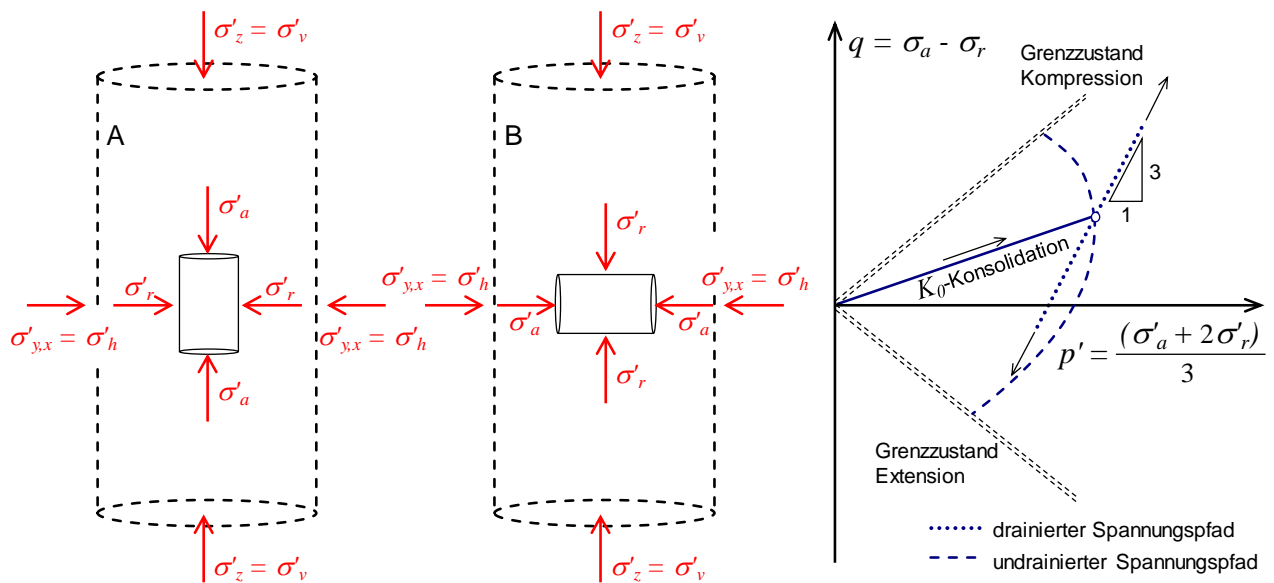


Abbildung 4.4: Definition der auf eine zylindrische Probe wirkenden Spannungen

Wie Abbildung 4.4 zeigt können mit der gewählten Achsendefinition unabhängig von der Lage des Bodenelements im Raum um einen meist vertikal ausgerichteten Pfahlschaft Kompressions- und Extensionsversuche eindeutig definiert werden. Es ergeben sich gut interpretierbare Spannungspfade für Extensions- und Kompressionsversuche (Abbildung 4.4 rechtes Diagramm).

#### 4.4.4 Eindimensionale Kompression

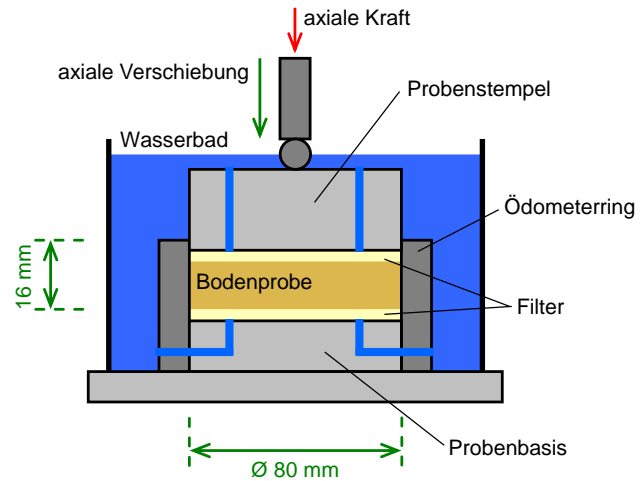
##### 4.4.4.1 Beschreibung der Versuchstechnik

Für die Untersuchungen zur eindimensionalen Kompression des Versuchsbodens Kemmlitzer Kaolin wurden 3 unterschiedliche Versuchstechniken angewendet. Neben Standardödometern, in denen die Spannung  $\sigma_a$  inkrementell nach bestimmten Kriechphasen geändert wurde, kam ein Großödometerversuch insbesondere zur Messung des Ruhedruckbeiwerts  $K_0$  zum Einsatz. Ergänzt wurden die Untersuchungen von wenigen vorschubgesteuerten Ödometerversuchen, in denen zur Ermittlung der Bodenviskosität sprunghaft die axiale Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  variiert wurde. Die eingesetzten Versuchsapparaturen werden im Folgenden näher beschrieben:

##### Standardödometer

Für diese Arbeit standen zunächst drei einfache Ödometer aus Messing zur Verfügung (siehe Abbildung 4.5). Der Probendurchmesser beträgt 80 mm. Die Probe wurde entsprechend dem im Abschnitt 4.4.2 erläuterten Verfahren hergestellt. Die Probenhöhe vor dem Aufsetzen des Laststempels betrug etwa 16 mm. Die Belastung erfolgte über eine Traverse durch Totlasten, deren Gewicht vorab bestimmt wurde. Die Setzungen der 3 Laststempel wurden mittels optisch inkrementeller Wegsensoren, deren Auflösung 0,001 mm beträgt, bestimmt. Aufgezeichnet wurden die Verformungen mittels Software in einem Speichertakt, der je nach Zeitabstand nach der inkrementellen

Laständerung auf Werte zwischen 3 und 3000 Sekunden angepasst wurde. Da die Kraft nicht aufgezeichnet wird, muss die jeweilige Laststufe bei der späteren Auswertung zugeordnet werden.



**Abbildung 4.5: Ödometerversuche mit inkrementeller Laständerung**

Mit der verwendeten Versuchstechnik der Standardödometer lassen sich keine gesicherten Aussagen über das Kompressionsverhalten des Versuchsbodens bei kleinen Spannungen etwa in einem Bereich  $\sigma'_v < 15 \text{ kN/m}^2$  treffen. Dies liegt vor allem an der mangelhaften Führung des Laststempels, welcher durch die geringe Auflast bedingt verkantet und dann an der Innenwand des Ödometerrings anhaften kann. Die in diesem Spannungsbereich gemessenen Kompressionsbeiwerte  $C_c$  und Kriechbeiwerte  $C_\alpha$  sind daher mit einer gewissen Unsicherheit behaftet und streuen zwischen den verschiedenen Einzelversuchen mitunter erheblich. Ferner ist die Koppelung der Porenzahl  $e$  an die gemessene Setzung über den Anfangswassergehalt aufgrund der Weichheit des Bodens und der daraus folgenden sofort eintretenden Setzungen bei einer geringen Initial-Trockendichte und dem vergleichsweise kleinen Volumen der Probe schwierig. Hier wirken sich bereits kleine Messungenauigkeiten stark auf die rechnerisch bestimmte Porenzahl aus. Daher wurden die Wegsensoren erst bei einem größeren Spannungsniveau von  $\sigma'_v > 100 \text{ kN/m}^2$  initialisiert und abschließend nach dem Ausbau der Bodenprobe die Dichte über den Endwassergehalt bestimmt. Die Dichten bei kleineren Spannungen am Versuchsanfang wurden entsprechend rückgerechnet. Jedoch bestehen auch bei dieser Methode Schwierigkeiten, die sich insbesondere durch die Aufweichung der Bodenprobe durch ihre Plastifizierung bei der Entlastung auf  $\sigma'_v = 0 \text{ kN/m}^2$  ergeben, was die Bestimmung des Endwassergehaltes prinzipiell ungenau macht. Um diesen Einfluss zu minimieren, wurde der Endwassergehalt mit Hilfe einer Bodenentnahme in der Mitte des Ödometers bestimmt, nachdem die Bodenschicht an der Oberseite direkt unter der Filterplatte entfernt wurde.

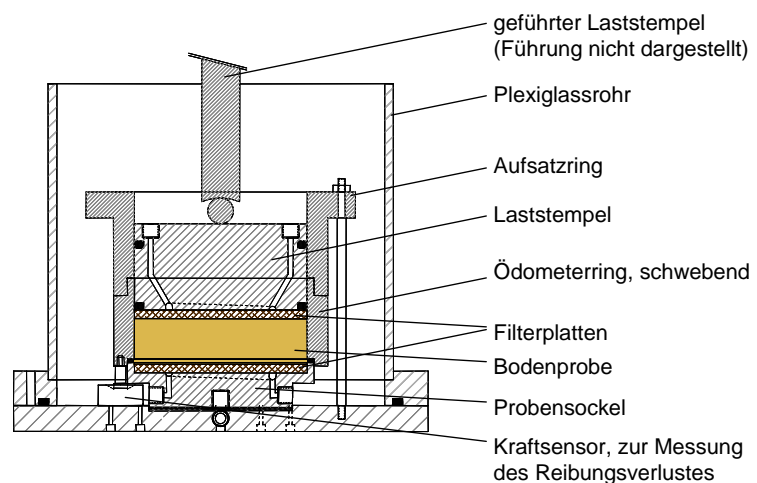
#### Vorschubgesteuerter Ödometerversuch

Zur weiteren Untersuchung der Bodenviskosität wurden neben Standardödometerversuchen mit inkrementeller lastgesteuerter Beanspruchung vorschubgesteuerte Ödometerversuche durchgeführt. Verwendet wurde ein Ödometer mit Porenwasserdruckmessung an der Probenbasis. Durch die abschnittsweise sprunghafte Änderung der Vorschubgeschwindigkeit und der sensiblen, auf



geringe Spannungen angepassten Messtechnik konnten auch für geringe Effektivspannungen von sogar unter  $\sigma'_v < 15 \text{ kN/m}^2$  Werte der Bodenviskosität gemessen werden.

Die verwendete Ödometerzelle für Probendurchmesser von 100 mm ist eine Eigenentwicklung, mit welcher es möglich ist, sehr weiche Böden sowie große Probenhöhen bei gleichzeitiger Messung der Kraftverluste durch Wandreibung zu untersuchen. Der Laststempel wird durch zwei Dichtungsringe aus kohlenstoffmodifiziertem Kunststoff geführt und abgedichtet, sodass ein Ausquetschen von flüssigem Boden ausgeschlossen wird. Die entstehenden Kraftverluste aus der Reibung der Dichtung und der Reibung zwischen der Bodenprobe und dem Ödometerring werden durch drei Kraftsensoren gemessen, welche in einer 120 ° Teilung den Ödometerring halten. Zum Probensockel hin ist der Ödometerring durch ein sehr weiches Dichtungssystem abgedichtet, welches möglichst geringe Kräfte übertragen soll. Eine Übersicht des Versuchstandes sowie ein Schnitt durch die Ödometerzelle mit den wichtigsten Einzelteilen ist in Abbildung 4.6 gegeben.



**Abbildung 4.6: Versuchstechnik zur Durchführung vorschubgesteuerter Ödometerversuche**

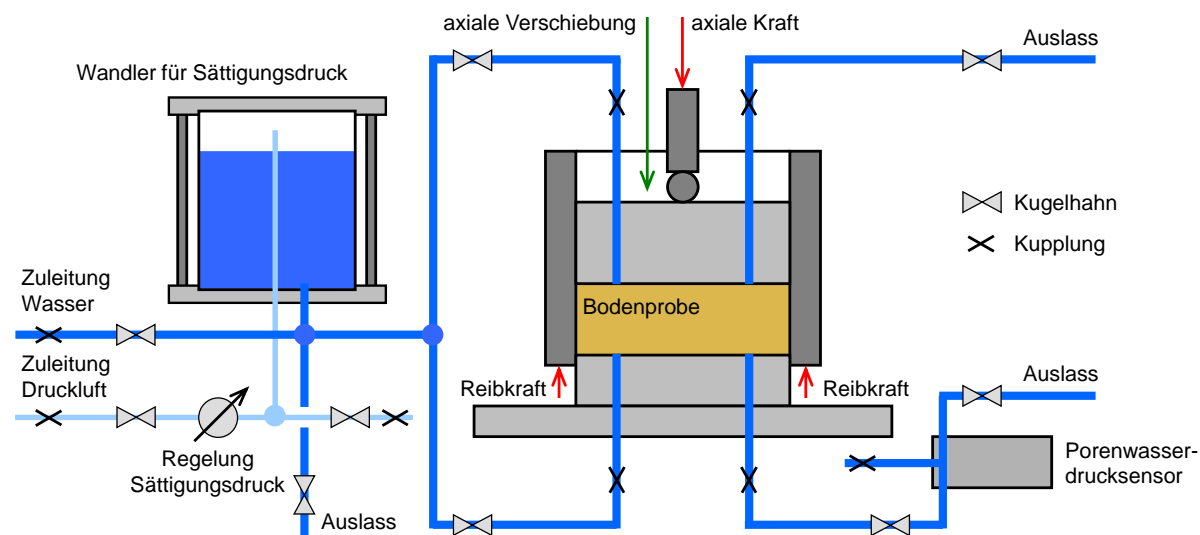
Die Bodenprobe wird in den Ödometerring mit dem Verfahren und den Hilfsmitteln, welche im Abschnitt 4.4.2 erläutert werden, bis zur Oberkante des Ringes eingebaut. Durch das bekannte Volumen und eine mehrfache Bestimmung des Wassergehaltes sowie eine Wägung der eingebauten Bodensuspension kann die Anfangsdichte relativ genau bestimmt werden. Der Ödometerring ist in Höhen von 50 mm, 100 mm und 150 mm verfügbar. Im Rahmen dieser Arbeiten wurde bis jetzt nur eine Anfangshöhe von 50 mm verwendet. Nach Einbau des flüssigen Bodens wird ein Aufsatzring, montiert, welcher eine Führung des Laststempels garantiert.

Nach dem Einschließen der Bodenprobe werden durch das in Abbildung 4.7 dargestellte System unter Anwendung eines Hilfsdruckes Lufteinschlüsse in den Leitungen und Filterplatten minimiert. Danach werden die Systeme zur Messung der axialen Kraft und Verschiebung, der Reibkräfte sowie des Porenwasserdruckes an der Unterseite der Bodenprobe initialisiert. Tabelle 4.4 fasst die verwendeten Messsysteme zusammen und gibt Angaben über die Genauigkeit der verwendeten Sensoren.

**Tabelle 4.4: Messsysteme vorschubgesteuerte Ödometerversuche**

Messgröße	Messprinzip	Messbereich	Auflösung	max. Fehler aus Kalibrierung
axiale Kraft $F_a$	DMS-Kraftsensor (Z-Bügel)	5 kN	0,0002 kN *)	0,05 kN
axiale Verschiebung $h_0 - h$	optisch inkrementell	50 mm	0,001 mm	-
Reibkraft $F_{fr1}$ , $F_{fr2}$ und $F_{fr3}$	DMS-Kraftsensor (Membran)	1 kN	0,00005 kN *)	0,08 kN
Porenwasserdruck $u_u$	piezoresistiver Frontmembransensor	500 kN/m <sup>2</sup>	0,1 kN/m <sup>2</sup> *)	2 kN/m <sup>2</sup>

\*) softwareseitig nach Digitalisierung



**Abbildung 4.7: Sensorik und Drucksystem der weggesteuerten Ödometerversuche**

Die Belastung erfolgt durch eine softwaregestützte Ansteuerung eines elektromechanischen Lastrahmens, welcher die Drehung eines Schrittmotors auf eine axiale Spindel überträgt. Über die Software können Vorschubgeschwindigkeiten eingegeben werden, die aufgrund des steifen Systemaufbaus nahezu identisch auf die weiche Probe übertragen werden. Eine Echtzeitregelung über den gemessenen Weg ist nicht erforderlich. In einem Vorversuch wurden jedoch zuverlässig Geschwindigkeiten von 1 mm/min bis  $1 \cdot 10^{-5}$  mm/min realisiert, ohne dass die wachsende Steifigkeit der Bodenprobe einen Abfall der Belastungsrate ergeben hätte.

Die Kalibrierung der Reibkraftmessung wurde vor jedem Versuch, nachdem der Ödometerring gegen die Dichtung am Probensockel zusammengespannt wurde, vorgenommen. Dies ist zwingend notwendig, da durch das Spannen die Kraftsensoren belastet werden und die Reibkraft entsprechend der Vorspannung und der Elastizität der Dichtung nur zum Teil durch die Kraftsensoren abgetragen wird.

Die axiale effektive Spannung  $\sigma'_{a,o}$ , welche auf die Oberseite der Bodenprobe der Fläche  $A$  wirkt, wird zu

$$\sigma'_{a,o} = \frac{F_a - F_{fr1} - F_{fr2} - F_{fr3}}{A} \quad (4-1)$$

angesetzt. Da in den Versuchen ausschließlich der Ödometerring mit einer Höhe von 50 mm verwendet wurde und eine Kraftübertragung der Bodensuspension auf die Wandung des Ringes als vernachlässigbar angenommen wird, überträgt nach (4-1) nur das Dichtungselement am Belastungsstempel Kräfte in die Wand des Ödometer. Die Kräfte  $F_{fr1}$ ,  $F_{fr2}$  und  $F_{fr3}$  werden durch die drei Kraftsensoren an der Basis gemessen.

Bei den vorschubgesteuerten Ödometerversuchen sollten die Porenwasserdrücke möglichst gering bleiben, um eine möglichst homogene Verteilung der effektiven Spannungen über die Probenhöhe zu gewährleisten. Im Rahmen der Versuche wurde als Kriterium festgelegt, dass der Porenwasserdruck  $u_u$  an der Unterseite der Probe auf 10 % der axialen effektiven Spannung an der Oberseite der Probe beschränkt wird. Solange die Porenwasserdrücke derart klein bleiben, wird eine parabelförmige Verteilung des Porenwasserdruckes über die Probenhöhe angenommen. Die mittlere effektive Spannung  $\sigma'_{a,m}$  ergibt sich dann zu.

$$\sigma'_{a,m} = \sigma_a - \frac{2}{3} \cdot u_u \quad (4-2)$$

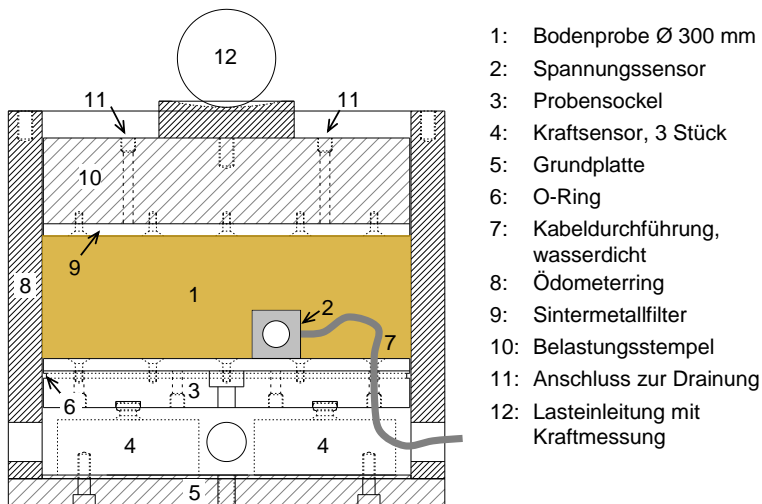
### Großödometerversuch

Die Motivation zur Durchführung von Großödometerversuchen lag zunächst im Umstand, dass die  $K_0$ -Messung in der Triaxialzelle besonders bei extrem weichen Proben unzuverlässig erschien. Mit den durchgeführten Großödometerversuchen konnten auch bei sehr geringen Effektivspannungen  $K_0$ -Werte gemessen werden. Diese Ergebnisse wurden bei der Planung und Durchführung der Triaxialversuche insbesondere bei der Einstellung des Seitendruckes herangezogen. Dabei kam ein neu entwickelter und in Eigenleistung hergestellter Spannungssensor in Würfelform zum Einsatz. Der Sensor ermöglicht die Messung der totalen Spannung in 2 in einem Winkel von 90° zueinanderstehenden Achsen. Zudem erfasst ein 3. Sensor den Porenwasserdruck. Zum Einsatz kamen Miniatur-Frontmembran-Sensoren mit piezoresistivem Messprinzip. Die Frontmembran sowie das Gehäuse des Einzelsensors besteht dabei aus Keramik, was in Bezug auf die Korrosionsempfindlichkeit von besonderem Vorteil ist. Die 3 Einzelsensoren sind in ein Edelstahlgehäuse eingesetzt und durch Vergussmasse rückseitig abgedichtet. Wesentliche Abmessungen sowie die Darstellung eines Einzelsensors mit Keramikfrontmembran zeigt Abbildung 4.8.

Der Spannungssensor befand sich in allen Versuchen an der Basis der Probe im Großödometer. Die Ausgangsprobenhöhe betrug einbaubedingt je nach Einzelversuch in etwa 140 mm. Die exakte Probenhöhe wurde wie bei der Durchführung der Standardödometerversuche aus den Messwerten am Versuchsende auf die einzelnen Laststufen jeweils zurückgerechnet. Der Probendurchmesser betrug 300 mm. Das Messkabel des Sensors wurde durch die Basis des Ödometers geführt. Wesentliche Bauteile des Großödometers sind in Abbildung 4.9 links eingetragen. Das rechte Foto in Abbildung 4.9 zeigt den Einbau des fließfähigen und entlüfteten Bodens (Kemmlitzer Kaolin).



Abbildung 4.8: Spannungssensor zur Messung von  $\sigma_a$ ,  $\sigma_r$  und  $u$



- 1: Bodenprobe  $\varnothing$  300 mm
- 2: Spannungssensor
- 3: Probensockel
- 4: Kraftsensor, 3 Stück
- 5: Grundplatte
- 6: O-Ring
- 7: Kabeldurchführung, wasserdicht
- 8: Ödometerring
- 9: Sintermetallfilter
- 10: Belastungsstempel
- 11: Anschluss zur Drainung
- 12: Lasteinleitung mit Kraftmessung

Abbildung 4.9: Großödometerversuch mit lokaler Messung der vertikalen und horizontalen Spannung sowie des Porenwasserdrucks (linke Schemaskizze); rechts: Probenherstellung im Großödometer mit Spannungssensor

Die vertikale Belastung der Bodenprobe erfolgte durch eine elektromechanische Prüfpresse mit einer Nennkraft des zur Erfassung der axialen Kraft herangezogenen Sensors von 60 kN. Die vertikale Verformung wurde durch Wegsensoren am Belastungsstempel aufgezeichnet. Eine Ansteuerung war mittels programmierbarer Software möglich. Eine Besonderheit in der Konstruktion des Großödometers liegt in der Möglichkeit, die am Probensockel wirkenden Kräfte zu messen. Hierzu ist der Probensockel auf 3 Kraftsensoren gelagert (Position 4 in Abbildung 4.9). Der Ringraum zwischen Ödometerring und Probensockel wird mittels O-Ring gedichtet. Mit dieser Anordnung ist es prinzipiell möglich, Reibungsverluste infolge eines Anhaftens des Bodens am Ödometerring zu quantifizieren. Diese Reibungsverluste können bei den angegebenen Probenabmessungen insbesondere bei grobkörnigen Böden in einer Größenordnung von 30 % bis 40 % der eingeleiteten vertikalen Kraft liegen (vgl. OSTERMAYER 1977). Bei dem hier untersuchten Kaolinton betrug der Verlust bei höheren axialen Effektivspannungen in etwa 10 % bei  $\sigma'_a = 400 \text{ kN/m}^2$  und bis zu 20 % bei  $\sigma'_a = 800 \text{ kN/m}^2$ . Es ist anzumerken, dass bei diesen Spannungen der Boden bereits einen Wassergehalt nahe der Ausrollgrenze erreicht und somit hohe Laststufen für die Bearbeitung der gegebenen Problemstellung mit dem Fokus auf weiche bis flüssige Böden keine besondere Rele-

vanz haben. Bei einer breiigen Konsistenz mit  $\sigma'_a < 100 \text{ kN/m}^2$  sind Reibungsverluste kaum messbar. Die im Großödometerversuch verwendete Sensorik ist in Tabelle 4.5 zusammengefasst. Das Drucksystem folgt dem Schema der vorschubgesteuerten Ödometerversuche, was in Abbildung 4.7 gezeigt wird.

**Tabelle 4.5: Messsysteme Großödometerversuche**

Messgröße	Messprinzip	Messbereich	Auflösung	max. Fehler aus Kalibrierung
axiale Kraft $F_a$	DMS-Kraftsensor (Membran)	60 kN	0,01 kN *)	0,2 kN
axiale Verschiebung $h_0 - h$	optisch inkrementell	50 mm	0,001 mm	-
Reibkraft $F_{fr1}, F_{fr2}$ und $F_{fr3}$	DMS-Kraftsensor (Membran)	10 kN	0,01 kN *)	0,1 kN
Porenwasserdruck (lokaler Spannungssensor) $u$	piezoresistiver Frontmembransensor	500 kN/m <sup>2</sup>	0,1 kN/m <sup>2</sup> *)	2 kN/m <sup>2</sup>
Erddrucksensoren, 2 Stück lokaler Spannungssensor $\sigma_r$ und $\sigma_a$	piezoresistiver Frontmembransensor	500 kN/m <sup>2</sup>	0,1 kN/m <sup>2</sup> *)	2 kN/m <sup>2</sup>

\*) softwareseitig nach Digitalisierung

#### 4.4.4.2 Zielsetzung der Versuche im Ödometer und Umfang der Einzelversuche

Im Rahmen dieses Berichtes wird eine Auswahl an Versuchsergebnissen präsentiert, welche für die Bearbeitung der gegebenen Problemstellung relevant sind. Diese umfassen im Wesentlichen Erkenntnisse, mit denen die Kalibrierung des in Abschnitt 5 verwendeten Stoffmodells möglich ist sowie die Anwendungsgrenzen des Stoffmodells ableitbar sind (Abschnitt 5.6). Mit den Ergebnissen aus Ödometerversuchen wurden folgende Bodeneigenschaften zur Stoffmodellkalibrierung sowie zur Beschreibung der Anwendungsgrenzen näher betrachtet:

- Zur Analyse der primär spannungsabhängigen Kompressibilität wurde der Kompressionsbeiwert  $C_c$  während der Erstbelastung sowie der Rekompansions- bzw. Schwellbeiwert  $C_s$  im Bereich der Ent- und Wiederbelastung herangezogen (zum Kenntnisstand siehe Abschnitt 2.2.2). Analog dazu wurden auch Werte des Steifemoduls  $E_s$  ausgewertet. Sowohl  $C_c$  bzw.  $C_s$  als auch insbesondere  $E_s$  sind dabei keine Bodenkosten und hängen vom Effektivspannungsniveau sowie von der Belastungsgeschichte ab (Abschnitt 4.4.4.3).
- Die zeitabhängigen viskosen Effekte in den Ödometerversuchen, deren Kenntnisstand in Abschnitt 2.2.3 zusammengefasst wird, wurden im Abschnitt 4.4.4.4 unter Verwendung des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  bzw. der Buismankonstante  $C_B$  ausgewertet. Auch diese Parameter sind nur in grober Näherung für einen bestimmten Spannungsbereich während der Erstbelastung als Konstanten zu betrachten. Vorschubgesteuerte Ödometer, in denen die Vorschubrate sprunghaft geändert wird, lassen ebenfalls Auswertungen zur Bodenviskosität zu. In diesen waren zusätzlich Versuchsphasen, in denen die viskos bedingte Spannungsrelaxation beobachtet werden konnte, möglich.

- Mit einer Analyse der Konsolidation infolge der inkrementellen Laststeigerung im Bereich der Erstbelastung wurde die Durchlässigkeit des Versuchsbodens analysiert. Die Untersuchungen im Erstbelastungsbereich haben hier den Vorteil, dass Konsolidationsverformungen vergleichsweise groß sind und sich das Ende der Primärkonsolidation  $t_{EOP}$  bzw. die Zeit  $t_{95}$  entsprechend der empirischen Konstruktion nach Abschnitt 4.4.4.6 mit einer gewissen Robustheit bestimmen lassen. Die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte für eine vertikale Strömung  $k_v$  sind primär von der Porenzahl  $e$  abhängig (vgl. Abschnitt 2.4).
- In Ergänzung wurden verschiedene Versuche, bei denen zumindest abschnittsweise sehr geringe Beanspruchungsraten realisiert wurden, durchgeführt. Das Ziel dieser Versuchsreihen war es, mögliche zusätzliche Widerstände, die sich aufgrund vermuteter Effekte der Strukturbildung bilden können, zu identifizieren (Abschnitt 4.4.4.6). Bei dem in diesem Bericht diskutierten Begriff des Strukturwiderstandes handelt es sich um Widerstände, die über das von BJERRUM (1967) entwickelte Konzept einer durch Kriechen nur in Bezug zur Referenzisochrone wachsenden Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0} = \sigma'_{a,c0}$  hinausgehen (siehe Abschnitt 2.2.5).
- Da in den Standardödometerversuchen mit einer Anfangsprobenhöhe von etwa 16 mm entgegen den Literaturangaben (vgl. Tabelle 2.2) nur geringe Werte der Bodenviskosität gemessen wurden, sollten Großödometerversuche abklären, ob die Probenabmessung einen signifikanten Einfluss auf die Kriechneigung hat. Zudem konnte in den Großödometerversuchen die Messung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  vorgenommen werden, der für die Durchführung der Triaxialversuche an unter ödometrischen Randbedingungen konsolidierten Proben von großer Bedeutung ist (Abschnitt 4.4.4.5).

Wesentliche Randbedingungen der Versuchsreihen mit insgesamt 29 Einzelversuchen werden in der Tabelle 4.6 (lastgesteuerte Ödometer) und Tabelle 4.7 (weggesteuerte Ödometer) erläutert.

**Tabelle 4.6: Lastgesteuerte Ödometerversuche mit inkrementeller Spannungsänderung**

Beginn und Ende der Versuchsreihe	Anzahl der Einzelversuche	Probenabmessung	Kriechzeit	Spannungsänderung	Besonderheit
05.12.2008 23.12.2008	4	$\varnothing = 100$ mm $h_0 \approx 16$ mm	$t_c = 1$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$ $\Delta\sigma'_a = 0,5 \cdot \sigma'_{a,c}$	Ent- und Wiederbelastung
07.01.2009 16.01.2009	3	$\varnothing = 100$ mm $h_0 \approx 16$ mm	$t_c = 1$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$	-
27.03.2009 25.06.2009	3	$\varnothing = 100$ mm $h_0 \approx 16$ mm	$t_c = 10$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$	-
31.07.2009 27.08.2009	2	$\varnothing = 100$ mm $h_0 \approx 16$ mm	$t_c = 1$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$ $\Delta\sigma'_a = 0,5 \cdot \sigma'_{a,c}$	Ent- und Wiederbelastung
08.09.2009 14.04.2010	3	$\varnothing = 100$ mm $h_0 \approx 16$ mm	$t_c = 1$ d bis $t_c = 10$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$ bis $0,1$ kN/m <sup>2</sup> /d	sehr langsame Belastungsrate
21.04.2010 24.11.2010	6	$\varnothing = 100$ mm $h_0 \approx 16$ mm	$t_c = 1$ d bis $t_c = 10$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$ bis $0,1$ kN/m <sup>2</sup> /d	sehr langsame Belastungsrate
26.04.2010 07.02.2011	3	$\varnothing = 300$ mm $h_0 \approx 140$ mm	$t_c = 10$ d	$\Delta\sigma'_a = 2,0 \cdot \sigma'_{a,c}$	Großödometer

**Tabelle 4.7: Weggesteuerte Ödometerversuche mit sprunghafter Änderung der Dehnungsrate**

Beginn und Ende der Versuchsreihe	Anzahl der Einzelversuche	Probenabmessungen	Geschwindigkeitssprung	minimale Porenzahländerungsrate	Besonderheit
11.12.2008 08.02.2009	3	$\varnothing = 100 \text{ mm}$ $h_0 \approx 16 \text{ mm}$	100-fach	$\dot{\epsilon}_{i+1} = 1 \cdot 10^{-8} \text{ 1/s}$	-
10.03.2009 11.06.2009	2	$\varnothing = 100 \text{ mm}$ $h_0 \approx 16 \text{ mm}$	10-fach	$\dot{\epsilon}_{i+1} = 1 \cdot 10^{-8} \text{ 1/s}$	Relaxationsphasen

#### 4.4.4.3 Ergebnisse zur Kompressibilität

Zunächst wird auf die Analyse des Bodenverhaltens während der Erstbelastung eingegangen. Diese zeichnet sich durch eine monotone Erhöhung der vertikalen totalen Spannung aus. Die Axial- bzw. Vertikalspannung wurde jeweils bezogen auf den Betrag der Ausgangslaststufe mit der Spannung  $\sigma'_{a,c}$  verdoppelt  $\Delta\sigma'_a = 2 \cdot \sigma'_{a,c}$ . Dargestellt werden die Versuchsreihen im Standardödometer beginnend ab dem 07.01.2009 und 27.03.2009 sowie die Versuchsreihe im Großödometer ab dem 26.04.2010. Die Kriechzeiten  $t_c$  betragen jeweils 1 Tag bei der Versuchsreihe ab dem 07.01.2009 sowie 10 Tage bei den Versuchsreihen ab dem 27.03.2009 und 26.04.2010 (vgl. Übersicht in Tabelle 4.6).

Abbildung 4.10 zeigt das Spannungs-Dehnungs-Diagramm (links) und Druck-Porenzahl-Diagramm (rechts) der insgesamt 9 lastgesteuerten Ödometerversuche. Deutlich zu erkennen sind zunächst die großen Dehnungsbeträge (dargestellt sind logarithmische Dehnungsmaße in der Abbildung 4.10 links) von bis zu 50 % bei einer Spannung von knapp 1000 kN/m<sup>2</sup> für einen Anfangswassergehalt, der deutlich über dem Wassergehalt an der Fließgrenze liegt. Für die gesetzte Problemstellung der Untersuchung sehr weicher Proben sind derart hohe Spannungen nicht relevant. Trotzdem erschien es vor allem im Rahmen der Kalibrierung des Stoffmodells interessant, die Spannungsabhängigkeit des Bodenverhaltens über einen möglichst großen Bereich zu untersuchen, da alle im Abschnitt 5.4 zu wählenden Eingabeparameter  $C_c$ ,  $C_s$  und  $C_\alpha$  grundsätzlich unabhängig von der Spannung definiert sind.

Dass der Parameter  $C_c$  näherungsweise unabhängig von der Spannung gewählt werden kann, zeigt das rechte Diagramm der Abbildung 4.10. Hier gibt  $C_c$  die Steigung der Kurven wieder, welche zu geringen Spannungen hin nur vergleichsweise wenig zunimmt.

Eine tendenziell etwas höhere Kompressibilität zeigen im Vergleich zum Großödometer die Proben in den kleineren Standardödometern. Dabei entstehen die unterschiedlichen Dehnungsbeträge vor allem bei geringen Spannungen bis maximal  $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ . Für höhere Spannungen verlaufen die Kurven insbesondere in der Abbildung 4.10 rechts mehr oder weniger parallel zueinander.

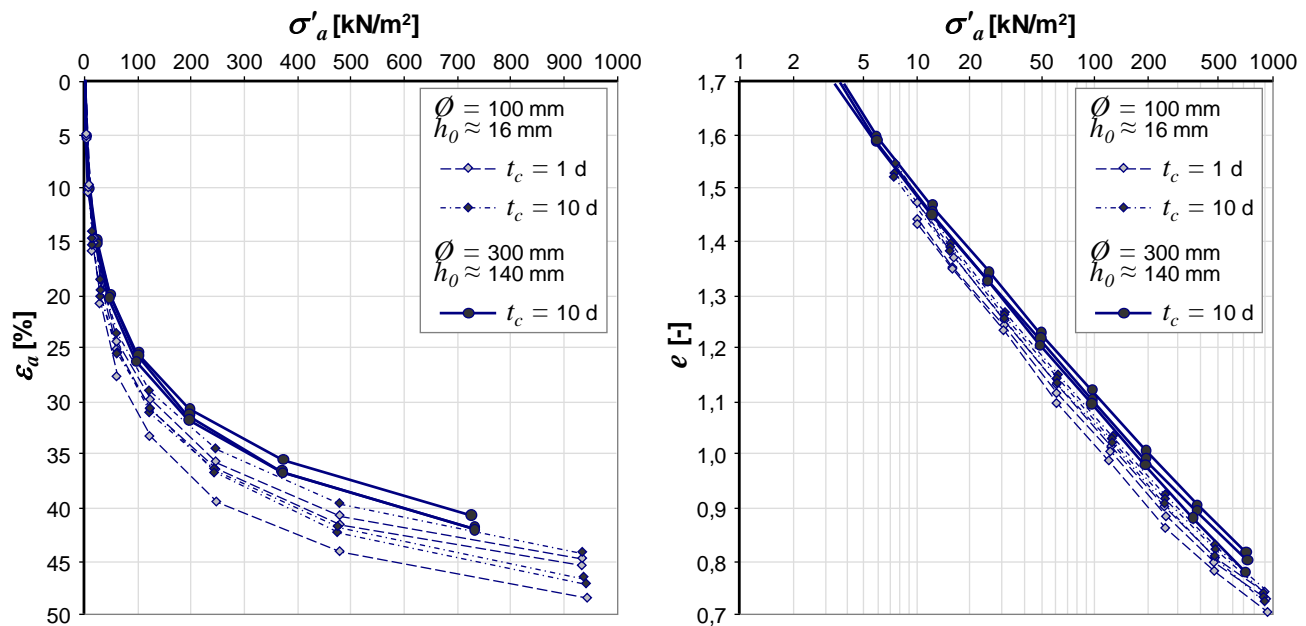


Abbildung 4.10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm (links) und Druck-Porenzahl-Diagramm (rechts); lastgesteuerte Ödometerversuche, 3 Versuchsreihen zu je 3 Einzelversuchen, inkrementelle Spannungsänderung während der Erstbelastung

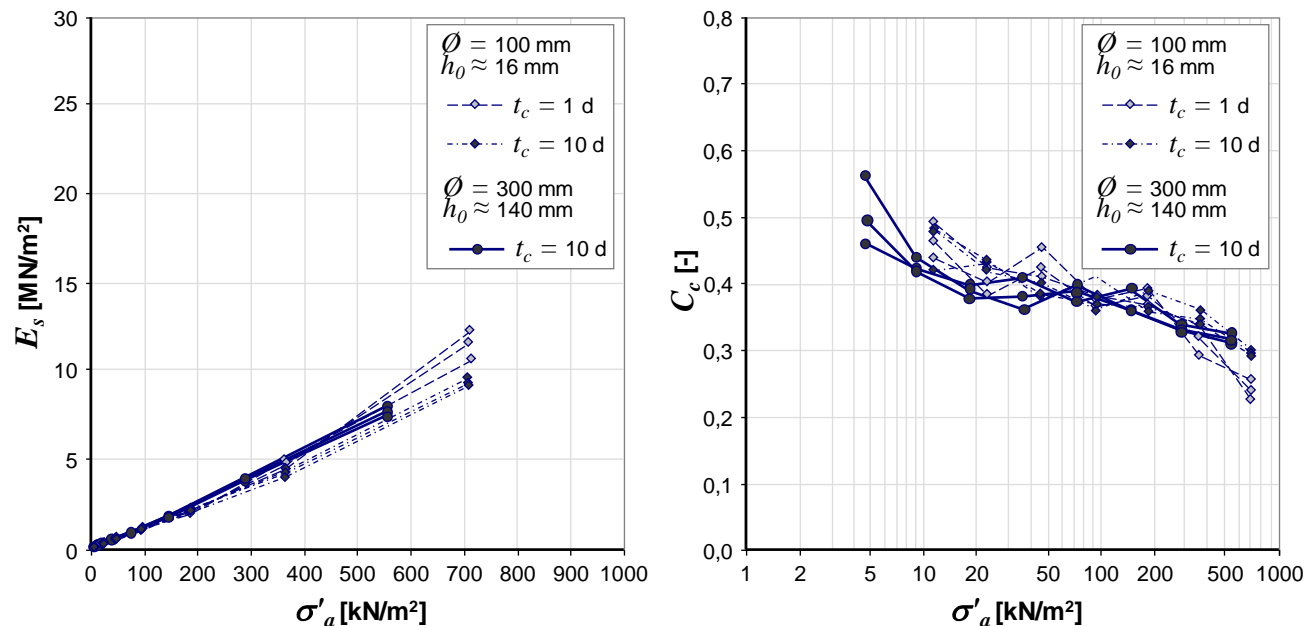


Abbildung 4.11: Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls  $E_s$  (links) und des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  (rechts); lastgesteuerte Ödometerversuche, 3 Versuchsreihen zu je 3 Einzelversuchen, inkrementelle Spannungsänderung während der Erstbelastung

Die Entwicklung des Steifemoduls  $E_s$  wird in Abbildung 4.11 links dargestellt. Zu erkennen ist der für feinkörnige Böden typische nahezu lineare Verlauf. Eine Verdoppelung der Effektivspannung bringt in etwa eine Verdoppelung der Steifigkeit mit sich (vgl. Abschnitt 2.2.2). Unterschiede zwi-

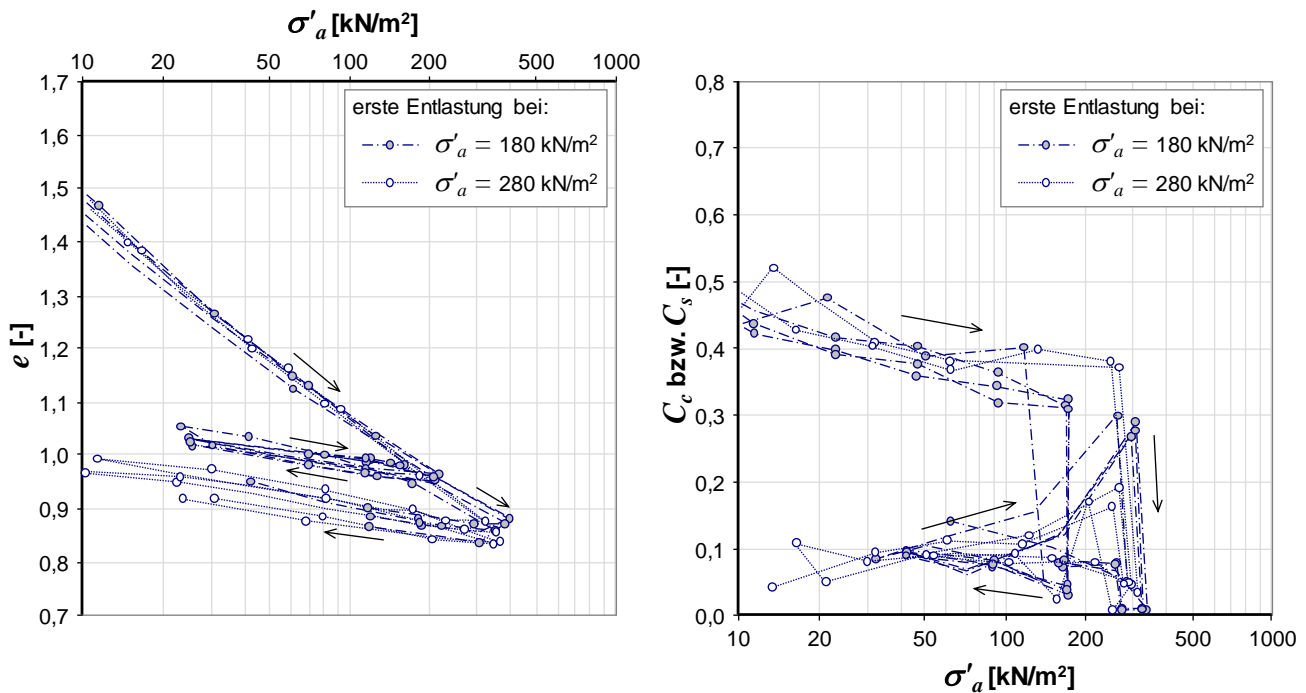


schen den einzelnen Versuchsrandbedingungen sind in der gewählten Skalierung des Diagramms der Abbildung 4.11 links nur geringfügig erkennbar. Wird die Steifigkeitsentwicklung genauer betrachtet bzw. die in Abbildung 4.11 rechts gegebene Darstellung mit einer logarithmischen Skalierung der Spannungsachse gewählt, so kann insbesondere bei der Mitberücksichtigung sehr kleiner Effektivspannungen eine Reduzierung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  mit steigender Spannung  $\sigma'_a$  festgestellt werden. Wenn die Werte bei etwa  $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$  betrachtet werden, welche im gegenüber den Standardödometern bei kleinen Spannungen vermutlich zuverlässiger arbeitenden Großödometer gemessen wurden, so lässt sich ein Mittelwert im Bereich  $C_c = 0,5$  ablesen. Im Bereich einer Spannung von  $\sigma'_a = 700 \text{ kN/m}^2$  beträgt  $C_c$  nur noch etwa 0,3. Der Trend dieser Reduzierung wurde in allen Einzelversuchen unter den angegebenen und sehr unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen festgestellt.

Ferner ist aus den Diagrammen der Abbildung 4.11 gut erkennbar, dass es hinsichtlich der Versuchsreihen mit unterschiedlicher Kriechzeit  $t_c$  von 1 Tag bzw. 10 Tagen in Bezug auf die Steifigkeit bzw. Kompressibilität keine nennenswerten Unterschiede gibt. Auch die Probenabmessung, die in den 3 Versuchsreihen zwischen 16 mm und 140 mm Anfangsprobenhöhe variiert, hat auf die Steifigkeitsentwicklung bzw. den Kompressionsbeiwert  $C_c$  keinen Einfluss.

Die genauere versuchstechnische Untersuchung des Bodenverhaltens während einer Ent- und Wiederbelastung ist auch für die gegebene Problemstellung der Beschreibung des horizontalen Pfahlwiderstandes von Bedeutung, obwohl Scherwiderstände den Großteil der Stützwirkung eines weichen Bodens auf einen in seinen Abmessungen relativ kleinen Pfahlschaft bestimmen (vgl. Abschnitt 3). Im unmittelbar rückseitigen Bodenbereich hinter dem horizontal beanspruchten Pfahl wird eine Entlastung im Extremfall bis zu einer Effektivspannung  $\sigma'_x$  bzw.  $\sigma'_y = 0 \text{ kN/m}^2$  bei großen Verformungen erreicht (vgl. Messergebnisse im Abschnitt 4.5 und Simulationsrechnungen Abschnitt 5.5), was eine möglichst realitätsnahe Anpassung der Stoffmodellparameter an die Steifigkeitsentwicklung während einer Entlastung notwendig macht.

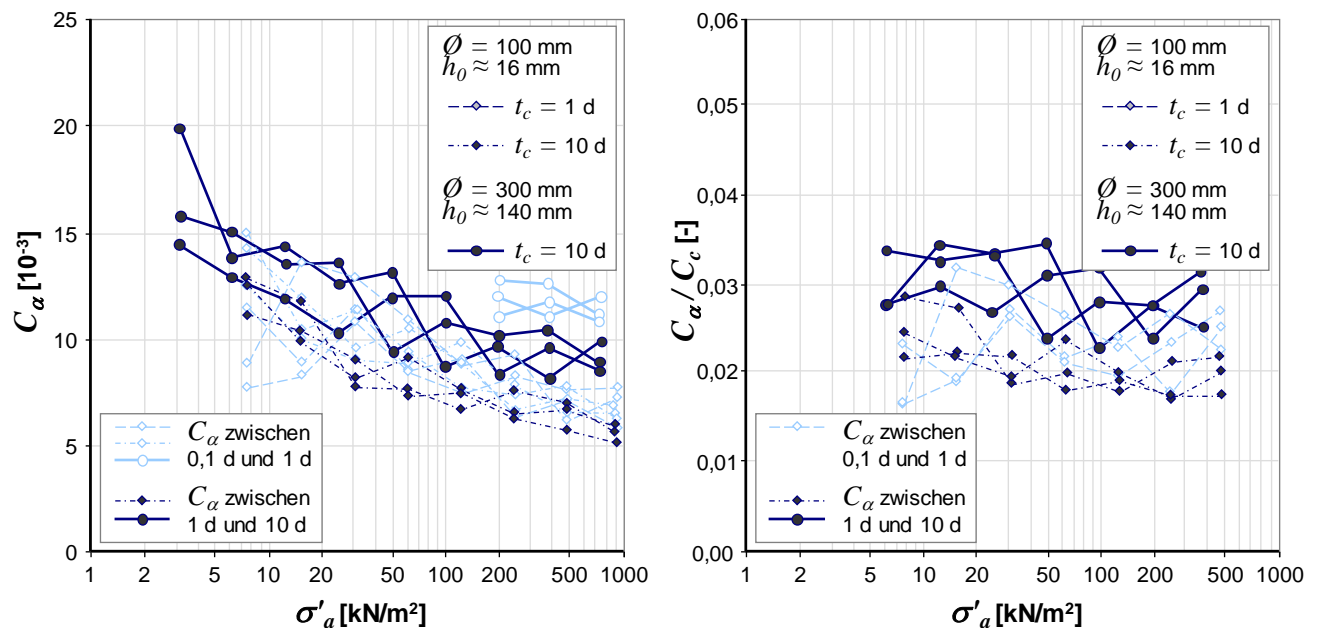
Abbildung 4.12 zeigt dazu die Entwicklung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  während der Erstbelastung sowie den Schwell- bzw. Rekompansionsbeiwert  $C_s$  während eines Ent- und Wiederbelastungsvorgangs. Im linken Diagramm ist zunächst gut zu erkennen, dass auch bei einer Ent- und Wiederbelastung in guter Näherung die Kompressionskurve in der halblogarithmischen Skalierung als Gerade idealisiert werden kann. Somit ist der Ansatz eines mehr oder weniger von der Spannung unabhängigen Wertes  $C_s$  plausibel. Die Größe des Schwell- bzw. Rekompansionsbeiwert  $C_s$  lässt sich gut aus dem rechten Diagramm in Abbildung 4.12 ablesen. Hierin wird auch ersichtlich, dass am Ende der Wiederbelastung  $C_s$  wieder auf den entsprechenden  $C_c$ -Wert in der Erstbelastung ansteigt. Für genügend große  $OCR$ -Werte etwa im Bereich  $> 3$  kann  $C_s$  in etwa zu 0,1 abgeschätzt werden. Damit liegt der Wert  $C_s / C_c$  in einem Bereich zwischen 1/4 und 1/6, was sehr gut zur Auswertung von Daten aus Ödometerversuchen sehr unterschiedlicher Tonböden passt.



**Abbildung 4.12: Druck-Porenzahl-Diagramm (links); Änderung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  bzw. des Schwell- und Rekompansionsbeiwerts  $C_s$  (rechts); lastgesteuerte Ödometerversuche mit Ent- und Wiederbelastungszyklus, 2 Versuchsreihen zu je 4 bzw. 2 Einzelversuchen**

#### 4.4.4.4 Ergebnisse zur Bodenviskosität

Die Kriechneigung unter konstanter axialer Effektivspannung  $\sigma'_a$  im Ödometer wird durch den Beiwert  $C_\alpha$  ausgedrückt, der als Porenzahländerung  $\Delta e$  in einem logarithmischen Zeitinkrement (Basis 10) definiert ist. Abbildung 4.13 veranschaulicht die spannungsabhängige Entwicklung des  $C_\alpha$  Wertes für die 3 bereits beschriebenen Versuchsreihen im Bereich der Erstbelastung. Zunächst ist ein deutlicher Trend hin zu kleineren  $C_\alpha$ -Werten bei hohen Effektivspannungen  $\sigma'_a$  erkennbar. Die Werte aus den Versuchen im Großödometer liegen etwas über den Werten der Standardödometerversuche, was auf die durch die größere Probenabmessung ermöglichte freiere Umlagerung einzelner Bodenpartikel zurückgeführt werden kann. Für die Versuche mit einer Kriechzeit  $t_c = 10 \text{ d}$  wurde der Beiwert  $C_\alpha$  für das Zeitintervall zwischen der Zeit nach dem Ende der Primärkonsolidation  $t_{EOP}$  und 1 d sowie zwischen 1 d und 10 d ausgewertet. Hier zeigt sich, dass der  $C_\alpha$ -Wert für die Auswertung zwischen 1 d und 10 d meist etwas unter dem entsprechenden Kriechbeiwert, der sich zwischen  $t_{EOP}$  und 1 d ermitteln lässt, liegt. Die Kriechneigung des Versuchsbodens schwächt sich somit in Bezug auf das weit verbreitete und dieser Auswertung zu Grunde gelegte logarithmische Kriechmodell nach BUISMAN (1936) mit zunehmender Versuchsdauer etwas ab.



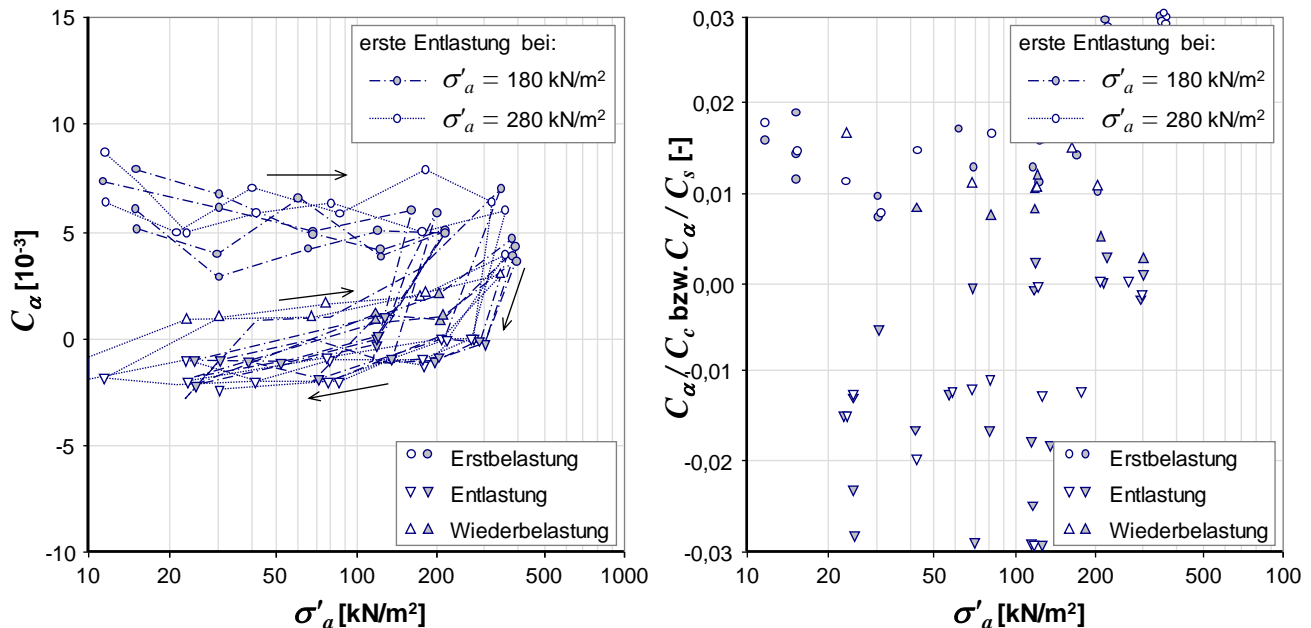
**Abbildung 4.13: Spannungabhängigkeit des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  (links) und des Verhältniswertes  $C_\alpha/C_c$  (rechts); lastgesteuerte Ödometerversuche, 3 Versuchsreihen zu je 3 Einzelversuchen, inkrementelle Spannungsänderung während der Erstbelastung**

In der Literatur wird der Wert  $C_\alpha/C_c$  oft als inhärente Bodenkonstante beschrieben (MESRI und GODLEWSKI 1977, MESRI und CASTRO 1987, MESRI et al. 1995, KRIEG 2000). Dies ist, unter Verwendung der unter der jeweiligen axialen Effektivspannung  $\sigma'_a$  vorherrschenden Kompressibilität  $C_c$  (Tangentensteigung im Druck-Porenzahl-Diagramm), und Kriechbeiwert  $C_\alpha$  eine verallgemeinerte Darstellung, welche sowohl für Wiederbelastung ( $OCR > 1$ ) als auch Erstbelastung ( $OCR = 1$ ) gültig sein soll. In Abbildung 4.13 rechts sind für den Bereich der Erstbelastung Werte  $C_\alpha/C_c$  in Abhängigkeit von der Spannung  $\sigma'_a$  angegeben. Wie die Literatur angibt, zeigt das Diagramm, dass es für baupraktische Belange meist ausreichend erscheinen mag, den Wert  $C_\alpha/C_c$  als spannungsunabhängig zu betrachten. Vielmehr ist die mitunter erhebliche Bandbreite der Streuungen zu beachten, welche in einem Bereich zwischen  $C_\alpha/C_c = 0,017$  und  $0,034$  um einen Mittelwert bei etwa  $0,25$  liegt.

Die Kriechneigung und damit der  $C_\alpha$ -Wert nehmen im Bereich einer Ent- und Wiederbelastung sehr stark ab. Diese allgemein bekannte Bodencharakteristik (vgl. MITCHELL und SOGA 2005 oder SOOS 2009) bestätigt sich in Abbildung 4.14 anhand der 5 Einzelversuche im Ödometer.

Das linke Diagramm zeigt sehr deutlich den als nahezu konstant anzusehenden Kriechbeiwert  $C_\alpha$  im Bereich der Erstbelastung. Die Werte liegen für die hier gezeigten Versuchsreihen bestehend aus 5 Einzelversuchen im Mittel etwas unter denen der Versuche, die in Abbildung 4.13 gezeigt werden. Sobald eine Entlastung eintritt, verringert sich  $C_\alpha$  auf einen Wert nahe Null. Diese starke Reduzierung tritt schon ein, wenn nur sehr kleine negative Spannungsinkremente wirksam werden. Bei einer weiteren Entlastung zeigen diese Versuche mit  $t_c = 1$  d, dass auch negative Werte messbar sind. Der kleinste Wert während einer Entlastung wurde mit  $C_\alpha = -0,003$  festgestellt. Dies bedeutet, dass die nach einer Entlastung eintretenden Kriechverformungen eine Expansion der

Probe zur Folge haben. Die positiven  $C_\alpha$ -Werte, die während einer Entlastung gemessen wurden, sind zwar vom Betrag sehr klein und baupraktisch nicht relevant, jedoch stammen sie aus dem interessanten Effekt, dass nach Abschluss der Hebung infolge der Konsolidation wieder Verformungen in die entgegengesetzte Richtung messbar sind. Diese Charakteristik wurde schon im Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben mit einer genaueren Betrachtung der Zeit-Verformungskurven näher erläutert.



**Abbildung 4.14: Spannungabhängigkeit des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  (links) und des Verhältniswertes  $C_\alpha / C_c$  (rechts) lastgesteuerter Ödometerversuche mit Ent- und Wiederbelastungszyklus, 2 Versuchsreihen zu je 4 bzw. 2 Einzelversuchen**

Einige Modellanschauungen zur Beschreibung des viskosen Bodenverhaltens unter eindimensionaler Kompression beruhen auf der Annahme eines konstanten Verhältnisses  $C_\alpha / C_c$  bei Erstbelastung bzw.  $C_\alpha / C_s$  im Bereich  $OCR > 1$ . Diese Idealisierung konnte entsprechend der Daten, die in Abbildung 4.13 rechts eingetragen sind, zumindest für Wiederbelastungsvorgänge bestätigt werden. Werte  $C_\alpha / C_c$  während einer Entlastung können entsprechend den in Abbildung 4.13 zu sehenden Kriechbeiwerten  $C_\alpha < 0$  bzw. Fall  $C_\alpha \approx 0$  deutlich kleiner sein. Die Versuchsreihen zeigen im Vergleich zu den Informationen der Tabelle 2.2 einen Wertebereich für  $C_\alpha / C_c$ , der deutlich unter den Erfahrungswerten anderer toniger Böden liegt.

#### 4.4.4.5 Bestimmung des Ruhedruckbeiwertes $K_0$

Wie bereits genannt wurde, ist die Messung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  für die Planung und Durchführung der Triaxialversuche wichtig. Ferner bildet der  $K_0$ -Wert einen wesentlichen Parameter zur Festlegung des Anfangsspannungszustandes in den Modellbildungen des Abschnittes 5. Ursprünglich war vorgesehen, bereits in der Phase der Konsolidation der Probe im Triaxialversuch den  $K_0$ -Wert zu messen, um den Zellenendruck entsprechend einstellen zu können. Dieses Messprinzip zeigt jedoch bei geringen Spannungen im Bereich von etwa  $\sigma'_a < 50$  kN/m<sup>2</sup> nur eine gerin-

ge Zuverlässigkeit. So wurden in diesem Bereich entgegen den Erfahrungswerten aus Literaturquellen meist ansteigende Beiwerte  $\bar{K}_0$  gemessen, was als nicht realistisch angesehen wurde. Für Suspensionen ohne wirksame Effektivdrücke ist der Ruhedruckbeiwert  $\bar{K}_0$  nicht definiert. Vielmehr ist vorstellbar, dass die ersten Partikelkontakte aufgrund der Sedimentation in vertikaler Richtung auftreten. Größere Kräfte in horizontaler Richtung, welche  $\bar{K}_0 > 0$  bewirken, finden erst ab einer gewissen Auflastspannung statt, die nicht mehr primär durch die Interaktionskräfte zwischen den Tonpartikeln aufgenommen werden können. Verschiedene Messungen haben ergeben, dass sich für geringe Effektivdrücke vergleichsweise niedrige Ruhedruckbeiwerte einstellen. So zeigen Versuche von TING et al. (1994) an einem Kaolinboden, dass sich der Ruhedruckbeiwert  $\bar{K}_0$  bis zu einer Spannung von etwa  $\sigma'_v = \sigma'_a = 100 \text{ kN/m}^2$  kontinuierlich erhöht und sich dann auf Werte in einer Größenordnung, die durch die Korrelationen nach JAKY (1944), SHERIF und KOCH (1970) oder LEE und JIN (1979) für normalkonsolidierte bindige Böden angenähert werden können, einpendelt (vgl. Abschnitt 2.2.4).

Eigene Messungen aus Versuchen im Großödometer werden in Abbildung 4.16 links gezeigt und belegen den leichten Anstieg des Ruhedruckbeiwertes  $\bar{K}_0$  von einer Spannung  $\sigma'_a = 3 \text{ kN/m}^2$  bis zu  $\sigma'_a = 750 \text{ kN/m}^2$ . Ab einer Spannung von  $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$  kann im Mittel mit einem Beiwert  $\bar{K}_0 = 0,6$  gerechnet werden, was einem Winkel der inneren Reibung nach der Korrelation gemäß JAKY (1944) von  $\varphi' = 24^\circ$  entsprechen würde. Dieser Reibungswinkel wird in der Größenordnung auch in triaxialen Kompressionsversuchen im Mittel erreicht, was im Abschnitt 4.4.5 näher erläutert wird.

#### 4.4.4.6 Auswertung Durchlässigkeit

Die Verfahren nach CASAGRANDE und FADUM (1940) bzw. TAYLOR (1948) zur Bestimmung des Endes der Primärkonsolidation  $t_{EOP}$  erfordern einen deutlich s-förmig gekrümmten Verlauf der Zeitsetzungen (Setzungen im linearen Maßstab, Zeit im logarithmischen Maßstab). Zeitabhängige Verformungen, welche sich nach Ent- bzw. Wiederbelastungen einstellen, weisen in dieser halblogarithmischen Darstellung nur gering bis nicht gekrümmte Kurvenverläufe auf. Daher wird zur Ermittlung der die Konsolidation bestimmenden Parameter ein modifiziertes Verfahren verwendet, welches in Abbildung 4.15 dargestellt wird. Dazu wird zunächst im halblogarithmischen Diagramm eine Gerade  $g^{v,100}(t)$  konstruiert, welche sich unter der Spannung  $\sigma'_a$  einer Laststufe nach genügend langer Zeit einstellt und bei welcher angenommen wird, dass Effekte aus der Konsolidation vernachlässigt werden können. Die Gerade  $g^{v,100}(t)$  lässt sich annähernd durch

$$g^{v,100}(t) = e^* - C_\alpha \cdot \log(t) \quad (4-3)$$

ausdrücken. Die Porenzahl  $e^*$  wird bei einer Zeit von  $t = 3 \text{ s}$  nach der Laständerung berechnet.

Da die Dauer der Konsolidation theoretisch unendlich lang ist, wird zur Ermittlung des Konsolidationsbeiwertes  $c_v$  zunächst die Zeit  $t_{95}$  bestimmt, bei der 95 % der Setzungsanteile aus der Konsolidation erreicht sind. Die Zeit  $t_{95}$  wird aus dem Schnittpunkt der Messdaten mit der Geraden  $g^{v,95}(t)$  festgelegt, welche sich durch folgende Gleichung berechnet:

$$g^{v,95}(t) = 0,95 \cdot (e^* - C_\alpha \cdot \log(t)) \quad (4-4)$$

Der Konsolidationsbeiwert  $c_v$  bestimmt sich dann in Abhängigkeit vom Drainweg aus folgender Beziehung:

$$c_v = \frac{1,129 \cdot (h_i / 2)^2}{t_{95}} \quad (4-5)$$

Darin ist  $h_i$  näherungsweise die Probenhöhe, der  $e^*$  zugeordnet ist. Bei größeren Setzungen innerhalb einer Laststufe ist es nötig  $h_i$  entsprechend zu verkleinern. Damit wird ein näherungsweise mittlerer Drainweg während der Phase der Konsolidation berücksichtigt.

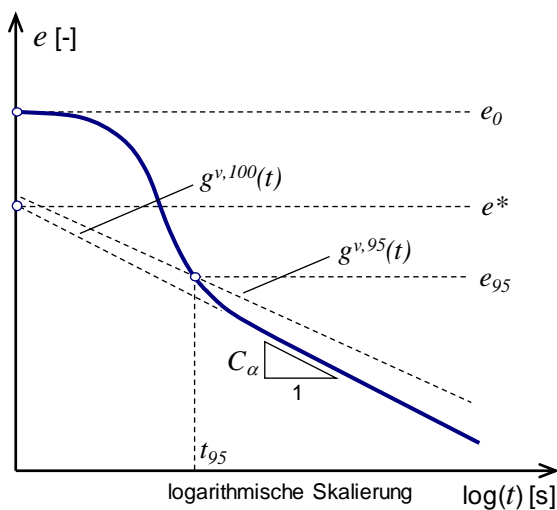


Abbildung 4.15: Konstruktion zur Ermittlung des Wertes  $t_{95}$

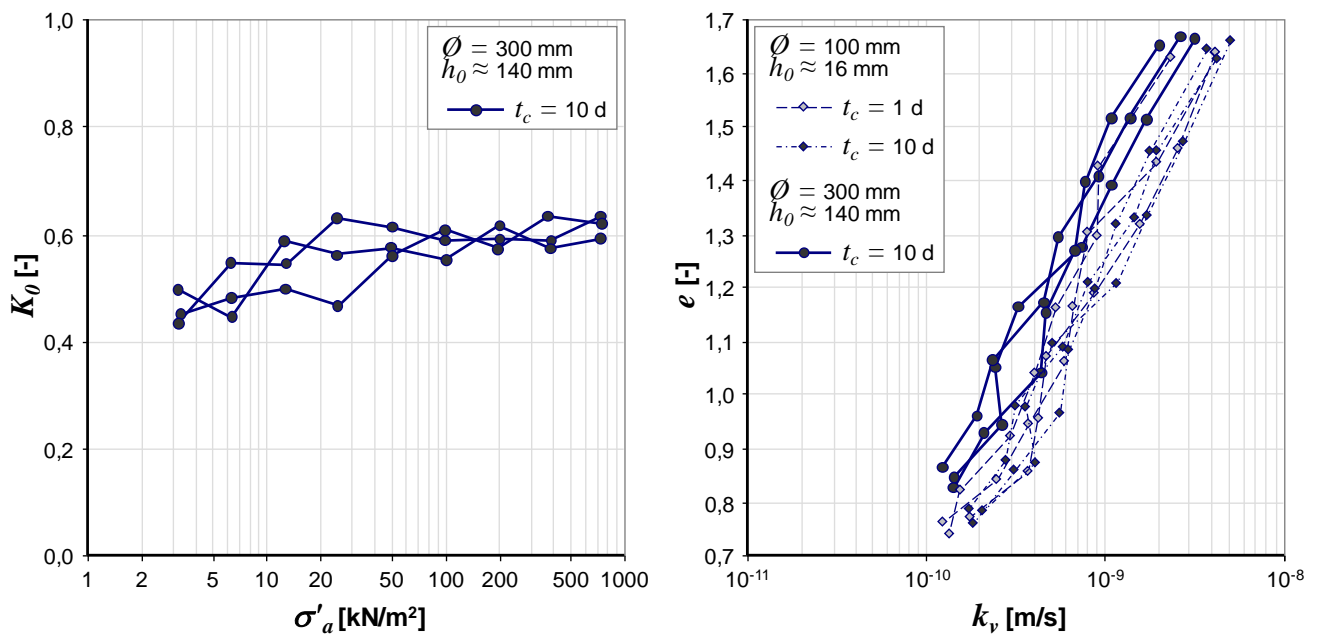
Aus der Interpretation der Konsolidation werden in dieser Arbeit auch Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_v$  bestimmt. Dies ist prinzipiell möglich, da durch die Art der Probenherstellung Rundumläufigkeiten und Luftporen minimal sind. Der  $k_v$ -Wert ergibt sich aus dem im Lastinkrement maßgebenden Steifemodul  $E_s$  unter Berücksichtigung der natürlichen (logarithmischen) Dehnungsdefinition und der Wichte des Wassers  $\gamma_w$  nach (4-6).  $E_s$  wird aus dem Druck-Porenzahl-Diagramm als Tangentenmodul berechnet. Damit ergibt sich, dass die dichteabhängige Durchlässigkeit nur bei einer monotonen Laständerung über mehrere Laststufen eindeutig zu ermitteln ist.

$$k_v = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E_s} \quad (4-6)$$

Analog zum Steifemodul  $E_s$  werden in den Auswertungen die Kompressionsbeiwerte  $C_c$  bzw.  $C_s$  spannungsabhängig jeweils durch die Tangentensteigung im Druck-Porenzahl-Diagramm bestimmt.

Die gewählte numerische Modellbildung bietet die Möglichkeit einer gekoppelten Analyse des 2-Phasen Mediums Bodenpartikel – Porenwasser entsprechend der Konsolidationstheorie und seiner numerischen Lösung für Probleme der Kontinuumsmechanik (BIOT 1957). In der programm-

technischen Umsetzung kann eine Abhängigkeit des Durchlässigkeitskoeffizienten  $k_v$  nach DARCY (1856) von der Trockendichte  $\rho_d$  bzw. Porenzahl  $e$  des gesättigten Bodens angesetzt werden. Dagegen sind in Abbildung 4.16 rechts Ergebnisse der Auswertung der Konsolidation infolge der inkrementellen Spannungserhöhung im Bereich der Erstbelastung dargestellt. Dabei wird die ein-dimensionale Konsolidationstheorie nach TERZAGHI (1925) unter Verwendung der im Versuch gemessenen inkrementellen Steifigkeit ausgenutzt, um aus der zeitabhängigen Setzung infolge des Porenwasserdruckausgleiches die zur jeweiligen Porenzahl gehörende Durchlässigkeit  $k_v$  zu bestimmen.



**Abbildung 4.16: Spannungsabhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  (links) und Dichteabhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_v$  (rechts); lastgesteuerte Ödometerversuche, 3 Versuchsreihen zu je 3 Einzelversuchen, inkrementelle Spannungsänderung während der Erstbelastung**

Zu erkennen ist die vergleichsweise hohe Durchlässigkeit mit Werten  $k_v > 10^{-9}$  m/s im Bereich geringer Porenzahlen  $e$  bzw. Effektivspannungen. Bei Erstbelastung nimmt die Durchlässigkeit ausgedrückt durch den  $k_v$ -Wert kontinuierlich ab. In einer halblogarithmischen Skalierung des Diagramms lassen sich für einzelne Versuche nahezu Geraden ableiten, was in der Modellbildung weiter ausgenutzt werden kann (vergleiche Abschnitt 5.4). Für alle Versuche werden auch bei höheren Spannungen bzw. kleinen Porenzahlen Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_v > 10^{-10}$  m/s erreicht, was für Kaolintone auch durch Literaturquellen belegbar ist (MESRI und OLSON 1971, TERZAGHI et al. 1996).

#### 4.4.4.7 Evaluierung Einfluss Strukturbildung und Destrukturierung

Der Umstand, dass insgesamt Proben durch viskose Alterung und Strukturfindung aufgrund längerer Versuchsdauern steifer reagieren als Proben, welche vergleichsweise rasch belastet werden, wurde im Abschnitt 2.2.5 vorgestellt. Dabei ist der Übergang zum Verhalten ungestörter Bodenproben aus Bohrungen in über geologische Zeiträume entstandenen Schichten weicher Böden flie-

ßend. Die bei gleichen Effektivspannungen in situ gemessenen Porenzahlen der SCL (*sedimentation compression line*) unterscheiden sich durch Alterung sowie Strukturierung zum Teil deutlich von denen des jeweilig aufbereiteten Bodens (*reconstituted* bzw. *remoulded soil*) nach einer raschen Belastung im Labor (SKEMPTON 1970, BURLAND 1990). Es wurde daher zunächst angenommen, dass alle Bodenproben im Forschungsvorhaben im Bereich der ICL (*Intrinsic Compression Line*) liegen, welche die Porenzahlen bei Erstbelastung charakterisiert, die für eine ideal strukturlose bzw. amorphe Bodenprobe zu messen sind. Das zuvor benannte Phänomen wurde bereits von BJERRUM (1967) bzw. BJERRUM und LO (1963) als Alterung („*ageing*“) von Böden aufgrund einer Strukturfindung während viskoser Verformungsvorgänge gedeutet. Wie jedoch Versuche zeigen, beruht diese erhöhte Steifigkeit normalkonsolidierter Böden nicht nur aus der durch das Kriechen hervorgerufenen Volumenverminderung. Die Dichte einer Bodenprobe etwa im Triaxialversuch oder in Ödometerzellen nach dem Prinzip von ROWE und BARDEN (1966) kann sich nach dem Schließen der Drainage nicht ändern. Da dennoch nach einer Relaxationsphase in einem derartigen Ödometer bei geschlossener Drainage eine erhöhte Steifigkeit im weiteren Verlauf der Kompressions- oder Scherkurve messbar ist, müssen gegenüber dem Konzept nach BJERRUM (1967) weitere Effekte zum Tragen kommen. Wie bereits in den Abschnitten 2.2.5 und 2.3.4 erläutert wurde, entsteht eine Struktur im Boden, die sich durch geometrische Orientierung („*fabric*“) und Zementierung („*bonding*“) ausdrücken lässt (BURLAND 1990, MITCHELL und SOGA 2005). Bei Belastung des Bodens durch zusätzliche Auflastspannungen wird ein Verhalten entsprechend eines überkonsolidierten Bodens festgestellt. Mit einer weiteren monotonen Beanspruchung tritt eine Degradierung der Strukturfestigkeit ein. Die Druck-Porenzahl-Kurve konvergiert dann gegen die entsprechende Isotache der Erstbelastung (LEONARDS und ALTSCHÄFFL 1964, LEROUEIL et al. 1979, BURLAND 1990, CANDLER 2000).

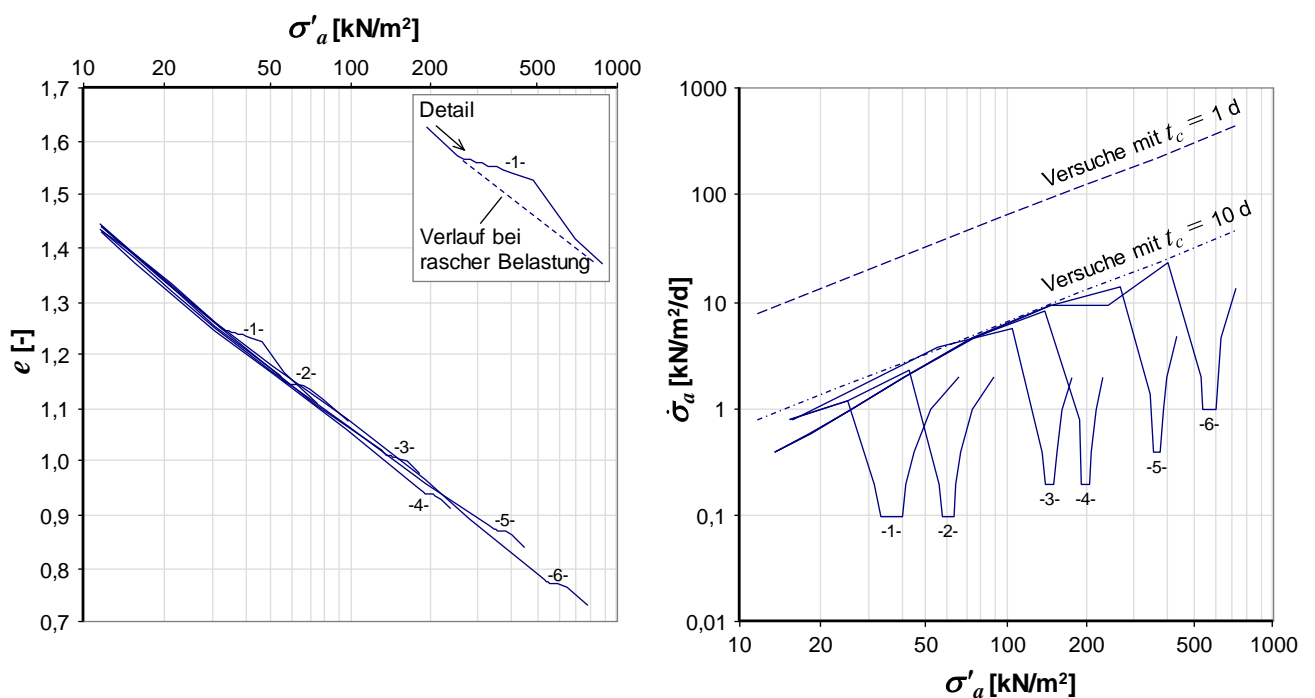
Insbesondere nach extrem langsamen Beanspruchungsraten im Triaxialversuch konnten für den zunächst amorph anzusehenden Kaolinton unerwartete Scherwiderstände gemessen werden, auf die im Abschnitt 4.4.5 näher eingegangen wird. Weitere signifikante Widerstände konnten nach Relaxationsphasen von bis zu 10 Tagen in den hier nicht dargestellten vorschubgesteuerten Ödometerversuchen sowie bei den Relaxationsversuchen im Triaxialapparat festgestellt werden. Aus diesem Grund wurde die im Folgenden beschriebene Versuchsreihe im Standardödometerversuch durchgeführt, mit der der Effekt der Strukturbildung während sehr langsamer Belastungsraten nachgewiesen werden sollte.

Hierzu zeigt Abbildung 4.17 (links) zunächst den Druck-Porenzahl-Verlauf während der Erstbelastung von insgesamt 6 Bodenproben, die zunächst bei einer amorphen Struktur und einem Wassergehalt entsprechend der doppelten Fließgrenze in den Ödometer eingebaut worden waren. In der rechten Darstellung der Abbildung 4.17 ist die aufgebrachte Spannungsrate während der Versuche eingetragen. Es ist erkennbar, dass jeder Einzelversuch eine Phase beinhaltet, in der die Probe nur sehr langsam zusätzlich belastet wurde. Nach dieser Phase wurde die Belastungsrate wieder entsprechend der Entwicklung der Versuche mit einer Kriechzeit von  $t_c = 10$  d angepasst. Zum Vergleich ist die Belastungsrate der Versuche eingetragen, in denen entsprechend dem genormten Standardversuch die Spannung alle 24 h verdoppelt wurde. Es ist deutlich erkennbar, dass die Belastungsraten der 6 speziellen Ödometerversuche in den einzelnen Phasen, die im Diagramm mit -



1- bis -6- markiert sind, um das 10 bis 100-fache geringer sind als die jeweilige Spannungsrate der Versuche mit  $t_c = 10$  d. Die Werte sind sogar 100 bis 1000-fach geringer als beim genormten Standardödometerversuch mit  $t_c = 1$  d.

Durch die sehr langsame Belastungsgeschwindigkeit über eine Spanne von 8 Laststufen, was einer Dauer von 80 Tagen entspricht, lagern sich die Tonpartikel in einem kleineren Umfang um, als dies bei den Ödometerversuchen mit einer Lastverdoppelung jeden Tag bzw. alle 10 Tage der Fall ist. Als Folge flachen die Kurven im Druck-Porenzahl-Diagramm sichtbar ab. Nach den 8 Laststufen mit sehr geringer Belastungsrate wurden die Lastinkremente bei während der ganzen Versuchsdurchführung konstanten Zeit  $t_c = 10$  d in mehreren Stufen erneut gesteigert. In der Folge lassen sich Kurven im Diagramm der Abbildung 4.17 (links) erkennen, wie sie typisch für die Belastung von ungestörten Bodenproben sind. Nach einer Phase der „Wiederbelastung“, in der der Boden vergleichsweise steif reagiert, tritt ein allmählicher Kollaps der Struktur ein. Die Kurven streben gegen die Erstbelastungsgerade einer strukturlosen Probe, die bei rascher Probenbelastung zu messen ist (ICL).



**Abbildung 4.17: Druck-Porenzahl-Diagramm (links) und Belastungsgeschwindigkeit verschiedener Versuchsreihen (rechts); lastgesteuerte Ödometerversuche mit sehr langsamer Belastungsphase**

Der deutliche Steifigkeitszuwachs während der Phasen mit langsamer Spannungserhöhung lässt sich in Abbildung 4.18 rechts gut erkennen. Im Bereich der Erstbelastung liegen die Werte  $C_c$  im Mittel bei 0,4. In allen Einzelversuchen wurden während der Phasen -1- bis -6- deutlich kleinere Kompressionsbeiwerte  $C_c$  zwischen 0,05 und 0,15 registriert. Gut zu erkennen ist danach der markante Steifigkeitsverlust durch die erneute Erhöhung der Belastungsrate auf das ursprüngliche Ni-

veau, das den Versuchen mit einer Lastverdoppelung alle 10 Tage entspricht. Hier wurden Kompressionsbeiwerte zwischen  $C_c = 0,4$  und  $0,7$  festgestellt.

Analog zu den  $C_c$ -Werten verkleinern sich die Kriechbeiwerte  $C_\alpha$  in den jeweiligen Zwischenphasen. Beträgt  $C_\alpha$  bei geringen Effektivspannungen noch zwischen  $0,008$  und  $0,018$ , so verkleinert sich die Kriechneigung um mehr als das 10-fache. In den Phasen der langsamen Belastung beträgt  $C_\alpha < 0,001$ . Da sich der Kompressionsbeiwert jeweils nur etwa um  $1/4$  reduziert, nimmt der Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  deutlich ab. Auffallend ist, dass die zwischen dem Ende der Primärkonsolidation  $t_{EOP}$  und 1 Tag ausgewerteten Kriechbeiwerte  $C_\alpha$  bei Laststufen mit hoher Spannungsrate über den  $C_\alpha$ -Werten liegen, die im Zeitintervall zwischen 1 Tag und 10 Tagen registriert wurden. Dieser Effekt ist für die Zwischenphasen mit extrem langsamer Belastungsrate entgegengesetzt zu erkennen. Dabei ist anzumerken, dass der Einfluss der Konsolidation infolge einer geringen Laststeigerung in der Regel nicht messbar war.

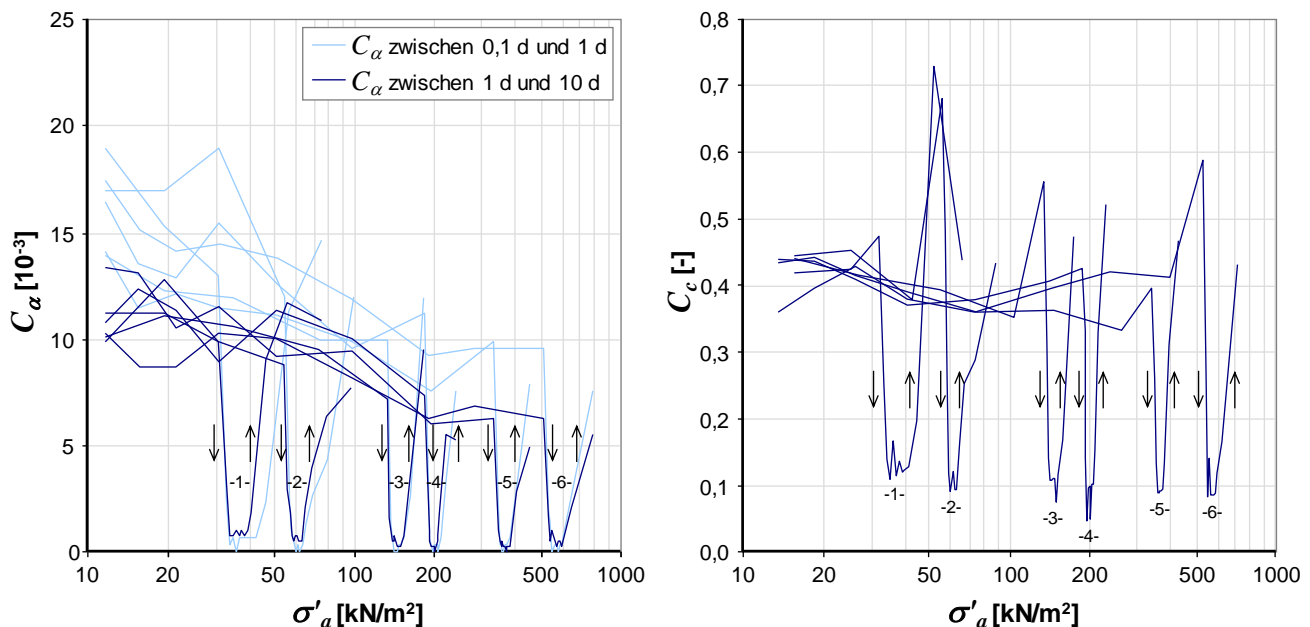


Abbildung 4.18: Kriechbeiwert  $C_\alpha$  (links) und Kompressionsbeiwert  $C_c$  (rechts) lastgesteuerter Ödometerversuche mit sehr langsamer Belastungsphase

#### 4.4.4.8 Vergleichende Untersuchungen im vorschubgesteuerten Ödometer

Es wird die Auswertung von 4 vorschubgesteuerten Ödometerversuchen in Bezug auf die spannungs- und zeitabhängige Änderung der Porenzahl beispielhaft dargestellt. Die Untersuchungen wurden mit dem Ziel durchgeführt,

- um einen Vergleich zu den Versuchsergebnissen der ödometrischen Kriechversuche nach inkrementeller Laständerung, wie sie in den vorangehenden Abschnitten dargestellt sind, schaffen zu können und

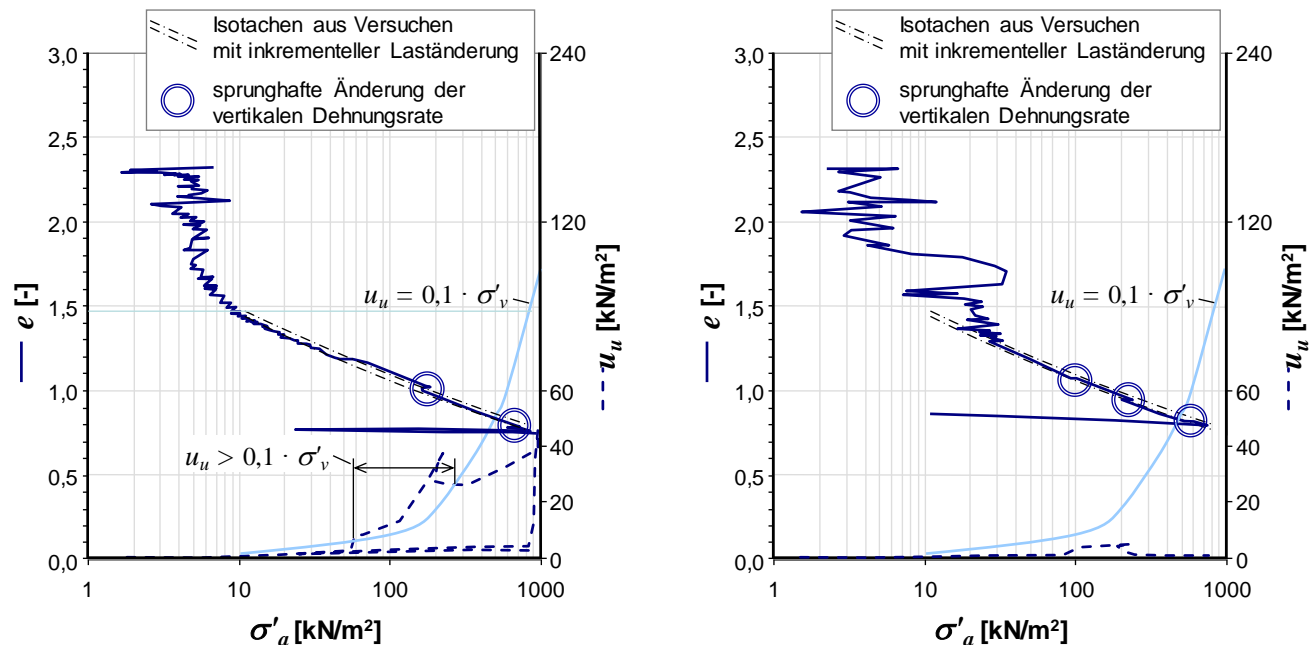
- um die Anwendbarkeit der in Abschnitt 2.2.3 gezeigten Modellbildung auf Basis des Isotachenmodells sowie damit die Anwendbarkeit des in dieser Arbeit herangezogenen Stoffmodells vertiefend prüfen zu können.

Im Weiteren wird die aus der totalen axialen Spannung an der Probenoberseite  $\sigma_a$  und dem Porenwasserdruck an der Probenunterseite  $u_u$  nach Formel (4-2) ermittelte Spannung  $\sigma'_{a,m}$  gleich der Spannung  $\sigma'_a$  gesetzt, wobei das Kriterium  $u_u < 0,1 \cdot \sigma_a$  gilt, was den Einfluss der inhomogenen Verteilung der Effektivspannungen in der Probe während einer weggesteuerten Beanspruchung begrenzt.

Abbildung 4.19 zeigt die Ergebnisse von 2 der insgesamt 4 im Rahmen dieser Arbeit ausgewerteten Einzelversuche im Druck-Porenzahl-Diagramm. Zusätzlich ist die Entwicklung des Porenwasserdruckes an der Basis der Bodenprobe  $u_u$  als gestrichelte Linie mit eingetragen (Bezug auf rechte Diagrammachse). Es ist anzumerken, dass mit Hilfe der verwendeten Versuchstechnik im Gegensatz zu den Versuchen im Standardödometeter, die in den Abschnitten 4.4.4.3 bis 4.4.4.6 gezeigt werden, auch Zustände mit einer Spannung von  $\sigma'_a < 15 \text{ kN/m}^2$  vergleichsweise zuverlässig untersucht werden können. Jedoch zeigt sich durch die stark schwankenden Spannungen  $\sigma'_a$  auch hier deutlich der Einfluss von Reibung (Sägezahnmuster), wobei die wahre Druck-Porenzahl-Beziehung im Bereich von  $\sigma'_a < 15 \text{ kN/m}^2$  vermutlich eher in den minimalen Spannungswerten  $\sigma'_a$  zu finden ist. Die Diagramme in Abbildung 4.19 zeigen, dass ab einer Spannung von  $\sigma'_a = 10 \text{ kN/m}^2$  die Versuchsergebnisse in der halblogarithmischen Darstellung einen nur noch leicht gekrümmten Verlauf aufweisen. Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  nimmt dann spannungsabhängig nur noch leicht ab. Hierzu passen gut die Ergebnisse der Untersuchungen des Abschnittes 4.4.4.3, die in den Diagrammen der Abbildung 4.19 als strichpunktiertes Linienband mit eingetragen sind. Im Bereich geringer Spannungen nehmen die Krümmung der Kurve im Druck-Porenzahl-Diagramm bei halblogarithmischer Achsenskalierung und damit auch die Kompressionsbeiwerte  $C_c$  stark zu, was den Übergangsbereich zu einem suspensionsartigen Materialverhalten markiert. Als Kreise sind die Versuchsabschnitte markiert, bei welchen die Vorschubgeschwindigkeit und damit die Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  bzw. Porenzahländerungsrate  $\dot{e} = \partial e / \partial t$  sprunghaft geändert wurde. Analog zur in Abschnitt 2.2.3 dargestellten Modellvorstellung der Isotachen wecken höhere Dehnungsraten größere effektive Spannungen. Die abschnittswise Verläufe der Kurven, für die nach einer Änderung der Dehnungsrate eine konstante Beanspruchung  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  gilt, entsprechen einer Schar paralleler Kurven (Isotachen), was die Anwendbarkeit der in Abschnitt 2.2.3 hergeleiteten Beziehung (2-14) grundsätzlich ermöglicht.

Die Entwicklung des Porenwasserdruckes  $u_u$  ist in Abbildung 4.19 als gestrichelter Kurvenverlauf eingetragen. Es zeigt sich, dass in der linken Darstellung die als Kriterium für eine approximiertere Berechnung der mittleren effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_a$  gesetzte Grenze von  $u_u = 0,1 \cdot \sigma'_a$  nach dem ersten Geschwindigkeitssprung überschritten wird, was die sichere Ermittlung des viskosen Verformungswiderstandes nicht erlaubt, da sich Effekte aus der Konsolidation des Porenwassers zu stark mit den Änderungen der Verformungswiderstände infolge der Bodenviskosität überlagern. Zur Darstellung der mit der Formel (2-14) ermittelten Verhältniszerte  $C_\alpha / C_c$  aus der Spannungsänderung infolge eines sprunghaften Wechsels der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  dient Abbildung 4.21

rechts. Ergänzend wurden für die vorschubgesteuerten Ödometerversuche Kompressionsbeiwerte  $C_c$  ausgewertet und in Abbildung 4.21 links dargestellt.

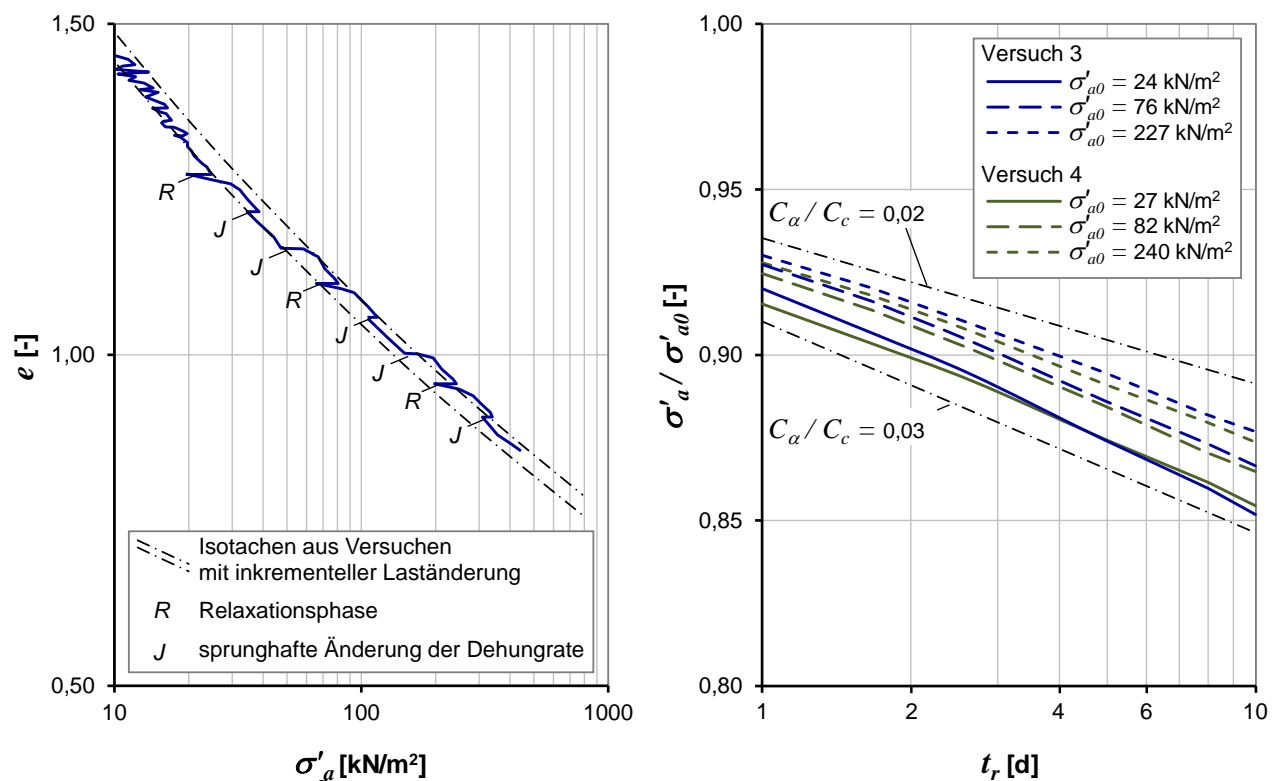


**Abbildung 4.19: Entwicklung der Porenzahl  $e$  und des Porenwasserdruckes  $u_u$  über die effektive Spannung  $\sigma'_a$  (Versuch 1 links, Versuch 2 rechts)**

Die ermittelten Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c > 0,05$  aus einem vorab durchgeführten und hier nicht dargestellten Einzelversuch sind aufgrund des starken Anwachsens des Porenwasserdruckes in der Probe mit  $u_u \gg 0,1 \cdot \sigma'_a$  als deutlich zu groß zu bewerten und wurden nicht zur weiteren Analyse herangezogen. Die Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c$  aus den hier dargestellten 4 Einzelversuchen liegen jedoch trotz des verhältnismäßig geringen Porenwasserdruckes  $u_u$  über den  $C_\alpha / C_c$ -Werten, die aus Kriechphasen in den Ödometerversuchen, welche im Abschnitt 4.4.4.4 vorgestellt werden, bestimmt wurden. Die Bandbreite der aus Kriechphasen bestimmten Werte  $C_\alpha / C_c$  sind ebenfalls in das rechte Diagramm der Abbildung 4.21 zum Vergleich mit eingetragen.

Ergänzend zu der Bestimmung von Werten  $C_\alpha / C_c$  aus einer sprunghaften Änderung der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$ , konnten Versuche mit Relaxationsphasen durchgeführt werden. Hierbei wird die Probenhöhe im Ödometer über eine bestimmte Zeit (hier  $t_r = 10$  Tage) konstant gehalten. Zur Durchführung von Relaxationsversuchen reicht es nicht den Pressenvorschub anzuhalten, da sich durch die infolge der Bodenviskosität eintretende zeitabhängige Reduzierung von Effektivspannungen aufgrund des elastischen Widerlagers und insbesondere des Kraftsensors eine Vergrößerung der Probenhöhe  $h$  einstellen würde, was den Bodenwiderstand bzw. die Effektivspannung  $\sigma'_a$  entsprechend einer Entlastung überlagernd zusätzlich reduzieren würde. Relaxationsversuche benötigen daher eine „echte“ Wegsteuerung in dem Sinn, dass die Probenhöhe durch einen präzise arbeitenden Sensor erfasst wird und die Hebung der Probe durch den Pressenmotor möglichst unmittelbar und genau kompensiert wird.

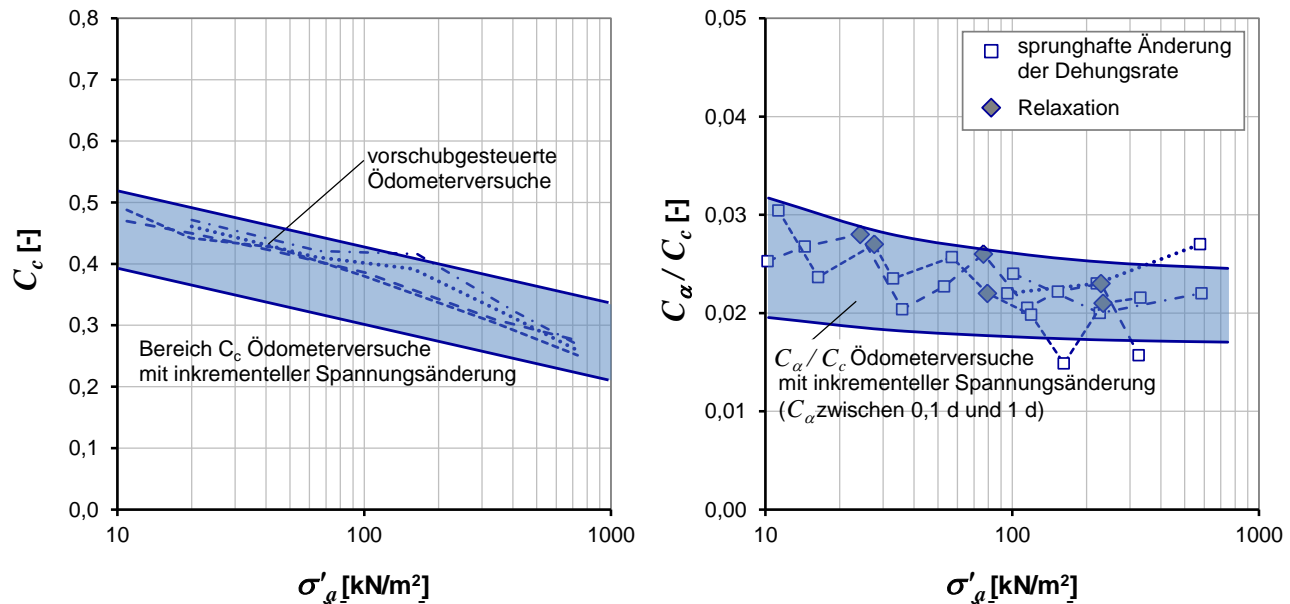
Abbildung 4.20 zeigt im linken Diagramm die Änderung der Porenzahl  $e$  infolge der sich im Versuch erhöhenden Spannung  $\sigma'_a$ . Eingezeichnet sind die Versuchsabschnitte, an denen die Dehnungsrate sprunghaft geändert wurde, und die Stellen, an denen Relaxationsphasen im Versuchsablauf programmiert waren. Mit der relativ präzisen Steuerung des Pressenmotors während der Relaxation stellen sich im linken Diagramm der Abbildung 4.20 waagerechte Geraden bei konstanter Porenzahl  $e$  ein, was die Reduzierung der effektiven axialen Spannung  $\sigma'_a$  innerhalb der Relaxationsphase wiedergibt. Nach der Relaxationsphase wurde die Probe erneut durch eine konstante Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  beansprucht. Der Kurvenverlauf nähert sich analog einer Wiederbelastung den Isotachen der Erstbelastung an. Der Abfall der effektiven Spannung  $\sigma'_a$  während der 10 Tage dauernden Relaxationsphase ist deutlich zu erkennen.



**Abbildung 4.20: Analyse von 2 vorschubgesteuerten Ödometerversuchen mit Relaxationsphasen**

Die zeitabhängige Reduzierung der effektiven Spannung im Ödometer während der Relaxationsphasen wird in Abbildung 4.20 rechts dargestellt. Zusätzlich zu den experimentell ermittelten Kurvenverläufen sind gemäß Gleichung (2-14) zwei rechnerische Kurven für  $C_\alpha / C_c = 0,02$  und  $0,03$  in das Diagramm mit eingetragen. Die Relaxationsphasen in den beiden ausgewerteten Versuchen beginnen bei sehr unterschiedlichen Spannungen  $\sigma'_{a0}$ . Daher wird zur besseren Vergleichbarkeit der Kurvenverläufe die Spannungsänderung bezogen auf die Ausgangsspannung bei Relaxationsbeginn dargestellt  $\sigma'_a / \sigma'_{a0}$ . Somit wird ersichtlich, dass sich die Abnahme der Spannungen während der Relaxation mit steigender Spannung  $\sigma'_{a0}$  tendenziell etwas reduziert. Alle Kurven liegen innerhalb der Bandbreite zwischen  $C_\alpha / C_c = 0,02$  und  $0,03$ .

Zusammenfassend sind im rechten Diagramm der Abbildung 4.21 die in den vorschubgesteuerten Versuchen ermittelten Verhältniswerte  $C_\alpha/C_c$  dargestellt. Wie bereits genannt wurde, ist eine leichte Abnahme der Werte  $C_\alpha/C_c$  mit steigender axialer Spannung  $\sigma'_a$  zu beobachten, was auch die aus den Kriechphasen ermittelten Verhältniswerte zeigen. Zwischen den Werten  $C_\alpha/C_c$ , welche aus einer sprunghaften Änderung der Dehnungsrate bestimmt wurden, und denen, die aus der Relaxation der Spannung  $\sigma'_a$  folgen, sind keine Unterschiede erkennbar.



**Abbildung 4.21: Ergebnisse der vorschubgesteuerten Ödometerversuche verglichen zu den Ödometerversuchen mit inkrementeller Laständerung und Kriechphasen**

Die Bandbreite der Werte  $C_\alpha/C_c$ , welche aus Kriechphasen in den Ödometerversuchen mit inkrementeller Spannungsänderung ermittelt wurde, liegt in der Bandbreite der Ergebnisse zum Verhältniswert  $C_\alpha/C_c$  aus den vorschubgesteuerten Ödometerversuchen. Der enge Zusammenhang zwischen den viskosen Bodenwiderständen der einzelnen Versuchsabläufe Kriechen, geschwindigkeitsabhängige Kompression und Relaxation kann mit dem Isotachenmodell in Abschnitt 2.2.3 gut erklärt werden. Im Vorgriff auf die Erläuterungen zu den Ergebnissen aus den Triaxialversuchen in Abschnitt 4.4.5 ist zu nennen, dass in diesen Versuchsreihen verglichen zu den hier gezeigten Werten  $C_\alpha/C_c$  sehr ähnliche Werte überwiegend im Bereich zwischen  $C_\alpha/C_c = 0,02$  und  $0,03$  gemessen wurden.

#### 4.4.4.9 Zusammenfassung

Ergebnisse aus Ödometerversuchen dienen primär zur Anpassung von Stoffmodellparametern, was für die weitere Simulation des gestellten Problems notwendig ist. Dabei wird die zeitabhängige Kompressibilität während der Erst- sowie Ent- und Wiederbelastung betrachtet. Die Größe der Werte  $C_c$  sowie das Verhältnis  $C_s/C_c$  entsprechen dabei den Erfahrungswerten für Böden mit ähnlicher Plastizität bzw. Wassergehalten an der Fließgrenze  $w_L$  (siehe Abschnitte 2.2.1, 2.2.2 und 2.2.3).  $C_c$  ist spannungsabhängig und nimmt im Mittel von ca.  $0,5$  bei  $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$  auf  $0,3$  bei

$\sigma'_a = 500 \text{ kN/m}^2$  ab (Abschnitt 4.4.4.3). Das Verhältnis  $C_s / C_c$  beträgt näherungsweise  $1/5$ , was ebenfalls zu Angaben verschiedener Literaturquellen passt.

Der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  wurde mit Versuchen, die 1 und 10 Tage lang dauernde Kriechphasen beinhalteten, ermittelt (Abschnitt 4.4.4.4).  $C_\alpha$  nimmt bei langen Kriechphasen geringfügig ab. Bei Entlastung reduziert sich  $C_\alpha$  bereits nach geringer Spannungsabnahme sehr deutlich und kann auch negative Werte annehmen. In Bezug zur Auswertung des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  ist zu nennen, dass die Konsolidationszeit im Standardödometern mit Ausgangsprobenhöhen von  $h_0 = 20 \text{ mm}$  bei geringen Spannungen mit  $h \approx 15 \text{ mm}$  und  $\ell_d \approx 7,5 \text{ mm}$  im Bereich von maximal 1 bis 2 Stunden liegt und mit höheren Spannungen bzw. bei größerer Steifigkeit während der Ent- und Wiederbelastung nur wenige Minuten beträgt.

Dazu wurde der Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$ , welcher in der Literatur zur Beschreibung der Größe der Bodenviskosität herangezogen wird (Abschnitt 2.2.3), für verschiedene Belastungsabläufe ausgewertet. Es zeigt sich, dass der Verhältniswert mit  $C_\alpha / C_c = 0,02$  bis  $0,03$ , welcher in vorschubgesteuerten Ödometerversuchen aus der Auswertung der Spannungsänderung infolge eines sprunghaften Wechsels der Dehnungsrate sowie in Versuchen mit Relaxationsphasen ermittelt wurde (Abschnitt 4.4.4.8), im Bereich der Erfahrungswerte liegt, welche aus Literaturquellen ableitbar sind (vgl. Abbildung 2.14). Während der Erstbelastung ist  $C_\alpha / C_c$  näherungsweise konstant. Kleinere Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c$  konnten mit Werten zwischen  $0,01$  und  $0,02$  in einigen Ödometerversuchen mit Kriechphasen bestimmt werden. Weiter wurde die Viskosität durch Versuche mit Relaxationsphasen von 10 Tagen untersucht (siehe Abschnitt 4.4.4.8). Die ermittelten Werte  $C_\alpha / C_c$  liegen innerhalb der aus den anderen Versuchen ableitbaren Bandbreite.

Mit einer Rückrechnung der Konsolidationsverformungen konnte auf den Zusammenhang zwischen der Porenzahl  $e$  und dem Durchlässigkeitskoeffizienten  $k_v$  geschlossen werden (Abschnitt 4.4.4.6). Es zeigt sich für einen Tonboden eine vergleichsweise hohe Durchlässigkeit, die jedoch in Bezug auf die untersuchten geringen Effektivspannungen und den damit verbundenen hohen Porenzahlen im Verhältnis zur Plastizität des Kaolinbodens gut mit Werten aus der Literatur (siehe Abschnitt 2.4) zusammenpasst. Bei einer Effektivspannung von  $\sigma'_a = 10 \text{ kN/m}^2$  beträgt  $k_v$  etwa  $10^{-9} \text{ m/s}$ . Erst für Spannungen  $\sigma'_a > 500 \text{ kN/m}^2$  wird  $k_v$  etwa  $10^{-10} \text{ m/s}$  erreicht. Mit den gewonnenen Informationen zur Durchlässigkeit kann eine Anpassung der Parameter erfolgen, die zur Wiedergabe der Strömung des Porenwassers in der im Weiteren dieser Arbeit beschriebenen Simulation unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode erforderlich sind, vorgenommen werden.

Die Großödometerversuche wurden ferner genutzt, um den Ruhedruckbeiwert  $K_0$  experimentell zu bestimmen, was in Abschnitt 4.4.4.5 dargestellt wird. Diese Informationen sind sowohl für die Durchführung der Triaxialversuche als auch zur Definition des Ausgangsspannungszustandes bei den numerischen Simulationsrechnungen wichtig. Es wurde ein leichter Anstieg des  $K_0$ -Wertes im Bereich geringer Effektivspannungen von  $0,45$  bei  $\sigma'_a = 3 \text{ kN/m}^2$  auf  $0,60$  bei  $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$  festgestellt. Für größere Spannungen  $\sigma'_a$  ist  $K_0$  konstant. Die experimentell ermittelte Bandbreite stimmt mit einigen empirischen Korrelationsformeln, die in Abschnitt 2.2.4 erläutert werden, gut überein.

In einer speziellen Versuchsreihe wurde der Effekt der Strukturbildung während – im Vergleich zu Standardödometerversuchen – extrem langsamen Belastungsraten im Bereich der Erstbelastung nachgewiesen und damit der Kenntnisstand zum in diesem Zusammenhang bisweilen nicht abschließend geklärten und in den Abschnitten 2.2.5 und 2.3.4 beschriebenen Bodenverhalten geschaffen. Die einzelnen Phasen betragen 80 Tage, wobei die Spannung im Vergleich zum genormten Ödometer, der jeden Tag eine Lastverdoppelung vorsieht, 100 bis 1000-fach langsamer aufgebracht wurde. Die Steifigkeit nimmt während dieser Phasen zu, während die Kriechneigung stark abnimmt. Nach einer erneuten Steigerung der Belastungsgeschwindigkeit fällt die Steifigkeit bis unter das Niveau der Erstbelastung bei hoher Spannungsrate ab. Auch in einer Phase, die einer 10 Tage langen Spannungsrelaxation folgt und in der die Probe mit konstanter Dehnungsrate beansprucht wurde, konnten zusätzliche Widerstände festgestellt werden, die mit Struktureffekten erklärt werden können (Abschnitt 4.4.4.8). Bei höheren Dehnungsraten verschwindet dieser Widerstand und die Werte der Kompressibilität entsprechen in etwa denen, die bei den hier gezeigten Ödometerversuchen mit inkrementeller Änderung der Spannung gemessen wurde.

Bis auf die sich zeitabhängig einstellenden vermutlich strukturbedingten Effekte nach langsamen Beanspruchungsraten bzw. Kriech- oder Relaxationsphasen (vgl. Abschnitt 2.2.5) können alle Versuchsergebnisse gut im Rahmen des Isotachen- bzw. Isochronenmodells nach Abschnitt 2.2.3 erklärt werden, was auch zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit des in Abschnitt 5 vorgestellten Stoffmodells zur Wiedergabe der in dieser Arbeit behandelten Problemstellung des Bodenwiderstandes quer zu Pfahlachse dient.

#### **4.4.5 Versuche im Triaxialgerät**

##### **4.4.5.1 Aufbau der Triaxialanlage**

Kernstück der in Abbildung 4.22 links gezeigten beiden neu aufgebauten Versuchsstände zur Durchführung von triaxialen Scherversuchen ist eine neu entwickelte, speziell auf die Untersuchung sehr weicher feinkörniger Böden ausgelegte Zelle (siehe Abbildung 4.22 rechts). Die wichtigste Zielsetzung bei der Konzeption der Triaxialzellen war die Schaffung der Möglichkeit, flüssig angemischte Bodenproben (siehe Probenvorbereitung im Abschnitt 4.4.2) zunächst eindimensional komprimieren und konsolidieren zu können, bevor die Deviatorspannung in der Bodenprobe durch eine Änderung der axialen Spannung oder des Zellendruckes verändert wird. Somit sollte die Belastungsgeschichte normalkonsolidierter weicher Böden und die anschließende Beanspruchung durch ein seitlich ausweichendes Gründungselement in einem idealisierten und gegenüber der realen Belastungsabfolge stark verkürzten Versuchsablauf nachgebildet werden. Die technische Detailplanung der beiden gebauten Zellen wurde im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeitet. Die Umsetzung der Planung in technische Zeichnungen erfolgte in Zusammenarbeit mit der hauseigenen Werkstatt, welche die Fertigung der Einzelteile aus Metall und Kunststoff übernahm.

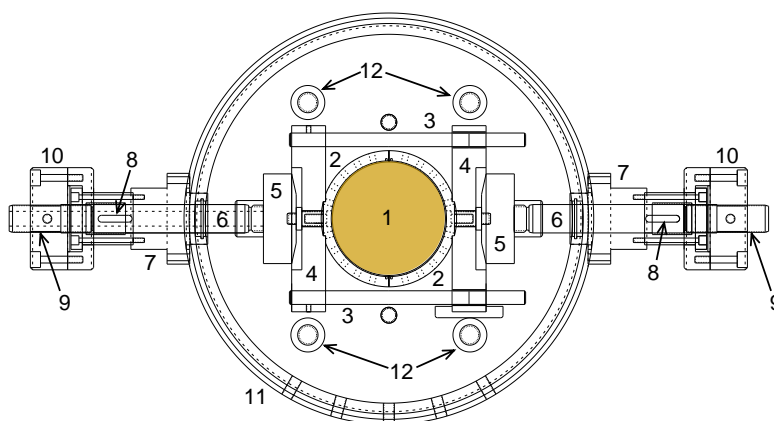
Die Zelle, welche nachfolgend detailliert beschrieben wird, sitzt während der Versuchsdurchführung in einem Lastrahmen (Fa. *GDS Instruments*) mit einer Nennkraft von 50 kN. In diesem Lastrahmen wird ein Schrittmotor angesteuert, welcher über einen Spindeltrieb die Zelle gegen das obere Widerlager fährt. Dabei führt eine axiale Welle die Kraft in die Zelle und auf den Kopf der Bodenprobe. Die Triaxialzelle selbst besteht aus zwei Zellenringen. Der untere Zellenring mit einem Au-



ßendurchmesser von 362,5 mm, einem Innendurchmesser von 325,0 mm und einer Höhe von 198,0 mm fasst einen Verschiebemechanismus, über welchen zwei Halbschalen horizontal verschoben werden können. Eine Draufsicht dieses Mechanismus mit der Nennung der wichtigsten Bauteile ist in Abbildung 4.23 gegeben. Die Halbschalen haben erlauben eine Probenhöhe von 155 mm bzw. einen Probendurchmesser von etwa 100 mm und sind steif an jeweils eine Führungsplatte angeschlossen. Die beiden Platten sind durch 4 horizontal ausgerichtete Wellen ( $\varnothing$  12 mm) in linearer Führung miteinander verbunden. Die Wellen sind in korrosionsbeständigen Kohlenstoff beschichteten Gleitlagern mit geringen Reibungsverlusten gefasst.



Abbildung 4.22: Übersicht der beiden Triaxialanlagen mit Zellen, Lastrahmen und Drucksystem

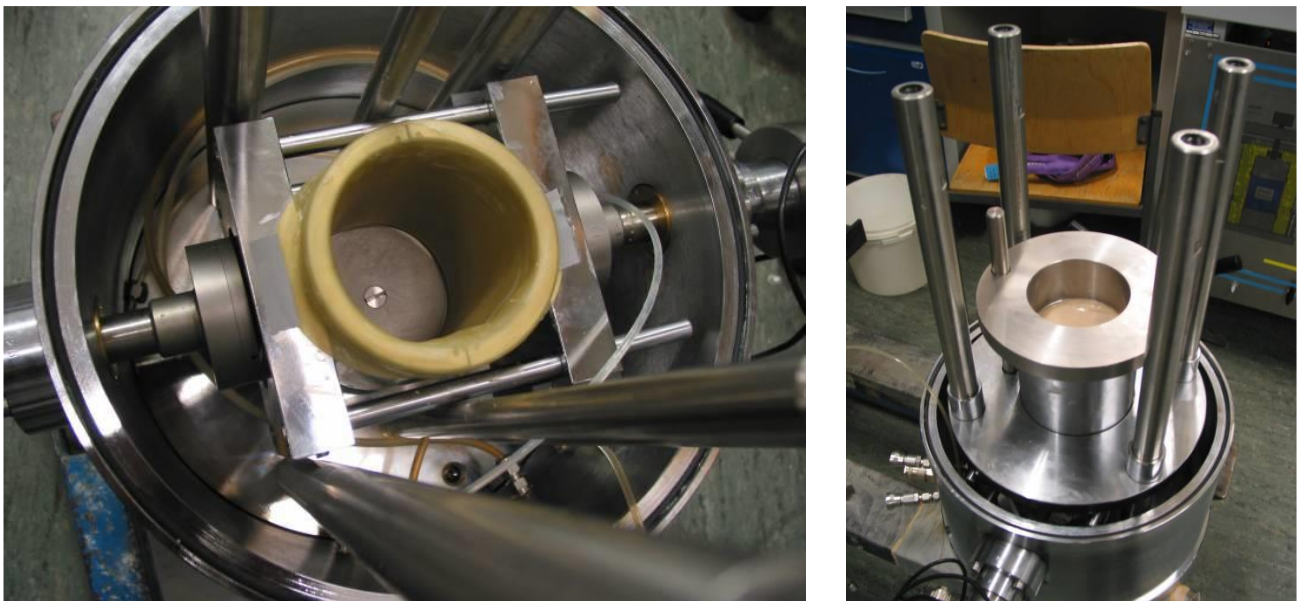


- 1: Bodenprobe  $\varnothing$  100 mm
- 2: Halbschale
- 3: Wellen  $\varnothing$  12 mm
- 4: Lagerplatte
- 5: radialer Kraftsensor 2 kN bzw. 4 kN
- 6: Radialwelle  $\varnothing$  25 mm
- 7: Führungslager Radialwelle
- 8: Nutenstein
- 9: Feingewinde M 24 x 1,5
- 10: Verstellmutter
- 11: unterer Zellenring
- 12: vertikale Spannstangen

Abbildung 4.23: Unterer Zellenring mit Halbschalen und Verschiebemechanismus

Zwischen der Radialwelle  $\varnothing$  25 mm, welche aus dem Zellenring führt, und der Lagerplatte ist jeweils ein Kraftsensor zwischengeschaltet. Die Anschlusskabel des druckwasserkompensierten Sensors führen über eine Innenbohrung der Radialwelle nach außen. Die Radialwelle ist durch eine Gleitführung, in welcher eine Wellendichtung sitzt, gelagert. Die eigentliche Verschiebung wird über

ein Feingewinde M 24 x 1,5 und eine Verstellmutter erreicht. Gegen ein Verdrehen der Radialwelle wirkt eine Nutenführung, welche im Anschluss an das Gleitlager gesetzt wurde. Durch das Drehen der Verstellmutter wird ein maximaler horizontaler Verschiebeweg von 25 mm erreicht. Vor dem Einfüllen der Bodenprobe mittels der in Abschnitt 4.4.2 beschriebenen Einbauhilfe wird die Gummimembran am Probensockel  $\varnothing$  100 mm mittels zweier O-Ringe  $\varnothing$  6 mm fixiert und gedichtet. Danach werden die Halbschalen zusammengefahren, um die Probenform zu bilden. Die Membran wird an der Innenwandung der Halbschalen nach oben geführt und am Kopf der Halbschalen nach außen umgeschlagen. Dieser Zustand wird durch das linke Foto der Abbildung 4.24 verdeutlicht. Eine Beschädigung der 0,8 mm starken Gummimembran wird durch Ausrundungen am unteren sowie oberen Ende der Halbschalen verhindert.



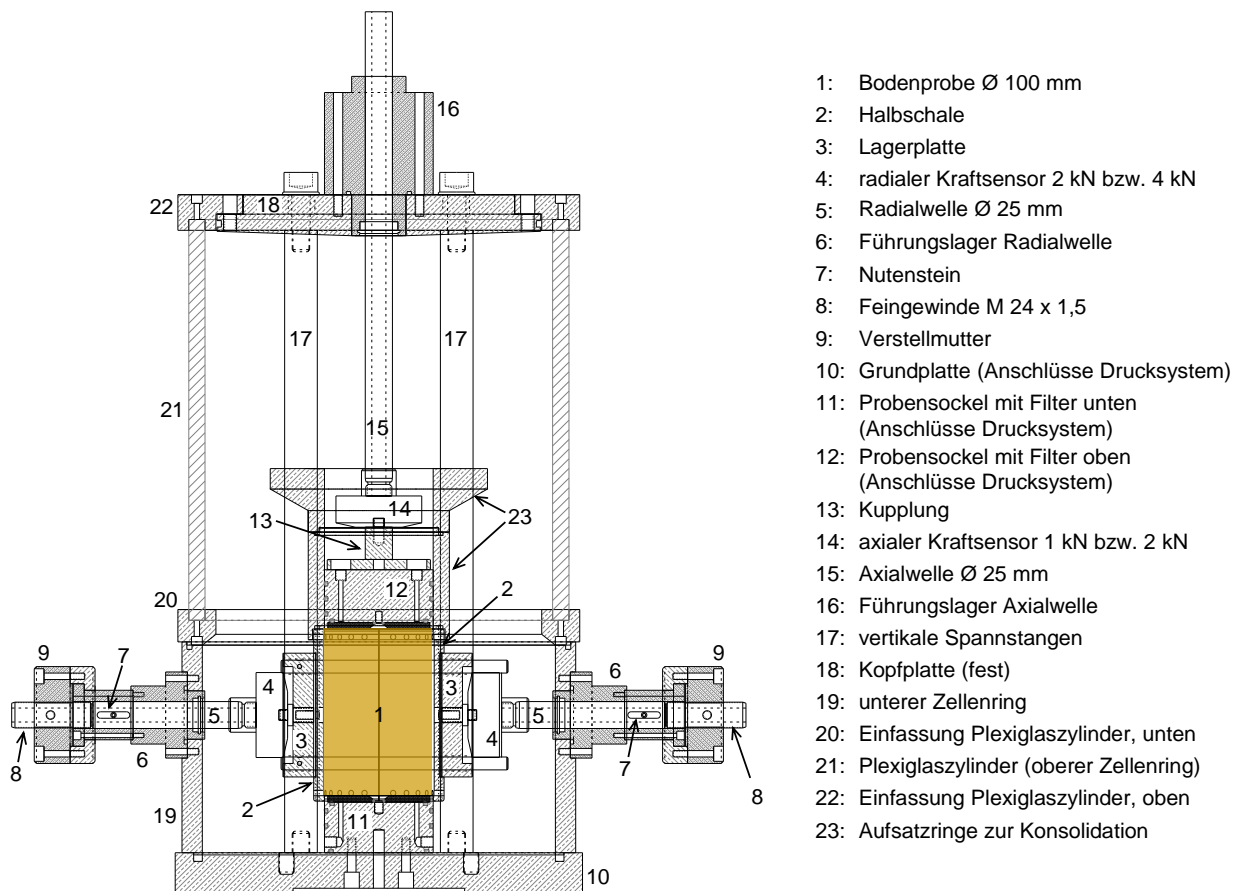
**Abbildung 4.24: Probenform mit geschlossenen Halbschalen (links), Aufsatzringe mit eingefülltem Boden  $w \approx 2 \cdot w_L$  (rechts)**

Danach wird die Probenform bis zur Oberkante der Halbschalen mit dem Versuchsboden aufgefüllt. Um die vor der Änderung der Deviatorspannung (Schervorgang) notwendige Entfernung der Aufsatzringe zu ermöglichen, welche die Einfüllung von zusätzlichem Bodenmaterial und die eindimensionale Kompression unter einer vertikalen Spannung ermöglichen, wird eine vertikal verschiebbare Konsole zur Aufnahme der Aufsatzringe eingesetzt. Diese Konsole ist in der Zeichnung der Abbildung 4.25 aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht mit dargestellt. Sobald die Aufsatzringe montiert und gegen die Grundplatte verspannt sind, wird weiteres Bodenmaterial eingefüllt (siehe Abbildung 4.24 rechts).

Nachdem der gewünschte Füllstand erreicht ist, wird der Plexiglaszylinder (oberer Zellenring), welcher durch Drehteile oben und unten in Nuten eingefasst ist, aufgesetzt und über die vertikalen Spannstangen mit der Grundplatte und Kopfplatte gemäß Abbildung 4.25 verschraubt. Die eindimensionale Kompression erfolgt durch einen Laststempel  $\varnothing$  100 mm, der in den Aufsatzring eingeführt wird. Dabei verhindert ein O-Ring am Laststempel das Ausquetschen des flüssigen Bodens.

Das Ausfließen des Bodens zwischen Aufsatzring und Halbschalen wird ebenfalls durch eine Dichtung mittels O-Ring und das genannte Verspannen gegen die Grundplatte ausgeschlossen.

Das Aufsetzen des Laststempels erfordert zudem die Montage und Verschraubung der Leitungen, welche an das obere sowie untere Ende der Bodenprobe über Filterplatten anschließen. Diese Leitungen ermöglichen die Drainierung des Bodens während der eindimensionalen Kompression und die Aufbringung des Sättigungsdruckes während des Abschervorgangs über das später erläuterte Drucksystem. Die Filterplatten sind vollflächig unter dem Laststempel bzw. am Probensockel montiert und sollen die Mitnahme von Bodenpartikeln bei fließendem Wasser verhindern sowie eine homogene Einstellung der Porenwasserdrücke ermöglichen.



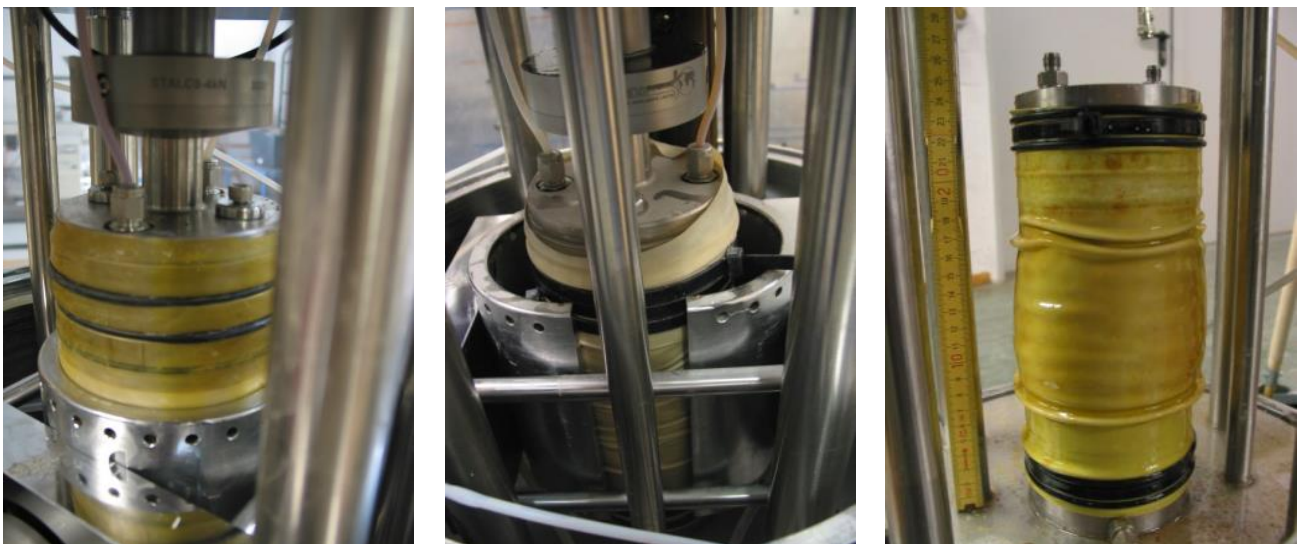
- 1: Bodenprobe  $\varnothing$  100 mm
- 2: Halbschale
- 3: Lagerplatte
- 4: radialer Kraftsensor 2 kN bzw. 4 kN
- 5: Radialwelle  $\varnothing$  25 mm
- 6: Führungslager Radialwelle
- 7: Nutenstein
- 8: Feingewinde M 24 x 1,5
- 9: Verstellmutter
- 10: Grundplatte (Anschlüsse Drucksystem)
- 11: Probensockel mit Filter unten (Anschlüsse Drucksystem)
- 12: Probensockel mit Filter oben (Anschlüsse Drucksystem)
- 13: Kupplung
- 14: axialer Kraftsensor 1 kN bzw. 2 kN
- 15: Axialwelle  $\varnothing$  25 mm
- 16: Führungslager Axialwelle
- 17: vertikale Spannstangen
- 18: Kopfplatte (fest)
- 19: unterer Zellenring
- 20: Einfassung Plexiglaszylinder, unten
- 21: Plexiglaszylinder (oberer Zellenring)
- 22: Einfassung Plexiglaszylinder, oben
- 23: Aufsatzringe zur Konsolidation

**Abbildung 4.25: Schnitt durch die Triaxialzelle nach Abschluss der eindimensionalen Kompression, Nennung wichtiger Bauteile**

Die axiale Kraft wird durch den Lastrahmen über eine axiale Hohlwelle  $\varnothing$  25 mm auf den Laststempel übertragen. Zwischen dem axialen Kraftsensor und dem Laststempel ist ein Kupplungsstück eingebaut, welches zum einen eine freie Zentrierung ohne Zwängung des Laststempels während der Phase der eindimensionalen Kompression und zum anderen eine steife und zugfeste Verschraubung während des Schervorganges ermöglicht. Der druckwasserkompensierte axiale Kraftsensor ist baugleich zu den radialen Kraftsensoren. Sein Anschlusskabel wird durch eine Innenbohrung der 475 mm langen axialen Welle nach oben aus der Zelle geführt. Die hart verchromte Axialwelle ist in einem Gleitlager geführt und durch ein spezielles Dichtungssystem aus kohlenstoff-

fasermodifiziertem Kunststoff gedichtet. Negative Effekte aus Haftreibung sind durch den Einsatz des speziellen Dichtungssystems minimal.

Nach dem Aufsetzen der Kopfplatte und dem Anschluss aller Druckleitungen kann die Phase der eindimensionalen Kompression der Bodenprobe beginnen. Dazu ist es nötig, den Lastrahmen in zwei Stufen zu verfahren, da der maximale Pressenhub mit 100 mm begrenzt ist. Große Gradienten innerhalb der Bodenprobe sind stets zu vermeiden. Aus diesem Grund wird – da nach dem Ende der Konsolidation eine homogene Dichte innerhalb der Probe herrschen soll – eine relativ langsame axiale Vorschubgeschwindigkeit von anfänglich 0,020 mm/min bis 0,001 mm/min kurz vor dem Ende der Kompressionsphase gewählt. Sobald sich die Unterkante des Stempels 3 mm über der Oberkante der Halbschalen befindet, wird der axiale Vorschub gestoppt. Wie in der linken Darstellung der Abbildung 4.26 gezeigt, wird darauf die axial verschiebbare Konsole mit den Aufsatzringen nach oben verschoben und arretiert. Darauf wird die Gummimembran von den Halbschalen auf den Laststempel umgeschlagen und mit 2 O-Ringen  $\varnothing$  6 mm gesichert. Darauf wird die Zelle geschlossen und der obere Zellenring aus Plexiglas verschraubt. Der Plexiglaszylinder ist zum Schutz und zur Sicherstellung der Dichtigkeit der Zelle oben und unten durch Ringe aus Aluminium eingefasst. In diesen Ringen, welche durch kleine Spannstangen den Zylinder fassen, sind entsprechende Dichtsysteme eingearbeitet. Die Verschraubung gegenüber der Kopfplatte erfolgt durch 4 Stehbolzen M 14 x 1,5 mm sowie entsprechenden Muttern, was eine kontrollierte Spannung des Gesamtsystems ermöglicht.



**Abbildung 4.26: Position des Laststempels nach der eindimensionalen Konsolidation (links), geöffnete Halbschalen während der Scherung (Mitte), Probe nach Ausbau (rechts)**

Nach diesem Schritt wird der axiale Wegsensor initialisiert und über eine vorab ermittelte Referenzhöhe an die aktuelle Probenhöhe gekoppelt. Der axiale Wegsensor misst die Differenz zwischen Kopfplatte und axialer Führungsstange. Die Verformungen aus der Nachgiebigkeit der Triaxialzelle und der axialen Führungsstange sowie dem Kraftsensor werden dabei vernachlässigt. Der daraus entstehende Fehler lag in einem Testlauf, bei welchem ein Zellendruck von 500 kN/m<sup>2</sup> und eine axiale Spannung von etwa 200 kN/m<sup>2</sup> aufgebracht wurden, bei 0,3 mm. Dies wird im Hin-

blick auf die geringe Steifigkeit der Bodenprobe sowie die Probenhöhe von etwa 155 mm als vernachlässigbar angesehen. Nach der Initialisierung des Wegsensors wird die eindimensionale Kompression unter Aufzeichnung der axialen Spannung, des axialen Weges sowie der radialen Drücke, welche durch die Halbschalen übertragen werden, fortgesetzt, bis eine Probenhöhe von ungefähr 155 mm erreicht wird.

Durch die Messung der Seitendrücke während dieser Versuchsphase ist die Anpassung des Zellendruckes, der nach Entfernen der Schalen die Stützung in gleicher Größe übernehmen soll, vor dem Abschervorgang möglich. Dazu wird nach dem Fluten der Zelle mit Wasser über einen Hilfsdruck der vorab gemessene Seitendruck manuell eingestellt. Aufgrund der speziellen Ausbildung der Halbschalen mit innen liegendem Edeltstahlsieb und Bohrungen durch die Halbschale (siehe Abbildung 4.26) ist ein sicherer Druckausgleich möglich. Nach dem Druckausgleich ist das Entfernen der Halbschalen vom Probekörper möglich. Somit ist es prinzipiell möglich, eine unter dem Ruhedruckbeiwert  $K_0$  bei eindimensionaler Kompression konsolidierte Bodenprobe ohne weitere Störung herzustellen. Zu Fehlerquellen und Unsicherheiten bei der Messung des Ruhedruckzustandes wird in nachfolgenden Abschnitten näher eingegangen.

Nachdem der Hilfsdruck auf die gemessene Radialspannung der Bodenprobe nach der eindimensionalen Kompression eingestellt und die beiden Halbschalen entfernt sind, übernehmen 2 softwaregesteuerte Volumen- und Druckkontrollereinheiten die Regelung des Zellendruckes sowie des Sättigungsdruckes. Die Darstellung des gesamten Drucksystems ist in Abbildung 4.27 gegeben.

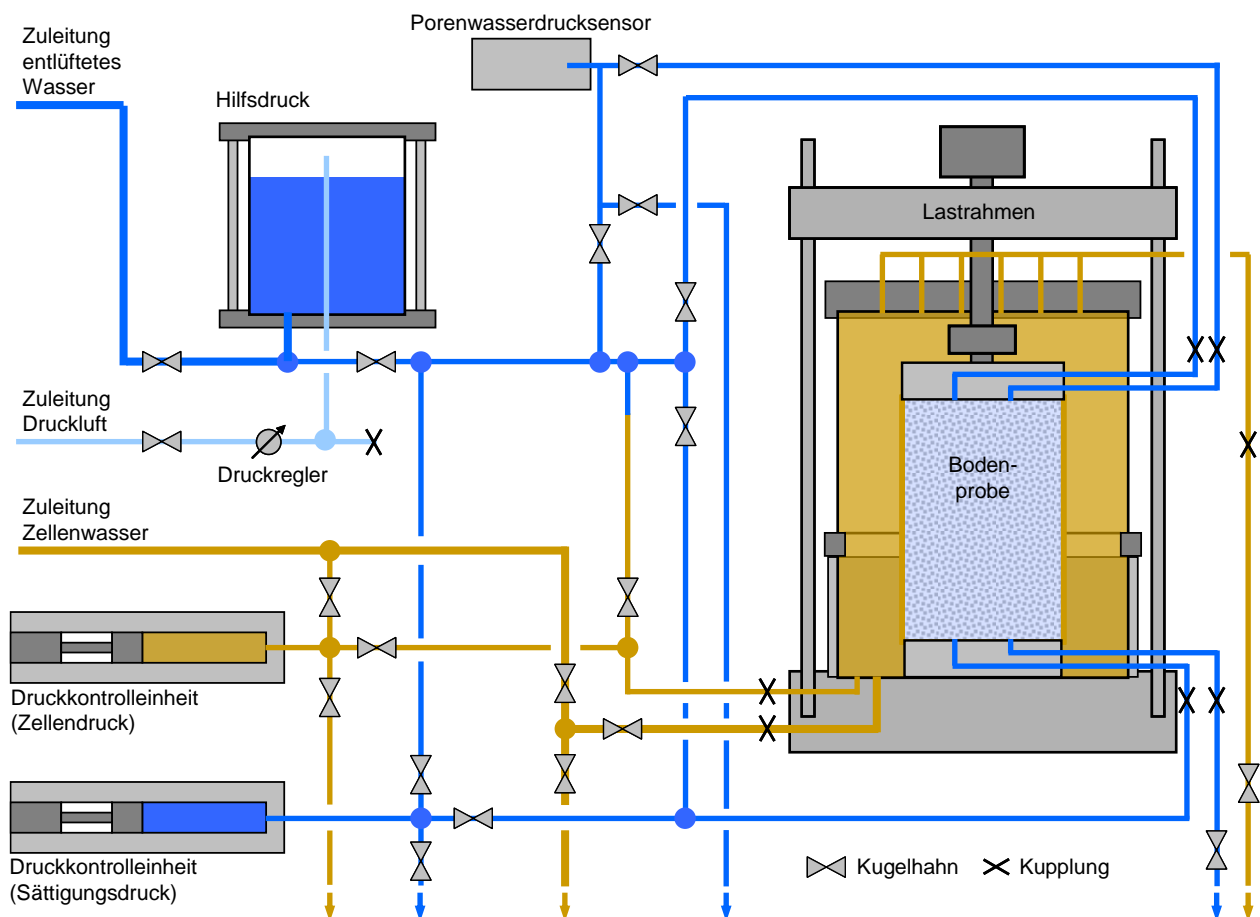


Abbildung 4.27: Drucksystem des Triaxialversuchsstandes

Die für beide Anlagen jeweils zwei Volumen- und Druckkontrolleinheiten (Fa. *GDS Instruments*) mit einem maximalen Volumen von 1 Liter können analog zur Steuerung des Lastrahmes durch eine Software bedient werden. Dabei können sowohl Drücke als auch Volumenströme gesteuert werden. In den Volumen- und Druckkontrolleinheiten bewegt sich über einen Spindelantrieb, der durch einen Schrittmotor bewegt wird, ein Kolben, der gegen das Medium des Drucksystems gefahren wird. Derart können sowohl Drücke gemessen als auch gesteuert werden. Bei einer Steuerung oder Messung des Volumens berechnet das System die Änderung der Kolbenposition durch die Anzahl der Spindeldrehungen bzw. Umdrehungen des daran angeschlossenen Schrittmotors.

Die zwei Triaxialanlagen und damit die angeschlossenen Volumen- und Druckkontrolleinheiten wurden jeweils für einen Druckbereich von  $1000 \text{ kN/m}^2$  (Triaxialanlage 1) und  $500 \text{ kN/m}^2$  (Triaxialanlage 2) ausgelegt. Die Bedienung des Druckreglers und der Kugelhähne erfolgt über eine Schalttafel, auf der aus Gründen der Übersichtlichkeit der schematische Aufbau des Drucksystems aufgedruckt wurde. Die Kugelhähne und Schlauchkupplungen mit sehr geringem Totraumvolumen sowie alle Verschraubungen (Fa. *Swagelok*) sind technisch hochwertig und wurden auf ihre Dichtigkeit wiederholt geprüft. Die angeschlossenen Schläuche mit einem Innendurchmesser von 4 mm und einer Wandstärke von 1 mm sind aus steifem Polyamid. Eine Veränderung des Sättigungsdruckes um  $100 \text{ kN/m}^2$  bei konstantem Zellendruck und bei Einsatz eines Probekörpers aus Teflon bewirkt eine Volumenausdehnung des gesamten Drucksystems des Porenwassers um  $180 \text{ mm}^3$ . Dies entspricht bezogen auf das Volumen des Probekörpers von  $1,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$  einer Volumendehnung von  $6,7 \cdot 10^{-7} \%$ , was als vernachlässigbar angesehen wird und auch im Hinblick auf undrainierte Belastungsversuche und der dabei nötigen Messung von Porenwasserdrücken geringe Fehler erwarten lässt. Die beiden Drucksysteme des Porenwassers und des Zellendruckes werden mit Leitungswasser befüllt. Das Drucksystem des Porenwassers wird im Gegensatz zum Wasser des Zellendrucksystems zusätzlich einer Entlüftung unterzogen. Dabei wird in einem 70 Liter fassenden Vorratstank unter Verwendung einer Umwälzpumpe, welche eine stetige Bewegung des Wassers im Tank erzeugt, durch Vakuum die im Wasser gelöste Luft verringert.

Grundsätzlich werden mit drainierten und undrainierten Schervorgängen zwei verschiedene Versuchsarten in den Triaxialanlagen durchgeführt. Im drainierten Versuch wird der Sättigungsdruck konstant gehalten und das sich verändernde Volumen der gesättigten Bodenprobe mit der Volumen- und Druckkontrolleinheit gemessen. Zur Kontrolle der Vorschubgeschwindigkeit während drainierter Belastungsvorgänge ist an der Oberseite der Bodenprobe ein zusätzlicher Drucksensor angeschlossen. Dieser stellt sicher, dass zum einen die Belastungsgeschwindigkeit klein genug eingestellt werden kann und zum anderen die Verteilung des Porenwasserdruckes innerhalb der Bodenprobe bekannt ist. Letzteres ist wichtig, da auch bei sehr langsamen axialen Vorschubgeschwindigkeiten stets ein höherer Porenwasserdruck an der Oberseite der Probe ansteht als an der Unterseite, an der der Sättigungsdruck über die Volumen- und Druckkontrolleinheit wirkt. Die Druckdifferenz aus dem Gradienten der Konsolidation während der drainierten Belastung sollte begrenzt bleiben und analog zu den Versuchen des Abschnittes 4.4.4.8 (vorschubgesteuerte Ödometerversuche) nur maximal 10 % der axialen effektiven Spannung ausmachen.

Im undrainierten Versuch ändert sich das Volumen des Wassers in der Volumen- und Druckkontrolleinheit des Porenwasserdrucksystems nicht. Gemessen werden die sich einstellenden Porenwas-

serdrücke an der Unterseite durch den internen Drucksensor der Volumen- und Druckkontrolleinheit und an der Oberseite der Probe durch den externen Porenwasserdrucksensor. Nach dem Abschervorgang werden alle Hähne zur Bodenprobe hin geschlossen, bevor der Zellendruck verkleinert und das Zellenwasser abgelassen wird. Dies ist nötig, da sich nach dem Abschervorgang das Volumen der gesättigten Probe nicht ändern soll. Die Berechnung der Porenzahl bzw. der Dichte der Probe zu jedem beliebigen Zeitpunkt während der Scherung erfolgt durch eine Wassergehaltsbestimmung nach dem Ausbau der Bodenprobe.

#### 4.4.5.2 Verwendete Sensorik

Da die in den Triaxialanlagen verwendete Messtechnik eine wesentliche Voraussetzung zur Untersuchung des Materialverhaltens der weichen Böden unter Scherung bildet, werden in diesem Kapitel genauere Angaben über die Messprinzipien der eingesetzten Sensorik gemacht. Ferner werden Aussagen über die Messgenauigkeit getroffen und die Vorgehensweise zur Kalibrierung der Systeme zur Messung von Kraft, Temperatur und Weg erläutert.

Alle verwendeten Kraftsensoren (Fa. *GDS Instruments*) sind baugleich, weisen jedoch unterschiedliche Messbereiche auf. Diese Kraftsensoren sind druckwasserkompensiert, was bedeutet, dass sie ihr Messsignal bei einer Änderung des Zellendruckes unter idealen Umständen nicht ändern. Bei der Überprüfung der Sensoren wurde jedoch festgestellt, dass eine Änderung des Zellendruckes um  $100 \text{ kN/m}^2$  das Messsignal je nach Kraftsensor geringfügig in einer Größenordnung von 2 % des Messwertes beeinflusst. Dieser Effekt wurde für jeden Kraftsensor untersucht und fließt bei der Auswertung der Versuche mittels Korrekturfaktor ein. Die eigentliche Kalibrierung der Kraftsensoren zur Messung der axialen Spannung erfolgte durch das Aufbringen einer Totlast und den Vergleich mit einem jährlich überprüften Referenzkraftsensor, welcher im Zusammenspiel mit dem Messwertverstärker und der Skalenanzeige eine Genauigkeit von mindestens 0,05 % der Nennkraft aufweist. Die Genauigkeit des durch die Kalibrierung linearisierten Zusammenhangs zwischen elektrischem Messwert und der physikalischen Größe der Kraft bzw. der auf die Fläche umgerechneten Spannung ist in der Tabelle 4.8 für die Triaxialanlage 1 und in Tabelle 4.9 für die Triaxialanlage 2 gegeben.

Die axiale Verschiebung des Laststempels wird außerhalb der Zelle über einen optisch inkrementellen Wegsensor mit einem Messweg von 50 mm erfasst. Wie bereits genannt, wird die Nachgiebigkeit der Zelle aufgrund der Weichheit der Bodenprobe bei der Auswertung des Wegsignals vernachlässigt.

Analog zur Kalibrierung der axialen Kraftsensoren wurden alle Messsignale der Drucksensoren der Versuchsanlage mittels eines neu beschafften Referenzdrucksensors linearisiert. Der Referenzdrucksensor weist laut Protokoll des Herstellers eine maximale Ungenauigkeit von  $0,3 \text{ kN/m}^2$  auf. Zur Reduzierung der Messungenauigkeit findet die Kalibrierung aller Drucksensoren nur im relevanten Bereich der in den jeweiligen Zellen herrschenden Drücke während der verschiedenen Versuchsreihen statt. So wurden die Sensoren der Triaxialanlage 1 bzw. der Triaxialanlage 2 in einem Bereich zwischen  $300 \text{ kN/m}^2$ , was dem Sättigungsdruck entspricht, und  $1000 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $500 \text{ kN/m}^2$  kalibriert. Ein Vorteil des in Abbildung 4.27 gezeigten Drucksystems der Triaxialanlage

besteht darin, dass zu jedem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung die einzelnen Drucksensoren überprüft werden können.

**Tabelle 4.8: Messsysteme Triaxialzelle 1 (maximaler Zellendruck 1000 kN/m<sup>2</sup>)**

Messgröße	Messprinzip	Messbereich	Auflösung <sup>(1)</sup>	max. Fehler aus Kalibrierung
axiale Spannung	DMS-Kraftsensor (druckwasser-kompensiert)	2 kN bzw. 255 kN/m <sup>2</sup> <sup>(2)</sup>	0,0008 kN bzw. 0,1 kN/m <sup>2</sup> <sup>(2)</sup>	0,01 kN bzw. 1,5 kN/m <sup>2</sup> <sup>(2)</sup>
axiale Verschiebung	optisch inkrementell	50 mm	0,001 mm	-
Zellendruck bzw. radiale Spannung (Volumen- und Druckkontrolleinheit)	piezoresistiver Frontmembransensor	1000 kN/m <sup>2</sup>	0,2 kN/m <sup>2</sup>	2 kN/m <sup>2</sup>
Volumen Bodenprobe (Volumen- und Druckkontrolleinheit)	Zählung Umdrehung Spindeltrieb	1 · 10 <sup>6</sup> mm <sup>3</sup>	1 mm <sup>3</sup>	-
Porenwasserdruck Probensockel (unten) (Volumen- und Druckkontrolleinheit)	piezoresistiver Frontmembransensor	1000 kN/m <sup>2</sup>	0,2 kN/m <sup>2</sup>	2 kN/m <sup>2</sup>
Porenwasserdruck Laststempel (oben) (Porenwasserdruck Basis)	piezoresistiver Frontmembransensor	1000 kN/m <sup>2</sup>	0,2 kN/m <sup>2</sup>	2 kN/m <sup>2</sup>
radiale Spannung während eindimensionaler Kompression	DMS-Kraftsensor (druckwasser-kompensiert)	4 kN bzw. 258 kN/m <sup>2</sup> <sup>(3)</sup>	0,0016 kN bzw. 0,1 kN/m <sup>2</sup> <sup>(3)</sup>	0,18 kN bzw. 12 kN/m <sup>2</sup> <sup>(3)</sup>
Temperatur Zellenwasser	Thermoelement (Seebeck-Effekt)	100 K	0,1 K	0,2 K

<sup>(1)</sup>, <sup>(2)</sup> und <sup>(3)</sup> siehe unter Tabelle 4.9

**Tabelle 4.9: Messsysteme Triaxialzelle 2 (maximaler Zellendruck 500 kN/m<sup>2</sup>)**

Messgröße	Messprinzip	Messbereich	Auflösung <sup>(1)</sup>	max. Fehler aus Kalibrierung
axiale Spannung	DMS-Kraftsensor (druckwasser-kompensiert)	1 kN bzw. 127 kN/m <sup>2</sup> <sup>(2)</sup>	0,0004 kN bzw. 0,05 kN/m <sup>2</sup> <sup>(2)</sup>	0,005 kN bzw. 0,8 kN/m <sup>2</sup> <sup>(2)</sup>
axiale Verschiebung	optisch inkrementell	50 mm	0,001 mm	-
Zellendruck bzw. radiale Spannung (Volumen- und Druckkontrolleinheit)	piezoresistiver Frontmembransensor	500 kN/m <sup>2</sup>	0,1 kN/m <sup>2</sup>	1 kN/m <sup>2</sup>
Volumen Bodenprobe (Volumen- und Druckkontrolleinheit)	Zählung Umdrehung Spindeltrieb	1 · 10 <sup>6</sup> mm <sup>3</sup>	1 mm <sup>3</sup>	-
Porenwasserdruck Probensockel (unten) (Volumen- und Druckkontrolleinheit)	piezoresistiver Frontmembransensor	500 kN/m <sup>2</sup>	0,1 kN/m <sup>2</sup>	1 kN/m <sup>2</sup>



Messgröße	Messprinzip	Messbereich	Auflösung <sup>(1)</sup>	max. Fehler aus Kalibrierung
Porenwasserdruck Laststempel (oben) (Porenwasserdruck Basis)	piezoresistiver Frontmembransensor	500 kN/m <sup>2</sup>	0,1 kN/m <sup>2</sup>	1 kN/m <sup>2</sup>
radiale Spannung während eindimensionaler Kompression	DMS-Kraftsensor (druckwasser-kompensiert)	2 kN bzw. 129 kN/m <sup>2</sup> <sup>(3)</sup>	0,0008 kN bzw. 0,05 kN/m <sup>2</sup> <sup>(3)</sup>	0,12 KN bzw. 8 kN/m <sup>2</sup> <sup>(3)</sup>
Temperatur Zellenwasser	Thermoelement (Seebeck-Effekt)	100 K	0,1 K	0,2 K

<sup>(1)</sup> softwareseitig nach Digitalisierung

<sup>(2)</sup> Ansatz eines Probendurchmessers von 100 mm

<sup>(3)</sup> Ansatz eines Probendurchmessers von 100 mm und einer Probenhöhe von 155 mm

Die softwareseitig angezeigten Volumenänderungen in den Volumen- und Druckkontrolleinheiten wurden durch das Abwiegen des ausgepressten Wassers unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Dichte überprüft. Hier konnten im Rahmen der Genauigkeit der Temperaturmessung und der Anzeige der Waage (Auflösung 0,1 g) keine Ungenauigkeiten festgestellt werden.

Im unteren Zellenring ist jeweils ein Temperatursensor eingesetzt. Dieser hat die Aufgabe, mögliche Temperaturänderungen während der Versuchsdurchführung zu protokollieren, um gegebenenfalls Rückschlüsse in Bezug auf Schwankungen in den Messwerten der anderen Sensoren ziehen zu können. Die Kalibrierung des Sensors erfolgte mittels Wasserbad und einem Vergleich mit einer Präzisionstemperatursonde (Genauigkeit Herstellerangabe < 0,1 K) im Bereich zwischen 10 °C und 30 °C.

Eine besondere Vorgehensweise erforderte die Kalibrierung des Messsignals der radialen Kraftsensoren, durch welche die über die Halbschalen übertragenen seitlichen Drücke während der Phase der eindimensionalen Kompression gemessen werden. Dazu wurde ein zylindrischer Körper (Ø 95 mm, Höhe 155 mm) aus Kunststoff auf den Probensockel eingestellt und eine Gummimembran mittels Gewebeklebeband am Probensockel fixiert. Danach wurden die Halbschalen um den Probekörper positioniert und der Laststempel aufgesetzt. Nach dem Umschlagen der Membran sowie deren Befestigung durch das Gewebeklebeband wurde das System des Porenwasserdruckes mit Druckluft beaufschlagt. Sobald der Druck die flexible Membran nach außen aufbläst und diese an den Halbschalen anliegt, ändert sich das Signal der radialen Kraftsensoren. Die Kalibrierung erfolgte durch einen Vergleich des elektrischen Signals mit dem applizierten Druck, welcher durch einen Präzisionsregler und dem bereits genannten Referenzdrucksensor kontrolliert wurde. Abbildung 4.28 zeigt das Ergebnis der Kalibrierung der jeweils 2 radialen Kraftsensoren der Triaxialanlage 1 und 2.

Die Kalibrierung erfolgte für die Versuchsanlage 1 und 2 bis zu einem Druck von etwa 100 kN/m<sup>2</sup> bzw. knapp 70 kN/m<sup>2</sup>. Zunächst ist die deutliche Schwankung der Messwerte in einem breiten Band erkennbar. Charakteristisch ist die erkennbare Hysterese bei der Be- und Entlastung, welche sich aufgrund von Reibungsverlusten und Effekten der Verspannung einstellt. Die Zuordnung des gemessenen elektrischen Signals während der eindimensionalen Kompression erfolgt nun in einem

Vergleich der Werte aus Abbildung 4.28 zum Seitendruck. Dabei werden die Werte genommen, welche dem Belastungsast der Hysterese folgen, was in etwa der strichpunktierten Kurve in den Diagrammen der Abbildung 4.28 entspricht.

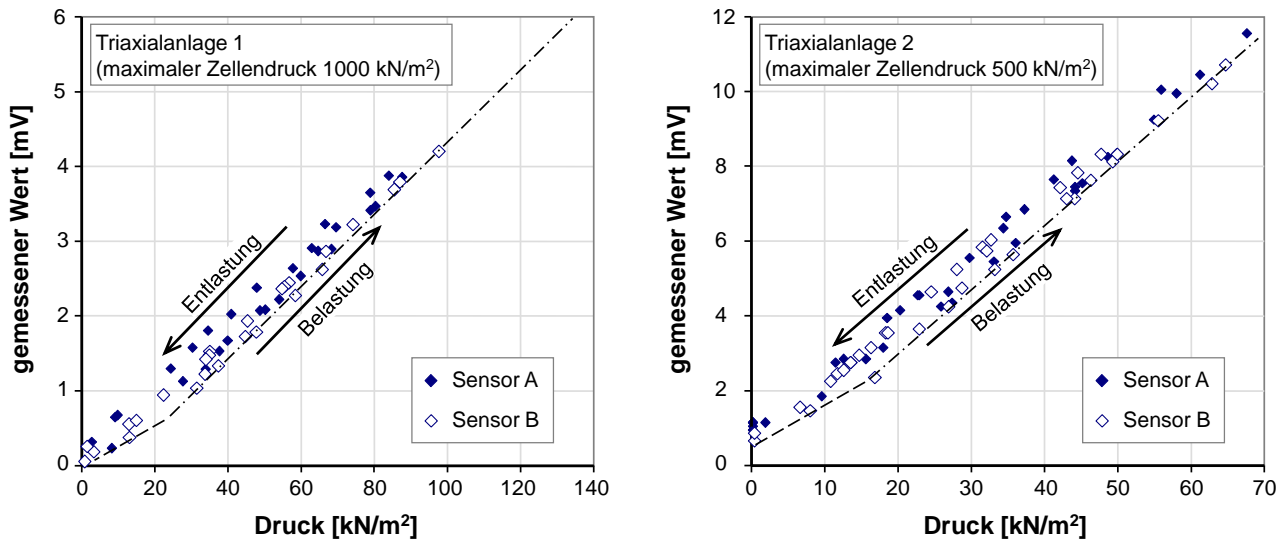


Abbildung 4.28: Ergebnis der Kalibrierung der radialen Kraftsensoren zur Messung des Seitendruckes

Trotz der speziell abgestimmten Messtechnik und sorgfältigen Kalibrierung ergaben sich im Laufe der Versuchsdurchführung einige Probleme, welche bei der Darstellung der Auswertung der Versuchsergebnisse näher erläutert werden. Die größte Schwierigkeit umfasst die Messung des Seitendruckes, welche bei geringen Spannungen im Bereich von  $\sigma'_a < 50 \text{ kN/m}^2$  zunehmend ungenau wird. Auf die Messung des Seitendruckbeiwertes  $K_0$  wurde somit insbesondere bei Versuchen, die nur geringe Konsolidationsspannungen vorsahen, verzichtet. Der Zellendruck wurde bei diesen Versuchen entsprechend dem Kenntnisstand aus den Großödometerversuchen mit integrierter Spannungs- und Porenwasserdruckmessung eingestellt. Wie Abschnitt 4.4.4.5 erläutert, folgt für weite Bereiche der Effektivspannung  $\sigma'_a$  in etwa  $K_0 = 0,6$ . Erst ab sehr geringen Effektivspannungen  $\sigma'_a < 25 \text{ kN/m}^2$  nehmen die Werte für  $K_0$  etwas ab, wobei die Streuung der Versuchsergebnisse mitunter erheblich ist. Eine genauere Messung des Seitendruckbeiwertes  $K_0$  und dessen Beeinflussung durch Strukturbildung und Kriechen kann zukünftig durch den Einsatz einer Ödometerzelle mit integrierter Erd- und Porenwasserdruckmessung unter Aufbringung eines Sättigungsdruckes erfolgen (TING et al. 1994). Mit robusten Versuchsergebnissen kann die Anpassung des Zellendruckes vor dem Entfernen der Halbschalen genauer erfolgen und eine ungewollte deviatorische Beanspruchung durch diesen Vorgang minimiert werden. Zudem können die in der Triaxialzelle gemessenen Seitendruckbeiwerte  $K_0$  bei größeren Spannungen  $\sigma'_a$  mit den Ergebnissen der Ödometerversuche verglichen werden.

#### 4.4.5.3 Berücksichtigung der Stützspannung aus der Gummimembran

Die durchzuführenden Versuche charakterisieren sich im Wesentlichen durch das geringe effektive Spannungsniveau während des Schervorgangs. In diesem Spannungsbereich weist der Versuchs-

boden eine sehr hohe Kompressibilität sowie einen geringen Widerstand gegenüber einer scherenbeanspruchung auf. Gleichzeitig macht die Art der Probenherstellung durch die Konsolidation in die Form der Halbschalen den Einsatz einer robusten Gummimembran erforderlich, durch welchen der Zellendruck die totale Horizontalspannung auf die Bodenprobe leitet. Ausgewählt wurden dazu 250 mm lange Gummistrümpfe mit einer Dicke unter einer Auflastspannung von 5 kN/m<sup>2</sup> von im Mittel 0,8 mm (Versuchsdurchführung in Anlehnung an die Bestimmung der Dicke von Geokunststoffen, DIN EN ISO 9863-1 und -2). Der Durchmesser der Gummistrümpfe wurde zu 105 mm gewählt, was ein optimales Anlegen an die Form der Halbschalen vor dem Einfüllen des Bodens gewährleistet.

Zur Berücksichtigung der aus der Gummimembran resultierenden Stützkräfte während der triaxialen Kompression und der Aufweitung des Probendurchmessers wurden Zugversuche zur Bestimmung der Steifigkeit der Membran durchgeführt. Hierfür stand eine moderne Versuchsausstattung zur Verfügung, mit welcher es möglich war, die Dehnung der Membran lokal durch einen Videoextensometer zu bestimmen. Das Signal des Videoextensometers steuert die Vorschubgeschwindigkeit der Zugmaschine und garantiert eine konstante Dehnungsrate. Die Ergebnisse der Zugversuche an drei Gummimembranen, welche in jeweils zwei Einzelproben in Längs- und Querrichtung untersucht wurden, sind in Abbildung 4.29 dargestellt.

Die Radialdehnung  $\varepsilon_r$  der Probe entspricht der Umfangsdehnung, welche die Gummimembran aufnehmen muss. Es gilt für die logarithmische Definition der Dehnung:

$$\varepsilon_r = \ln\left(\frac{D}{D_0}\right) \quad (4-7)$$

Dabei wird der mittlere Durchmesser  $D$  der Probe durch

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \quad (4-8)$$

angenähert. Hierin ist  $A$  der aktuelle mittlere Probenquerschnitt, welcher durch die Höhen-  $\Delta h$  und Volumenänderung  $\Delta V$  der zylindrischen Proben zu berechnen ist.  $\Delta V$  wird bei drainierten Versuchen durch die Volumen- und Druckkontrolleinheit gemessen.  $\Delta h$  ergibt sich aus dem Messsignal des axialen Wegsensors.

$$A = \frac{V_0 - \Delta V}{h_0 - \Delta h} \quad (4-9)$$

Die Anfangswerte des Volumens  $V_0$  bzw. der Probenhöhe  $h_0$  sind mit der Form der Halbschale gegeben und werden nach dem Ende der Konsolidationsphase ermittelt.

In den durchgeführten Triaxialversuchen wurden bis zum „Bruch“ der Bodenprobe Radialdehnungen  $\varepsilon_r$  von maximal 10 % gemessen. Abbildung 4.29 zeigt in diesem Bereich einen nahezu linearen Verlauf der Dehnung der Gummimembran. Die Steifigkeit wird durch den Elastizitätsmodul der Gummimembran beschrieben. Dieser beträgt in einer guten Annäherung  $E_M = 1,5 \text{ N/mm}^2$ .

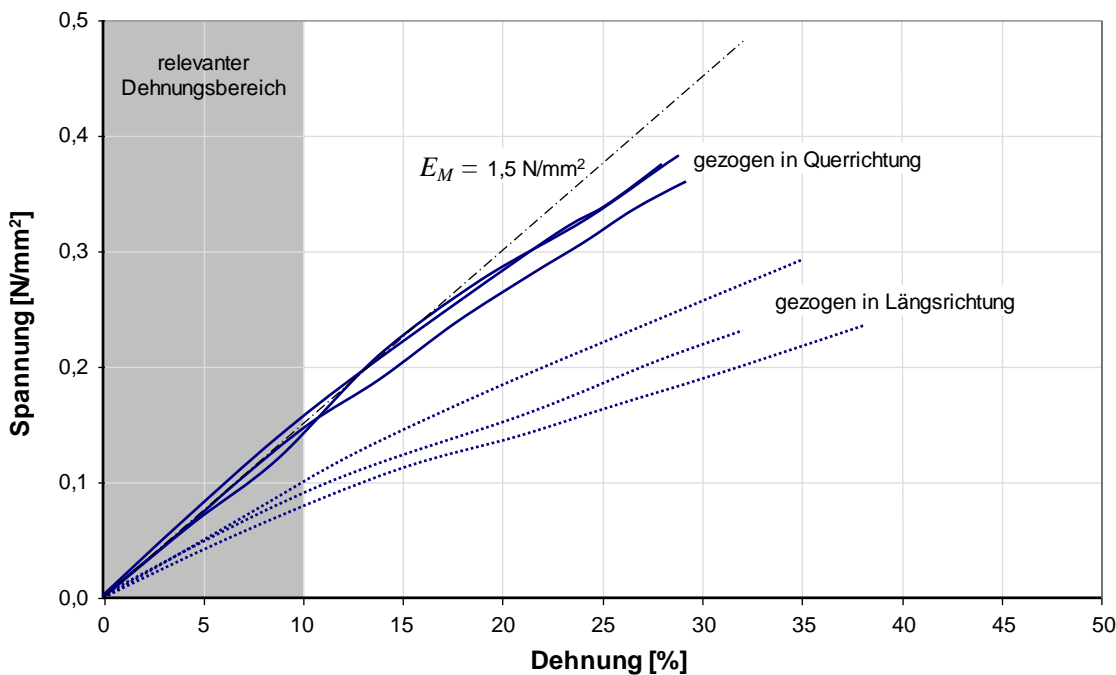


Abbildung 4.29: Ergebnis der Zugversuche an den Gummimembranen

Die eigentliche Berücksichtigung der Stützdrücke aus der Gummimembran infolge der sich ausweitenden Bodenprobe erfolgt durch Anwendung der Kesselformel bei Annahme des im relevanten Dehnungsbereiche konstanten Elastizitätsmoduls  $E_M$ . Die Stützdrücke  $\sigma_{r,M}$  berechnen sich somit zu:

$$\sigma_{r,M} = \frac{2 \cdot t_M \cdot E_M \cdot \varepsilon_r}{D} \quad (4-10)$$

Darin ist  $t_M$  die mittlere Dicke der Gummimembran, welche in einem Dickenmessgerät mit ca. 0,8 mm bestimmt wurde. Es zeigt sich, dass für eine Radialdehnung von  $\varepsilon_r = 10 \%$  ein Stützdruck von  $\sigma_{r,M} = 2,2 \text{ kN/m}^2$  zu erwarten ist. Dies bedeutet, dass eine Berücksichtigung der stützenden Wirkung der Gummimembran nur bei der Untersuchung sehr weicher Böden von Bedeutung ist. Trotzdem sind alle totalen Spannungspfade von z.B. triaxialen Kompressionsversuchen in einem  $p'$ - $q$ -Diagramm erkennbar gegenüber denen, welche unter Vernachlässigung der stützenden Gummimembran zu berechnen wären, leicht in Richtung größerer effektiver Drücke  $p'$  gekrümmt.

#### 4.4.5.4 Grundlagen der Auswertung

Die durchgeführten Triaxialversuche lassen sich als konventionell bezeichnen (*conventional triaxial compression test* bzw. *conventional triaxial extension test*), was in Abschnitt 2.3.5 ausführlich beschrieben wird. Beim Kompressionsversuch wird die totale Radialspannung  $\sigma_r$  konstant gehalten, während die totale Axialspannung  $\sigma_a$  bis zum Bruch der Bodenprobe durch Wegsteuerung vergrößert wird. Im Extensionsversuch wird die totale Radialspannung  $\sigma_r$  ebenfalls konstant gehalten. Die axiale Spannung  $\sigma_a$  wird hingegen kontinuierlich bis zu einer Einschnürung der Bodenprobe, die einen Bruchzustand bzw. das Erreichen eines Grenzzustandes mit  $q_f$  oder  $K_{min}$  markiert, reduziert. Triaxiale Kompressions- und Extensionsversuche, bei denen die radiale Spannung  $\sigma_r$  während der

Versuchsdurchführung geändert wird, wurden nicht durchgeführt (siehe mögliche Spannungspfade im Triaxialgerät gem. Abbildung 2.34).

Aus den gewonnenen Versuchsdaten wurden zunächst Parameter, welche die Grenzzustände  $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$  bzw.  $K_{min} = (\sigma'_3 / \sigma'_1)_{min}$  beschreiben, ausgewertet. Hierzu dienen in erster Linie Werte für die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u = q_f / 2$  und der Reibungswinkel  $\varphi'$ . Für den triaxialen Kompressionsversuch gilt für die maximal erreichte Spannung  $\sigma'_a$ :

$$\varphi' = \arcsin\left(\frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{\sigma'_a + \sigma'_r}\right) \quad (4-11)$$

Im triaxialen Extensionsversuch ist im Ausgangszustand unter  $K_0$ -Bedingungen zunächst die axiale Spannung größer als die radiale Spannung ( $\sigma_a = \sigma_1$  und  $\sigma_r = \sigma_3$ ). Jedoch gleichen sich die beiden Spannungen bei einer Verringerung von  $\sigma_a$  immer mehr an bis  $K = 1$  bzw.  $q = 0$  erreicht wird. Im Extensionsbereich gilt dann  $\sigma_a = \sigma_3$  und  $\sigma_r = \sigma_1$ . Der Reibungswinkel berechnet sich dann für die minimal erreichte Spannung  $\sigma'_r$  zu:

$$\varphi' = \arcsin\left(\frac{\sigma'_r - \sigma'_a}{\sigma'_r + \sigma'_a}\right) \quad (4-12)$$

Analog gilt für die Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit

$$c_u = \frac{(\sigma'_a - \sigma'_r)}{2} \quad (4-13)$$

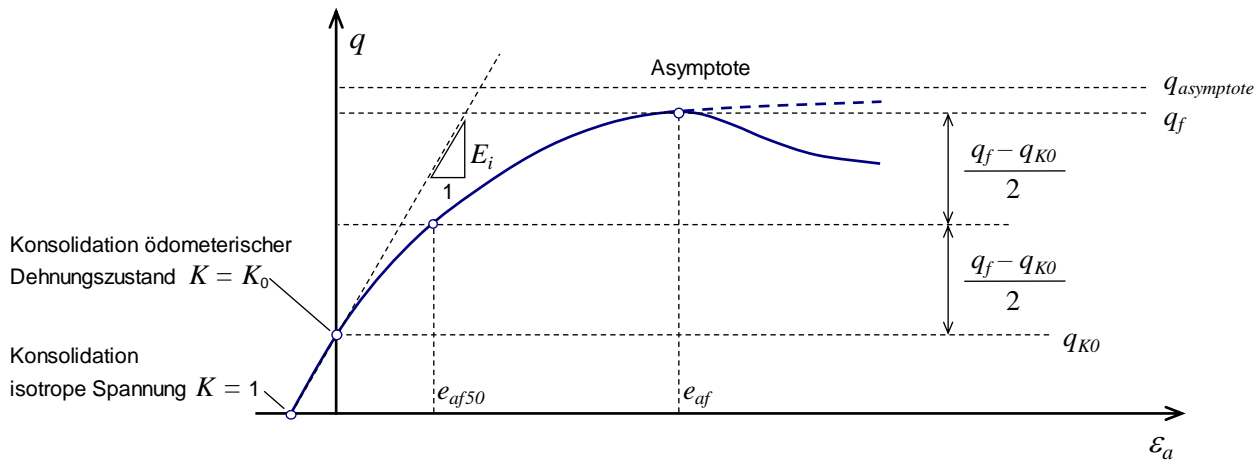
im Kompressionsbereich und

$$c_u = \frac{(\sigma'_r - \sigma'_a)}{2} \quad (4-14)$$

im Extensionsbereich.

Neben der Analyse der effektiven Spannungspfade und den dadurch definierten Grenzbedingungen  $q_f$  und  $K_{min}$  bzw.  $c_u$  und  $\varphi'$  wurde die Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  in Abhängigkeit von der axialen Dehnung der Probe  $\varepsilon_a$  näher betrachtet. Hier ist anzumerken, dass eine Kalibrierung der Steifigkeitsparameter des Modells nach NEHER und VERMEER (1998) üblicherweise anhand der Daten aus Ödometerversuchen erfolgt. Zusätzliche Steifigkeitsparameter, die zum Beispiel die Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus Triaxialversuchen aufgreifen, existieren etwa im Gegensatz zu Modellen mit einer deviatorischen Verfestigungsregel nicht (vgl. z.B. Modell nach SCHANZ et al. 1999). Der Weg der Kalibrierung der Steifigkeitsparameter wurde auch in dieser Arbeit zunächst verfolgt. Auf die dabei resultierenden Probleme bei der Nachrechnung der Triaxialversuche wird im Abschnitt 5.6 näher eingegangen.

Basis der Parameteranalyse ist der Ansatz einer hyperbolischen Mobilisierung der Deviatorspannung mit zunehmender axialen Dehnung  $\varepsilon_a$  im Triaxialversuch (KONDNER 1963). Abbildung 4.30 zeigt die wesentlichen Kenngrößen, mit denen eine analytische Funktion den Versuchsergebnissen angepasst werden kann. Verformungen im Bereich der Entfestigung werden nicht weiter betrachtet.



**Abbildung 4.30: Hyperbolische Funktion zur näherungsweisen Abbildung der Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  mit wachsender Dehnung  $\varepsilon_a$  im Triaxialversuch**

Die Deviatorspannung  $q$  lässt sich in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\varepsilon_a$  wie folgt ausdrücken:

$$q = \frac{q_{asympote}}{1 + \frac{q_{asympote}}{E_i \cdot \varepsilon_a}} \quad (4-15)$$

Darin ist die Anfangssteifigkeit  $E_i$  mit

$$E_i = \frac{q_f \cdot q_{asympote}}{\varepsilon_{af50} \cdot (2 \cdot q_{asympote} - q_f)} \quad (4-16)$$

anzusetzen. Die Bruchdehnung  $\varepsilon_{af}$  ist bei einem Mobilisierungsverlauf mit Entfestigung entsprechend Abbildung 4.30 definiert. Im Fall einer monotonen Steigerung der Deviatorspannung  $q$  auch bei großen Dehnungen  $\varepsilon_a$  (i. A.  $> 10\%$ ) ist  $\varepsilon_{af}$  nicht ohne weiteres zu definieren. Es gilt dann die Annahme  $q_f = 0,9 q_{asympote}$  zur Festlegung von  $q_f$  sowie  $\varepsilon_{af}$ . Dabei sollte der Wert  $q_{asympote}$  mit dem Ziel einer guten Kurvenanpassung insbesondere im Bereich kleinerer Dehnungen gewählt werden.

#### 4.4.5.5 Zielsetzung der Versuche im Triaxialgerät und Umfang der Einzelversuche

Es werden im Folgenden eine Auswahl der Ergebnisse aus insgesamt 68 Triaxialversuchen berichtet, welche im Wesentlichen zwischen Mai 2009 und Dezember 2011 durchgeführt wurden. Die Versuchsdauer betrug im Schnitt etwa 5 Wochen je Einzelversuch. Es standen bis auf wenige Unterbrechungen für Wartungsarbeiten oder für die Kalibrierung der Sensorik beide im Abschnitt 4.4.5.1 vorgestellten Anlagen zur Durchführung der Triaxialversuche zur Verfügung. Die maximale Versuchsdauer wurde auf 8 Wochen beschränkt, was bei den drainierten Triaxialversuchen mit Kriechphasen zum Tragen kam (Abschnitt 4.4.5.8). Die Konsolidationszeit  $t_{K0}$ , während der die Probe in den Halbschalen komprimiert wurde, lag für die meisten Versuche zwischen 10 und 15 Tagen, was ausreichend war, um das Ende der Primärkonsolidation zu erreichen. Die Zeit  $t_{K0}$  und

damit verbunden gemäß den Angaben des Abschnittes 2.2.3 das Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$  ist anders als die axiale Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  während des Schervorganges kein Parameter, welcher planmäßig variiert wurde, um den viskosen Verformungswiderstand zu untersuchen. Die unterschiedlichen Versuchsdauern ergaben sich somit primär aus dem Schervorgang, welcher sich aus deutlich unterschiedlich kleinen Dehnungsraten  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  ergab und in einzelnen Versuchsreihen Kriech-  $t_c$  sowie Relaxationsphasen  $t_r$  beinhaltete. Eine Gesamtübersicht zu den untersuchten Spannungspfaden bzw. Beanspruchungsrichtungen und den die Konsolidation während der Scherphase bestimmenden Randbedingungen (undrainiert, teildrainiert und drainiert) bietet Tabelle 4.10. Darin eingetragen sind weiter die Versuchsrandbedingungen, welche planmäßig variiert wurden, sowie die Anzahl der Einzelversuche, die zu einer Versuchsreihe zusammengefasst worden sind.

**Tabelle 4.10: Gesamtübersicht zu den durchgeführten Triaxialversuchen**

Beanspruchungsrichtung	undrainiert	teildrainiert	drainiert
Kompression	konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ 4 Versuche	konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ mit Kriechphasen 5 Versuche	konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ 4 Versuche
	Variation $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ 16 Versuche		konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ mit Kriechphasen 4 Versuche
	konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ mit Kriechphasen 18 Versuche		
	konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ mit Relaxationsphasen 13 Versuche		
Extension	konstant $\partial \varepsilon_a / \partial t$ Variation $\sigma'_{a,c}$ 4 Versuche		

#### 4.4.5.6 Ergebnisse zum maximalen Scherwiderstand

Eine gewisse Basis zur weiteren Analyse bieten die vergleichsweise einfach zu steuernden triaxialen Scherversuche, bei denen die Bodenprobe unter konstanter axialer Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  beansprucht wird. Die im Folgenden näher erläuterten Ergebnisse beinhalten sowohl die Beanspruchung in Kompressions- als auch die in Extensionsrichtung. Dazu wurden je 4 Einzelversuche bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen  $\sigma'_{a,c}$  durchgeführt (siehe Angaben Tabelle 4.11).

**Tabelle 4.11: Weggesteuerte undrainierte Triaxialversuche mit konstanter Dehnungsrate**

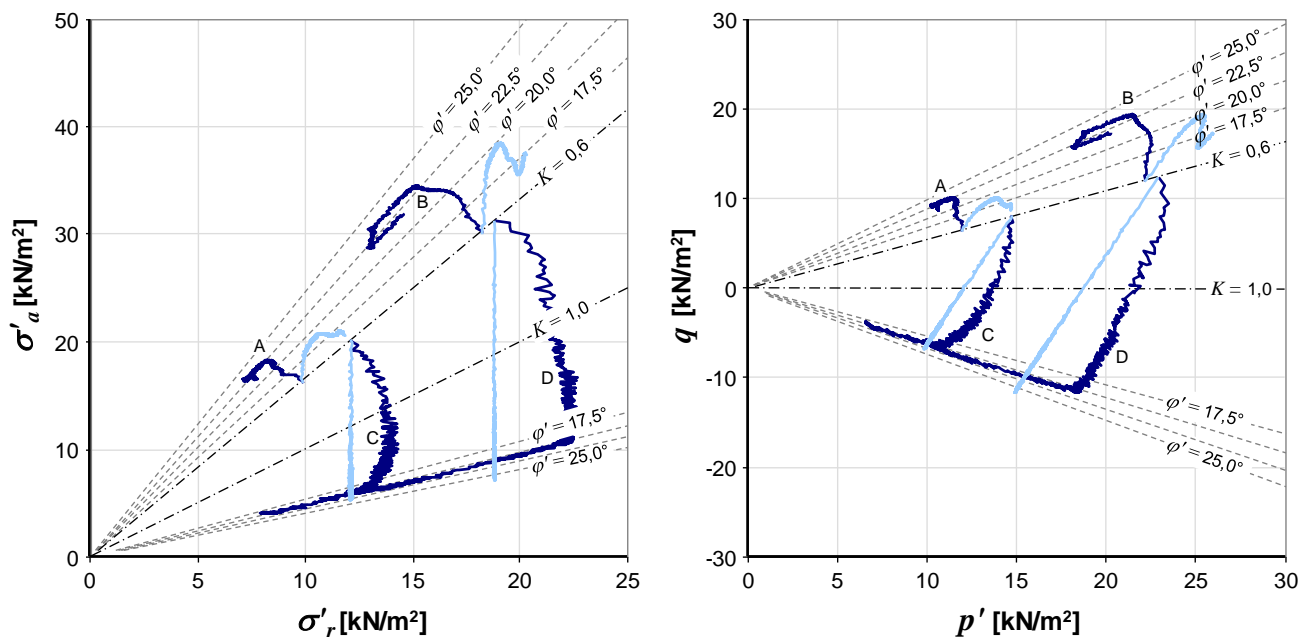
Versuchsbeginn	Axiale Konsolidationsspannung	Dauer Konsolidation	Beanspruchungsrichtung	Dehnungsrate
09.01.2012	$\sigma'_{a,c} = 16,2 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 11 \text{ d}$	Kompression	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
28.11.2011	$\sigma'_{a,c} = 30,0 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 11 \text{ d}$	Kompression	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
29.11.2011	$\sigma'_{a,c} = 149,6 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 14 \text{ d}$	Kompression	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
10.01.2012	$\sigma'_{a,c} = 238,3 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 15 \text{ d}$	Kompression	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
15.03.2012	$\sigma'_{a,c} = 20,2 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 12 \text{ d}$	Extension	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
13.02.2012	$\sigma'_{a,c} = 31,2 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 12 \text{ d}$	Extension	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
14.02.2012	$\sigma'_{a,c} = 250,8 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 14 \text{ d}$	Extension	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$
16.03.2012	$\sigma'_{a,c} = 161,4 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 14 \text{ d}$	Extension	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/\text{s}$

Abbildung 4.31 zeigt die Spannungspfade der totalen sowie effektiven Spannungen im Diagramm der radialen und axialen Spannungen  $\sigma'_r$  bzw.  $\sigma'_a$  (links) sowie in der Darstellung der Spannungsinvarianten  $p'$  und  $q$  (rechts). Es werden nur 4 Versuche unter den jeweils geringeren Konsolidationsspannungen  $\sigma'_{a,c}$  zwischen  $16,2 \text{ kN/m}^2$  und  $31,2 \text{ kN/m}^2$  gezeigt. Die Ausgangsspannung lässt sich in allen Einzelversuchen durch ein Spannungsverhältnis  $K = 0,6$  beschreiben, was entsprechend der Informationen aus den Großödometerversuchen näherungsweise als Ruhezustand gedeutet werden kann (vgl. Darstellung in Abbildung 4.16).

Die Pfade der totalen Spannungen (hellblaue Kurven) im  $\sigma'_r$ - $\sigma'_a$  Diagramm veranschaulichen die Versuchssteuerung. Während der Zellendruck zum Aufbringen von  $\sigma'_r$  konstant gehalten wurde, sollten sich die Spannungen  $\sigma'_a$  planmäßig monoton vergrößern und verkleinern, je nachdem, ob die Bodenprobe in Kompressions- oder Extensionsrichtung beansprucht wurde.

Abweichend von den planmäßig angestrebten Bedingungen mit konstanter Spannung  $\sigma'_r$  ist für die triaxialen Kompressionsversuche eine deutliche Krümmung des totalen Spannungspfades erkennbar. Die Radialspannung  $\sigma'_r$  vergrößert sich während des Schervorgangs kontinuierlich, was mit der stützenden Wirkung der Gummimembran verbunden ist, welche rechnerisch zusätzlich zum Zellendruck berücksichtigt wurde. Hierzu wurde die Steifigkeit in Zugrichtung der Membran experimentell bestimmt (siehe Ausführungen Abschnitt 4.4.5.3). Es ist erkennbar, dass zur Auswertung insbesondere der Triaxialversuche unter geringen Effektivspannungen eine Berücksichtigung der Membranstützwirkung wichtig ist, da der relative Unterschied zwischen dem Zellendruck und der zusätzlichen Radialspannung aus der Gummimembran groß wird. Da die Beeinflussung der Probe durch die Gummimembran nur im Fall einer Ausbauchung der Bodenprobe (Versuche in Kompressionsrichtung) relevant ist, charakterisieren sich die Versuche in Extensionsrichtung durch eine nahezu konstante Spannung  $\sigma'_r$ . Kaum erkennbare Schwankungen sind hier allein der Steuerung der Volumen- und Druckkontrolleinheit und der Messungenauigkeit des Drucksensors geschuldet.

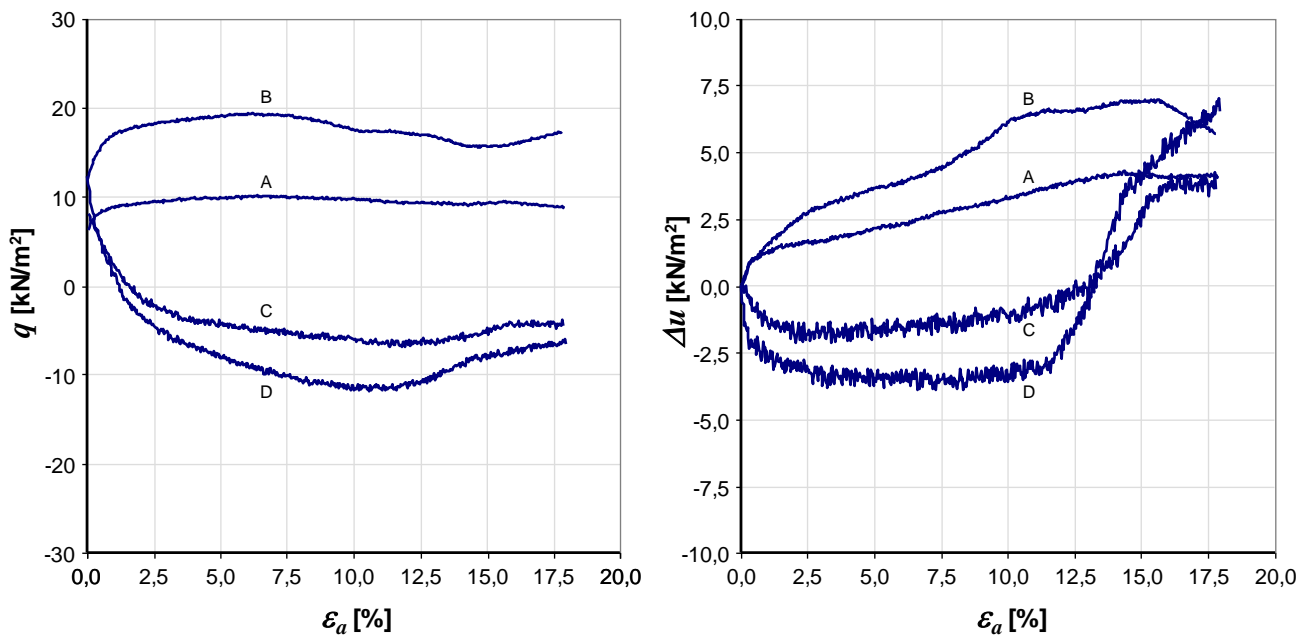




**Abbildung 4.31: Spannungspfade im  $\sigma'_r$ - $\sigma'_a$  Diagramm (links) und  $p'$ - $q$  Diagramm (rechts) nach Konsolidation unter  $K_0 = 0,6$ ; weggesteuerte triaxiale Kompressions- (A und B) sowie Extensionsversuche (C und D) bei konstanter Dehnungsrate**

Die effektiven Spannungspfade der Kompressionsversuche folgen im  $p'$ - $q$ -Diagramm einer für normalkonsolidierte Tonböden typischen Kurve. Während des Schervorgangs bauten sich zunächst durch kontraktantes Materialverhalten kontinuierlich Porenwasserdrücke  $\Delta u$  auf, die gegenüber dem Widerstand eines drainierten Versuches ausgedrückt durch die Deviatorspannung  $q$  stets kleinere Werte der Scherfestigkeit bedingen. Im Spannungsbereich der Extension stellten sich anfangs negative Porenwasserdruckänderungen  $\Delta u < 0$  ein. Hier nahm das Porenwasser gegenüber dem Niveau des Sättigungsdruckes „Zugspannungen“ auf, was zunächst in einer Vergrößerung der Scherwiderstände resultiert. Erst bei größeren axialen Dehnungen  $\varepsilon_a$  stieg der Porenwasserdruck entsprechend dem Diagramm in Abbildung 4.32 rechts erneut an und erreichte ab einem Dehnungsbetrag von mehr als  $\varepsilon_a = 12,5 \%$  positive Werte. An diesem Punkt kreuzt sich der effektive mit dem totalen Spannungspfad. Es ist anzumerken, dass im Extensionsversuch  $\varepsilon_a$  negative Werte annimmt, in allen Darstellungen und Diagrammen zur besseren Vergleichbarkeit jedoch der Betrag der Dehnung angegeben wird.

Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ist als Grenzzustand definiert, bei dem betragsmäßig die größte Deviatorspannung  $q_f$  im Versuch gemessen wird. Die Mobilisierung der Spannung  $q$  mit steigendem Dehnungsbetrag zeigt Abbildung 4.32 (links). Es ist erkennbar, dass  $q_f$  im Kompressionsversuch deutlich früher erreicht wurde als im Extensionsversuch. Dies ist mit der Lage des Ausgangszustandes im Bereich des Ruhedruckzustandes erklärbar. Die Spannungen in der Bodenprobe müssen zunächst den isotropen Spannungszustand  $K = 1$  erreichen, bevor erneut Deviatorspannungen im Extensionsbereich aktiviert werden. In den 8 Einzelversuchen wurden Beiwerte  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_{a,c}$  für die Scherung in Kompressionsrichtung zwischen 0,31 und 0,33 und für die Extensionsrichtung zwischen 0,17 und 0,19 gemessen. Damit ist der undrainierte Scherwiderstand bei Extensionsversuchen gegenüber den Kompressionsversuchen deutlich kleiner.

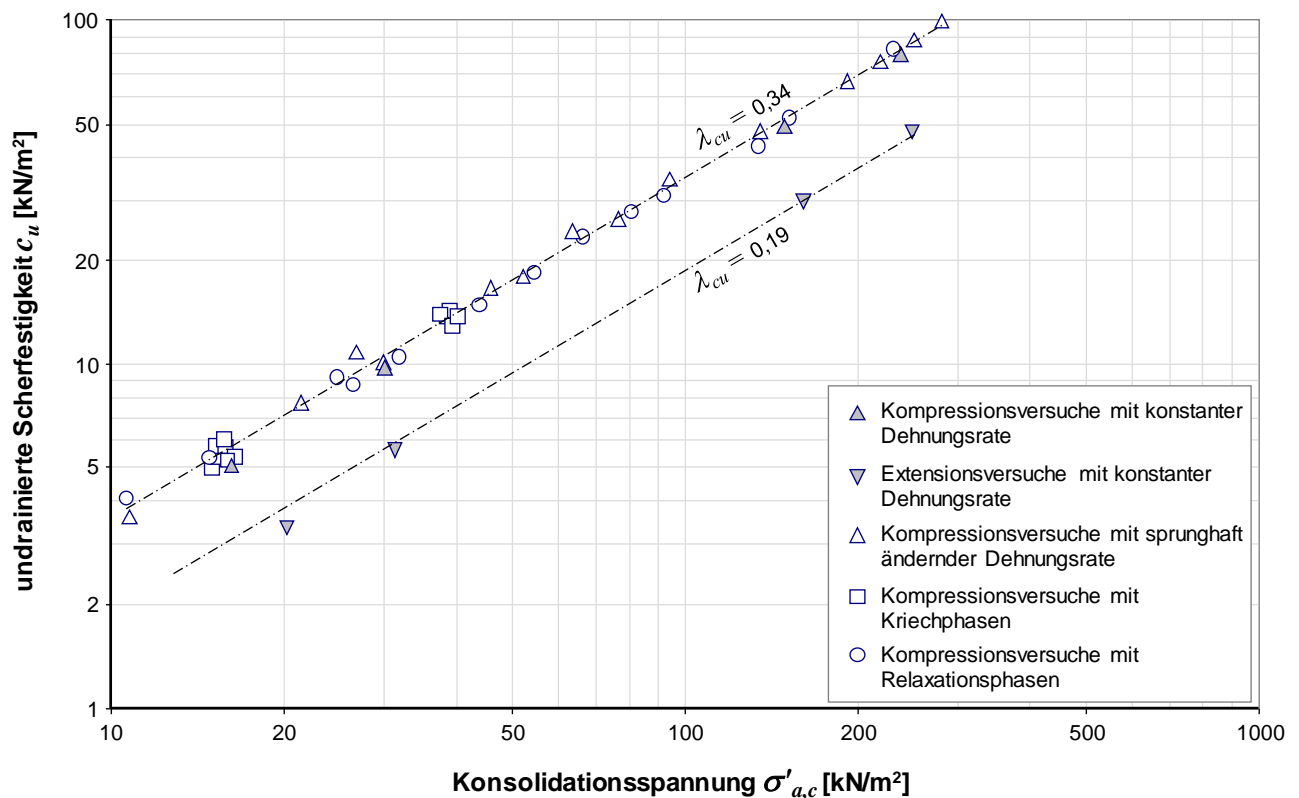


**Abbildung 4.32: Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\epsilon_a$  (links) und Porenwasserdruckänderungen  $\Delta u$  (rechts); weggesteuerte triaxiale Kompressions- und Extensionsversuche bei konstanter Dehnrage**

Nach dem Durchschreiten des Zustandes  $q_f$  verringerte sich definitionsgemäß in allen Versuchen die Deviatorspannung  $q$ . Dagegen war in den meisten Versuchen ein weiterer Abfall des Spannungsverhältnisses  $K$  zu beobachten. Der Zustand  $K_{min}$ , der den Reibungswinkel  $\varphi'$  ausdrückt, wurde erst bei größeren axialen Dehnungsbeträgen  $\epsilon_a$  erreicht. Für einen vergleichsweise weiten Dehnungsbereich blieb  $K$  in etwa konstant, während sich  $q$  bei gleichzeitigem Anstieg des Porenwasserdruckes  $\Delta u$  reduzierte. Es stellten sich in den 8 Versuchen Reibungswinkel  $\varphi'$  zwischen  $22,5^\circ$  und  $23,8^\circ$  für die Kompressionsversuche und zwischen  $21,3^\circ$  und  $22,8^\circ$  für die Extensionsversuche ein. Auch für den Grenzzustand  $K_{min}$  lagen die Widerstände der Extensionsversuche bezogen auf den Reibungswinkel  $\varphi'$  etwas unter denen der Extensionsversuche.

Eine Zusammenstellung der Werte  $c_u$  aller 61 undrainierten Triaxialversuche zeigt Abbildung 4.33. Darin sind jeweils die verschiedenen Versuchsreihen durch unterschiedliche Symbole markiert. Die Darstellung erfolgt in einer logarithmischen Skalierung beider Diagrammachsen, was den untersuchten Bereich der Konsolidationsspannungen  $\sigma'_{a,c}$  zwischen etwa  $10 \text{ kN/m}^2$  und  $300 \text{ kN/m}^2$  gut veranschaulicht. Die in dieser Bandbreite gemessenen  $c_u$ -Werte liegen zwischen knapp über  $3 \text{ kN/m}^2$  und etwas unter  $100 \text{ kN/m}^2$ .

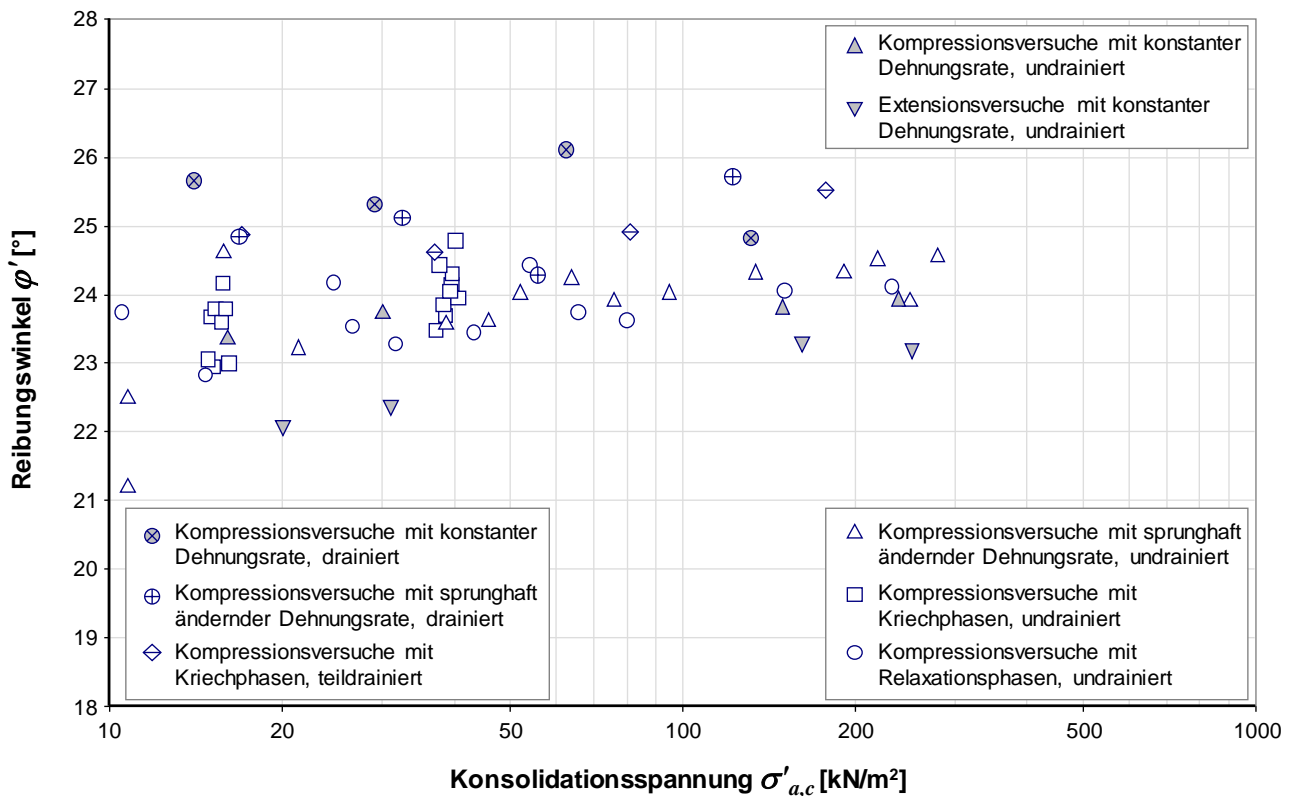
Es ist gut erkennbar, dass die Versuchsergebnisse aller Proben, die in Kompressions- bzw. Extensionsrichtung beansprucht wurden, jeweils auf einer Trendlinie der Form  $c_u = \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{a,c}$  liegen. Als Mittelwert für die triaxialen Kompressionsversuche lässt sich  $\lambda_{cu} = 0,34$  bzw. für die triaxialen Extensionsversuche  $\lambda_{cu} = 0,19$  ableiten. Diese Größen entsprechen der Bandbreite an Literaturangaben, wie sie etwa von MAYNE und HOLTZ (1985), JAMIOLKOWSKI et al. (1985), NAKASE und KAMEI (1988), HIGHT et al. (1988) und KHEMISSA (2011) präsentiert wurden (vgl. Abschnitt 2.3.5).



**Abbildung 4.33: Zusammenstellung undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$**   
 (alle Daten: undrainierten Triaxialversuche)

Der Reibungswinkel  $\varphi'$  eines Bodens definiert sich durch den Zustand, in welchem das Spannungsverhältnis  $K = \sigma'_3 / \sigma'_1$  minimal wird. Wird die für normalkonsolidierte Böden meist zutreffende Annahme getroffen, dass ein kohäsiver Anteil der Festigkeit vernachlässigbar ist, so kann  $\sigma'_1$  nach der Gleichung (4-11) für triaxiale Kompressions- und gemäß Gleichung (4-12) für triaxiale Extensionsversuche unmittelbar aus den Effektivspannungen  $\sigma'_a$  und  $\sigma'_r$  den Reibungswinkel  $\varphi'$  berechnet werden. Die Ergebnisse für alle Triaxialversuche zeigt das Diagramm in Abbildung 4.34.

Alle registrierten Reibungswinkel  $\varphi'$  fallen in eine Bandbreite zwischen etwa 21° und knapp über 26°. Eine markante Spannungsabhängigkeit ist nicht zu erkennen. Entsprechend den Versuchsrandbedingungen liegen die Werte des Reibungswinkels für die Extensionsversuche mit  $\varphi' \approx 22^\circ$  etwas unter dem Mittelwert der Ergebnisse aus den triaxialen Kompressionsversuchen, der zu  $\varphi' \approx 24,5^\circ$  angegeben werden kann. Es ist zu erkennen, dass die Reibungswinkel  $\varphi'$  gemessen in den drainierten Versuchen etwas über den entsprechenden Werten der undrainierten Versuche liegen. Dies mag mit Messungenauigkeiten oder der beginnenden Strukturfindung während der langen Versuchsdauern der drainierten Belastungsversuche zusammenhängen. Die gemessenen Werte  $\varphi'$  decken sich ferner sehr gut mit der Bandbreite der Angaben aus verschiedenen Literaturquellen, in denen der Reibungswinkel meist in Zusammenhang mit der Mineralogie oder der Plastizität des Bodens gebracht wird (OLSON 1974, MITCHELL 1976, SKEMPTON 1985 und WOOD 1991). Für eine genauere Erläuterung zu den Ergebnissen aus der Literaturrecherche wird auf Abschnitt 2.3.1 und die darauf folgenden Abschnitte verwiesen.



**Abbildung 4.34: Zusammenstellung Reibungswinkel  $\phi'$**   
 (alle Daten: Triaxialversuche undrainiert, teildrainiert und drainiert)

Für alle durchgeführten Einzelversuche unter undrainierten Bedingungen an dem normalkonsolidierten Kaolinton gilt, dass bei Erreichen des Zustandes  $q_f$ , für den die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ausgewertet wurde, ein Spannungsverhältnis  $K$  gemessen wurde, das höchstens 10 % unter dem jeweiligen Wert  $K_{min}$  lag. Damit liegt der mobilisierte Reibungswinkel  $\phi'_{mob}$  bei Erreichen der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  nur geringfügig unter den in Abbildung 4.34 dargestellten Werten.

#### 4.4.5.7 Ergebnisse zur Steifigkeit bei Scherung

Der axiale Dehnungsbetrag, der in den undrainierten triaxialen Kompressions- und Extensionsversuchen bei Erreichen des Zustandes  $q_f$  registriert wurde, wird gemäß der Schemaskizze in Abbildung 4.30 mit  $\varepsilon_{af}$  bezeichnet. Der Wert  $\varepsilon_{af}$  zeigt somit an, wie viel Weg bzw. Dehnung notwendig ist, um die maximale Deviatorspannung in der Bodenprobe aktivieren zu können. Ferner wurde die Dehnung  $\varepsilon_{af50}$  ausgewertet. Diese gibt den Dehnungsbetrag an, der notwendig ist, um 50 % der maximalen Deviatorspannung  $q_f$  zu aktivieren. Experimentell bestimmte Werte für  $\varepsilon_{af}$  bzw.  $\varepsilon_{af50}$  sind als Eingangsparameter für die Konstruktion von Mobilisierungsfunktionen nach dem Konzept der  $p$ - $y$ -curves neben dem Wert für die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  wesentlich (MATLOCK 1970). Auf die, wie im Abschnitt 3.4 und im Weiteren dieser Arbeit näher erläutert wird, für den Biegeknickwiderstand je nach Randbedingung zum Teil entscheidende Anfangssteifigkeit  $E_i$  wird in diesem Abschnitt nicht weiter eingegangen. Werte zur Steifigkeit im Triaxialversuch bei vergleichsweise kleinen Dehnungen z. B. im Bereich bis ca.  $\varepsilon_{af} = 1\%$  können jedoch aus der Parametrisierung

hyperbolischer Mobilisierungsfunktionen aus  $q_f$ ,  $\varepsilon_{af}$  und  $\varepsilon_{af50}$  abgeleitet werden. Ein ausführlicher Vergleich der auf Erfahrungswerten und primär aus horizontalen Pfahlprobelastungen basierenden Eingangsgrößen zur Konstruktion von  $p$ - $y$ -curves zur Bemessung wird in Abschnitt 3 gegeben.

Die in Abbildung 4.35 eingetragenen Ergebnisse der Auswertung aller undrainierten Triaxialversuche zeigt für den Dehnungswert  $\varepsilon_{af}$  eine deutliche Zunahme mit geringer werdendem Effektivspannungsniveau.

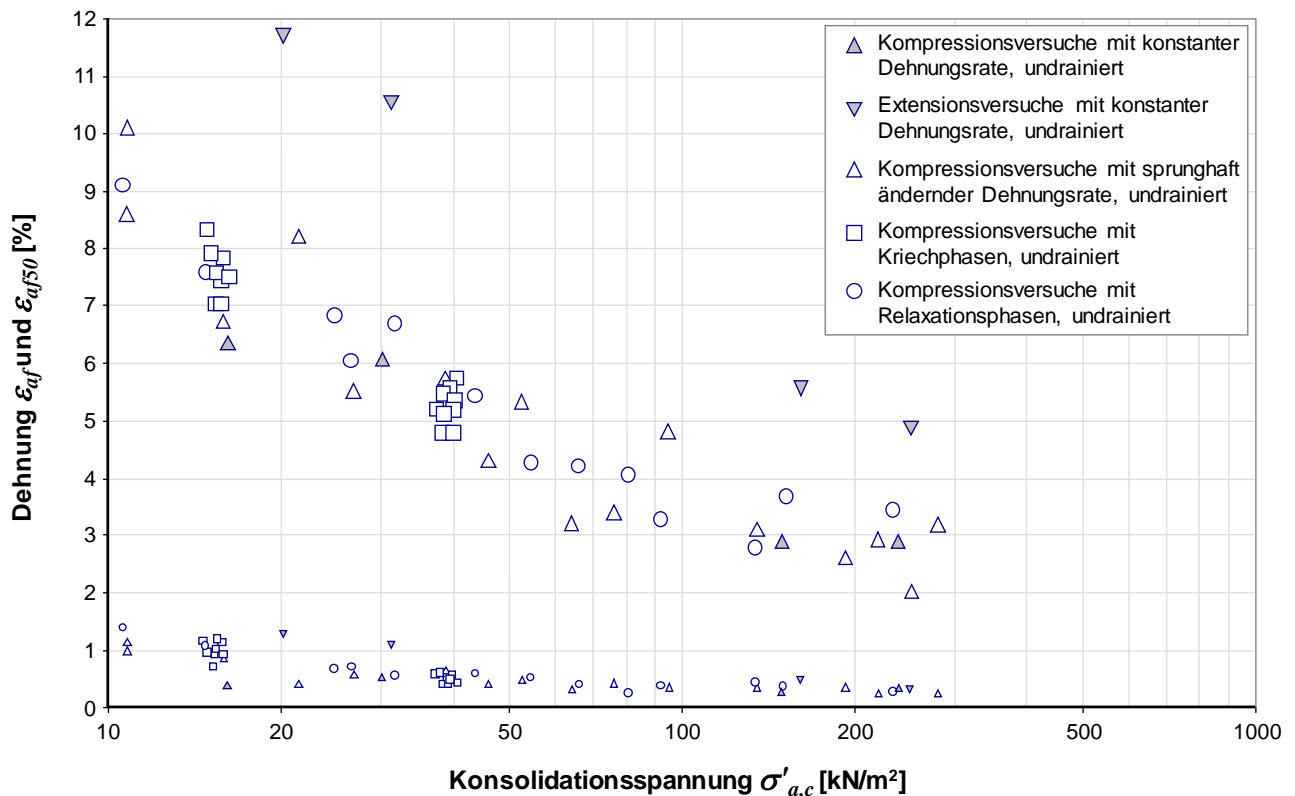


Abbildung 4.35: Zusammenstellung Dehnung  $\varepsilon_{af}$  und  $\varepsilon_{af50}$  (nur undrainierte Triaxialversuche)

Im Bereich einer Konsolidationsspannung von etwa  $\sigma'_{a,c} = 35 \text{ kN/m}^2$ , was einem  $c_u$ -Wert gemessen in Kompressionsrichtung von weniger als  $13 \text{ kN/m}^2$  entspricht, wird in der Regel eine Dehnung von über 6 % benötigt, um die maximale Deviatorspannung  $q_f$  zu mobilisieren. Noch größere Dehnungsbeträge ergeben sich für Versuche mit Belastung in Extensionsrichtung. Hierzu ist kritisch anzumerken, dass die Auswertung der Messdaten aus dem Triaxialversuch bei derart großen Dehnungen schwierig ist. Im Allgemeinen ist hier die Annahme einer homogenen Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung, die die Grundlage der Auswertung bzw. der Versuchssteuerung ist, nur noch eingeschränkt gültig. Dennoch kann in Bezug auf die allgemeine Bandbreite der Streuung der Versuchsergebnisse und der damit verbundenen Prognoseunschärfe näherungsweise der Trend zu größeren „Bruchdehnungen“ bei geringeren effektiven Spannungen für die weitere Bearbeitung der Problemstellung herangezogen werden. Dass der genannte Trend tatsächlich unabhängig von den Einschränkungen der Triaxialversuchstechnik auftritt, wird ferner durch die Ergebnisse der durchgeführten Modellversuche gestärkt (siehe Abschnitt 4.5).

Neben den erläuterten Ergebnissen zur Dehnung  $\varepsilon_{af}$  ist der jeweils um im Mittel etwa 1/4 bis 1/8 kleinere Betrag der Dehnung  $\varepsilon_{af50}$  charakteristisch für alle undrainierten Triaxialversuche. Damit verbunden ist eine vergleichsweise hohe Steifigkeit der Proben im Anfangsbereich. Das wird bereits durch die Kurven der 4 Einzelversuche, die in Abbildung 4.32 eingetragen sind und die die Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\varepsilon_a$  zeigen, beschrieben. Auch für diese Auswertegröße bestehen deutliche Analogien zu den Eigenschaften der im Modellversuch gemessenen Mobilisierungskurven (siehe Abschnitt 4.5).

#### 4.4.5.8 Ergebnisse zur Bodenviskosität

Dem Fokus der Forschungsarbeit hinsichtlich der Bewertung des Einflusses der Bodenviskosität insbesondere bei extrem weichen Bodenproben wurde durch die Durchführung spezieller Triaxialversuche Rechnung getragen. Zum Einsatz kamen die in Tabelle 4.10 zusammengefassten Versuchstechniken, welche die Untersuchung der Bodenviskosität vorsahen mit Hilfe von:

- weggesteuerten undrainierten Triaxialversuchen mit phasenweise sprunghafter Änderung der Dehnungsrate  $\partial\varepsilon_a / \partial t$
- weggesteuerten Triaxialversuchen mit Kriechphasen unter konstanter Deviatorspannung  $q$  (undrainiert, teildrainiert und drainiert)
- weggesteuerten undrainierten Triaxialversuchen mit Relaxationsphasen bei konstanter axialer Dehnung  $\varepsilon_a$

Im Rahmen dieses Berichtes werden im Folgenden zusammenfassend die Ergebnisse der undrainierten Triaxialversuche mit Relaxationsphasen (konstantes  $\varepsilon_a$ ) sowie die der undrainierten Triaxialversuche, in denen die axiale Dehnungsrate  $\partial\varepsilon_a / \partial t$  phasenweise sprunghaft geändert wurde, erläutert.

Es wurden insgesamt 13 undrainierte Triaxialversuche mit Relaxationsphasen durchgeführt. Die Beanspruchung erfolgte in Kompressionsrichtung weggesteuert, wobei  $\varepsilon_a$  monoton erhöht wurde. Planmäßig variiert wurden in den Versuchen das Effektivspannungsniveau, charakterisiert durch die Größe  $\sigma'_{a,c}$  sowie die axiale Dehnungsrate  $\partial\varepsilon_a / \partial t$ . Mit der Variation der Dehnungsrate  $\partial\varepsilon_a / \partial t$  sollten Hinweise von LADD et al. (1977) bzw. MITCHELL und SOGA (2005) weiter untersucht werden, wonach die Dehnungsrate vor der Relaxationsphase einen deutlichen Einfluss auf die zeitabhängige Spannungsrelaxation nimmt. Es wurden jeweils 3 Relaxationsphasen mit  $\partial\varepsilon_a / \partial t = 0$  bei einer Dehnung von  $\varepsilon_a = 0,18\%$ ,  $0,93\%$  und  $3,95\%$  zwischen axiale Beanspruchungsraten von  $\partial\varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \%/s$  und  $\partial\varepsilon_a / \partial t \approx 1 \cdot 10^{-4} \%/s$  geschaltet (siehe Abbildung 4.37 links, Phase -2-, -4- und -6-). Die Relaxation dauerte jeweils 1 Tag und wird im Weiteren mit  $t_r$  bezeichnet. Da die Dehnung  $\varepsilon_{af}$  deutlich von der Spannung  $\sigma'_{a,c}$  abhängt, ist die Lage der Relaxationsphasen im Vergleich zum Wertepaar  $\varepsilon_{af} - q_f$  im  $\varepsilon_a - q$ -Diagramm nicht gleichartig. Das bedeutet, dass der Ausnutzungsgrad bezogen auf die Scherfestigkeit innerhalb der Versuchsreihe variiert und bei der Interpretation der Daten zu berücksichtigen ist. Dies ist von Bedeutung, da vermutet werden kann, dass das Verhalten der Probe während der Relaxationsphase vom Verhältniswert  $q / q_f$  bzw.  $K / K_f$  beeinflusst wird. Eine Übersicht zu den wesentlichen Randbedingungen der 13 Einzelversuche bietet Tabelle 4.12. Die darin eingetragene Konsolidationszeit  $t_{K0}$  variiert zwischen 9 und 18 Tagen, was sich aus dem Konsolidationsverlauf bzw. der praktischen Versuchsdurchfüh-

rung unter Berücksichtigung der Zeiten für den Ein- und Ausbau der Proben ergab. Die Spannung  $\sigma'_{a,c}$  betrug zwischen 10,6 kN/m<sup>2</sup> und 232,9 kN/m<sup>2</sup>. Der Seitendruck  $\sigma'_{r,c}$  vor dem Schervorgang wurde entsprechend dem Verhältniswert  $K = 0,6$ , welcher in etwa dem Ruhedruckbeiwert  $K_0$  entspricht, eingestellt.

**Tabelle 4.12: Weggesteuerte undrainierte Triaxialversuche mit Relaxationsphasen (Kompression)**

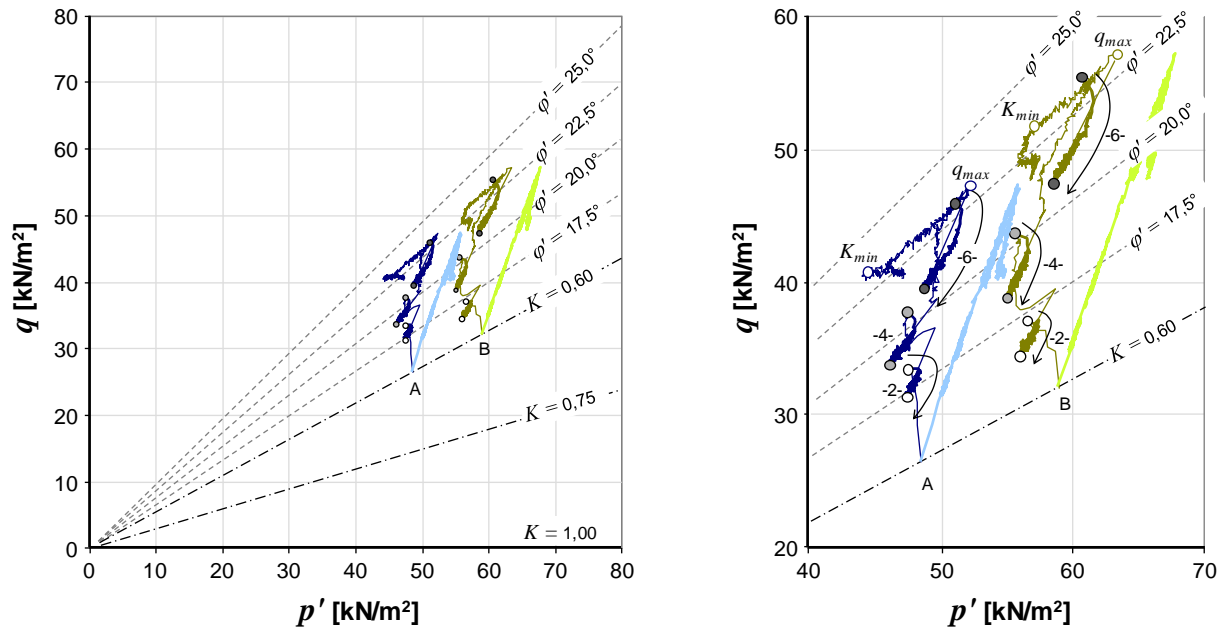
Versuchsbeginn	Axiale Konsolidationsspannung	Dauer Konsolidation	Relaxationsphasen	Dehnungsrate
28.07.2010	$\sigma'_{a,c} = 10,6 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 9 \text{ d}$	3 x $t_r = 1 \text{ d}$	$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \text{ \% / s}$
17.08.2010	$\sigma'_{a,c} = 14,8 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 12 \text{ d}$		
28.10.2010	$\sigma'_{a,c} = 24,7 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 12 \text{ d}$		
26.11.2009	$\sigma'_{a,c} = 31,6 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 14 \text{ d}$		
22.09.2010	$\sigma'_{a,c} = 43,5 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 15 \text{ d}$		
24.09.2010	$\sigma'_{a,c} = 66,0 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 12 \text{ d}$		
02.07.2010	$\sigma'_{a,c} = 80,4 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 15 \text{ d}$		
29.10.2010	$\sigma'_{a,c} = 151,7 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 16 \text{ d}$		$\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 1 \cdot 10^{-4} \text{ \% / s}$
11.08.2010	$\sigma'_{a,c} = 232,9 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 18 \text{ d}$		
17.12.2010	$\sigma'_{a,c} = 54,6 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 15 \text{ d}$		
15.03.2010	$\sigma'_{a,c} = 20,2 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 12 \text{ d}$		
26.11.2010	$\sigma'_{a,c} = 91,4 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 16 \text{ d}$		
16.12.2010	$\sigma'_{a,c} = 134,1 \text{ kN/m}^2$	$t_{K0} = 17 \text{ d}$		

Abbildung 4.36 zeigt zunächst im  $p'$ - $q$  Diagramm die Spannungspfade von 2 ausgewählten Einzelversuchen ( $\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-5} \text{ \% / s}$ ), welche auf eine Spannung von  $\sigma'_{a,c} = 66,0 \text{ kN/m}^2$  (Versuch A) bzw.  $80,4 \text{ kN/m}^2$  (Versuch B) konsolidiert wurden. Es ist zu erkennen, dass die Spannungspfade beider Einzelversuche ähnliche Merkmale aufweisen. So zeigt sich insbesondere im Anfangsbereich vor der 1. Relaxationsphase (Phase -2-) der Spannungspfade eine deutliche Krümmung in Richtung kleinerer Werte  $p'$ , was typisch für weiche normalkonsolidierte Tone ist. Nach der Relaxationsphase streben die Werte des effektiven Spannungspfades jedoch wieder in Richtung des totalen Spannungspfades, was auf einen inneren Festigkeitsgewinn der Probe hindeutet. Im weiteren Verlauf bis zum Zustand  $q_f$  läuft der effektive Spannungspfad im Mittel nahezu parallel zum totalen Spannungspfad.

Wenn die Spannungspfade innerhalb einer Relaxationsphase im Detail betrachtet werden (siehe Abbildung 4.36 rechts), so fällt eine charakteristische Krümmung zunächst in Richtung kleinerer Verhältniswerte  $K$  auf. In den ersten Momenten der Relaxation nimmt demnach die Deviatorspannung  $q$  kaum ab. Der Kurvenverlauf im  $\sigma'_r$ - $\sigma'_a$  bzw.  $p'$ - $q$  Diagramm wird durch Pfeile verdeutlicht. Derartige Ergebnisse wurden unabhängig von der Spannung in allen Einzelversuchen festgestellt.

Entsprechend den Informationen der Abbildung 4.33 und Abbildung 4.34 unterscheiden sich in den Grenzzuständen  $q_f$  sowie  $K_{min}$  bzw.  $K_{max}$  die mobilisierten Werte der undrainierten Scherfestigkeit

$c_u$  sowie des Reibungswinkels  $\varphi'$  nicht von denen der übrigen undrainierten triaxialen Kompressionsversuchen. Es gilt somit für die Relaxationsversuche im Mittel  $c_u = 0,34 \cdot \sigma'_{a,c}$  und  $\varphi' = 24^\circ$ .



**Abbildung 4.36: Spannungspfad im  $p'$ - $q$  Diagramm; weggesteuerte triaxiale Kompressionsversuche mit 3 Relaxationsphasen -2-, -4- und -6- über  $t_r = 1$  d (fette Markierung)**

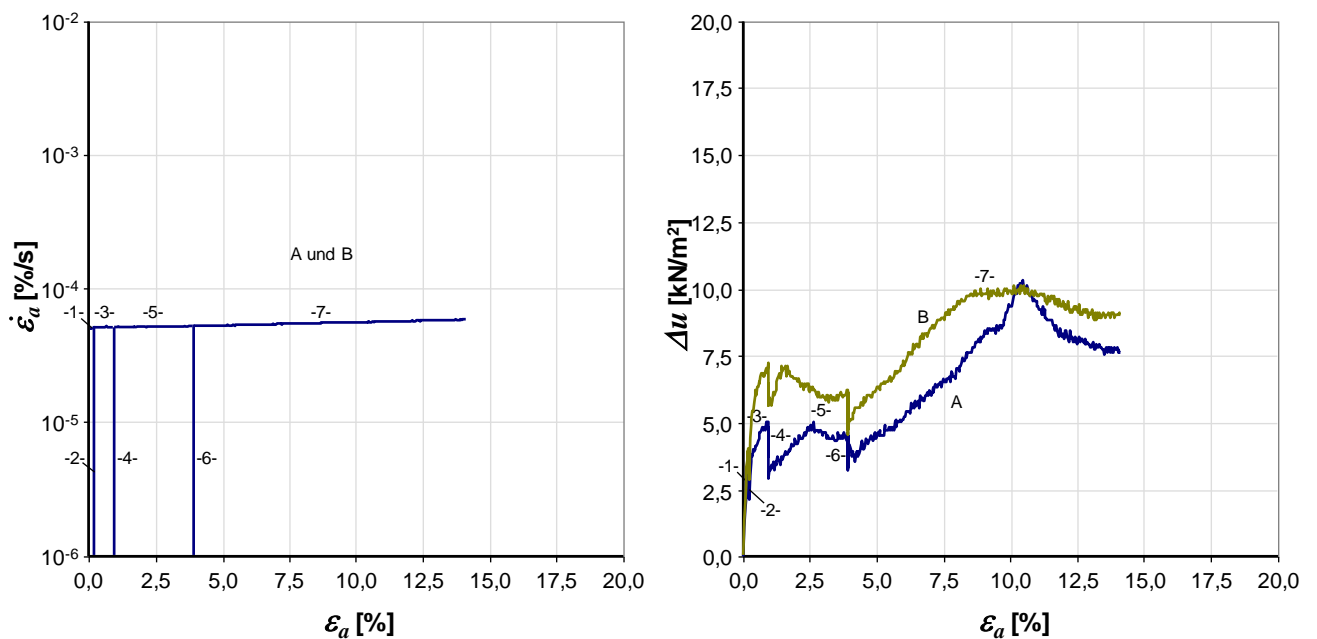
Die rechte Darstellung in Abbildung 4.37 zeigt den Verlauf des Porenwasserdruckes  $\Delta u$  ab Beginn des Schervorganges nach dem Ende der Konsolidation (Punkte A und B in Abbildung 4.36) im undrainierten Zustand in Abhängigkeit von der Dehnung  $\varepsilon_a$ . Markant im Porenwasserdruckverlauf  $\Delta u$  ist auch die Tatsache, dass im Bereich mittlerer Dehnungen nach der 2. Relaxation (Phase -4-) kein weiterer Porenwasserdruckanstieg mit steigender Axialdehnung  $\varepsilon_a$  messbar war. Erst bei größeren Dehnungen nach dem Grenzzustand  $q_f$  steigt  $\Delta u$  erneut deutlich an. Mit fortschreitender Lokalisierung von Scherdehnungen und über den Grenzzustand  $K_{min}$  hinaus ist das Verhalten durch einen neuerlichen Abfall des Porenwasserdruckes gekennzeichnet. Eine genauere Interpretation ist jedoch aufgrund der bereits genannten Einschränkungen bei der Auswertung der Messdaten im Bereich großer Dehnungen nicht ohne weiteres möglich.

Abbildung 4.38 und Abbildung 4.39 zeigt die Entwicklung der Deviatorspannung  $q$  sowie des Spannungsverhältnisses  $K$  in Abhängigkeit von der Axialdehnung  $\varepsilon_a$  sowie der Zeit während der Relaxationsphasen.

In Abbildung 4.38 lässt sich der bereits beschriebene Mobilisierungsverlauf der Deviatorspannung  $q$  mit wachsender axialer Dehnung  $\varepsilon_a$  erkennen. Im Gegensatz zu den Kurven der Abbildung 4.32 links steigt  $q$  jedoch bis zum Erreichen des Wertes  $q_f$  nicht monoton an. Während der Relaxationsphasen reduziert sich  $q$  sehr deutlich bereits innerhalb einer Zeit  $t_r = 1$  Tag. Hierzu bietet das linke Diagramm der Abbildung 4.39 weitere Informationen. Zu erkennen ist darin die Reduktion des Wertes  $q / q_i$  während der Relaxationsphase mit wachsender Zeit  $t_r$ , wobei  $q_i$  jeweils der Wert der Deviatorspannung vor Beginn der Relaxationsphase ist. Mit einer Normierung der Deviatorspannung



auf den Wert  $q/q_i$  ergibt sich eine bessere Vergleichbarkeit verschiedener Einzelversuche mit unterschiedlichen Konsolidationsspannungen  $\sigma'_{a,c}$  und Relaxationsphasen unter verschiedenen Ausnutzungsgraden  $q/q_f$ . Wie das linke Diagramm in Abbildung 4.39 andeutet, hängt die Größe der Spannungsrelaxation primär neben der Relaxationszeit  $t_r$  vom Ausnutzungsgrad  $q/q_f$  ab. So wurde die maximale Reduktion der Spannung  $q$  jeweils am Ende der Phase -6- gemessen, für die in allen Einzelversuchen der größte Ausnutzungsgrad feststellbar war. Die geringste Spannungsrelaxation war im Allgemeinen während der Phase -2- zu messen.



**Abbildung 4.37: Axiale Dehnungsrate (links) und Porenwasserdruckentwicklung (rechts); weggesteuerte triaxiale Kompressionsversuche mit 3 Relaxationsphasen -2-, -4- und -6- über  $t_r = 1$  d**

Nach den Relaxationsphasen bildet sich jeweils unmittelbar mit einer erneuten Beanspruchung  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  ein lokales Maximum der Deviatorspannung  $q$  aus, was durch strukturbildende Effekte während der Relaxationsphase erklärt werden kann. Mit steigender Dehnung verschwindet dieser Effekt und die Kurve strebt gegen ein entsprechend geringeres Niveau des Scherwiderstandes  $q$ .

Entgegengesetzt zur Reduktion der Deviatorspannung  $q$  steigt das Spannungsverhältnis  $K$  während einer Relaxationsphase kontinuierlich an (Abbildung 4.38 und Abbildung 4.39 jeweils rechts). Relativ betrachtet ist der Anstieg des Wertes  $K$  im Vergleich zur Reduktion der Deviatorspannung  $q$  geringer. Auch konnte in einigen Einzelversuchen festgestellt werden, dass die 2. Relaxationsphase (Phase -4-) mit dem geringsten Anstieg von  $K$  verbunden war.

Trotz der sorgfältig konzipierten Triaxialanlage zur Messung geringer Effektivspannungen wirken sich besonders während der Relaxationsphasen kleinere Schwankungen im Messwert des Porenwasserdruckes, Zellendruckes und der axialen Kraft deutlich auf die Kurvenverläufe in Abbildung 4.39 aus. Der eindeutige Trend der Kurven in der halblogarithmischen Darstellung sowie die statistisch verteilten Streuungen der Messergebnisse schließen jedoch einen systematischen Messfehler mit großer Wahrscheinlichkeit aus. Zudem ist anzumerken, dass im Vergleich zu älteren Publikati-

onen (z.B. LADD et al. 1977) hier alle Messwerte, welche im 10 Sekunden Takt gespeichert wurden, dargestellt werden. Würden die Daten entsprechend einer damals meist üblichen manuellen Ableseung bzw. Speicherung von Messwerten mit einer sehr viel geringeren Messfrequenz dargestellt werden, so würden sich in der Folge stets „geglättete“ Kurvenverläufe zeigen.

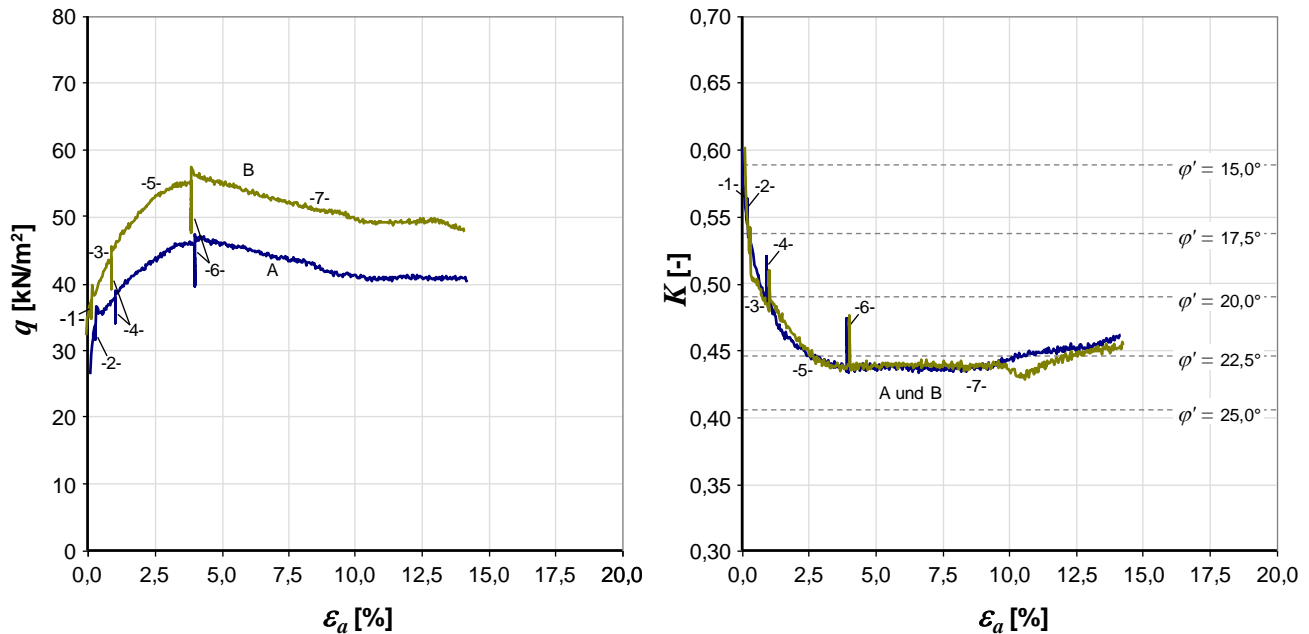


Abbildung 4.38: Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  (links) und Änderung des Spannungsverhältnisses  $K$  (rechts) in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\epsilon_a$ ; weggesteuerte triaxiale Kompressionsversuche mit 3 Relaxationsphasen -2-, -4- und -6- mit je  $t_r = 1$  d

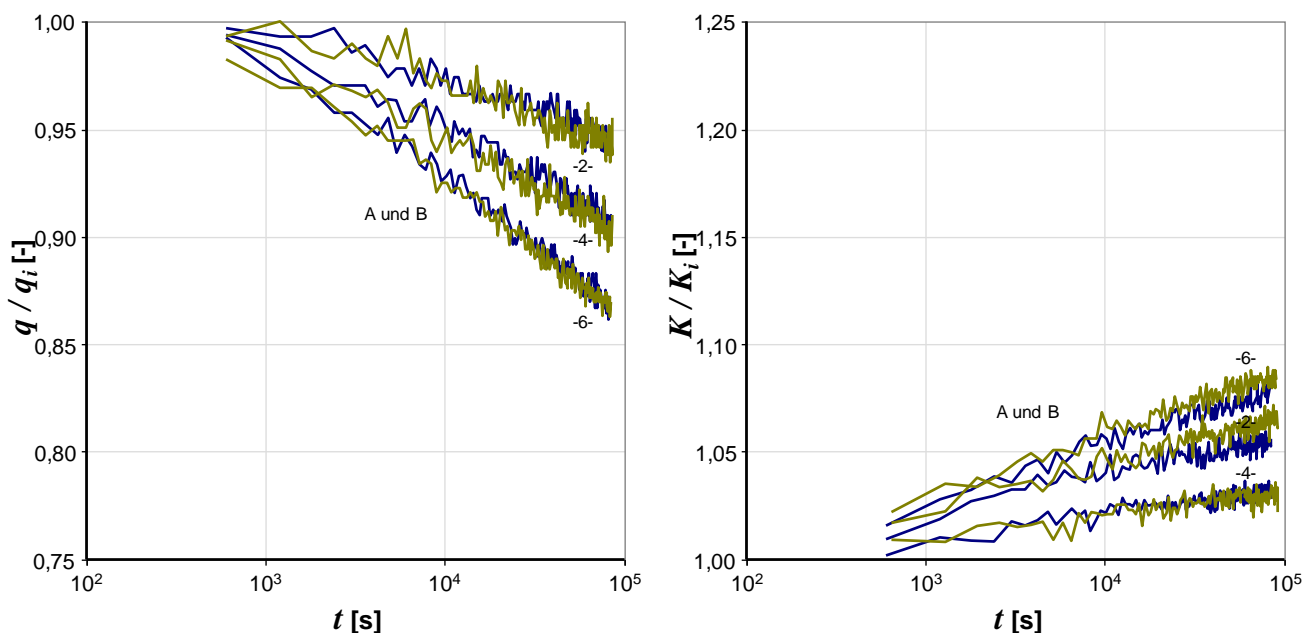
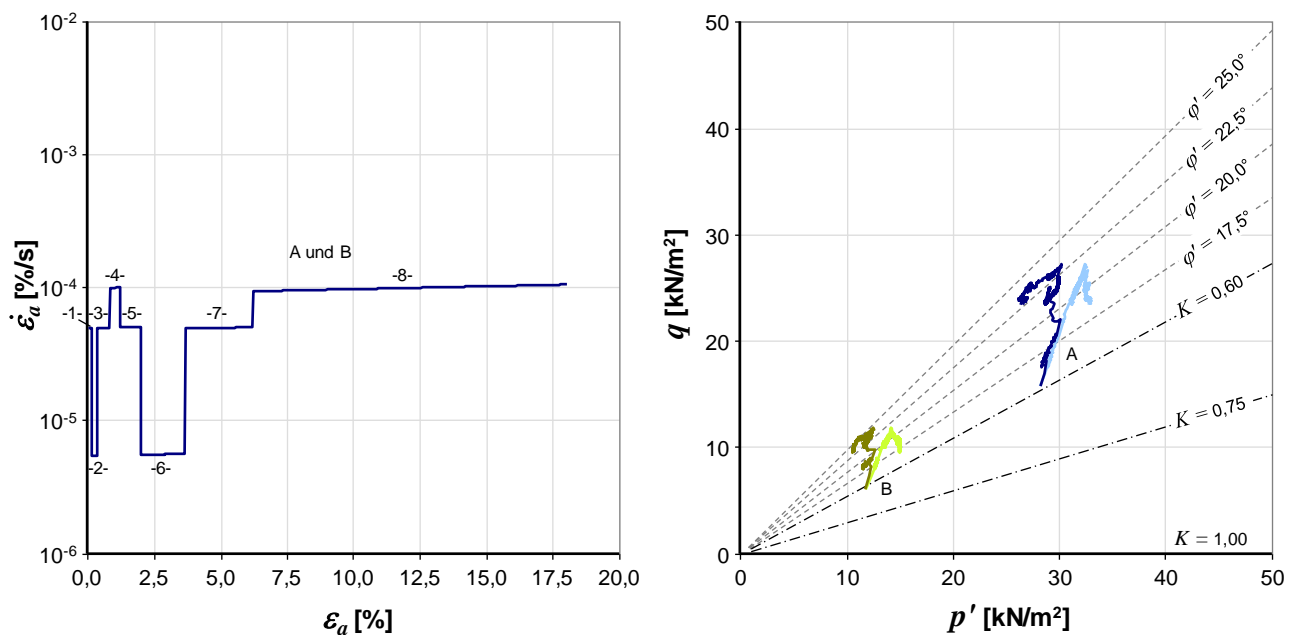


Abbildung 4.39: Zeitabhängig Änderung der Deviatorspannung  $q$  (links) und des Spannungsverhältnisses  $K$  (rechts) während der Relaxationsphasen; weggesteuerte triaxiale Kompressionsversuche mit 3 Relaxationsphasen -2-, -4- und -6- mit je  $t_r = 1$  d

Neben den gezeigten Relaxationsversuchen soll im Rahmen dieses Berichtes die Systematik der vorschubgesteuerten triaxialen Scherversuche, in denen die Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  abschnittsweise sprunghaft geändert wurde, vorgestellt werden. Diese Versuchsart stellt heute zumindest im deutschsprachigen Raum die am weitesten verbreitete Form der Messung der Bodenviskosität im Triaxialversuch dar (LEINENKUGEL 1976, KRIEG 2000, Soos 2009). Abbildung 4.40 links verdeutlicht den Versuchsablauf. Nach der Konsolidation der Probe wird die Probe monoton durch jeweils phasenweise deutlich unterschiedliche Dehnungsraten  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  beansprucht. Der Faktor zwischen den einzelnen Geschwindigkeiten beträgt dabei in der hier gewählten Versuchskonfiguration  $(\partial \varepsilon_a / \partial t)_{i+1} / (\partial \varepsilon_a / \partial t)_i = 2$  zwischen den Phasen -3- und -4-, -4- und -5- sowie zwischen -7- und -8- bzw.  $(\partial \varepsilon_a / \partial t)_{i+1} / (\partial \varepsilon_a / \partial t)_i = 10$  zwischen den Phasen -1- und -2-, -5- und -6- sowie zwischen -6- und -7-.

In den Versuchsreihen wurde primär die Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  variiert. Die minimale Effektivspannung innerhalb einer Versuchsreihe bestehend aus 16 Einzelversuchen (vgl. Tabelle 4.10) betrug  $\sigma'_{a,c} = 10,8 \text{ kN/m}^2$ . In diesem Versuch wurde eine undrainierte Scherfestigkeit von  $c_u = 3,6 \text{ kN/m}^2$  gemessen. Die größte undrainierte Scherfestigkeit wurde mit  $98,7 \text{ kN/m}^2$  nach der Konsolidation der Probe unter einer Spannung von  $\sigma'_{a,c} = 279,4 \text{ kN/m}^2$  festgestellt. Die  $c_u$ -Werte können gemäß der bereits erläuterten Beziehung  $c_u = 0,34 \cdot \sigma'_{a,c}$  approximiert werden. Der Zustand  $K_{min}$  wird durch Reibungswinkel zwischen  $\varphi' = 22$  für geringe Effektivspannungen und  $25^\circ$  für größere Werte  $\sigma'_{a,c}$  beschrieben. Die Daten zu den Grenzzuständen  $q_f$  und  $K_{min}$  wurden bereits anhand der Darstellung in Abbildung 4.33 bzw. Abbildung 4.34 diskutiert. Auch in Bezug auf die festgestellten Dehnungen  $\varepsilon_f$  und  $\varepsilon_{f50}$  lassen sich für die hier beschriebene Versuchsreihe, in der die Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  abschnittsweise sprunghaft geändert wurde, keine Auffälligkeiten beobachten (siehe Abbildung 4.35).



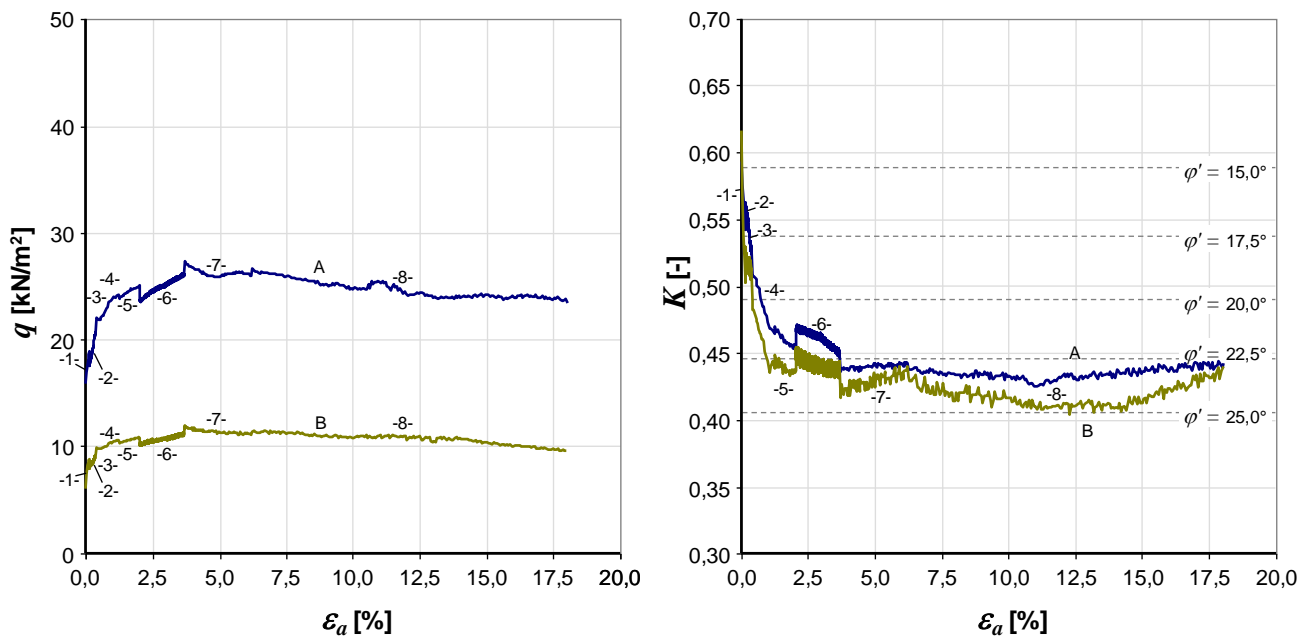
**Abbildung 4.40: Axiale Dehnungsrate (links) und  $p'$ - $q$  Diagramm (rechts); weggesteuerte triaxiale Kompressionsversuche mit sprunghafter Änderung der axialen Dehnungsrate  $(\partial \varepsilon_a / \partial t)_1 / (\partial \varepsilon_a / \partial t)_0$**

Wie bereits beschrieben wurde, zeichnen sich auch die Versuche dieser Reihe durch einen vergleichsweise steilen Kurvenverlauf des effektiven Spannungspfades im  $p'$ - $q$  Diagramm aus, der über weite Dehnungsbereiche sehr nahe am totalen Spannungspfad liegt. Zwei beispielhafte Einzelversuche werden in Abbildung 4.40 rechts gezeigt. Durch die Geschwindigkeitssprünge entsteht ein sehr uneinheitliches Bild des effektiven Spannungspfades. Insbesondere die effektiven Spannungspfade während der Phasen -2- und -6-, in welchen die Beanspruchung durch sehr geringe Dehnungsraten im Bereich  $\partial \varepsilon_a / \partial t \approx 5 \cdot 10^{-6} \% / s$  erfolgte, verlaufen sehr nah und nahezu parallel zum totalen Spannungspfad (vgl. Pfade nach Relaxationsphasen). Es besteht jedoch bei allen Geschwindigkeitssprüngen die Eigenschaft, dass eine Reduzierung der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  zu einem Versatz des Spannungspfades in Richtung geringerer  $p'$ - $q$ -Werte führt. Eine sprunghafte Vergrößerung der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  resultiert in einer Verschiebung des effektiven Spannungspfades in Richtung größerer Werte der isotropen Spannung  $p'$  und der Deviatorspannung  $q$ . Obwohl die Kurven Abbildung 4.40 rechts ein zunächst uneinheitliches Bild gegeben, entspricht der Trend der Spannungspfade infolge einer Änderung von  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  dem Kenntnisstand, wie er beispielsweise von BOUDALI (1995), LEROUEIL und MARQUES (1996) sowie KRIEG (2000) dokumentiert wurde.

Aufbauend auf den gezeigten Spannungspfaden zeigen die Diagramme der Abbildung 4.41 die Entwicklung der Deviatorspannung  $q$  (linke Darstellung) und des Spannungsverhältnisses  $K$  (rechte Darstellung) in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\varepsilon_a$ . Zu erkennen sind im linken Diagramm der Abbildung 4.41 die charakteristischen Sprünge in der Mobilisierung der Deviatorspannung in unmittelbarer Folge eines Geschwindigkeitssprunges. Die Größe dieses Sprunges ist dabei primär vom Ausnutzungsgrad, d.h. der Entfernung des Spannungspunktes von der Bruchbedingung, von der Bodenviskosität sowie von der Größe der Änderung der Dehnungsrate abhängig. Einer sprunghaften Erhöhung der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  folgt eine sprunghafte Vergrößerung der aktivierten Deviatorspannung  $q$ . Dieser Sprung vergrößert sich bei gleichbleibender Größe der Geschwindigkeitsänderung mit steigender Ausnutzung der Scherfestigkeit des Bodens.

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Deviatorspannung nach Phasen mit vergleichsweise geringen Dehnungsraten (z. B. Phase -6-) im Vergleich zum Widerstand, welcher mobilisierbar wäre, wenn die Bodenprobe konstant mit der höheren Dehnungsrate (z. B. Phase -7-) beansprucht würde, zum Teil deutlich höher liegt. Nach Phasen mit geringen Dehnungsraten reagiert der Boden damit zunächst sehr steif (vergleiche auch SORENSEN et al. 2010). Der in einer Phase mit sehr langsamer Belastung vermutlich gewonnene Strukturwiderstand reduziert sich während einer rascheren Belastungsgeschwindigkeit mit steigender axialer Dehnung und konvergiert gegen den entsprechenden Widerstand entsprechend der Bodenviskosität. Versuchsergebnisse, welche auf strukturbedingte Verformungswiderstände hinweisen, wurden von verschiedenen Forschern aufgezeigt. Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Untersuchung möglichst ungestörter Proben aus dem Feld (z.B. VAID und CAMPANELLA 1977, GRAHAM et al. 1983, TATSUOKA et al. 2000, KOMOTO et al. 2003 und SORENSEN et al. 2007), welche vermutlich schon durch ihre über geologische Zeiträume andauernde Genese eine Struktur ausbilden konnten. Weiter sind oft Mischungen aus Tonböden und Zement (zwischen 2 % und 4 % der Trockenmasse) Gegenstand von detaillierten Untersuchungen im bodenmechanischen Labor (KONGSUKPRASERT und TATSUOKA 2003, KOMOTO 2004, SORENSEN et al. 2007). Von

RICHARDSON und WHITMAN (1963), TATSUOKA et al. (2000), TATSUOKA et al. (2003), OKA et al. (2003) sowie SORENSEN et. al (2007) werden aber auch Angaben über strukturbedingte Effekte und anisotropes Materialverhalten bei normalkonsolidierten Proben gemacht. Dabei handelt es sich um sog. *reconstituted samples*, die durch Mischung des Bodenmaterials bei Wassergehalten oberhalb der Fließgrenze und anschließender Konsolidation hergestellt werden (BURLAND 1990).



**Abbildung 4.41: Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  (links) und Änderung des Spannungsverhältnisses  $K$  (rechts) in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\epsilon_a$ ; weggesteuerte triaxiale Kompressionsversuche mit sprunghafter Änderung der axialen Dehnungsrate  $(\partial \epsilon_a / \partial t)_1 / (\partial \epsilon_a / \partial t)_0$**

In einer den Informationen der linken Darstellung der Abbildung 4.41 ähnlichen Weise reagiert das Spannungsverhältnis  $K$  auf einen Geschwindigkeitssprung. So verringert sich  $K$  entsprechend einer sprunghaften Vergrößerung der Dehnungsrate  $\partial \epsilon_a / \partial t$ . Die Interpretation von möglichen Strukturwiderständen, welche in Phasen mit sehr langsamer Beanspruchungsgeschwindigkeit entstehen, ist im Vergleich zur Betrachtung der Deviatorspannung  $q$  schwieriger, da, wie bereits erwähnt wurde, geringe Schwankungen etwa im Porenwasserdruck zu einer vergleichsweise großen Änderung des Spannungsverhältnisses führen.

In den hier dargestellten Arbeiten wird die Auswirkung der Bodenviskosität anhand von 2 unterschiedlichen Versuchsarten diskutiert und zahlenmäßig erfasst. In Versuchen mit Relaxationsphasen reduzieren sich bei konstant gehaltener axialer Dehnung  $\epsilon_a$  die Effektivspannung sowie die mobilisierte Deviatorspannung  $q$  mit zunehmender Zeit. Das Spannungsverhältnis  $K$  nimmt während einer Relaxationsphase zu, was einer Abnahme des mobilisierten Reibungswinkels  $\varphi'$  entspricht. Bei Versuchen mit sich sprunghaft ändernder Dehnungsrate  $\partial \epsilon_a / \partial t$  reagiert das Spannungsverhältnis  $K$  sowie die Deviatorspannung  $q$  entsprechend der Größe des Geschwindigkeitssprunges, des Ausnutzungsgrades sowie der Bodenviskosität. In Abbildung 4.42 werden die mit den beiden Versuchsarten quantifizierten Werte der Bodenviskosität vergleichend dargestellt. Dazu dient für

die Relaxationsversuche der Parameter  $I_{r,q}$  und  $I_{r,K}$  für den Einfluss der Bodenviskosität auf die Deviatorspannung  $q$  bzw. das Spannungsverhältnis  $K$ . Dabei geht die Formulierung der Größe  $I_{r,q}$  auf LACERDA und HOUSTON 1973 zurück, wobei die Benennung der die Gleichungen bestimmenden Parameter in dieser Arbeit aus Gründen der Vereinheitlichung abgeändert wurde. Der Ansatz von LACERDA und HOUSTON (1973) wurde von einigen Autoren weiter zur Diskussion des Einflusses der Bodenviskosität verwendet (MITCHELL und SOGA 2005, KRIEG 2000).

Ergänzend zum Parameter  $I_{r,q}$  wurde zur Beschreibung der Änderung des Spannungsverhältnisses  $K$  mit der Relaxationszeit die Größe  $I_{r,K}$  äquivalent eingeführt. Entsprechend den Formulierungen in den Gleichungen (4-17) und (4-18) ist gemäß dem beobachteten Bodenverhalten der Parameter  $I_{r,q}$  im Allgemeinen positiv, während der Parameter  $I_{r,K}$  negative Werte annimmt.

$$\frac{q}{q_i} = 1 - I_{r,q} \cdot \ln\left(\frac{t_r}{t_{r,q}}\right) \quad (4-17)$$

$$\frac{K}{K_i} = 1 - I_{r,K} \cdot \ln\left(\frac{t_r}{t_{r,K}}\right) \quad (4-18)$$

Darin sind jeweils  $q_i$  und  $K_i$  die Werte der Deviatorspannung bzw. des Spannungsverhältnisses zu Beginn der Relaxationsphase. Zur Beschreibung der zeitabhängigen Veränderung der Verhältnisse  $q/q_i$  und  $K/K_i$  ist ferner jeweils die Definition einer Referenzzeit  $t_{r,q}$  bzw.  $t_{r,K}$  notwendig. Wie bereits von LACERDA und HOUSTON (1973) erkannt wurde, ist die Referenzzeit primär von der Belastungsgeschichte der Bodenprobe abhängig. In triaxialen Kompressionsversuchen, in denen die Dehnungsrate  $\partial\varepsilon_a/\partial t$  kontrolliert wird, nimmt die Referenzzeit mit steigender Belastungsgeschwindigkeit ab. Bei sehr kleinen Werten  $\partial\varepsilon_a/\partial t$  werden die Werte von  $t_{r,q}$  und  $t_{r,K}$  groß. Damit ist die Rate der Reduktion von  $q/q_i$  und  $K/K_i$  zu Beginn der Relaxationsphase entsprechend gering. Auswertungen hinsichtlich der Referenzzeit werden hier nicht weiter diskutiert.

Zur Beschreibung der Bodenviskosität in den Versuchen, in denen abschnittsweise die Dehnungsrate  $\partial\varepsilon_a/\partial t$  sprunghaft geändert wurde, werden die Parameter  $I_{v,q}$  und  $I_{v,K}$  definiert.

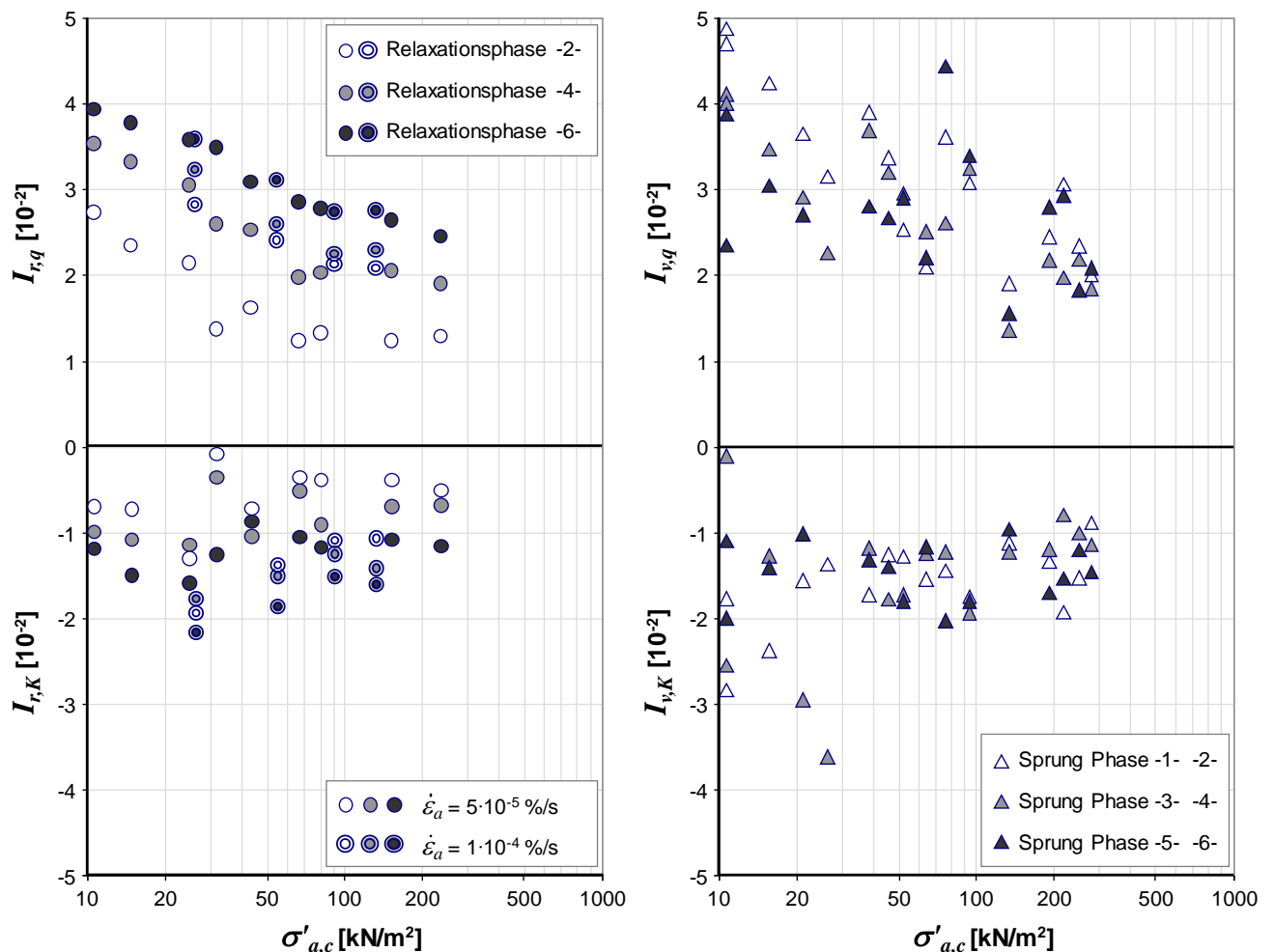
$$\frac{q_{i+1}}{q_i} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{a,i+1}}{\dot{\varepsilon}_{a,i}}\right)^{I_{v,q}} \quad (4-19)$$

$$\frac{K_{i+1}}{K_i} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{a,i+1}}{\dot{\varepsilon}_{a,i}}\right)^{I_{v,K}} \quad (4-20)$$

Darin sind  $q_i$  und  $K_i$  die entsprechenden Werte der Deviatorspannung bzw. des Spannungsverhältnisses vor Beginn der sprunghaften Änderung der Dehnungsrate von  $(\partial\varepsilon_a/\partial t)_i$  auf  $(\partial\varepsilon_a/\partial t)_{i+1}$ . Die unmittelbar sich einstellenden Größen nach dem Geschwindigkeitssprung werden mit  $q_{i+1}$  und  $K_{i+1}$  bezeichnet. Der gewählte Ansatz in (4-19) und (4-20) geht auf NORTON (1929) zurück und wurde von KRIEG (2000) auf bodenmechanische Probleme übertragen. Es ist anzumerken, dass sich die hier verwendete Definition des Parameters  $I_{v,q}$  von der ursprünglichen Definition eines Zähigkeitsindex nach LEINENKUGEL (1976), der durch Versuche mit sprunghafter

Änderung der Dehnungsrate im Triaxialversuch zu ermitteln ist, unterscheidet. Die Beschreibung des geschwindigkeitsabhängigen Verhaltens nach (4-19) ist jedoch für Geschwindigkeitssprünge  $(\partial \varepsilon_a / \partial t)_i / (\partial \varepsilon_a / \partial t)_{i+1} < 100$  im Hinblick auf den Vergleich mit Versuchsergebnissen, die mit Ansätzen entsprechend der Auswertung nach LEINENKUGEL (1976) zu gewinnen sind, gut vergleichbar.

Die in den beschriebenen Triaxialversuchen ermittelten Werte, welche die Viskosität des Kaolintones beschreiben, sind in Abbildung 4.42 zusammengefasst. In den beiden linken Diagrammen sind die Auswertung der Versuche mit Relaxationsphasen und die daraus gewonnenen Parameter  $I_{r,q}$  und  $I_{r,K}$  eingetragen. Im rechten Diagramm folgen die Größen  $I_{v,q}$  und  $I_{v,K}$  aus den Versuchen mit sich sprunghaft ändernder Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$ . Die Darstellung erfolgt unter Berücksichtigung der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$ .



**Abbildung 4.42: Zusammenstellung der Kennwerte zur Bodenviskosität aus Relaxationsversuchen und Versuchen mit sprunghafter Änderung der axialen Dehnungsrate**

Zunächst ist zu erkennen, dass die Werte für  $I_{r,q}$  und  $I_{v,q}$  in einer sehr ähnlichen Größenordnung liegen. Insbesondere für den Parameter  $I_{r,q}$  ist eine deutliche Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad der maximalen Scherfestigkeit zu erkennen. Die Werte der Relaxationsphase -6-, welche dem Zu-

stand  $q_f$  bzw.  $K_{max}$  jeweils am nächsten ist, sind etwas höher als die entsprechenden Werte für  $I_{r,q}$  aus den Phasen -2- und -4-. Die Relaxationsphase -2- zeigt die geringste zeitabhängige Abnahme der Deviatorspannung, da bis zu diesem Zeitpunkt der Probenbeanspruchung nur ein entsprechend geringer Scherwiderstand mobilisiert wurde. Es ist insgesamt eine Zunahme des Viskositätsparameters  $I_{r,q}$  mit sich reduzierender Spannung  $\sigma'_{v,c}$  zu erkennen. Auffallend ist, dass  $I_{r,q}$  anscheinend nur für geringere Ausnutzungsgrade von der Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t$  abhängig ist. Nahe dem Grenzzustand des Bodens bei Erschöpfen des Scherwiderstandes ist es zumindest für die hier dokumentierten Relaxationsphasen -6- unerheblich, ob der Boden zuvor langsam oder rasch beansprucht wurde. Insgesamt zeigen jedoch die hier nicht dargestellten Parameter  $t_{r,q}$  bzw.  $t_{r,K}$  im Vergleich zu  $I_{r,q}$  bzw.  $I_{r,K}$  eine deutlich stärkere Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Probenbeanspruchung.

Die Beträge der Werte des Parameters  $I_{r,K}$  sind etwas geringer als die für die jeweilige Spannung  $\sigma'_{a,c}$  zu messenden Werte  $I_{r,q}$ . Die Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit scheint weniger ausgeprägt zu sein. Eine Zunahme von  $I_{r,K}$  mit abnehmender Spannung  $\sigma'_{a,c}$  ist kaum feststellbar. Für Versuche mit einer Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_a / \partial t = 1 \cdot 10^{-5} \% / s$  waren bezogen auf den Absolutwert etwas höhere Werte  $I_{r,K}$  messbar.

Auch die Werte für  $I_{v,q}$  nehmen wie die für  $I_{r,q}$  mit steigender Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  ab. Auffallend ist, dass die einzelnen Werte, die bei Sprüngen zwischen den Phasen -1- und -2-, -3- und -4- sowie -5- und -6- ermittelt wurden, deutlicher streuen. Eine eindeutige Abhängigkeit hinsichtlich des Ausnutzungsgrades scheint damit nicht gegeben zu sein. Vielmehr zeigt sich, dass für geringe Spannungen  $\sigma'_{a,c}$  der Wert  $I_{v,q}$ , der am 1. Geschwindigkeitssprung zwischen -1- und -2- messbar war, maximal ist.

Analog zur Beobachtung zum Parameter  $I_{r,K}$  scheint die Größe  $I_{v,K}$  nicht primär von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  abhängig zu sein. Jedoch liegt der Mittelwert für  $I_{v,K}$  betragsgemäß etwas über dem entsprechenden Mittelwert des Parameters  $I_{r,K}$ . Auch für  $I_{v,K}$  ist wie für  $I_{v,q}$  zunächst keine Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad feststellbar.

#### 4.4.5.9 Zusammenfassung

Durch die spezielle Konzeption von zwei neu gebauten Triaxialzellen ist es möglich, Böden, welche flüssig und luftfrei nach einer speziellen Aufbereitung in eine zylindrische Probenform gegossen werden, auf verschiedene vertikale Spannungen  $\sigma'_{a,c}$  eindimensional zu konsolidieren. Die Spannungen  $\sigma'_{a,c}$  können dabei beliebig reduziert werden, was selbst eine Untersuchung flüssiger Böden bei Spannungen von kleiner als  $\sigma'_{a,c} = 5 \text{ kN/m}^2$  möglich macht. Die Versuche können durch die Steuerung des Zellendruckes, des Porenwasserdruckes, der vertikalen bzw. axialen Spannung sowie entsprechenden Verformung vollautomatisch und dabei durch eine spezielle Anpassung der Messinstrumente an ein niedriges Effektivspannungsniveau zuverlässig durchgeführt werden. Ziel der Elementversuche in der Triaxialzelle war es, die bodenspezifischen Einflussgrößen unter möglichst bekannten Randbedingungen unter Annahme homogener Spannungen und Dehnungen in der Probe bestimmen zu können. Dabei wurden insbesondere zeitabhängige Effekte aus der Viskosität des weichen Versuchsbodens untersucht.



Die Ergebnisse aus den Triaxialversuchen dienen im Kontext des Forschungszieles zur Schaffung eines Prognosemodells, das die Beschreibung der Stützwirkung sehr weicher Böden auf stabilitätsgefährdete Pfähle zulässt (siehe Abschnitt 5), vorrangig zur Kalibrierung der Stoffmodellparameter, welche die Scherfestigkeit beschreiben. Zusätzlich wurde alternativ zu den Erkenntnissen aus den Ödometerversuchen der die Bodenviskosität steuernde Parameter aus den Erkenntnissen der Triaxialversuche festgelegt. Es zeigt sich, dass der aus den Ödometerversuchen abzuleitende Bodenviskositätsparameter deutlich geringer ist als der entsprechende Viskositätsparameter, welcher aus Relaxationsphasen oder Scherwiderstandsänderungen infolge sprunghafter Änderungen der Deformationsrate im Triaxialversuch bestimmbar ist.

Das mechanische Verhalten im Übergangsbereich zwischen einer Suspension und Boden mit einer Struktur direkter Partikelkontakte, die effektive Spannungen überträgt, ist bisher nur stichpunktartig durch Versuche erforscht. In diesem Zusammenhang konnten mit den durchgeführten Triaxialversuchen Ergebnisse mit Grundlagenbezug gewonnen werden.

- Neben der bereits beschriebenen Entwicklung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  im Bereich sehr geringer Effektivspannungen durch den Erkenntnisgewinn aus den Großödometerversuchen konnte in den Triaxialversuchen zunächst nachgewiesen werden, dass auch für Böden mit einem Wassergehalt nahe der Fließgrenze eine undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  reproduzierbar messbar ist. Parallel dazu lassen sich auch aus den undrainierten Triaxialversuchen effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  ermitteln, welche durch drainierte Scherversuche bei geringem Effektivspannungsniveau bestätigt wurden. Die Bandbreite der registrierten undrainierten Scherwiderstände im triaxialen Kompressionsversuch lässt sich gut mit einem mittleren Beiwert  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_{a,c}$  in der Größe von  $\lambda_{cu} = 0,34$  abdecken. Eine signifikante Änderung der Größe  $\lambda_{cu}$  im Bereich geringer Spannungen gegenüber hohen Konsolidationsspannungen konnte nicht festgestellt werden. Der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  lag auch für geringe Effektivspannungen im Wesentlichen in der bei höheren Spannungen  $\sigma'_{a,c}$  ermittelten Bandbreite zwischen  $\varphi' = 22^\circ$  und  $26^\circ$ . Dabei lagen die im drainierten Versuch gemessenen Reibungswinkel etwas über den jeweiligen Werten, die aus dem Zustand  $(\sigma'_r / \sigma'_a)_{min}$  im undrainierten triaxialen Kompressionsversuch zu messen waren. Hier traten vermutlich wegen der langen Scherphasen von über 3 Wochen sekundäre Einflüsse aus Strukturbildung auf, welche den Bodenwiderstand vergrößerten.
- Die benötigte axiale Dehnung  $\varepsilon_{af}$  zur Erreichung des Zustandes  $(\sigma'_a - \sigma'_r)_{max}$  im triaxialen Kompressionsversuch bzw.  $(\sigma'_r - \sigma'_a)_{max}$  im triaxialen Extensionsversuch, welcher die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  beschreibt, nahm mit sinkender effektiver Konsolidationsspannung zu. Es wurden für triaxiale Kompressionsversuche Werte  $\varepsilon_{af} = 3\%$  bei  $\sigma'_{a,c} = 200 \text{ kN/m}^2$  und  $\varepsilon_{af} = 7\%$  bei  $\sigma'_{a,c} = 20 \text{ kN/m}^2$  festgestellt. Größere Dehnungen wurden jeweils bei triaxialen Extensionsversuchen gemessen. Zunächst jedoch reagierten auch Proben mit sehr hohen Wassergehalten im Bereich der Fließgrenze oder knapp darunter bei kleinen Axialdehnungen  $\varepsilon_a$  vergleichsweise steif. So konnten Dehnungen  $\varepsilon_{af50}$ , bei denen bereits 50 % der maximal mobilisierbaren Deviatorspannung registriert wurde, für  $\sigma'_{a,c} = 20 \text{ kN/m}^2$  im Bereich von nur 1 % gemessen werden. Für höhere Konsolidationsspannungen nahm  $\varepsilon_{af50}$  auf etwa 0,5 % bei  $\sigma'_{a,c} = 200 \text{ kN/m}^2$  ab. Daraus ergab sich für undrainierte Belastungsvorgänge eine vergleichsweise hohe Anfangssteifigkeit. Für die drainierten triaxialen Kompressionsversuche wurde mehr

als eine Verdoppelung der Dehnungen  $\varepsilon_{af50}$  und  $\varepsilon_{af}$  gegenüber den undrainierten Versuchen registriert.

- Aus veröffentlichten Untersuchungen zum mechanischen Verhalten im Bereich sehr geringer Spannungen ist bekannt, dass insbesondere weichen feinkörnigen Böden Widerstände aus Struktur maßgebend sein können. Dabei ist der Struktureffekt insofern wichtig, weil im Bezug zum insgesamt vergleichsweise geringen Verformungswiderstand dieser Böden gegenüber Kompression oder Scherung der anteilige Widerstand aus Struktur deutlich größer ist als bei hohen Spannungen oder allgemein bei grobkörnigen Böden. Einflüsse aus strukturbedingten Verformungswiderständen können durch die geometrische Orientierung der Partikel und durch physio-chemische Prozesse stark geprägt sein und sind für natürlich abgelagerte Böden nachweisbar (z.B. Verkittung durch organische Stoffe wie Vegetationsrückstände, Fe- und Al-Oxide sowie deren Hydroxide, CaO bzw.  $\text{CaCO}_3$  und Tonminerale über elektrisch geladene Oberflächen). Da jedoch die Aufbereitung des Versuchsbodens durch einen kolloidalen Mischvorgang sowie die anschließende rasche Konsolidation auf eine bestimmte Effektivspannung keine Struktureinflüsse erwarten ließ, wurden diese Effekte im Rahmen der ursprünglichen Zielformulierung nicht weiter betrachtet. Entgegen dieser Erwartung zeigen jedoch auch die hier untersuchten künstlich aufbereiteten Bodenproben ein mehr oder weniger stark ausgeprägtes strukturabhängiges Verhalten. Dies wurde neben den Ödometerversuchen mit sehr langsamer Laststeigerung insbesondere durch die Auswertung der Triaxialversuche ersichtlich. So zeigte sich, dass wahrscheinlich infolge zunehmender Strukturbildung die Verformungswiderstände während längerer Versuchsdauern von bis zu 4 Wochen deutlich stiegen. In Versuchen mit einer Phase, welche zunächst eine sehr langsame Belastungsrate der Probe vorsah, sowie in triaxialen Kriech- oder Relaxationsversuchen reagierte der weiche Boden bei erneuter Beschleunigung der Belastungsrate mit einer vorübergehenden Entfestigung, in der ein abnehmender Scherwiderstand auftrat, noch bevor der Zustand  $(\sigma'_r / \sigma'_a)_{min}$  erreicht war. Es ist damit zu rechnen, dass diese Einflüsse die zeitabhängige Interaktion eines Pfahles, umgeben von einer weichen natürlich abgelagerten Bodenschicht, maßgeblich beeinflussen.
- Einhergehend mit der Bildung strukturbedingter Widerstände eines Bodens zeigen Proben weicher Schichten meist aufgrund ihrer Ablagerungsgeschichte ein ausgeprägt anisotropes Materialverhalten, was sich stark im Zustand der maximal mobilisierbaren Deviatorspannung  $(\sigma'_a - \sigma'_r)_{min}$  bzw.  $(\sigma'_r - \sigma'_a)_{min}$  im undrainierten Triaxialversuch äußert. Auch der Spannungspfad bis zum Erreichen der Scherfestigkeit unterscheidet sich bei Kompressions- und Extensionsvorgängen markant und ist bezogen auf die Achse der isotropen Belastung ( $q = 0$ ) nicht symmetrisch. Die von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  abhängige undrainierte Scherfestigkeit  $c_u = \sigma'_{a,c} \cdot \lambda_{cu}$  liegt im Extensionsbereich deutlich unter den Werten des Kompressionsbereiches und kann in etwa durch einen Beiwert  $\lambda_{cu} = 0,19$  wiedergegeben werden. Auch der aus den undrainierten Versuchen im Zustand  $(\sigma'_r / \sigma'_a)_{min}$  zurückgerechnete effektive Reibungswinkel lag mit  $\varphi' = 23^\circ$  bis  $22^\circ$  etwas unter dem Mittelwert der Bandbreite an Reibungswinkeln, die in den triaxialen Kompressionsversuchen gemessen wurden. Proben, die in Extensionsrichtung beansprucht wurden, zeigten ferner größere Dehnungen  $\varepsilon_{af50}$  und  $\varepsilon_{af}$ . Die jeweiligen Werte lagen um etwa 50 % über denen der triaxialen Kompressionsversuche.

- In Bezug auf Literaturquellen erfolgte die Auswertung der Größe der Bodenviskosität im Triaxialversuch entsprechend einem propagierten Zähigkeitsindex  $I_v$ . Dieser soll gemäß der relativ einfachen Konzeption zum sog. Isotachenmodell die verschiedenen Einflüsse der Viskosität auf den geschwindigkeitsabhängigen Verformungswiderstand sowie Kriech- und Relaxationsphasen spannungs- und pfadunabhängig beschreiben. Aus den Ödometerversuchen mit stufenweiser Laständerung und anschließenden Kriechphasen ergaben sich Werte zwischen  $I_v = 0,01$  und  $0,02$ . In den vorschubgesteuerten Ödometerversuchen wurde  $I_v$  zwischen  $0,02$  und  $0,03$  gemessen. Die triaxialen Kompressionsversuchen mit sprunghafter Änderung der Dehnungsrate zeigten Werte zwischen  $I_v = 0,015$  und  $0,045$ . Dabei nahm die Größe des Wertes  $I_v$  mit sinkender Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  zu. Anzumerken ist die vergleichsweise große Streuung des ausgewerteten Zähigkeitsindex  $I_v$  innerhalb eines Versuches mit steigender Deviatorspannung.  $I_v$  vergrößerte sich tendenziell mit zunehmendem Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit. Ein ähnliches Verhalten war in den Triaxialversuchen mit Relaxations- bzw. Kriechphasen feststellbar. Auch hier stieg der Einfluss der Bodenviskosität mit zunehmender Scherspannung. Neben der in der Literatur dokumentierten Auswirkung der Bodenviskosität auf die Deviatorspannung, ausgedrückt durch die Differenz der Hauptspannungen  $\sigma'_1 - \sigma'_3$ , konnte auch eine Beeinflussung des Spannungsverhältnisses  $\sigma'_3 / \sigma'_1$  und damit des mobilisierten Reibungswinkels  $\varphi'$  ermittelt werden, wobei hier jedoch relativ betrachtet die Einflüsse der Bodenviskosität geringer sind. Mit den Ergebnissen kann zumindest für bestimmte Randbedingungen auf eine Abhängigkeit des Zähigkeitsindex  $I_v$  vom Verformungsmechanismus geschlossen werden. Deutliche Schwankungen von Ergebnissen bei einer Versuchsart insbesondere nach langen Phasen sehr langsamer monotoner Beanspruchung oder Kriechens sowie Unterschiede in der Auswertung sehr hoher Geschwindigkeitssprünge lassen vermuten, dass der gemessene Zähigkeitswert  $I_v$  von Struktureffekten beeinflusst wird. Das Bodenverhalten mit höheren Widerständen infolge Strukturbildung bei geringen Belastungsraten und während Kriech- oder Relaxationsphasen steht dabei im Gegensatz zu den Auswirkungen der Bodenviskosität, welche eine Verringerung der Scher- und Verformungswiderstände bedingt.

## 4.5 Modellversuche

### 4.5.1 Allgemeines

In speziell entwickelten Modellversuchen wurde der komplexe Verformungsmechanismus im Boden, welcher durch ein seitlich belastetes Pfahlsegment hervorgerufen wird, näher betrachtet. Parallel zu den Versuchen wurden entsprechende numerische Berechnungen durchgeführt, um überprüfen zu können, ob wesentliche Einflussgrößen und Charakteristika der Versuchsergebnisse in den Simulationsrechnungen wiedergegeben werden können (siehe Abschnitt 5). Grundlage der numerischen Simulationen sind die Elementversuche, deren Versuchsergebnisse in den Abschnitten 4.4.4 und 4.4.5 in Auswahl dargestellt sind, und den daraus ermittelten Parametern für das angewendete Stoffmodell. Eine direkte Bestimmung von Parametern für das Stoffmodell aus den Ergebnissen des Modellversuches wäre ohne die Elementversuche nicht möglich, da wegen der unterschiedlichen Spannungspfade vor, hinter bzw. neben dem Pfahlprofil, dem inhomogenen Dehnungsfeld im Boden sowie weiteren Einflüssen aus der Rauheit der Pfahloberfläche bzw. dem Durchmesser bereits ein komplexes Randwertproblem vorliegt.

Die konzipierten Modellversuche sind kleinmaßstäbliche Versuche, mit denen die Wechselwirkungen zwischen Boden und Pfahlschaft unter definierten Randbedingungen erforscht wurden. Hierfür wurde eine Versuchsanlage in Betrieb genommen, in welcher Boden eindimensional konsolidiert werden kann. Über eine seitliche Führung gehalten, wird vor dem Einbau des Bodens ein Segment eines modellhaften Pfahles eingestellt. Nachdem der Boden auf die gewünschte Porenzahl eindimensional konsolidiert wurde, wird das Pfahlsegment über die seitliche Führung horizontal belastet.

Die Kräfte, welche global auf das Pfahlstück wirken, waren durch vorab ausgewogene Gewichtplatten, welche an einem Seilsystem hängen, bekannt. Neben dieser Messung und der zu messenden seitlichen Verschiebung des Pfahlprofils wurden lokal Erddrücke (totale Spannungen) und Porenwasserdrücke erfasst. Hierfür konnte in Vorversuchen erfolgreich die Funktion kleinster Drucksensoren nachgewiesen werden. Ähnliche Versuchspfähle wurden etwa in den Arbeiten von GROSCH und REESE 1980, KARLSRUD und HAUGEN 1985, BOND und JARDINE 1991, LEHANE 1992 verwendet. Auch in den modellmaßstäblichen Versuchen wurde als Boden, welcher den Modellpfahl umgibt, der in den Index- und Elementversuchen ausführlich untersuchte Kaolinton aus Kemmlitz verwendet.

Analog zu den Elementversuchen wurde eine stufenweise Lastaufbringung mit dazwischen geschalteten Kriechphasen unter konstanter Last vorgesehen. Mit den Sensoren am Pfahlschaft wurden dabei die Änderungen der Porenwasserdrücke und der totalen Spannungen über die Zeit gemessen. Als entscheidende Einflussgröße für die sich einstellenden zeitabhängigen Verformungen unter konstanter Last wird die Geschwindigkeit der Porenwasserdruckdissipation angesehen. Hierzu werden einleitend im Abschnitt 1.1 qualitative Aussagen getroffen. Um die Modellbildung zu bestätigen, wurde die Dissipationsgeschwindigkeit im Versuchstand variiert. Dazu wurden neben der Belastungsgeschwindigkeit unterschiedlich große Durchmesser der Modellpfähle untersucht. Mit einer Variation des Pfahldurchmessers kann der Drainweg, welcher sich aus der Entfernung zwischen dem Bereich des Porenwasserunterdruckes an der Pfahlrückseite und dem Porenwasserüberdruck auf der Pfahlvorderseite ableiten lässt, gesteuert werden. Zusätzliche Einflüsse aus un-

terschiedlicher geometrischer Profilform und Oberflächenrauigkeit des Modellpfahls wurden in diesen Versuchsreihen nicht untersucht.

Die Hauptziele der Modellversuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment waren

- die experimentelle Darstellung des zeitabhängigen Tragverhaltens eines durch weichen Boden gestützten Pfahlsegmentes bei horizontaler Beanspruchung (Abschnitt 4.5.4),
- die Validierung numerischer Berechnungen und des verwendeten Stoffmodells, welches mit den Elementversuchen kalibriert wurden (Abschnitt 5.5),
- die Bildung einer Basis für numerische Berechnungen, mit denen auch Berechnungen von Pfählen in anderen Maßstäben bei ähnlichen Randbedingungen möglich wurden (Extrapolationsrechnungen, Abschnitt 5.7).

Zunächst folgt im Abschnitt 4.5.2 eine detaillierte Beschreibung der Versuchsanlage. Die Grundlagen der Versuchsauswertung sowie daraus abgeleitete Kenngrößen zeigt in Ergänzung zu den Formeln des Abschnittes 3 der Abschnitt 4.5.3. Zwei beispielhafte Einzelversuche einer langsamen und schnellen Belastung werden in Abschnitt 4.5.5 näher dargestellt und deren Ergebnisse interpretiert. In Abschnitt 4.5.4 werden vorab wesentliche Kenngrößen der experimentell ermittelten Mobilisierungsfunktionen für alle Einzelversuche zusammenfassend dargestellt.

#### 4.5.2 Beschreibung der Versuchstechnik

Um das Interaktionsverhalten eines Pfahlsegmentes mit dem umgebenden Boden in einem Versuch nachbilden zu können, war zunächst die Beachtung verschiedener Randbedingungen notwendig.

Zunächst sollte der Behälter, in welchen der Boden eingefüllt wird und der Pfahl horizontal ruht, groß genug sein, um störende Randeinflüsse klein zu halten. Hierzu wurde vorab eine Reihe von Überlegungen angestellt, welche das Ziel hatten, einen Kompromiss zwischen der Begrenzung des Bodenvolumens bzw. der Größe der Versuchsanlage und den störenden Randeinflüssen zu finden. Ein Entscheidungskriterium war, dass die aus der Behälterwand zu erwartenden stützenden Einflüsse genügend klein bleiben. Numerische Berechnungen unter Verwendung des in Abschnitt 5.3 näher beschriebenen elasto-viskoplastischen Stoffmodells nach NEHER und VERMEER (1998) zeigen, dass der Stützeinfluss des Randes für einen Modellpfahl mit einem Durchmesser von 60 mm bei einer horizontalen Verschiebung in der Größe des Modellpfahldurchmessers  $D$  und einem Randabstand von 200 mm weniger als 10 % des totalen horizontalen Pfahlwiderstandes ausmachen. In dieser Berechnung wurden die Parameter des Stoffmodells entsprechend den Erfahrungswerten eines gering plastischen Tones bei steifer Konsistenz ungünstig gewählt ( $\sigma'_v \approx 600 \text{ kN/m}^2$ ), wozu eine relativ hohe Steifigkeit und Festigkeit des Bodens angesetzt wurde ( $C_c = 0,15$  und  $\varphi' = 30^\circ$ ). Ist der Boden weich, was ein kleineres Effektivspannungsniveau bedeutet, bzw. ist seine Steifigkeit und Festigkeit geringer, so reduziert sich der Randeinfluss deutlich. Nach diesen Berechnungen und einer Kalkulation der Herstellungskosten wurde der Innendurchmesser des Versuchsbehälters mit 600 mm festgelegt.

Im Arbeitsplan zur Erstförderung sowie im Fortsetzungsantrag war die Untersuchung von Pfahlsegmenten mit kreisförmigen Querschnitten von 30 mm, 60 mm und 90 mm vorgesehen. Auf

die Untersuchung des Modellpfahls mit einer Abmessung von 90 mm wurde wegen der Tatsache, dass im Fall einer höheren Scherfestigkeit des Bodens aufgrund der Konsolidierung im Nahfeld des Pfahlschaftes die am Versuchsstand maximal mögliche Belastung nicht mehr ausreicht, verzichtet. Hierzu passt auch, dass die hinsichtlich des Pfahldurchmessers normierten Versuchsergebnisse des horizontalen Pfahlwiderstandes im Experiment wie auch im Modell keinen großen Einfluss des Pfahldurchmessers erwarten lassen (siehe Abschnitte 4.5.4, 5.2.3 und 5.5).

Das Pfahlsegment ist mit horizontalen Führungsstangen gelagert. Die Führungsstangen übertragen auch die Kräfte auf den Pfahl, welche eine horizontale Stützung durch den Boden bedingen. Damit die Führungsstangen und der Pfahl aufgrund ihres Eigengewichtes nicht übermäßig durchhängen, wird das gesamte System über Totlasten, welche an dem über Umlenkrollen geführten Seilsystem hängen, von etwa 200 kg vorgespannt. Während der Konsolidation des weichen Bodens wird der Pfahl zusätzlich durch eine Haltevorrichtung, in welcher ein vertikaler Lagerbolzen durch die Grundplatte geschoben werden kann, gegen eine unkontrollierte Verschiebung gesichert. Die Länge der beiden Modellpfahlsegmente beträgt jeweils 450 mm. Damit ist im undrainierten Bodenzustand der Widerstand, welcher aus der Interaktion zwischen den horizontalen Führungsstangen und dem weichen Boden wirkt, um einen Faktor 35 geringer als der Widerstand, den das Modellpfahlsegment mit einem Durchmesser von 30 mm zu überwinden hat.

Eine Übersicht der Versuchsanlage bietet Abbildung 4.43. Wichtige Bauteile werden in Abbildung 4.44 und Abbildung 4.45 erkennbar gemacht. Aus der Höhe des Modellpfahlprofils (9) von 450 mm ergab sich die Konstruktion der Höhe des unteren Behälterringes (8) von 500 mm. Um das Einfüllen eines flüssigen Bodens mit einem Wassergehalt von  $w = 2 \cdot w_L$  analog dem im Abschnitt 4.4.2 dargestellten Verfahren und die anschließende Konsolidation zu ermöglichen, ist ein zusätzlicher Ring (13) von 500 mm Höhe erforderlich, der ebenfalls mit dem flüssigen Boden aufgefüllt wird. Darauf wird ein weiterer Ring (14) mit einer Höhe von 500 mm aufgesetzt, in welchen der Laststempel (17) eingesetzt wird. Darauf erfolgen die Montage der Kopfplatte (15) und die anschließende Verspannung mittels 4 Stangen (16) mit der Grundplatte (2).

Damit das Pfahlsegment (9) vorgespannt werden konnte, wurden die jeweils parallel laufenden horizontalen Führungsstangen (6) über eine Lastangel (5) gefasst. An dieser greift ein Seil an, welches über eine Umlenkrolle (3) nach unten geführt wird und an dessen Ende Totlasten angreifen. Lastangel und Seilsystem sind detailliert im Schnitt durch die Versuchsanlage der Abbildung 4.44 erkennbar. Damit die Totlasten frei schweben können und eine horizontale Verschiebung des Pfahles möglich ist, lagert die gesamte Versuchsapparatur auf einer Unterkonstruktion (1).

Die eindimensionale Konsolidation des zunächst flüssigen Bodens wird durch einen axial beweglichen Laststempel (17) bewirkt. Dieser Laststempel ist durch 2 Dichtsysteme gegen den Behälterring gedichtet. Die Kammer oberhalb des Laststempels wird mit Druckluft beaufschlagt, was eine Steuerung der vertikalen Spannung  $\sigma'_{v,c}$  ermöglicht. Damit Umläufigkeiten und ein Kurzschluss des Luftdruckes an die Unterseite des Laststempels ausgeschlossen werden kann, ist der Ringraum zwischen Laststempel und Behälterring zum Atmosphärendruck hin entspannt (vergleiche Abbildung 4.46). Der Laststempel selbst ist mit einer vertikal geführten Welle (19) gekuppelt, welche

nach dem Verschrauben der Kopfplatte (15) in den Behälter eingeführt wird. Damit sind die Position und damit die Setzung des Laststempels messbar.



**Abbildung 4.43: Gesamtansicht der Versuchsanlage (links); unterer Ring des Behälters mit eingestelltem Modellpfahlsegment (rechts)**

Die Konsolidation des Bodens erfolgt über zwei Filterplatten (unten: -11-; oben: -18-), welche in die Grundplatte -2- und den Laststempel -17- eingearbeitet sind. Hierzu ist das Drucksystem, welches vereinfacht in Abbildung 4.46 skizziert ist zu beachten. Die Konsolidation erfolgt gegen ein Oberwasser, dessen Wasserspiegel etwa 4,5 m über dem Niveau des Pfahlsegmentes ruht. Sobald die Setzungsrate des Laststempels abgeklungen ist bzw. der Porenwasserüberdruck im Boden genügend klein ist, wird das Pfahlsegment horizontal belastet. Dazu ist es nötig, den Sicherungsbolzen durch die Grundplatte hindurch zu lösen, um eine horizontale Verschiebbarkeit des Pfahles zu erreichen. Der Bolzen kann durch ein Gewinde nach unten vom Pfahl entfernt werden. Dabei kann über eine Innenbohrung durch den Bolzen ein Druckausgleich erfolgen.

Während der Konsolidation werden der Porenwasserdruckabbau sowie die horizontal und vertikal wirkenden Totalspannungen im Boden kontinuierlich beobachtet. Dazu dient das bereits in den Großödometerversuchen und den durchgeführten  $K_0$ -Messungen eingeführte Messsystem eines Spannungssensors in Würfelform (siehe Abschnitt 4.4.4.1 und 4.4.4.5 sowie Abbildung 4.8 und Abbildung 4.9).

Die eigentliche horizontale Belastung des Pfahles wird in einem ersten Schritt durch das zusätzliche Auflegen einer Totlast auf einer Seite erreicht. Die sich einstellenden Verschiebungen werden an der gegenüber liegenden Seite durch einen inkrementellen Wegsensor erfasst, welcher mit dem





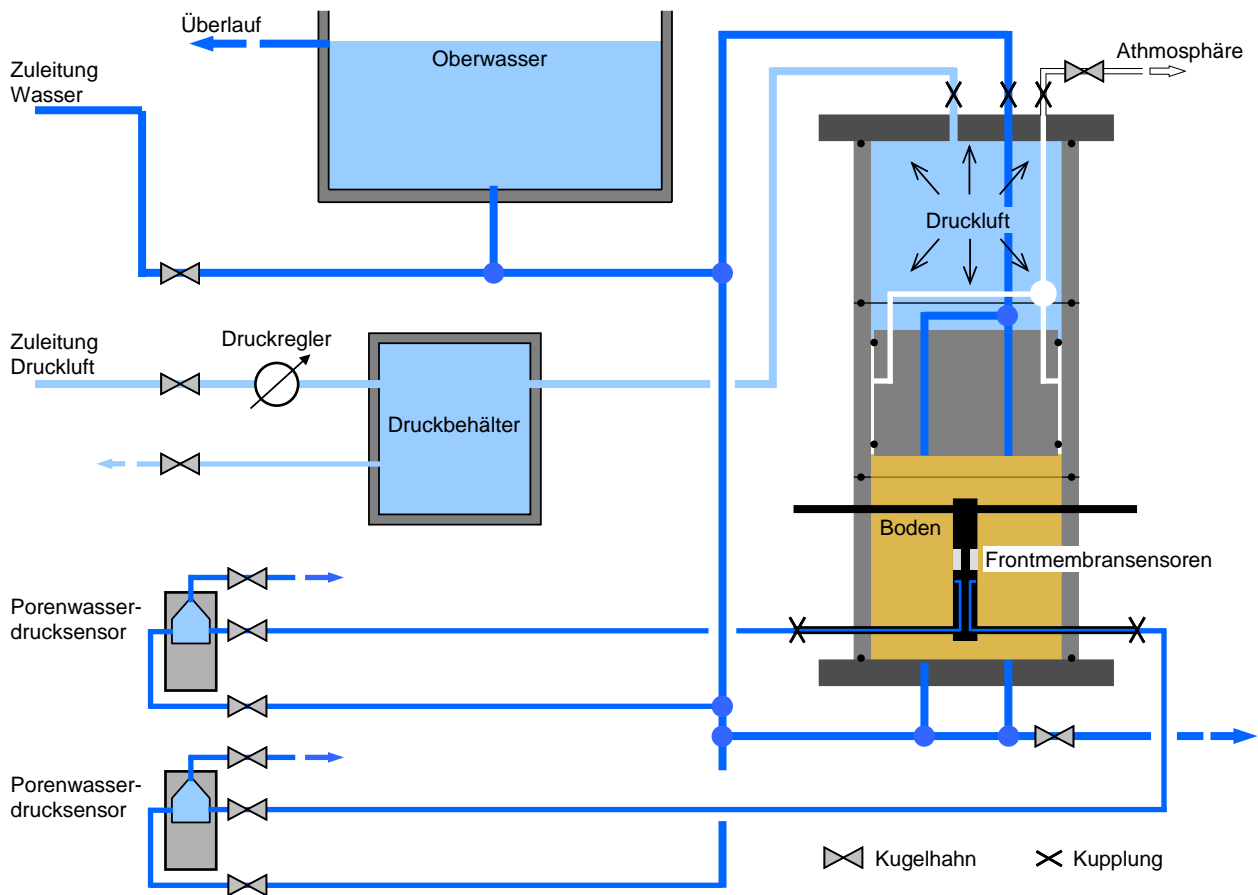


Abbildung 4.46: Drucksystem der Versuchsanlage

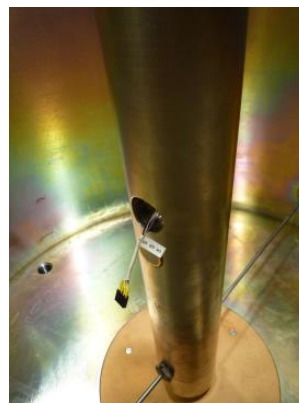
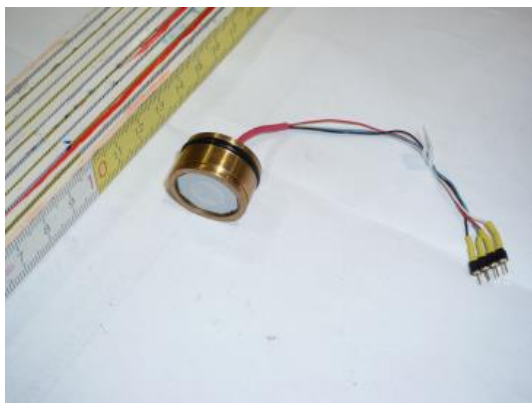


Abbildung 4.47: Frontmembransensor zur Messung der totalen Spannungen (links); Einsatz des Frontmembransensors und Filterelement zur Messung des Porenwasserdruckes (Mitte und rechts)

Wie bereits erwähnt, werden am Pfahlsegment in Belastungsrichtung und an dessen gegenüber liegenden Seite sowohl totale Spannungen als auch Porenwasserdrücke gemessen. Die Porenwasserdrücke werden durch 2 extern montierte Drucksensoren erfasst. Der Wasserdruck wird dadurch über ein in den Pfahlquerschnitt eingearbeitetes Filterstück und die horizontalen Führungsstangen, welche einen 2 mm großen Innendurchmesser besitzen, nach außen geleitet. Dies ist schematisch in Abbildung 4.46 dargestellt. Des Weiteren sind direkt im Pfahl 2 frontbündige

Drucksensoren eingesetzt, welche die Aufgabe haben, den totalen Erddruck an Pfahlvorder- und rückseite zu messen. Die Verbindung des elektronischen Signals der Sensoren erfolgt mittels dünner Kabel ebenfalls durch den Innenraum der horizontalen Führungsstangen. Ein verwendeter Frontmembransensor und der Einsatz im Pfahlsegment ist in Abbildung 4.47 zu sehen. Die rechte Darstellung zeigt das fertig bestückte Pfahlprofil mit einem Durchmesser von 60 mm mit dem Frontmembransensor zur Messung der totalen Spannungen sowie dem Filterstück zur Messung des Porenwasserdruckes.

Das in der weiteren Arbeit untersuchte Pfahlprofil mit einem Durchmesser von 25 mm kann wegen der Abmessungen der Drucksensoren nicht mit Frontmembransensoren dieses Typs instrumentiert werden. Deshalb wurde in Erwägung gezogen, neben der Untersuchung des 25 mm starken Profils den Bau eines Pfahles mit einem Außendurchmesser von 75 mm vorzunehmen. Dieses Vorhaben wurde jedoch wie bereits erwähnt im Weiteren verworfen, da die benötigten Kräfte zum Erreichen eines Bruchzustandes durch das System der Lastangeln und den daran befestigten Totlasten nicht mehr aufgenommen werden konnten.

Das Mischen des Versuchsbodens erfolgte in Anlehnung an das in Abschnitt 4.4.2 beschriebene Verfahren. Auf eine Entlüftung des Bodens muss aufgrund der erforderlichen Menge von knapp 300 Litern verzichtet werden. Dennoch zeigten die Versuche, dass durch das vorsichtige Einfüllen mittels eines Schnabelbehälters (siehe Abbildung 4.48) und die anschließende Konsolidation ein hoher Sättigungsgrad erreicht wird, bei dem anzunehmen ist, dass der Interaktionsmechanismus zwischen Pfahl und Boden nicht durch Lufteinschlüsse beeinflusst wird.

Zur Ermittlung des Sättigungsgrades wurden nach dem Ausbau des ersten Versuches mittels Ausstechzylinder Bodenproben entnommen, deren Dichte und Wassergehalt anschließend bestimmt wurden. Ferner wurde die Umgebung des Pfahles vorsichtig abgegraben, um mögliche Lufteinschlüsse erkennen zu können. Die berechneten Sättigungsgrade streuen deutlicher als bei den Vorversuchen, die in Abschnitt 4.4.2 erwähnt sind, lagen jedoch stets über  $S_r = 0,95$  %.



**Abbildung 4.48: Einfüllen des flüssigen Versuchsboden**

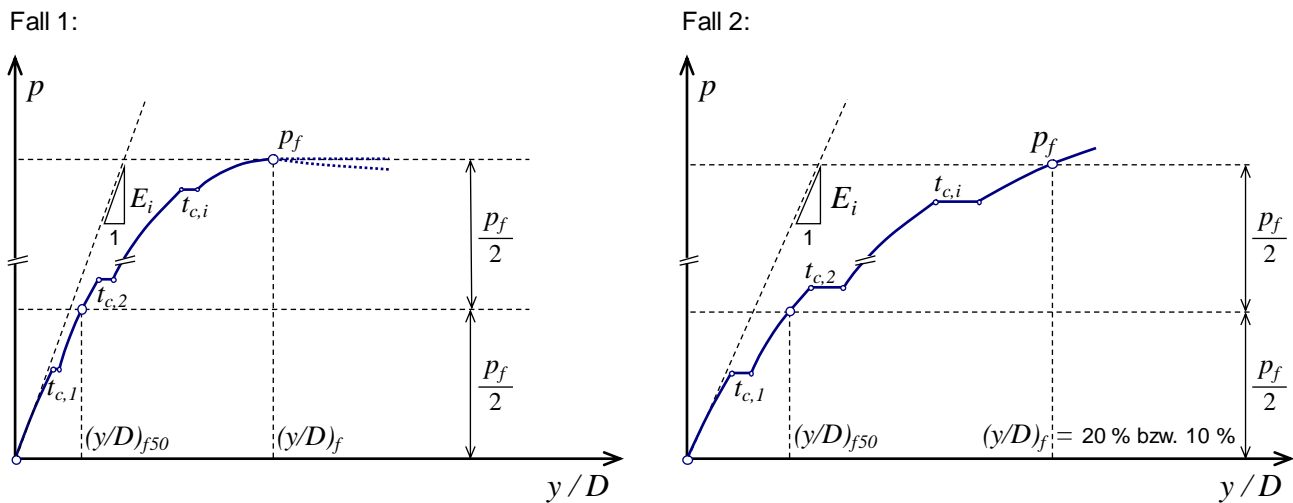
Abschließend ist in diesem Kapitel anzumerken, dass die Zeit zur Konsolidation des Versuchsbodens in den insgesamt 19 Einzelversuchen jeweils zwischen 32 und 49 Tagen in Anspruch nahm. Zunächst wurde versucht, durch eine Verkürzung des Drainweges die Konsolidationsdauer zu ver-

ringern. Hier wurden geotextile Drainelemente an der Innenwandung des Versuchsbehälters ausgelegt. Der maximale Drainweg hat sich so von etwa 500 mm auf 300 mm verkürzt. Allerdings konnte eine Reduktion der Konsolidationszeit dadurch nicht nachgewiesen werden, was möglicherweise durch Kolmation der Drainelemente hervorgerufen wurde. Ferner zeigte sich eine deutlich inhomogenere Verteilung des Wassergehaltes innerhalb des Versuchsbehälters. Aus diesem Grund wurden bis auf einen Einzelversuch im Weiteren keine Geokunststoffe an der Innenwand des Behälters zur Beschleunigung der Konsolidation verwendet. Auch eine Steuerung der Auflastspannung  $\sigma_v$  wurde nicht weiter verfolgt. Dazu sah das Konzept vor, dass zunächst eine gegenüber der gewünschten Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  relativ hohe Spannung  $\sigma_v$  eingestellt werden sollte, welche einen großen Gradienten in der Bodensäule und folglich eine hohe Drainrate erzeugen sollte. Danach sollte die Spannung  $\sigma_v$  schrittweise auf  $\sigma'_{v,c}$  zurückgeregelt werden. Die Gefahr bei dieser Methode besteht jedoch darin, dass einige Bereiche des Bodens im Behälter einen überkonsolidierten Zustand erreichen. Die Kontrolle, dass das Pfahlelement auf jeden Fall im Bereich einer normalkonsolidierten Zone des Bodens liegt, erschien als wenig praktikabel bzw. im Hinblick auf den sehr aufwändigen Bodenein- und ausbau als zu riskant.

### 4.5.3 Auswertemethodik

Mit den in Abschnitt 3.5 gezeigten Auswertungen und Modellbildungen zur Geschwindigkeitsabhängigkeit bei Drucksondierungen kann auf wesentliche Analogien zu dem in dieser Arbeit behandelten Problem geschlossen werden. Dies umfasst vor allem die Einflüsse aus der Konsolidation im Zusammenhang mit der Durchlässigkeit und mit dem Drainweg sowie der Bodenviskosität. Hierzu ist es grundsätzlich auch möglich, dass Erkenntnisse aus Zentrifugenversuchen (CHUNG et al. 2006, LEHANE et al. 2009) und Sondierungen im Feld (BEMBEN und MYERS 1974, WATSON et al. 1998, RANDOLPH und HOPE 2004) mit in die Datenbasis der im Folgenden gezeigten Modellversuche vergleichend aufgenommen werden.

Die durchgeführten Versuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment wurden anders als die bisher publizierten experimentellen Arbeiten zum Drucksondierwiderstand lastgesteuert durchgeführt. Das Pfahlsegment wurde stufenweise beansprucht, wobei näherungsweise von einem konstanten Lastinkrement  $\Delta p$  ausgegangen werden kann. Die mittlere Spannung  $p$ , die der Modellpfahl gegenüber dem Boden aktiviert, berechnet sich aus der Gewichtskraft der Totlast und dem Durchmesser des Pfahles von 30 mm bzw. 60 mm sowie der Länge des Pfahlelementes von 450 mm. Unter jeder Laststufe  $p = i \cdot \Delta p$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ ) wurden die Verformungen und Spannungen über einen Zeitraum  $t_c$  beobachtet, ehe die Beanspruchung  $p$  erneut um den Betrag  $\Delta p$  vergrößert wurde. Schematisch mit allen für die weitere Auswertung relevanten Kenngrößen sind  $p$ - $y$ -Mobilisierungskurven in Abbildung 4.49 dargestellt.



**Abbildung 4.49:**  $p$ - $y$ -Mobilisierungskurve für Pfahlbeanspruchung unter stufenweiser Belastung jeweils mit anschließenden Kriechphasen (Kriterium 1:  $\partial p / \partial (y/D) = 0$ ; Kriterium 2: Erreichen  $y/D = 20\%$  bzw.  $10\%$ )

Zur Planung und Durchführung eines Versuches wurde zunächst die Größe des Lastinkrementes  $\Delta p$  bestimmt. Es sollten bis zu einer Spannung von  $p = 10 \cdot c_u$ , was in etwa der theoretischen Grenzbeanspruchbarkeit des Pfahlsegmentes im undrainierten Bodenzustand entspricht, 5 Laststufen beobachtet werden können. Der Wert der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  konnte nach der Konsolidation des Bodens im Versuchsbehälter nicht direkt bestimmt werden und musste unter Verwendung der Erkenntnisse aus den Triaxialversuchen zurückgerechnet werden. Hierzu wurde die im Versuchsbehälter gemessene horizontale Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  verwendet und mit den entsprechend der in den undrainierten Triaxialversuchen gemessenen Beiwerte  $\lambda_{cu}$  für Beanspruchung in Kompressions- und Extensionsrichtung multipliziert. Rechnerisch wurde der Mittelwert  $\lambda_{cu} = 0,265$  der sich deutlich unterscheidenden gemessenen Beiwerte für Kompressions- und Extensionsrichtung, die entsprechend den Informationen aus dem Abschnitt 4.4.5.6  $\lambda_{cu} = 0,34$  bzw.  $\lambda_{cu} = 0,19$  betragen (Abbildung 4.33), in Ansatz gebracht.

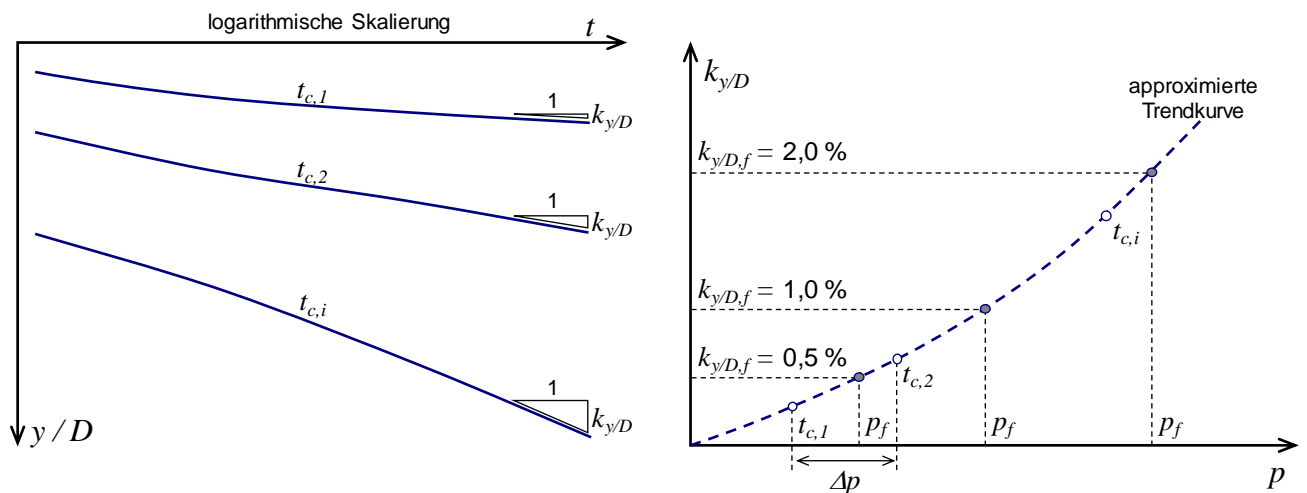
Die Laststeigerung von Laststufe zu Laststufe wurde vergleichsweise rasch durch manuelles Auflegen der Lastplatten aufgebracht. Die Zeit nachdem  $p$  um einen Betrag  $\Delta p$  vergrößert wurde, wird als Kriechzeit  $t_c$  bezeichnet. Wie in Abbildung 4.49 angedeutet wird, vergrößert sich die bezogene Verformung  $y/D$  während der Zeit  $t_c$  kontinuierlich, wobei die Konsolidation und die Bodenviskosität sowie der Ausnutzungsgrad bezogen auf die Scherfestigkeit des Bodens entscheidend sind. Analog zur Systematik der Auswertung von Pfahlprobelastungen wird für das horizontal beanspruchte Pfahlsegment das Kriechmaß  $k_{y/D}$  gemäß Ausdruck (4-21) definiert:

$$k_{y/D} = \frac{y_1 - y_0}{D \cdot \log\left(\frac{t_1}{t_0}\right)} \quad (4-21)$$

Darin sind  $y_0$  und  $y_1$  die zu den Zeitpunkten  $t_0$  und  $t_1$  gemessenen Horizontalverformungen. Um eine bessere Vergleichbarkeit der Verformungsgeschwindigkeiten während der Zeit  $t_c$  zwischen

den verschiedenen Einzelversuchen zu erhalten, wird die Verformung mit dem Pfahldurchmesser  $D$  normiert.

Die Kenngröße der maximalen Stützspannung am Pfahlschaft  $p_f$  kann nur näherungsweise nach der Darstellung der Verschiebungskurve  $p$ - $y$  und den zu den einzelnen Kriechphasen gehörenden Kriechkurven, wie sie in Abbildung 4.50 beispielhaft dargestellt sind, bestimmt werden. Im Allgemeinen liegt die Grenzspannung  $p_f$  zwischen 2 Laststufen, was eine genaue Ermittlung von  $p_f$  entsprechend der Kriterien 1 und 2 nach Abbildung 4.49 verhindert. Weiter besteht die Schwierigkeit, dass die Verschiebungen  $y$  während einer Zeit  $t_c$ , die zu einer Laststufe nahe der vollen Ausnutzung der Scherfestigkeit gehört, kontinuierlich bzw. unter Umständen sogar beschleunigend zunehmen. Die hier gewählte Systematik der Auswertung sieht daher vor, die innerhalb eines Einzelversuchs ermittelten Kriechmaße  $k_{y/D}$  analog zur rechten Darstellung in Abbildung 4.50 durch eine Trendkurve anzunähern.



**Abbildung 4.50: Bestimmung des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  (links) und Definition der Grenzbeanspruchbarkeit  $p_f$  (Kriterium 3: Erreichen eines maximal zulässigen Kriechmaßes bzw. Grenzkriechmaßes  $k_{y/D,f}$ )**

Die maximale Stützspannung  $p_f$  ergibt sich für die Fälle, bei denen die Kriterien 1 und 2 nicht greifen, entsprechend der frei wählbaren Definition eines maximal zulässigen Kriechmaßes. Es wurden im Rahmen dieser Arbeit 3 Grenzkriechbeiwerte mit  $k_{y/D,f} = 2,0\%$ ,  $1,0\%$  und  $0,5\%$  analysiert. Sollte bereits vor Erreichen des Werts  $k_{y/D,f}$  eines der beiden Kriterien  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  oder Erreichen  $(y/D)_f$ , die in den beiden Darstellungen der Abbildung 4.49 festgelegt sind, erreicht werden, so werden  $p_f$  sowie die daraus folgenden Größen  $(y/D)_f$  und  $(y/D)_{f50}$  entsprechend den Definitionen nach Abbildung 4.49 festgelegt.

Die im folgenden Abschnitt 4.5.4 dargestellten Versuchsergebnisse stellen nur eine Auswahl der ausgewerteten Messdaten dar. Im Detail werden in Abschnitt 4.5.5 zwei Einzelversuche diskutiert, welche charakteristisch für zwei im Weiteren erläuterte Grenzfälle sind.

#### 4.5.4 Versuchsergebnisse

##### 4.5.4.1 Randbedingungen

Alle wesentlichen Versuchsrandbedingungen mit der Angabe der Anzahl und Dauer  $t_c$  der beobachteten Kriechphasen werden zunächst in Tabelle 4.13 wiedergegeben. Primäre Größen der Variation sind neben dem Durchmesser  $D$  der beiden verwendeten Pfahlprofile entsprechend den Angaben der Tabelle 4.13 die Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$ , welche zwischen 13,5 kN/m<sup>2</sup> und 40,2 kN/m<sup>2</sup> eingestellt wurde, sowie die Dauer der Kriechphasen  $t_c$ , die von 0,001 Tagen bis 10 Tagen reicht. Damit einher gehen die die Konsolidation im Nahbereich des Pfahlschaftes bestimmenden Parameter des Drainweges, der Belastungsgeschwindigkeit sowie der Bodensteifigkeit entsprechend dem Effektivspannungsniveau.

**Tabelle 4.13: Randbedingungen der modellhaften Belastungsversuche**

Versuchsbeginn	Pfahldurchmesser	vertikale Konsolidationsspannung	Ruhedruckbeiwert	Dauer Konsolidation	Kriechphasen
30.11.2009	D = 60 mm	$\sigma'_{v,c} \approx 37,0 \text{ kN/m}^2$ *1	n. b. *2	$t_{K0} = 25 \text{ d}$	4 x $t_c = 10 \text{ d}$
04.02.2010		$\sigma'_{v,c} \approx 19,7 \text{ kN/m}^2$ *1	n. b. *2	$t_{K0} = 35 \text{ d}$	4 x $t_c = 10 \text{ d}$
11.05.2010		$\sigma'_{v,c} \approx 14,4 \text{ kN/m}^2$ *1	n. b. *2	$t_{K0} = 35 \text{ d}$	6 x $t_c = 0,1 \text{ d}$
19.07.2010		$\sigma'_{v,c} \approx 40,2 \text{ kN/m}^2$ *1	n. b. *2	$t_{K0} = 36 \text{ d}$	6 x $t_c = 0,1 \text{ d}$
03.09.2010		$\sigma'_{v,c} \approx 18,0 \text{ kN/m}^2$ *1	n. b. *2	$t_{K0} = 39 \text{ d}$	6 x $t_c = 0,1 \text{ d}$
10.12.2010		$\sigma'_{v,c} \approx 30,3 \text{ kN/m}^2$ *1	n. b. *2	$t_{K0} = 41 \text{ d}$	6 x $t_c = 0,1 \text{ d}$
29.04.2011		$\sigma'_{v,c} = 19,5 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,579$	$t_{K0} = 35 \text{ d}$	5 x $t_c = 1 \text{ d}$
17.06.2011		$\sigma'_{v,c} = 27,8 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,601$	$t_{K0} = 35 \text{ d}$	6 x $t_c = 1 \text{ d}$
09.08.2011		$\sigma'_{v,c} = 39,1 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,606$	$t_{K0} = 32 \text{ d}$	5 x $t_c = 1 \text{ d}$
15.09.2011		$\sigma'_{v,c} = 13,5 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,607$	$t_{K0} = 43 \text{ d}$	4 x $t_c = 0,001 \text{ d}$
02.11.2011		$\sigma'_{v,c} = 22,3 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,605$	$t_{K0} = 40 \text{ d}$	4 x $t_c = 0,001 \text{ d}$
16.12.2011		$\sigma'_{v,c} = 30,8 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,610$	$t_{K0} = 41 \text{ d}$	4 x $t_c = 0,001 \text{ d}$
01.02.2012	$\sigma'_{v,c} = 21,0 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,614$	$t_{K0} = 49 \text{ d}$	5 x $t_c = 0,01 \text{ d}$	
26.03.2012	D = 30 mm	$\sigma'_{v,c} = 14,1 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,582$	$t_{K0} = 37 \text{ d}$	4 x $t_c = 0,001 \text{ d}$
04.05.2012		$\sigma'_{v,c} = 20,2 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,594$	$t_{K0} = 35 \text{ d}$	4 x $t_c = 0,001 \text{ d}$
11.06.2012		$\sigma'_{v,c} = 32,9 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,614$	$t_{K0} = 39 \text{ d}$	4 x $t_c = 0,001 \text{ d}$
27.07.2012		$\sigma'_{v,c} = 16,0 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,588$	$t_{K0} = 34 \text{ d}$	6 x $t_c = 10 \text{ d}$
09.11.2012		$\sigma'_{v,c} = 25,2 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,611$	$t_{K0} = 35 \text{ d}$	6 x $t_c = 10 \text{ d}$
01.03.2013		$\sigma'_{v,c} = 28,5 \text{ kN/m}^2$	$K_0 = 0,603$	$t_{K0} = 37 \text{ d}$	6 x $t_c = 10 \text{ d}$

\*1 Rückrechnung aus Wassergehaltsbestimmung unter Verwendung der Ergebnisse aus den Ödometerversuchen (Annahme:  $S_r = 100 \%$ , Mittelwerte aus Erstbelastung vgl. Daten in Abbildung 4.10)

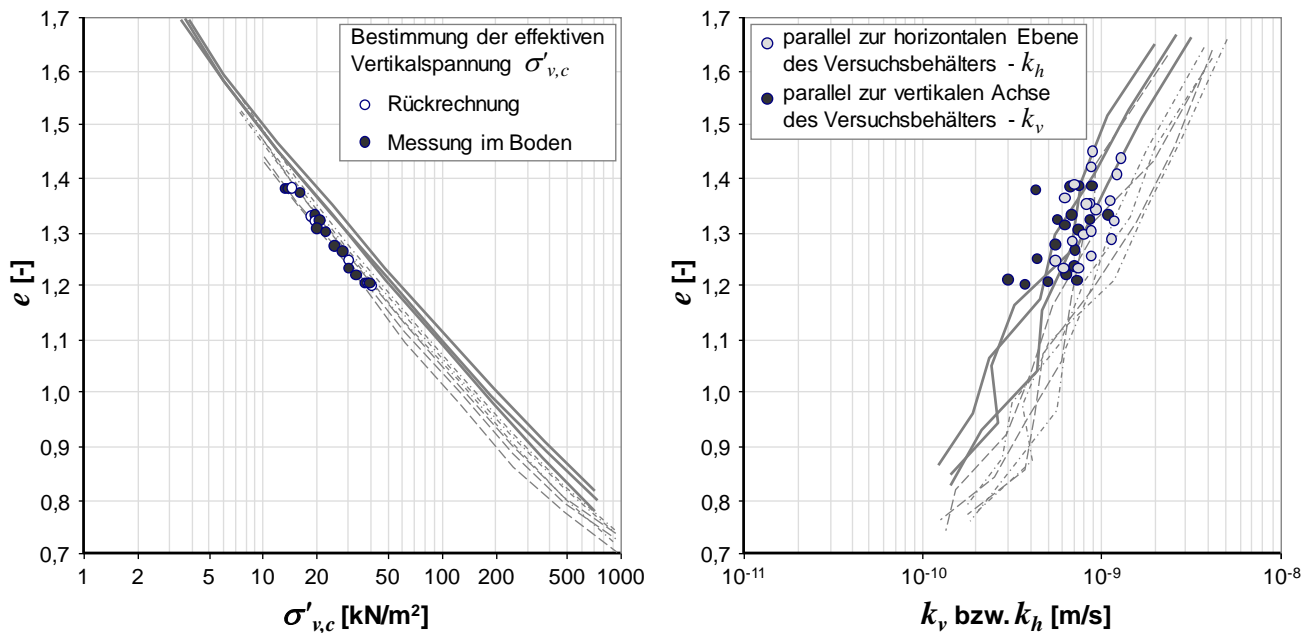
\*2 in den ersten Versuchsreihen konnte  $\sigma'_{v,c}$  und damit  $K_0$  noch nicht direkt gemessen werden, zur weiteren Auswertung wurde  $K_0 = 0,6$  angenommen

#### 4.5.4.2 Versuchsergebnisse zur Beschreibung des Ausgangszustandes (Effektivspannung, Porenzahl und Durchlässigkeit)

Zunächst wird der Ausgangszustand, der jeweils vor der horizontalen Belastung des Pfahlmodells im Boden des Versuchsbehälters herrschte, durch die 2 Diagramme in Abbildung 4.51 beschrieben. Zur Bestimmung der Porenzahl  $e$  wurden nach Versuchsende in Teilbereichen des Versuchsbehälters, welche durch die Pfahlbelastung kaum beeinflusst wurden, Proben zur Ofentrocknung entnommen. Einerseits wurden kleinere gestörte Teilproben entnommen, um daran unmittelbar den Wassergehalt bestimmen zu können. Die Berechnung der Porenzahl  $e$  erfolgte unter Annahme einer vollen Wassersättigung. Parallel dazu wurden mit einem eigens gebauten kleineren Entnahmegesetz vergleichsweise ungestörte Proben in einem 120 mm hohen Ausstechzylinder, der einen Innendurchmesser von etwa 70 mm besitzt, entnommen. An diesen Proben konnte die Trockendichte  $\rho_d$  bzw. Porenzahl  $e$  des Bodens bei gleichzeitiger Erfassung des Sättigungsgrades  $S_r$  bestimmt werden. Mit Hilfe dieser größeren Proben wurde der Sättigungsgrad aufgrund sehr vereinzelt aufgetretener kleiner Luftporen im Mittel zu  $S_r = 98\%$  bestimmt. Ein Minimalwert wurde im Bereich von  $S_r = 95\%$  gemessen. Damit kann in einem praktischen Bezug der den Pfahl umgebende Boden als vollgesättigt angesehen werden. Insgesamt konnten durch die 2 Verfahren nach jedem Einzelversuch an 10 bis 20 verschiedenen Positionen innerhalb des Versuchsbehälters der von der Pfahlbelastung nahezu unbeeinflusste Wassergehalt sowie die Porenzahl bestimmt werden.

Abbildung 4.51 zeigt die Mittelwerte der 19 Einzelversuche, welche sich sehr gut mit den Daten der Ödometerversuche decken. Die Spannung  $\sigma'_{v,c}$  wurde bis auf die ersten 6 Versuche direkt im Boden gemessen. Für die ersten 6 Versuche wurde  $\sigma'_{v,c}$  aus dem in den Ödometerversuchen erschlossenen Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der Effektivspannung bestimmt, was bei der Betrachtung der hellen Datenpunkte im linken Diagramm der Abbildung 4.51 berücksichtigt werden muss. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den hell eingetragenen Kurven der Ödometerversuche im Bereich der Erstbelastung.

Je Modellversuch wurde an 2 mit den kleinen Ausstechzylindern entnommene Bodenproben die Durchlässigkeit bestimmt. Dazu wurde eine speziell auf die Untersuchung von Tonböden abgestimmte Versuchsanlage (HEYER 2001) verwendet. Die ausgewerteten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_v$  und  $k_h$  gemäß dem Strömungsmodell nach DARCY (1856) für eine vertikale bzw. horizontale Durchströmung werden in Abbildung 4.51 rechts dargestellt. Zur Entnahme einer in der Achse horizontal orientierten Probe wurde ein größerer Bodenblock im Rahmen des Bodenausbaus entnommen und daraus ein Probekörper für die Durchlässigkeitsuntersuchung herausgearbeitet. Alle Proben wurden im Durchlässigkeitsversuchsstand isotrop auf den Wert der Spannung  $\sigma'_{v,c}$  rekonstruiert. Ergänzend sind in Abbildung 4.51 rechts die aus dem Konsolidationsverlauf im Ödometer rückgerechneten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_v$  einer entsprechend parallel zur Belastungsrichtung vertikalen Strömung mit eingetragen (helle Kurven).



**Abbildung 4.51: Porenzahl  $e$  aus Wassergehalt rückgerechnet (Mittelwerte aus ungestörten Bodenbe-  
 reichen), links; Durchlässigkeitsbeiwert  $k_v$  aus ungestörten Proben, rechts; jeweils alle Versuche**

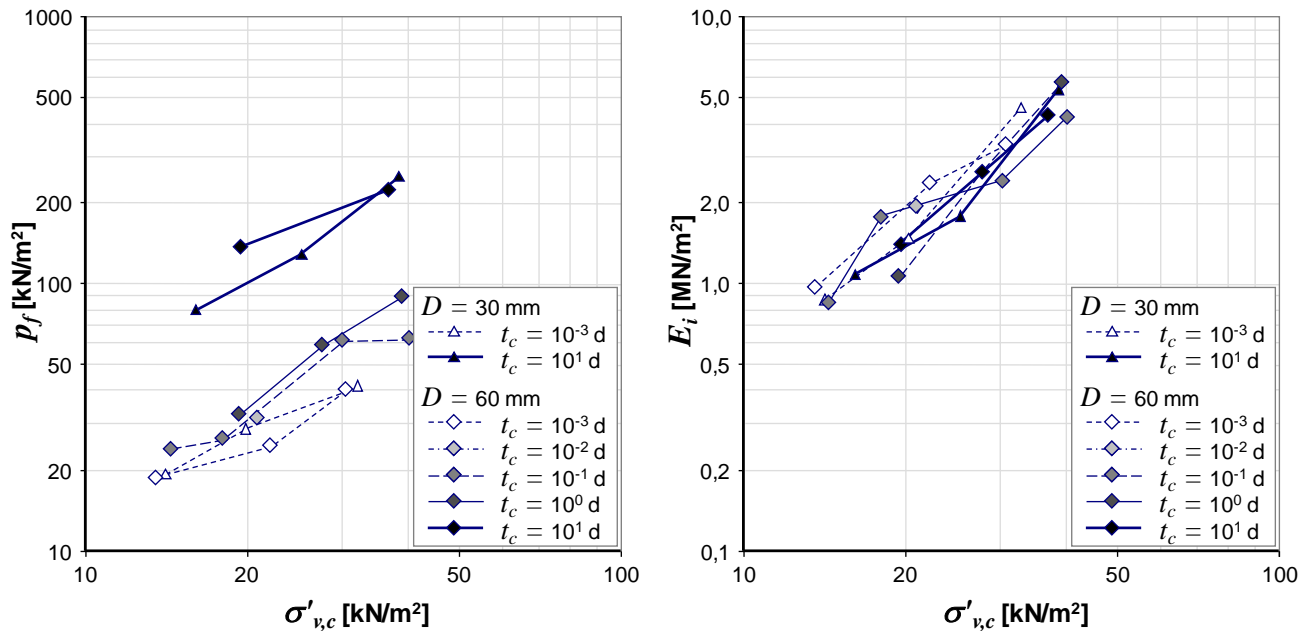
Es zeigt sich, dass die Werte  $k_v$  etwas über den Ergebnissen aus den Ödometerversuchen liegen. Dies kann durch verschiedene Einflussfaktoren bedingt sein, da die Rückrechnung aus dem Konsolidationsverlauf angenäherte Werte zur Bodensteifigkeit und dem Drainweg benötigt. Ferner hängt  $k_v$  direkt mit der in dieser Arbeit angesetzten Zeit  $t_{95}$  zusammen, die nur in grober Näherung unter Verwendung einer empirischen Methode zu bestimmen war (siehe Abschnitt 2.2.1). Es scheint, dass der Boden im Versuchsbehälter in horizontaler Richtung durchlässiger ist. Ein Mittelwert bei einer Porenzahl von  $e = 1,3$  liegt bei etwa  $k_h = 8 \cdot 10^{-10}$  m/s. Dagegen beträgt der  $k_v$ -Wert zur vertikalen Durchströmbarkeit nur bei  $6 \cdot 10^{-10}$  m/s. Die Streuung der zur jeweiligen Datenreihe  $k_v$  bzw.  $k_h$  gehörenden Werte ist jedoch sehr viel größer als dieser vermutlich durch bodenspezifische Anisotropie bedingte Unterschied. So beträgt der maximale Wert  $k_v$  mehr als  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s, wogegen der minimale Wert nur bei  $3 \cdot 10^{-10}$  m/s liegt. Wie bereits im Ödometerversuch festzustellen war, nimmt die Durchlässigkeit im Mittel mit steigender Dichte ab.

#### 4.5.4.3 Maximale Bodenstützspannung und Anfangssteifigkeit

Als wesentliche Kenngröße der experimentell bestimmten Mobilisierungskurven der seitlichen Stützspannung  $p$  gegenüber einer translatorischen Verschiebung  $y$  des Pfahlschaftes  $D$  gilt die maximal erreichbare Stützspannung  $p_f$ . Wie bereits genannt, ist aufgrund des ausgeprägt zeitabhängigen Verformungsverlaufs und der stufenweisen Belastung des Pfahlsegmentes eine eindeutige Festlegung der Spannung  $p_f$  nur schwer möglich. Vielmehr werden in dieser Arbeit verschiedene Kriterien hinsichtlich eines maximalen Kriechmaßes  $k_{y/D,f}$  sowie des Zustands mit  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  bzw. das Verformungskriterium  $(y/D)_f = 20\%$  zur Definition von  $p_f$  herangezogen. Abbildung 4.52 zeigt in seinem linken Diagramm die nach einer Auswertung bezogen auf ein maximal zulässiges Kriechmaß von  $k_{y/D,f} = 0,5\%$  festgestellten Werte  $p_f$ . Eingezeichnet sind die Ergebnisse aller 19 Einzelversuche mit den beiden Pfahlprofilen, die einen Durchmesser von



30 mm bzw. 60 mm besitzen. Zu Datenreihen zusammengefasst sind jeweils Versuche, welche mit der gleichen Kriechzeit  $t_c$  durchgeführt wurden.



**Abbildung 4.52: Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  auf die Stützspannung  $p_f$  bei  $k_{y/D,f} = 0,5\%$  bzw. Kriterium gemäß  $\partial p / \partial(y/D) = 0$  oder Erreichen  $y/D = 20\%$  (links); Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  (rechts)**

Es ist gut erkennbar, dass in der doppelt logarithmisch skalierten Darstellung die Werte  $p_f$  aus Versuchen mit konstanter Kriechzeit  $t_c$  in grober Näherung parallele Geraden darstellen. Der Einfluss des effektiven Spannungsniveaus ist dominant, wobei eine direkte Proportionalität zwischen  $\sigma'_{v,c}$  und  $p_f$  entsprechend dem undrainierten Widerstand  $q_f$  im Triaxialversuch (siehe Abbildung 4.33) ableitbar ist. Dabei bieten die Versuche mit  $t_c = 10$  d aufgrund der Konsolidation und der anschließenden Verfestigung infolge sekundärer Struktureffekte die größten Widerstände  $p_f$ . Weit geringer sind die Werte  $p_f$ , welche für eine rasche Belastung mit einer Kriechzeit von etwa  $t_c = 0,1$  d bis  $0,001$  d gemessen wurden. Belastungsversuche mit einer Kriechzeit von  $t_c = 1$  Tag bieten bereits deutlich geringere Stützspannungen  $p_f$ , verglichen zu den Versuchen, bei denen die Last jeweils über eine Dauer von 10 Tagen konstant gelassen wurde. Auffallend ist, dass der Pfahldurchmesser (Dreiecke:  $\varnothing 30$  mm, Rauten:  $\varnothing 60$  mm) einen nur untergeordneten Einfluss auf die Größe  $p_f$  hat. Die Abweichungen der einzelnen Kurvenverläufe für  $\varnothing 30$  mm sowie  $\varnothing 60$  mm mit  $t_c = 0,001$  d bzw.  $t_c = 10$  d scheinen zufällig bzw. ohne erkennbarer Systematik. An dieser Stelle ist anzumerken, dass das Kriterium des maximalen Kriechmaßes  $k_{y/D,f}$  (hier:  $0,5\%$ ) zumindest für einen Bereich bis  $k_{y/D,f} = 2\%$  keinen großen Einfluss auf die Ergebnisse der Auswertung hat. Größere Abweichungen im Vergleich zu dem in Abbildung 4.52 links gezeigten Trend ergeben sich bei Benutzung eines deutlich kleineren oder größeren Grenzwertes  $k_{y/D,f}$ , der die Spannung  $p_f$  bestimmt. Größere Werte ergeben entsprechend dem Schema der Abbildung 4.50 größere Werte  $p_f$ , wobei sich  $k_{y/D}$  aufgrund der Kriterien  $\partial p / \partial(y/D) = 0$  bzw.  $(y/D)_f = 20\%$  nicht beliebig steigern lässt. Für kleinere zulässige Kriechmaße, welche  $p_f$  bestimmen, vergrößert sich der Einfluss der Messgenauigkeit bzw. die zufällige Streuung der experimentell ermittelten Mobilisierung der Boden-

stützspannung. Klare Aussagen, wie sie aus Abbildung 4.52 ableitbar sind, lassen sich dann nicht mehr treffen.

Neben dem Kriterium des Kriechmaßes zur Definition der Stützspannung  $p_f$  hat das frei wählbare Kriterium der maximalen Verformung  $(y/D)_f$  großen Einfluss auf die Auswertung. Die Wahl  $(y/D)_f = 20\%$  (bzw. in weiteren Auswertungen  $10\%$ ) wurde hier aufgrund der Geometrie der Versuchsanlage mit seiner Abmessungen des Innendurchmessers sowie wegen des Umstandes gewählt, dass je nach Definition des maximalen Kriechmaßes im Bereich zwischen  $0,5\%$  und  $2,0\%$  nur bei 1 bis 3 Versuchen dieses Kriterium zur Bestimmung von  $p_f$  maßgebend wird. Wird ein kleineres Maß  $(y/D)_f$  etwa im Bereich von  $10\%$  gewählt, so wird  $(y/D)_f$  für eine große Mehrzahl von Einzelversuchen maßgebend.

Eine weitere Kenngröße entsprechend der in Abbildung 4.49 gezeigten idealisierten Mobilisierung der Spannung  $p$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $y/D$  ist die Anfangssteifigkeit  $E_i$ . Diese scheint insbesondere für eine Bemessung im Fall, dass nur geringe Verformungen toleriert werden, entscheidend. Über den großen Einfluss der Anfangssteifigkeit  $E_i$  bei der Simulation der Knickproblematik werden bereits von MEIER (2009) erste Hinweise gegeben. Daneben wird von VOGT und VOGT (2013a) im Zusammenhang mit einer Parameterstudie zum Biegeknickwiderstand von Pfählen basierend auf der Stahlbaunormung der große Einfluss der Steifigkeit (bzw. Weg zur vollen Mobilisierung von  $p_f$ ) besonders für den Fall geringer Pfahlimperfectionen beispielhaft dargestellt. So bieten vor allem Pfähle mit geringer initialer Vorverformung bei einer hohen Anfangssteifigkeit des Bodens große Widerstände für den Versagensmechanismus Pfahlknicken.

Zur Auswertung wurde  $E_i$  aus der bezogenen Verformung  $y/D$  jeweils vor der 1. Kriechphase ermittelt. Damit haben die entsprechend dem Versuchsplan der Tabelle 4.13 unterschiedlich lang durchgeführten Kriechzeiten  $t_c$  keinen Einfluss auf  $E_i$ . Analog zur Größe  $p_f$  zeigt die Anfangssteifigkeit  $E_i$  eine direkte Proportionalität zur Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$ . In Abbildung 4.52 rechts können als Trend wie im daneben stehenden linken Diagramm parallele Geraden unter Berücksichtigung der beiden logarithmisch skalierten Achsen konstruiert werden. Die geringste Anfangssteifigkeit  $E_i$  ist jeweils für Versuche mit geringen Spannungen  $\sigma'_{v,c}$  erkennbar. Wie bereits die Auswertung zur Größe  $p_f$  andeutet, hat auch bezogen auf die Steifigkeit  $E_i$  der Pfahldurchmesser  $D$  einen nicht eindeutig bestimmbar, jedoch unter den hier gegebenen Randbedingungen einen stets untergeordneten Einfluss.

Aufgrund der entsprechend der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  sowie der Belastungsrate bzw. Kriechzeit  $t_c$  deutlich variierenden Bodenwiderstände konnte der Zustand  $p_f$  nicht in allen Einzelversuchen erreicht werden, da mit einer maximal aufgebrauchten Totlast von  $422\text{ kg}$  die maximale versuchsanlagenspezifische Belastbarkeit erschöpft war. Die Ermittlung der Größe  $p_f$  erfolgte in diesen Fällen durch Extrapolation der Verformungen  $y/D$  bzw. des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  in Abhängigkeit von dem je nach Einzelversuch variierenden Inkrement des Stützdrucks  $\Delta p$ . Die Extrapolation erfolgte mit einer Prüfung aller 3 Kriterien ( $k_{y/D,f} = 0,5\%$ ,  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  und Erreichen  $(y/D)_f = 20\%$ ), wobei, wie später noch genauer erläutert wird, bei einer Wahl des maximalen Kriechmaßes zu  $k_{y/D,f} = 0,5\%$  bei den Versuchen mit  $t_c = 10$  Tagen und bei einigen Versuchen mit  $t_c = 1$  Tag das Kriterium  $y/D = 20\%$  zur Ermittlung von  $p_f$  maßgebend wird. Für Versuche

mit kleineren Kriechzeiten bzw. rascherer Belastung werden die maximal vorgegebenen Kriechmaße zur Bestimmung der Stützspannung  $p_f$  maßgebend.

#### 4.5.4.4 Mobilisierung des Bodenwiderstandes

Einen Überblick der in den 19 Einzelversuchen festgestellten Charakteristika der Mobilisierung von Stützspannungen  $p$  bei zunehmender bezogener Verformung  $y/D$  bietet Abbildung 4.53. Dabei verdeutlicht das linke Diagramm noch einmal den Umstand, dass für einige Versuche insbesondere bei großer Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  oder langer Kriechzeit  $t_c$  der Grenzzustand  $p_f$  nicht erreicht werden konnte. Dagegen wurden in einigen Versuchen besonders bei kürzeren Kriechzeiten  $t_c$  der Modellpfehl mit einer Spannung  $p$ , die deutlich über dem Wert  $p_f$  liegt, beansprucht. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass die maximale Beanspruchbarkeit des Pfehlsegmentes im Rahmen der Versuchsplanung und praktischen Durchführung erst nach Auswertung der Versuchsergebnisse ermittelt werden konnte, da a priori nicht bekannt war, nach welchem der 3 Kriterien  $p_f$  zu bestimmen ist. Der Modellpfehl konnte so etwa bei größeren Werten  $p/p_f$  insbesondere in den Einzelversuchen mit  $t_c = 0,001$  d bis 0,1 d die Beanspruchung kurzfristig aufnehmen, die zeitabhängigen Verformungen waren jedoch stets dominant und das Kriterium des Grenzkriechmaßes  $k_{y/D,f} = 0,5\%$ ,  $1\%$  oder  $2\%$  war maßgebend zur Bestimmung der Spannung  $p_f$ . Wäre der Pfehl in diesen Einzelversuchen schon bei einer Kriechphase mit geringerem Ausnutzungsgrad  $p/p_f < 1$  über eine längere Zeit  $t_c$  belastet worden, so kann das Kriterium  $y/D = 20\%$  maßgebend werden, was dann entsprechend eine Verringerung der Grenzbeanspruchbarkeit unter der Spannung  $p_f$  zur Folge hat.

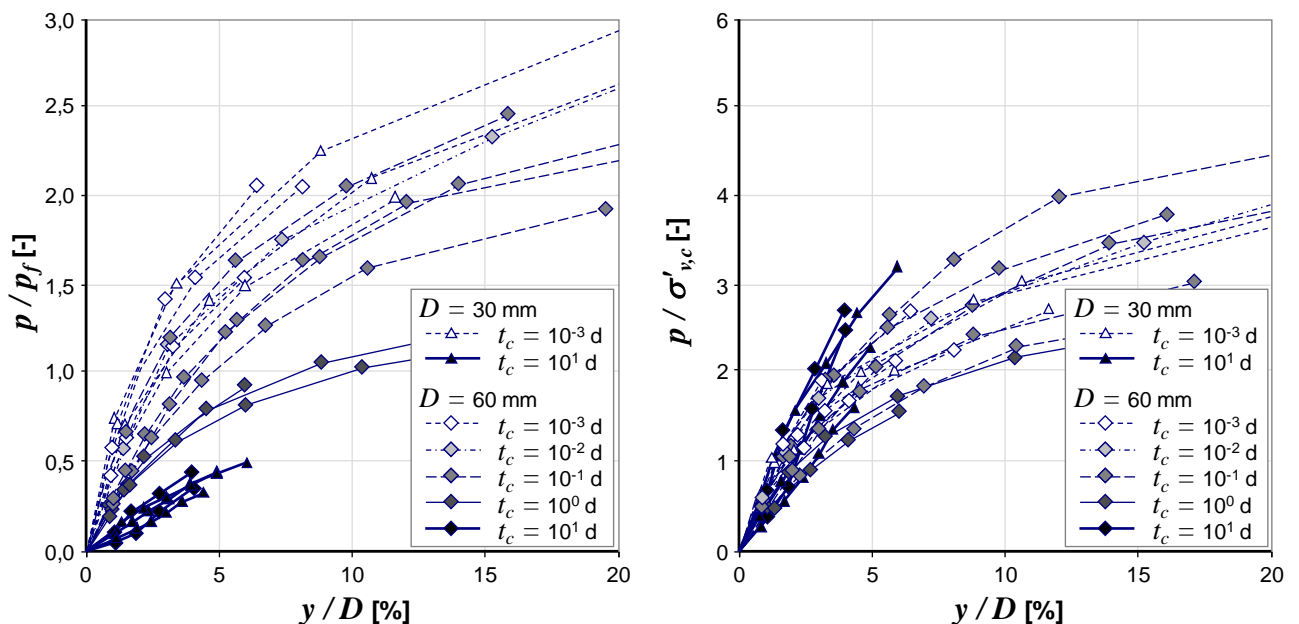


Abbildung 4.53: Mobilisierung der Bodenreaktion  $p/p_f$  (links) und  $p/\sigma'_{v,c}$  (rechts)

Abbildung 4.53 links eignet sich nur eingeschränkt zur Verallgemeinerung der experimentell bestimmten Mobilisierungskurven des seitlichen Pfehlwiderstandes. Dies liegt insbesondere an dem nicht eindeutig definierbaren Grenzwert der Stützspannung  $p_f$ . Zudem ist die Bandbreite der in Ab-

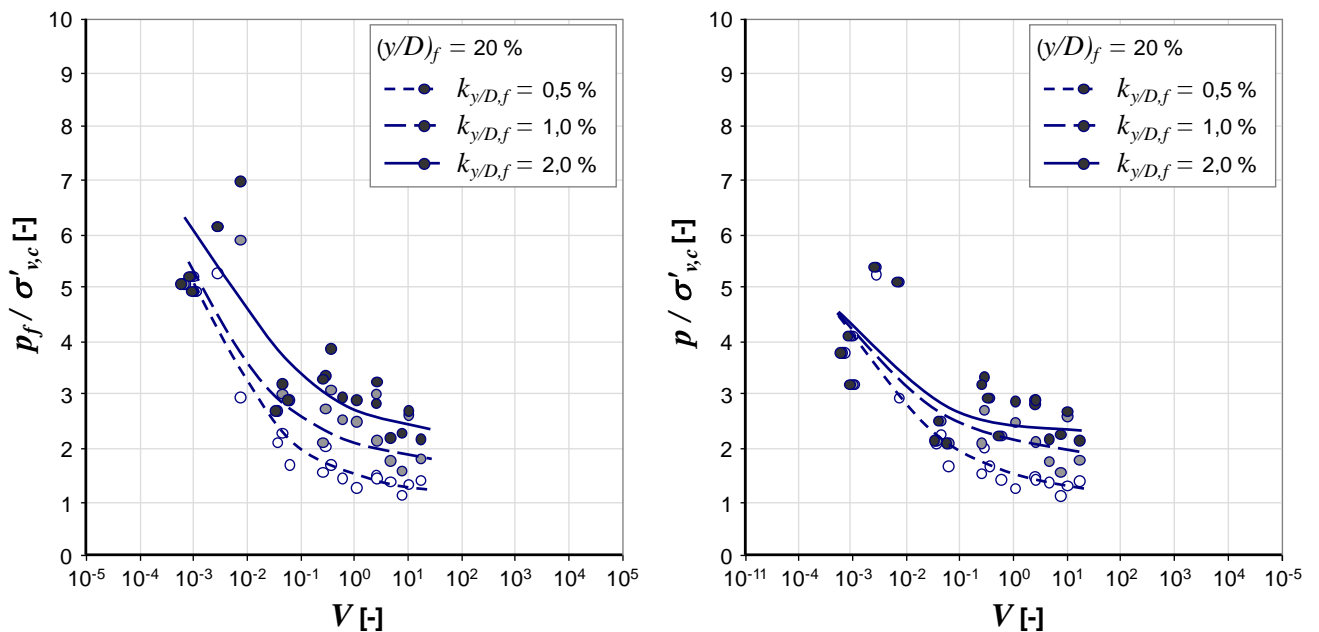
bildung 4.53 links dargestellten Kurvenscharen erheblich. So beträgt der Ausnutzungsgrad bei einer bezogenen Verformung von  $y/D = 5\%$  zwischen  $p/p_f = 0,4$  für die den Minimalwert der Versuche mit  $t_c = 10$  d und  $p/p_f = 1,8$  für den Maximalwert der Versuche mit  $t_c = 0,001$  d. Wie bereits mit den Informationen Abbildung 4.52 erläutert wird, besteht eine starke Abhängigkeit der Größen  $p_f$  und  $E_i$  zur Spannung  $\sigma'_{v,c}$ . Daher erscheint eine Normierung der Spannung in der Art  $p/\sigma'_{v,c}$  zielführend, um allgemeine Aussagen zur Form der Mobilisierungskurven treffen zu können. Die Kurven der 19 Einzelversuche, die einer derartigen Auswertung folgen, sind in Abbildung 4.53 rechts dargestellt. Die Bandbreite der Stützspannungen  $p/\sigma'_{v,c}$  bei einer bezogenen Verformung von  $y/D = 5\%$  liegen zwischen 1,3 und etwa 3,0. Höhere Werte  $p/\sigma'_{v,c}$  bieten den bisherigen Ausführungen folgend die Versuche mit einer Kriechzeit  $t_c$  von 10 Tagen. Im Bereich kleinerer Kriechzeiten  $t_c$  ist das Bild eher indifferent. So ergeben sich etwa für Versuche mit  $t_c = 0,1$  d und 1 d die geringsten Bodenwiderstände  $p/\sigma'_{v,c}$ . Die Werte zu den Versuchen mit einer sehr kurzen Kriechzeit  $t_c = 0,001$  d liegen etwa in der Mitte der gesamten Bandbreite der Ergebnisse.

#### 4.5.4.5 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Um den Effekt der unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten auf die Stützspannung  $p_f$  im Zusammenhang mit verschiedenen Größen der Kriterien  $(y/D)_f = 10\%$  bzw.  $20\%$  und  $k_{y/D,f} = 0,5\%$ ,  $1,0\%$  bzw.  $2,0\%$  besser erläutern zu können, wurden die Diagramme in Abbildung 4.54 entwickelt. Wie bereits genannt ergibt sich  $p_f$  immer aus dem minimalen Wert  $p$ , der jeweils bei  $y/D = 10\%$  bzw.  $20\%$  bzw. bei den genannten Größen des Grenzkriechmaßes  $k_{y/D,f}$  erreicht wurde. Abbildung 4.54 links zeigt zunächst die Auswertung bezogen auf  $(y/D)_f = 20\%$  und die verschiedenen Werte  $k_{y/D,f}$ . Um eine Vergleichbarkeit der in Abhängigkeit vom Effektivspannungsniveau sehr unterschiedlichen Stützspannungen zu ermöglichen, wurde die Spannung  $p_f$  in Bezug zur Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  gesetzt. Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit wird auf der Abszissenachse durch die in Gleichung (3-25) eingeführte bezogene Geschwindigkeit  $V$  ausgedrückt. Zur Ermittlung des nach (3-26) konventionell definierten Konsolidationsbeiwertes  $c_h$  werden die durch experimentelle Bestimmung ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_h$  für jeden Einzelversuch, wie sie bereits in Abbildung 4.51 rechts (helle Datenpunkte) dargestellt werden, in Ansatz gebracht. Die Geschwindigkeit  $v$  der Verschiebung des Pfahlsegments gegenüber dem ruhenden Boden wurde vereinfacht aus der Zeit bis zum Erreichen des Zustandes  $p_f$  berechnet. Damit beeinflusst die Kriechzeit  $t_c$  sowie die Anzahl der durchgeführten Kriechphasen bis zum Erreichen eines der Bruchkriterien primär die Bestimmung der Geschwindigkeit  $v$ .

In beiden Diagrammen der Abbildung 4.54 nimmt der normierte Widerstand  $p_f/\sigma'_{v,c}$  mit kleiner werdenden Werten für  $V$  deutlich zu. Dabei ist zunächst zu beachten, dass in den Versuchsreihen  $V$  um den Faktor  $10^5$  variiert wurde, was baupraktisch gesehen einen großen Wertebereich darstellt. Für geringe bezogene Geschwindigkeiten  $V$  im Bereich  $V = 10^{-3}$  werden im Fall der Auswertung unter Verwendung des Kriteriums  $(y/D)_f = 20\%$  (linkes Diagramm) gegenüber den Widerständen  $p_f/\sigma'_{v,c}$  im Fall  $(y/D)_f = 10\%$  (rechtes Diagramm) größere Werte gemessen. Dies deutet an, dass die Mobilisierungskurven auch bei größeren Deformationen  $y/D$  kontinuierlich zunehmen, wobei das Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f}$  noch nicht erreicht wird. Dementsprechend hat die Wahl unterschiedlicher Werte für  $k_{y/D,f}$  nur bei größeren Geschwindigkeiten  $V$  einen größeren Einfluss auf die bezogene Stützspannung  $p_f/\sigma'_{v,c}$ . Wie Abbildung 4.54 zeigt, bedeutet zumindest für Werte

$V = 10^1$  eine Verdreifachung des Kriechmaßes  $k_{y/D,f}$  von 0,5 % auf 2,0 % in etwa eine Verdreifachung des Widerstandes  $p_f / \sigma'_{v,c}$ . Damit ist für rasche Belastungsvorgänge die Definition der zulässigen Größe  $k_{y/D,f}$  entscheidend für die Größe des Wertes  $p_f$ . Auffallend ist die Ähnlichkeit der Kurvenverläufe in Abbildung 4.54 zu dem Trend der Messwerte, die in Abbildung 3.10 Daten aus RANDOLPH und HOPE (2004) wiedergeben. Es scheint, dass ein nahezu ideal undrainierter Zustand auch bei den in dieser Arbeit durchgeführten modellhaften Pfahlprobelastungen ab einer bezogenen Geschwindigkeit  $V = 10^1$  erreicht wird. Demgegenüber kennzeichnet der Bereich  $V < 10^1$  teildrainierte bzw. drainierte Bodenzustände. Ein durch die Bodenviskosität zu erwartendes erneutes Ansteigen des Widerstandes  $p_f / \sigma'_{v,c}$  bei Geschwindigkeiten  $V \approx 10^2$  konnte aufgrund der dafür notwendigen sehr geringen Kriechzeiten von  $t_c = 8,64$  s bei gleichem Durchmesser des Modellpfahles und unter Annahme einer mehr oder weniger konstant anzusetzenden Durchlässigkeit des Bodens nicht beobachtet werden. Zum Nachweis dieses Effektes müsste bei einer unveränderten Konzeption des Versuchsstandes ein sehr viel weniger durchlässiger Boden um das Pfahlsegment eingebaut werden. Die sich dadurch ergebenden großen Konsolidationszeiten vor der Belastung des Modellpfahles wurden bereits diskutiert.

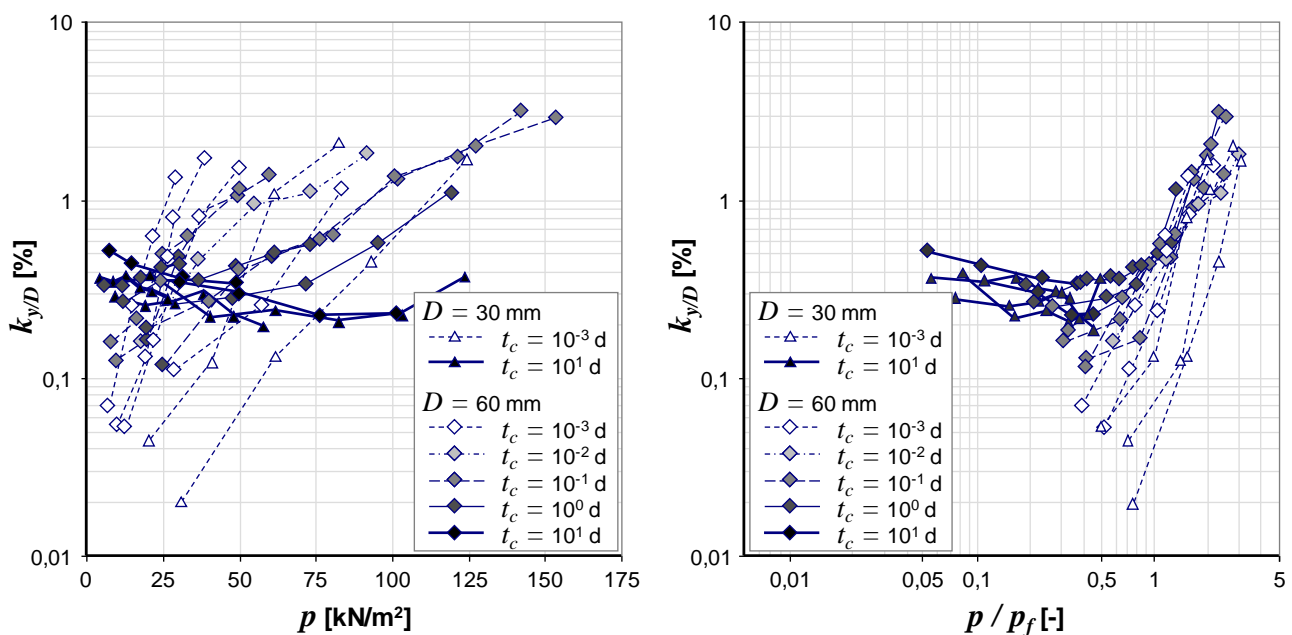


**Abbildung 4.54:** Einfluss der bezogenen Geschwindigkeit  $V$  auf die Stützspannung  $p_f$  für verschiedene Größen der Kriterien  $(y/D)_f$  und  $k_{y/D,f}$

Zur weiteren Diskussion der in den Versuchen festgestellten Kriechmaße  $k_{y/D}$  wurden die Diagramme in Abbildung 4.55 entwickelt. Diese zeigen die Änderung der Werte  $k_{y/D}$  in Abhängigkeit von der Stützspannung  $p$  (links) sowie in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad  $p / p_f$ .

Zunächst zeigt das linke Diagramm in Abbildung 4.55, dass die Kriechmaße  $k_{y/D}$  für die Versuche mit  $t_c = 10$  Tagen gering bleiben und wie bereits diskutiert das in dieser Arbeit kleinste Grenzkriechmaß von  $k_{y/D,f} = 0,5$  % für die untersuchten Laststufen nicht erreichen. Die Werte liegen mehr oder weniger unabhängig von Pfahldurchmesser zwischen  $k_{y/D} = 0,2$  und  $k_{y/D} = 0,4$ . Auffallend ist, dass die Kriechmaße für  $t_c = 10$  d zunächst mit steigender Spannung  $p$  etwas abnehmen,

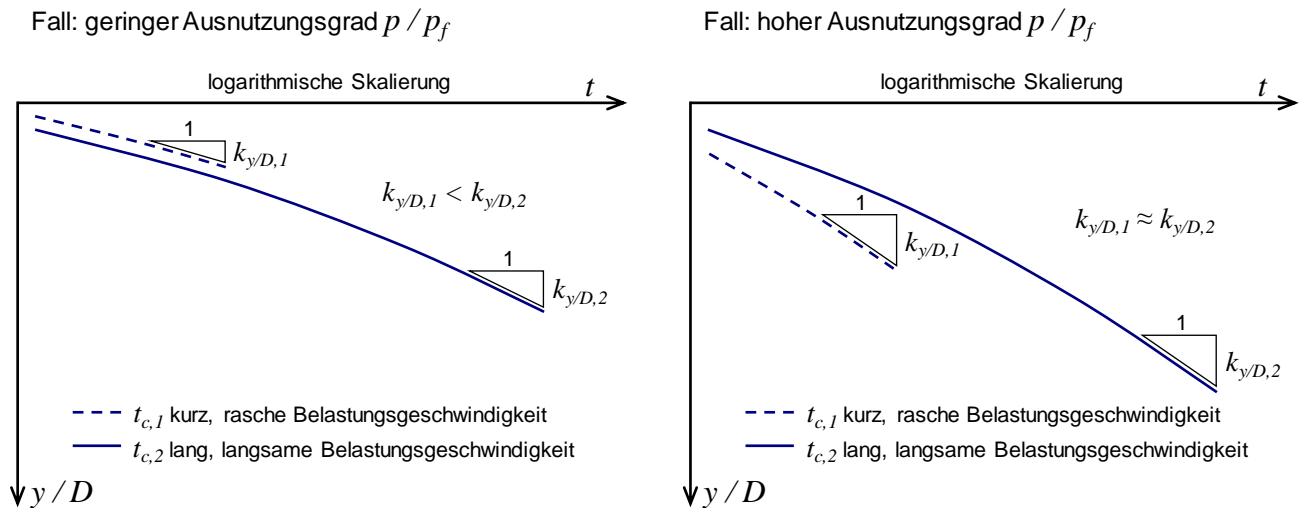
was durch die mit der abgeschlossenen Konsolidation einher gehenden viskosen Alterung sowie Strukturbildung erklärbar wäre. Demgegenüber steigen die Werte  $k_{y/D}$  für Versuche mit kleinen Kriechzeiten  $t_c = 0,001$  d rasch an. Wie die Kurven im Diagramm andeuten, hängt die Zunahme des Kriechmaßes mit steigender Spannung  $p$  direkt mit der Kriechzeit zusammen. Hierbei ist zu beachten, dass im Bereich kleiner Spannungen  $p$  die Werte  $k_{y/D}$  für die Versuche mit  $t_c = 0,001$  d deutlich kleiner sind als für die Versuche mit 10-tägiger Kriechzeit. Dies ist durch den in Abbildung 4.56 weiter erläuterten Umstand erklärbar, dass die Kriechkurven unter Berücksichtigung einer logarithmischen Skalierung der Zeitachse gekrümmt sind. Dadurch ergeben sich bei geringen Ausnutzungsgraden  $p / p_f$  größere Werte  $k_{y/D}$  bei entsprechend langer Beobachtungsdauer während der Kriechphase.



**Abbildung 4.55:** Kriechmaß  $k_{y/D}$  in Abhängigkeit von der Stützspannung  $p$  (links); Kriechmaß  $k_{y/D}$  in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  (rechtes Diagramm,  $k_{y/D,f} = 0,5\%$  und  $(y/D)_f = 20\%$ )

Wenn auf der Abszissenachse nicht der Absolutwert der Spannung  $p$  sondern der Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  angetragen wird, so ergibt sich bei einer logarithmischen Skalierung beider Diagrammachsen die Kurvenschar, wie sie in der rechten Darstellung in Abbildung 4.55 zu sehen ist. Obwohl insbesondere bei den Versuchen mit  $t_c = 10$  d nur geringe Ausnutzungsgrade erreicht wurden, passt der Trend der Kurven gut zu den Werten der Versuche mit geringeren Kriechzeiten. Bei geringen Ausnutzungsgraden ist eine leichte Abnahme von  $k_{y/D}$  feststellbar. Erst ab etwa  $p / p_f = 0,5$  steigt das Kriechmaß unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. Kriechzeit  $t_c$ . Im Bereich des Ausnutzungsgrades  $1 < p / p_f < 1,5$  zeigen nahezu alle Einzelversuche Kriechmaße im Bereich von  $k_{y/D} = 0,5\%$ . Darüber hinaus steigen die Kriechmaße sehr stark an. Mit dem gezeigten Verhalten kann darauf geschlossen werden, dass bei größeren Ausnutzungsgraden die Belastungsgeschwindigkeit bzw. die Kriechzeit  $t_c$  keinen entscheidenden Einfluss mehr auf die Größe der zeitabhängigen Verformungen, welche durch das Kriechmaß  $k_{y/D}$  ausgedrückt werden, hat. Dieser Umstand wird durch die rechte Darstellung in Abbildung 4.56 idealisiert darge-

stellt. Dabei hat die Kriechkurve der kürzeren Kriechzeit  $t_{c,1}$  eine ähnliche Steigung wie die Kurve der Belastungsphase mit einer langen Kriechzeit  $t_{c,2}$ . Dazu ist feststellbar, dass insbesondere die Krümmung im Bereich hoher Werte  $p/p_f$  weniger stark ausgeprägt ist als bei geringen Ausnutzungsgraden.



**Abbildung 4.56: Beeinflussung des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  durch die Belastungsgeschwindigkeit bzw. Kriechzeit  $t_c$  und den Ausnutzungsgrad  $p/p_f$**

Die im Folgenden näher erläuterten Ergebnisse von zwei Versuchen mit einer Kriechzeit von  $t_c = 0,01$  d und  $t_c = 10$  d sollen die wesentlichen Aspekte der zeitabhängigen Interaktion zwischen Boden und Pfahlschaft detailliert unter Betrachtung der lokal am Pfahlschaft gemessenen Porenwasserdrücke und totalen Erddruckspannungen darstellen. Ferner wurden im Nahbereich des Pfahles Wassergehaltsmessungen durchgeführt und lokal die undrainierte Scherfestigkeit ermittelt. Damit werden die in der zusammenfassenden Darstellung der Versuchsergebnisse dieses Abschnittes genannten Folgerungen durch die lokale Beobachtung des den Modellpfahlschaft stützenden Bodens ergänzt und im Wesentlichen bestätigt.

#### 4.5.5 Analyse von 2 Einzelversuchen mit unterschiedlichen Kriechzeiten

Zwei Belastungsversuche mit einer kurzen und einer langen Kriechzeit von  $t_c = 0,1$  d bzw.  $t_c = 10$  d werden im Folgenden detailliert beschrieben und ihre Ergebnisse diskutiert. Bei den beiden horizontalen Pfahlbelastungen wurde wie in allen Einzelversuchen nach der Konsolidation des zunächst flüssigen Bodens auf eine gewählte Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  das Pfahlsegment mit einer Horizontalspannung  $p$  sprunghaft in Inkrementen  $\Delta p$  beansprucht. Nach der Aufbringung der Horizontallast wurde diese jeweils konstant über eine bestimmte Kriechzeit  $t_c$  gehalten. Für die beiden Versuche werden ergänzend zu den zusammenfassenden Kennwerten der Versuchsergebnisse im Abschnitt 4.5.4

- die während der Kriechphasen zeitabhängige horizontale Verschiebung  $y$ , die Porenwasserdrücke  $\Delta u$  sowie die totalen Erddrücke  $\sigma_h$ , gemessen an der Vorder- und Rückseite des Pfahlsegmentes, und weiter

- die nach Versuchsende lokal um den Pfahlschaft ermittelten Wassergehalte  $w$  sowie die ergänzenden Untersuchungen mit einer kleinen Handflügelschersonde zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_{u,fl}$  dargestellt und interpretiert.

Die beiden in diesem Abschnitt dargestellten Belastungsversuche unterscheiden sich hinsichtlich der Zeit, nach welcher die Horizontalspannung  $p$  jeweils erhöht wurde. So wurden im ersten Versuch die Horizontalkräfte für jeweils 10 Tage konstant gehalten. Im zweiten Versuch wurde die Pfahlbelastung jeweils nach etwa 2,4 Stunden erhöht, was einer gegenüber dem ersten Versuch 100-mal rascheren Belastung entspricht. Die Konsolidationsspannung betrug in den beiden Versuchen  $\sigma'_{v,c} = 18,0 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $19,7 \text{ kN/m}^2$ , was eine gute Vergleichbarkeit aufgrund der sehr ähnlichen Randbedingungen in Bezug auf die Durchlässigkeit und das Effektivspannungsniveau gewährleistet (siehe Tabelle 4.13). Werden die Ergebnisse der Triaxialversuche herangezogen, so ist die undrainierte Scherfestigkeit für den normalkonsolidierten Boden in Kompressionsrichtung mit ( $\sigma_h = \text{konstant}$  und Vergrößerung  $\sigma_v$ ) ohne weitere Einflüsse aus Strukturbildung mit  $c_u = 6,4 \text{ kN/m}^2$  abzuschätzen (siehe Abbildung 4.33).

Nachfolgend wird zunächst die Charakteristik der Verformungen beider Belastungsversuche beschrieben. Hierzu zeigt Abbildung 4.57 die sich während der 4 ( $t_c = 10 \text{ d}$ ) bzw. 6 ( $t_c = 0,1 \text{ d}$ ) Kriechphasen einstellenden bezogenen Verformungen  $y/D$ . Für alle 4 Stufen der Belastung des Versuches mit  $t_c = 10$  Tagen stellt sich bei logarithmischer Skalierung des Zeitmaßstabs ein gekrümmter Kurvenverlauf ein (durchgezogene Linien). Dabei ist deutlich zu sehen, dass die unmittelbar nach einer Lasterhöhung eintretenden Verschiebungen  $y/D$  gering gegenüber den sich zeitabhängig einstellenden Verschiebungen sind. Auffallend ist weiter, dass die Krümmung der Kurven bzw. das bereits in Abbildung 4.55 dargestellte Kriechmaß  $k_{y/D}$  mit steigender Pfahlbeanspruchung  $p$  nicht zunimmt, wie es in einer Analogiebildung zu undrainierten triaxialen Kriechversuchen bei einer Erhöhung des Ausnutzungsgrades bzw. der Deviatorspannung zu erwarten wäre. Nach einer Entlastung stellen sich ebenfalls zeitabhängige Verformungen ein, welche das Pfahlstück in die zur Belastungsrichtung entgegengesetzte Richtung zurückbewegen. Der Betrag von etwas über 0,1 % des Pfahldurchmessers  $D$  bei der Entlastung um  $p = 49,6 \text{ kN/m}^2$  ist jedoch sehr klein.

Die für den Versuch mit  $t_c = 10 \text{ d}$  beobachtete scheinbare Unabhängigkeit des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  ergibt sich primär aus der geringen Ausnutzung  $p/p_f$ , was bereits durch Abbildung 4.55 erläutert wird. Demnach reduziert sich  $k_{y/D}$  für geringe Werte  $p/p_f$  zunächst mit steigender Belastung  $p$ . Höhere Ausnutzungsgrade konnten aufgrund der bereits genannten versuchstechnischen Einschränkungen nicht untersucht werden. Dagegen nimmt das Kriechmaß  $k_{y/D}$  für den hier dargestellten Versuch mit  $t_c = 0,1 \text{ d}$  mit steigender Belastung kontinuierlich zu. Auffallend ist ferner, dass die der Lasterhöhung unmittelbar folgende Verformung, welche sich entsprechend der Abbildung 4.57 während einer Zeit  $t_c < 0,01$  einstellt, für den Versuch mit  $t_c = 0,1 \text{ d}$  deutlich größer ist.



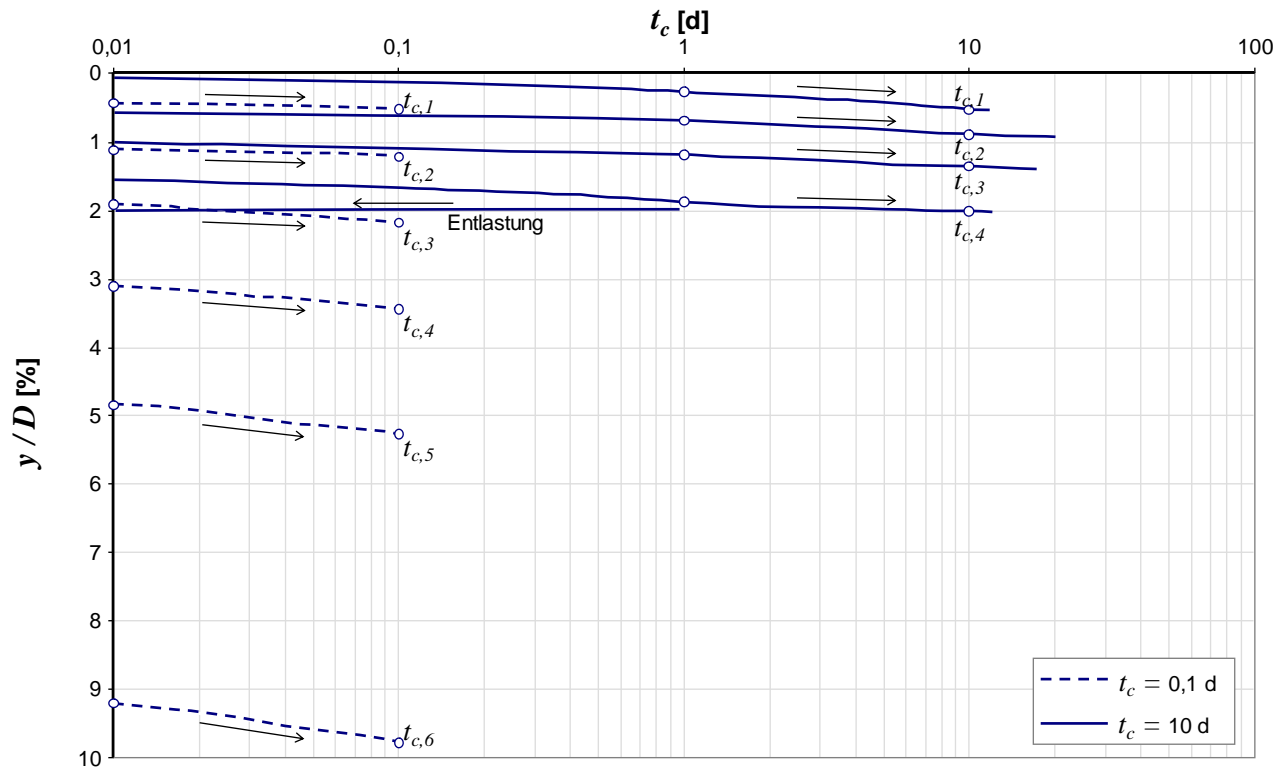


Abbildung 4.57: Zeitabhängigkeit der bezogenen Verschiebung  $y / D$

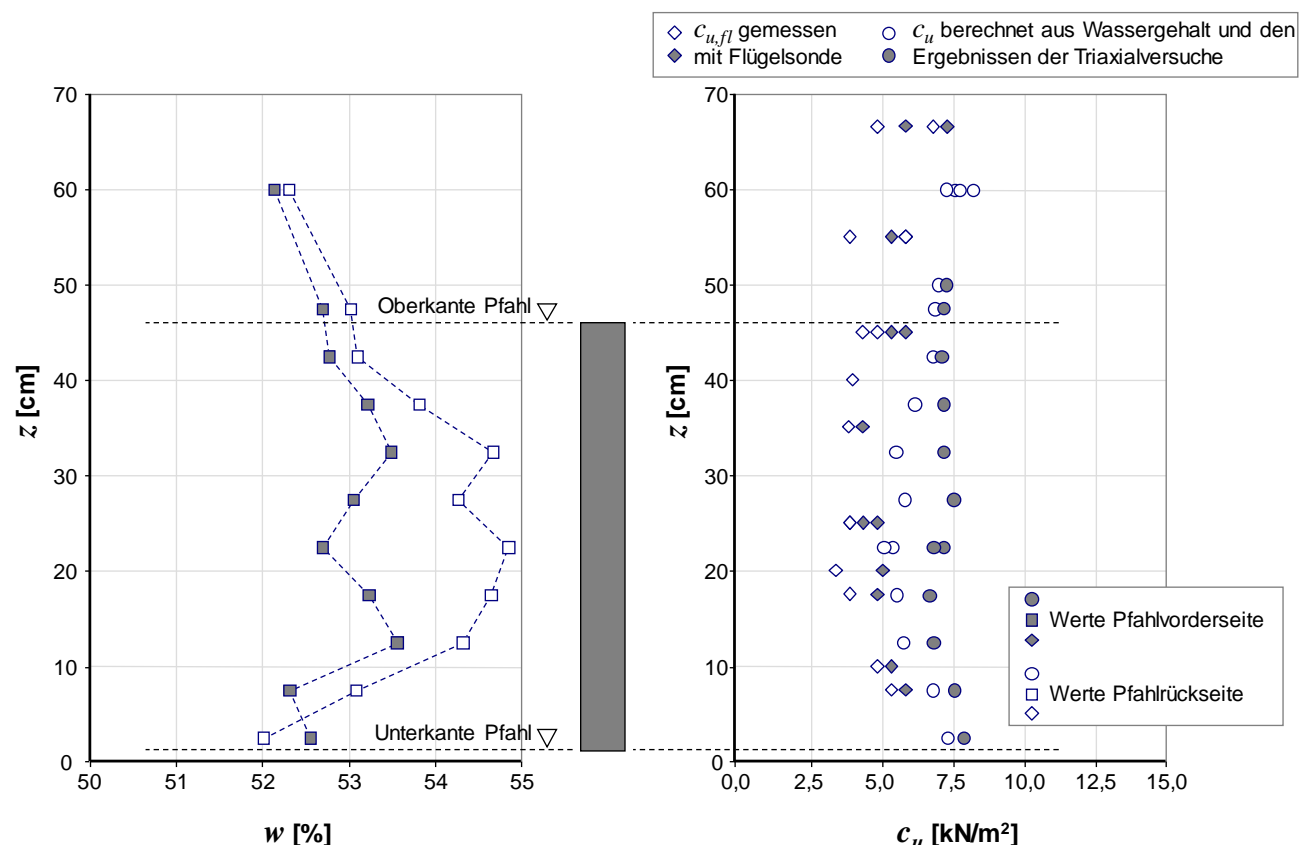
Eine Erklärung für die scheinbare Unabhängigkeit des Kriechverhaltens von der horizontalen Pfahlbeanspruchung  $p$  sowie den insgesamt sehr viel größeren Bodenwiderstand im Fall eines Versuches mit  $t_c = 10$  d kann die Bestimmung der Wassergehalte sowie die Messung der undrainierten Scherfestigkeiten  $c_{u,fl}$  mittels Handflügelsonde um den Modellpfahl bieten. Hierzu bietet die Abbildung 4.58 umfangreiche Informationen. Zunächst sind in Abbildung 4.58 links Wassergehalte  $w$  eingetragen, welche tiefenabhängig im Versuchsbehälter ermittelt wurden. Die Höhenlage des Modellpfahles ist schematisch mit eingezeichnet. Zunächst ist ersichtlich, dass an der Ober- sowie Unterseite des Versuchsbodens im Behälter geringere Wassergehalte als in der Mitte vorliegen. Dies bedeutet, dass in der Mitte des Bodenblockes auch nach der 5-wöchigen Phase der Konsolidation des Bodens unter der Spannung  $\sigma_{v,c}$  und der anschließenden Phase der Pfahlbelastung von fast 6 Wochen nicht alle Porenwasserdrücke abgebaut wurden. Ferner ist zu erkennen, dass die Wassergehalte an der Vorderseite und in Richtung der Belastung des Modellpfahles durchgehend um bis zu  $w = 2$  % geringer sind als auf der Rückseite des Pfahles. Aus diesen Informationen wird klar, dass sich der Boden vor dem Pfahl durch die horizontale Last verdichtet.

Die Verdichtung des Bodens vor dem Pfahl durch die Horizontalkraft wird durch die Auswertung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  bzw. die gemessenen Werte  $c_{u,fl}$  dargestellt und in Abbildung 4.58 rechts weiter verdeutlicht. Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  wurde aus den Ergebnissen der Ödometer- und Triaxialversuche unter Berücksichtigung des variierenden Wassergehaltes und unter Annahme eines gesättigten Zustandes  $S_r = 1,0$  berechnet. Parallel dazu wurden Messungen mit einer Handflügelsonde (Typ Geonor) ausgeführt. Diese Werte werden mit  $c_{u,fl}$  angegeben, da sie mit den  $c_u$ -Werten aus den Triaxialversuchen nicht direkt vergleichbar sind, weil weder die

Druckabhängigkeit noch eine freie Scherfugenbildung im Indexversuch berücksichtigt werden. Zudem sind die Scherraten beim Versuch mit der Handflügelsonde um ein Vielfaches höher als in den triaxialen Scherversuchen. Dennoch sind für beide Vorgehensweisen zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit ähnliche Tendenzen zu erkennen:

- In der Behältermitte sind aufgrund der höheren Wassergehalte wegen der bis zum Versuchsende nicht gänzlich abgebauten Porenwasserüberdrücke aus der vertikalen Konsolidationsspannung geringere undrainierte Scherfestigkeiten feststellbar.
- Die  $c_u$ -Werte im Bereich der Pfahlvorderseite sind gegenüber denen an der Pfahlrückseite erhöht. Bezogen auf die Werte an der Rückseite liegt die Erhöhung aufgrund der Konsolidation und möglicher Prozesse, welche eine Strukturbildung im Boden unter der horizontalen Pfahllast bewirken, bei bis zu 50 %.

Dass die  $c_{u,fl}$ -Werte trotz der wesentlich höheren Scherraten und der erzwungen Scherfuge stets geringer als die aus den Ergebnissen der Triaxialversuche rückgerechneten  $c_u$ -Werte sind, lässt sich mit der Versuchsdurchführung unter einer quasi „Nullspannung“ erklären. Dies ist unumgänglich, da die Handflügelsonde nur während des Ausbaus des Bodens verwendet werden kann und dieser somit entspannen kann bzw. aufgrund der Bedingung  $\sigma'_v \approx 0 \text{ kN/m}^2$  plastifizieren muss.



**Abbildung 4.58: Wassergehalte  $w$  sowie daraus rückgerechnete undrainierte Scherfestigkeiten  $c_u$  und mittels Handflügelsonde gemessene Werte  $c_{u,fl}$  (Versuch mit  $t_c = 0,1$  d)**

Eine Besonderheit im Versuchsaufbau ist die Möglichkeit, lokal an der Pfahlvorderseite und Rückseite Porenwasserdrücke  $u$  und totale Spannungen  $\sigma_h$  zu messen. Zur besseren Vergleichbarkeit

der Ergebnisse werden im Folgenden nur die Änderung der Drücke  $\Delta u$  und  $\Delta \sigma_h$  dargestellt und diskutiert. Die Summe der Beträge der totalen Spannungen an der Pfahlvorderseite und Rückseite ergibt rechnerisch den Mittelwert der auf die Mantelfläche des Pfahles projizierten Stützspannung  $p$ . Ferner kann aus  $\Delta u$  und  $\Delta \sigma_h$  die Änderung der wirksamen Effektivspannung  $\Delta \sigma'_h$  berechnet werden, um Verdichtungs- und Auflockerungserscheinungen zu erkennen. Die genannten Größen, welche jeweils über die 0,1 bzw. 10 Tage andauernden Kriechphasen der 6 bzw. 4 Laststufen aufgezeichnet wurden, werden in den folgenden Abbildungen gezeigt.

Zunächst zeigt Abbildung 4.59 den Verlauf der Porenwasserdrücke nach Beginn des Belastungsversuches durch das Aufbringen der 1. Laststufe. Die dargestellten Messdaten des Drucksensors wurden dabei vor Beginn der 1. Lasterhöhung zu Null gesetzt. Ein durch die Belastung hervorgerufener Aufbau des Porenwasserdruckes, der durch positive Werte  $\Delta u$  in der Abbildung 4.59 erkennbar wäre, wurde für den Versuch mit  $t_c = 10$  d nicht festgestellt. Vielmehr nehmen die Porenwasserdrücke an der Pfahlvorderseite kontinuierlich ab. Auch ist ein tendenzieller Abbau der Porenwasserdrücke an der Rückseite des Pfahles erkennbar, welcher jedoch in der Summe deutlich geringer ist als der Abbau an der Pfahlvorderseite. Es ist anzunehmen, dass sich in Bezug auf die Porenwasserdruckentwicklung zwei Effekte überlagern: Es bauen sich nach einer Lasterhöhung am Pfahlsegment kontinuierlich, jedoch nicht trennbar von der noch andauernden Konsolidation des Bodens im gesamten Versuchsbehälter unter der vertikalen Spannung  $\sigma_{v,c}$  über die Belastungszeit von gut 61 Tagen Porenwasserdrücke ab. Daneben wirkt die Konsolidation mit einer horizontal gerichteten Strömung infolge eines Spannungsinkrementes am Pfahlschaft  $\Delta p$ , welches vermutlich nur räumlich sehr begrenzt Porenwasserdrücke entstehen lässt. Warum im Fall des Versuches mit  $t_c = 10$  d der Abbau an der Pfahlvorderseite größer ist als an der Rückseite, bleibt offen. Vielmehr besteht die Tendenz, dass sich an der Pfahlvorderseite zumindest unmittelbar nach der abrupten Steigerung der Spannung um den Betrag  $\Delta p$  Porenwasserdrücke  $\Delta u$  aufbauen, die sich darauf folgend durch die Umströmung des Pfahlprofils mit den geringeren Porenwasserdrücken an der Pfahlrückseite ausgleichen.

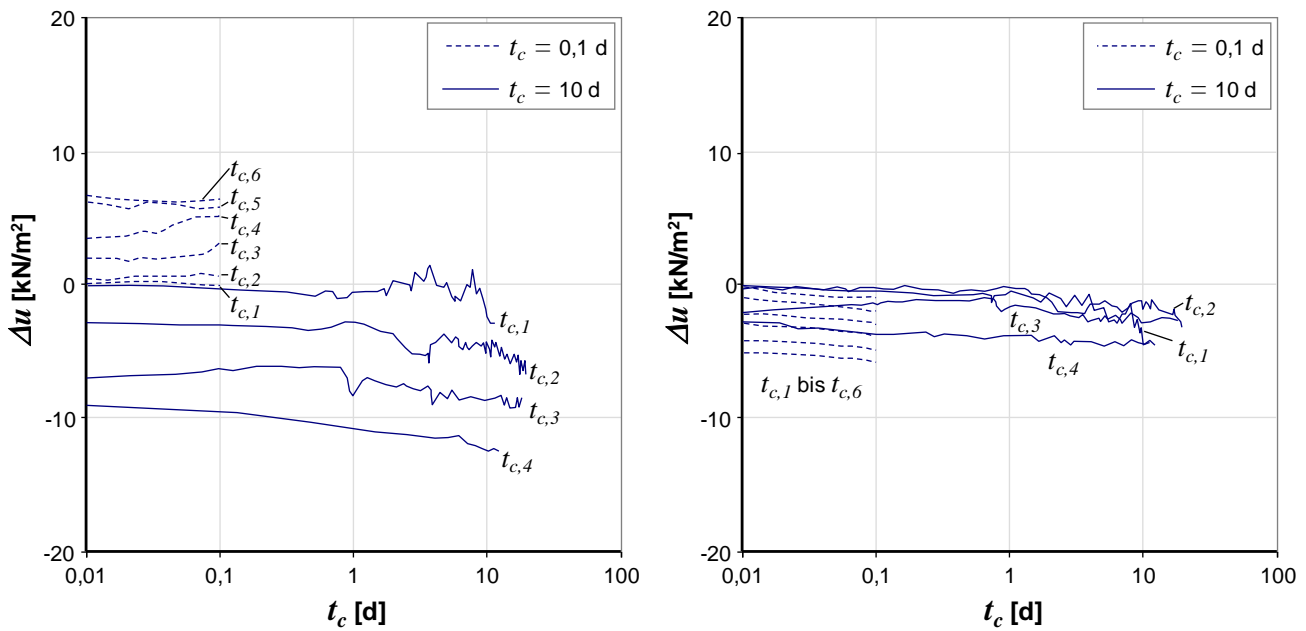


Abbildung 4.59: Zeitabhängige Entwicklung der Porenwasserdrücke  
 (links: Pfahlvorderseite; rechts: Pfahlrückseite)

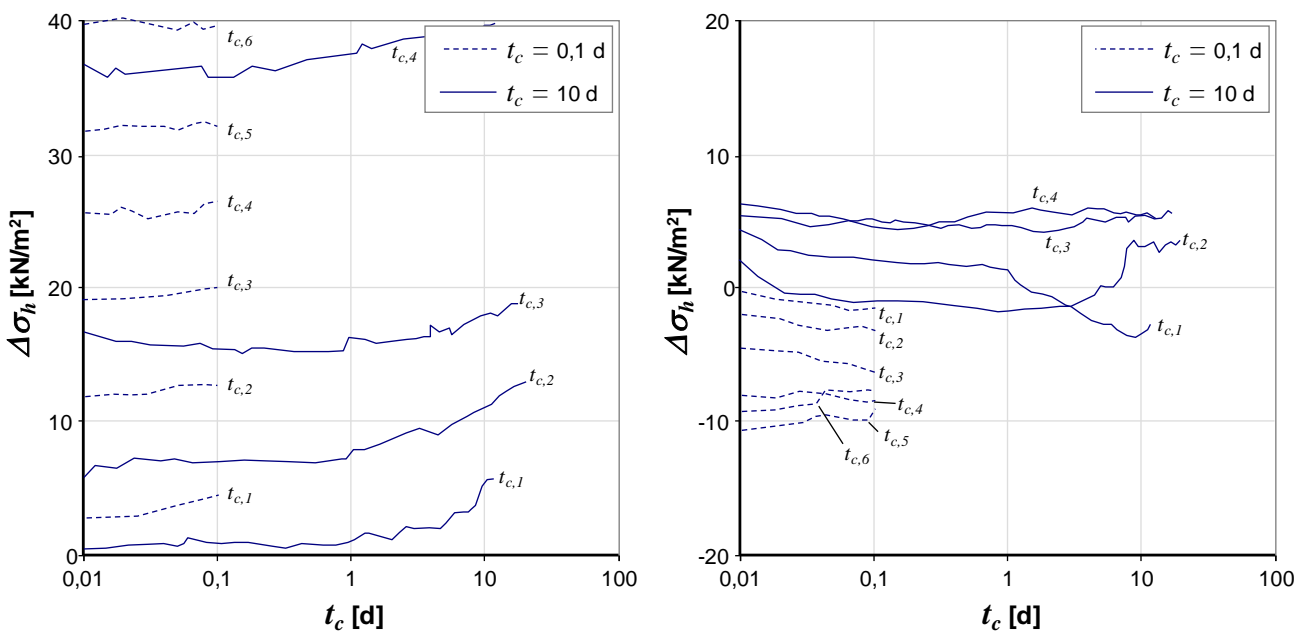


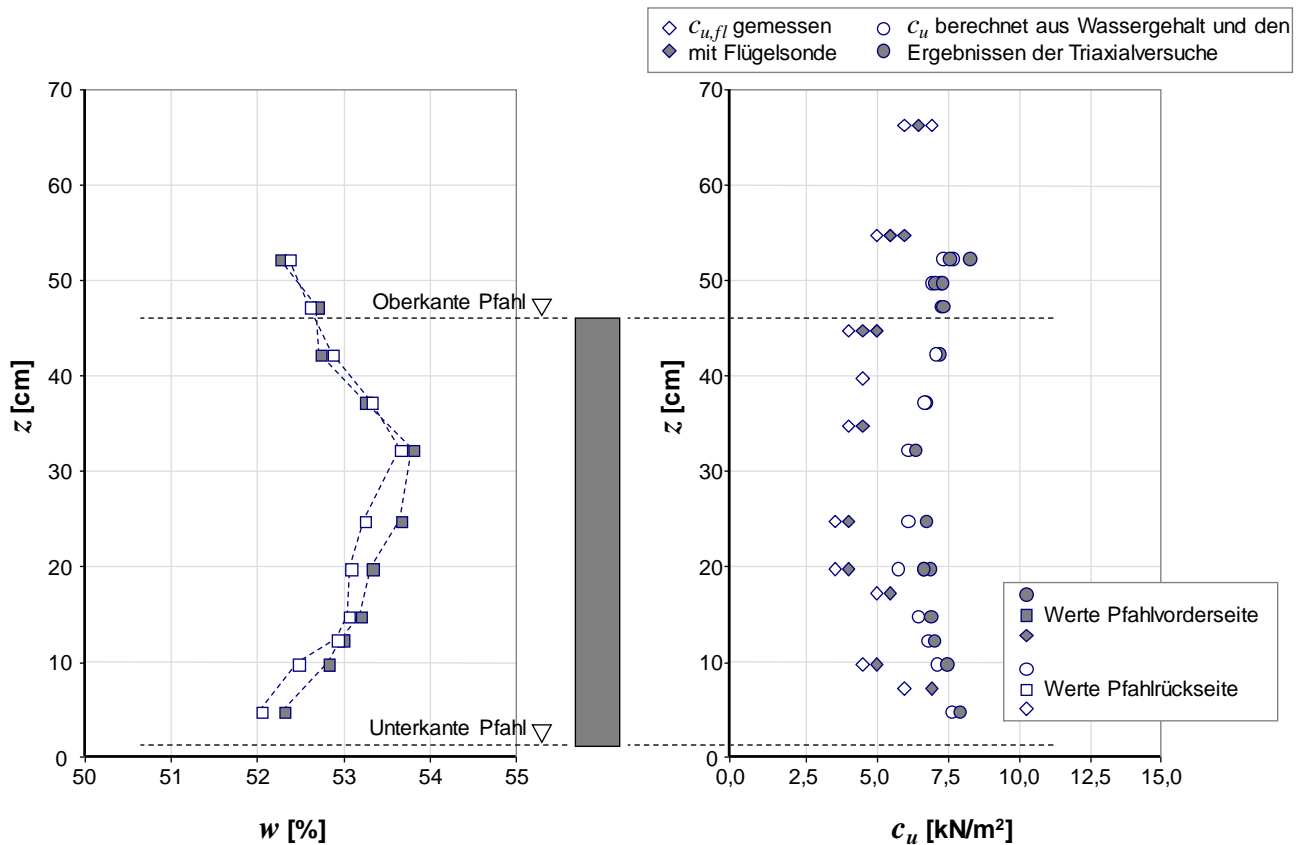
Abbildung 4.60: Zeitabhängige Entwicklung der totalen Spannungen  
 (links: Pfahlvorderseite; rechts: Pfahlrückseite)

Entgegen diesem konträr zur Erwartung beobachteten Verhalten des Versuches mit einer jeweils langen Kriechzeit  $t_c = 10$  Tagen zeigt der Versuch mit  $t_c = 0,1$  d zumindest eine geringfügige Zunahme des Porenwasserdruckes an der Vorderseite mit steigender Belastung  $p$ . An der Pfahlrückseite bilden sich bezogen auf das Ausgangsdruckniveau negative Porenwasserdrücke  $\Delta u$ . Eine derartige Charakteristik ist mit der im Gegensatz zu dem Versuch mit  $t_c = 10$  d deutlich rascheren

Lasterhöhung bis zur 6. Laststufe erklärbar. Innerhalb der gesamten Versuchsdauer während der Pfahlbelastung von etwa 0,6 Tagen bauen sich als überlagernder Einfluss aus der vertikalen Konsolidation des Bodens im Versuchsbehälter nur in vernachlässigbar geringem Umfang Porenwasserdrücke ab. Auch für den Versuch mit  $t_c = 0,1$  d kann zusammenfassend festgestellt werden, dass ein großer Teil der infolge der horizontalen Beanspruchung des Pfahlprofils initiierten Konsolidation bereits vor einer Zeit von 0,01 d (entspricht 14,4 Minuten) abgeschlossen sein muss. Würden Bedingungen herrschen, die einem ideal undrainierten Zustand nahe kommen, so müssten Werte  $\Delta u$  in der Größe des Spannungsinkrementes  $\Delta p$ , das in den beschriebenen Versuchen 12 kN/m<sup>2</sup> bis 14 kN/m<sup>2</sup> beträgt, messbar sein. Tatsächlich sind für Kriechzeiten  $t_c < 0,01$  d höhere Porenwasserdrücke festzustellen, welche jedoch rasch dissipieren und bereits innerhalb eines Einzelversuches für die verschiedenen Laststufen deutlich streuen. Dass jedoch selbst der vergleichsweise geringe Unterschied in der Porenwasserdruckentwicklung der beiden Versuche die Verformungscharakteristik (vgl. Abbildung 5.19) und die gemessenen Wassergehalte am Pfahlschaft bzw. Werte  $c_{u,fl}$  beeinflusst, war zunächst nicht zu erwarten. Bei den in Abschnitt 3 diskutierten numerischen Simulationen der Pfahlbelastung zeigte es sich als problematisch, die gemessenen sehr rasch abklingenden Konsolidationsverläufe unter Ansatz der separat ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_h$  nachzuvollziehen. Dies wird in Abschnitt 5 näher betrachtet. Offen bleibt die Prüfung, ob lokal bedingte Störungen durch Scherfugen und insbesondere in der Grenzfläche zwischen Pfahl und Boden die Durchlässigkeit deutlich vergrößern.

Die Entwicklung der totalen Spannungen  $\Delta\sigma_h$  über die Zeit und bei den 4 bzw. 6 Laststufen der zwei hier diskutierten Versuche wurde mit in den Pfahlschaft eingebetteten Frontmembransensoren gemessen. Die aufgezeichneten Daten sind in den beiden Diagrammen der Abbildung 4.60 gezeigt. An der Pfahlvorderseite (linkes Diagramm) sind die Einflüsse der stufenweisen Lasterhöhung klar zu erkennen. Zudem erhöhte sich insbesondere im Versuch mit einer Kriechzeit von 10 Tagen die totale Spannung im Verlauf zeitabhängig. Dies kann zunächst durch lokale Umlagerungen im Spannungsfeld am Pfahlschaft erklärt werden. Des Weiteren ist nicht auszuschließen, dass durch Reibung an den Zugstangen und in den Führungen insbesondere bei geringen Laststufen die äußere Last erst nach einer gewissen Zeit voll auf den Pfahlschaft übertragen wurde. Für den Versuch mit  $t_c = 10$  d entwickelten sich abweichend von den Messergebnissen des Sensors an der Pfahlvorderseite die totalen Spannungen an der Rückseite uneinheitlich. Eine möglicherweise zu erwartende Reduzierung der Spannungen tritt gemäß diesen Versuchsergebnissen nicht ein. Für alle Versuche kann näherungsweise nachgewiesen werden, dass die Stützspannung  $p$  in etwa der Summe der beiden Beträge der Messwerte  $\Delta\sigma_h$  an der Pfahlvorderseite und Rückseite entspricht, was aus Gleichgewichtsgründen notwendig ist. Mit welcher Verteilung dabei die Effektivspannung  $\Delta\sigma'_h$  und der Porenwasserdruck  $\Delta u$  den totalen Druck  $\Delta\sigma_h$  und damit die Stützspannung bilden, ist zunächst nicht weiter entscheidend. Erst wenn hohe Porenwasserdrücke die Effektivspannungen derart verringern, dass das entsprechende Bodenelement sich einem der Grenzzustände  $q_f$  oder  $K_{min}$  annähert, steigen der Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  sowie die Kriechneigungen  $k_{yD}$  signifikant an.

Bei genauerer Analyse der Versuchsergebnisse zeigt sich, wie deutlich das last- und zeitabhängige Verformungsverhalten des Pfahlsegmentes von den Vorgängen der Konsolidation bzw. Verdichtung im Bodenbereich an der Vorderseite des Pfahls beeinflusst wird. Dazu sind in Abbildung 4.61 für den Versuch mit  $t_c = 0,1$  d analog zum Informationsgehalt der Abbildung 4.58 für den Versuch mit  $t_c = 10$  d die Wassergehalte  $w$  und die undrainierten Scherfestigkeiten  $c_u$  bzw.  $c_{u,fl}$  tiefenabhängig dargestellt.

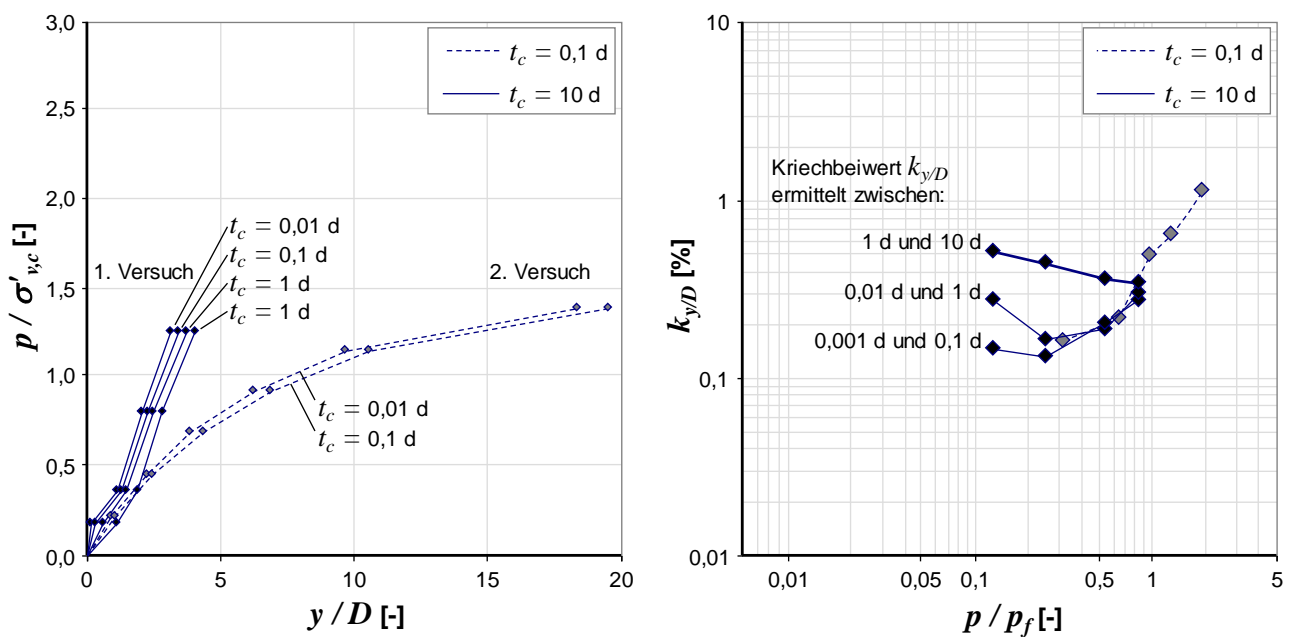


**Abbildung 4.61: Wassergehalte  $w$  sowie daraus rückgerechnete undrainierte Scherfestigkeiten  $c_u$  und mittels Handflügelsonde gemessene Werte  $c_{u,fl}$  (Versuch mit  $t_c = 0,1$  d)**

Wie im ersten Versuch zeigt sich eine leichte Wölbung der tiefenabhängigen Verläufe der Wassergehalte bzw. der undrainierten Scherfestigkeiten, was auf eine nicht gänzlich abgeschlossene vertikal gerichtete Konsolidation unter der Spannung  $\sigma_{v,c}$  im Boden des Versuchsbehälters schließen lässt. Es stellte sich jeweils in der Mitte der Bodenschicht ein Maximum des Wassergehaltes bzw. ein Minimum der undrainierten Scherfestigkeit heraus. Die mittleren Wassergehalte zwischen 52 % und 54 % sind sehr ähnlich wie beim 1. Versuch. Damit ist anzunehmen, dass während der Phase der Konsolidation und der Phase der horizontalen Pfahlbeanspruchung eine gegenüber dem 1. Versuch sehr ähnliche Spannung  $\sigma'_{v,c}$  wirkte (vgl. Tabelle 4.13). Ein entscheidender Unterschied zur 1. Versuchsdurchführung lässt sich in der viel geringeren Differenz der Wassergehalte, welche im Boden an der Pfahlvorderseite bestimmt wurden, zu denen an der Rückseite des Pfahlstückes erkennen. Offensichtlich reduzierten sich die Porenwasserdrücke und verdichtete sich damit der Boden infolge der Spannung  $p$  aufgrund der kurzen Kriechphasen von 2,4 Stunden jeweils nur be-

grenzt. Einen analogen Trend zeigt die Abbildung 4.61 links, wonach sowohl die rückgerechneten Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  als auch die mittels Handflügelsonde gemessenen Werte  $c_{u,fl}$  an der Pfahlvorderseite nur geringfügig höher liegen.

Das Pfahlsegment unter der raschen Belastung durch Erhöhung der Horizontalspannung  $p$  alle 2,4 Stunden im 2. Versuch bewegt sich gegenüber dem ruhenden Boden wesentlich stärker als im 1. Versuch nach jeweils 10 Tagen. Dies zeigt Abbildung 4.62 links, in denen die Isotachen der beiden Einzelversuche eingetragen sind. Die Isotachen konstruieren sich aus den Verformungsmessungen nach 0,01 d, 0,1 d, 1 d sowie 10 d. Für den 2. Versuch können aufgrund der nur etwa 2,4 Stunden andauernden Kriechphase nur die Isotachen für 0,01 Tage und 0,1 Tage konstruiert werden.



**Abbildung 4.62: Zeitabhängige Mobilisierungskurven (links), Entwicklung des Kriechbeiwertes in Abhängigkeit von dem Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  und der Zeit  $t_c$  (rechts)**

Der Einfluss der Bodenviskosität auf die Mobilisierung des Widerstandes  $p$  mit zunehmender bezogener Verschiebung  $y / D$  kann mit dem Abstand der Isotachen aufgezeigt werden. Es ist zu erkennen, dass der Abstand der Isotachen im Versuch mit  $t_c = 10$  d, für welchen zumindest nach einigen Tagen praktisch ideal drainierte Verhältnisse um den Pfahlschaft anzunehmen sind, mit steigender Spannung  $p$  nicht zunimmt. Die Linien verlaufen nahezu parallel zueinander. Vielmehr ist in Abbildung 4.62 rechts zu erkennen, dass das Kriechmaß mit steigendem Ausnutzungsgrad sogar etwas abnimmt. Wie bereits mit der Darstellung in Abbildung 4.57 gezeigt wurde, hängt die Kriechneigung unter den im Versuch mit  $t_c = 10$  d herrschenden Spannungen nicht vom Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  ab. Dennoch nimmt das Kriechmaß  $k_{y/D}$ , wie aus den Kurvenverläufen der Abbildung 4.57 sowie aus dem größeren Abstand der Isotache 1 d zu 10 d gegenüber dem Abstand 0,1 d zu 1 d ersichtlich ist, auch unter den drainierten Verhältnissen zeitabhängig zu. Hierzu bietet das rechte Diagramm in Abbildung 4.62 weitere Informationen, das die Auswertung der Kriechmaße  $k_{y/D}$  zusätzlich zwischen den Zeiten  $t_c = 0,001$  d und  $0,01$  d sowie  $t_c = 0,1$  d und  $1$  d zeigt. Es ist ersichtlich, dass  $k_{y/D}$  mit steigender Kriechzeit  $t_c$  zunimmt. Ob dieser Trend der Zeitabhängigkeit

der Größe  $k_{y/D}$  auch für sehr viel größere Kriechzeiten  $t_c$  gilt, kann durch die modellmaßstäblichen Versuche nicht untersucht werden. Dennoch kann aus dem Verlauf der Kurven in Abbildung 4.62 rechts geschlossen werden, dass die Kriechbeiwerte für höhere Ausnutzungsgrade als den hier untersuchten auch für den Versuch mit  $t_c = 10$  d deutlich zunehmen würden. Interessant ist ferner, dass die Kriechneigung zu Beginn der 10 Tage langen Kriechphasen gut vergleichbar ist mit denen des Versuches mit einer raschen Belastung und  $t_c = 0,1$  d. Hier nimmt  $k_{y/D}$  bereits ab einem Ausnutzungsgrad von  $p/p_f \approx 0,3$  überlinear zu, wohingegen der Kriechbeiwert, der zwischen  $t_c = 1$  d und 10 d ermittelt wurde, abnimmt.

Abweichend von den Ergebnissen des Versuches unter drainierten Bedingungen nimmt die Kriechneigung – also der Abstand zwischen der 0,01 d und der 0,1 d Isotache – im 2. Versuch abhängig von der Spannung  $p$  zu. Die Verformungen sind entsprechend der begrenzten Möglichkeit zur Konsolidierung des Bodens an der Pfahlvorderseite durch die nur 2,4 Stunden andauernden Kriechphasen verglichen zum 1. Versuch sehr viel größer. Dabei ist der Zustand des Bodens im Versuchsbehälter insgesamt für die beiden Versuche annähernd gleich, was durch die Auswertung der Wassergehalte und undrainierten Scherfestigkeiten nach den Versuchen gezeigt wurde.

Die beiden im Detail dargestellten Versuchsergebnisse passen gemäß ihrem Trend gut mit der Modellvorstellung, wie sie im Abschnitt 1.1 vorgestellt wurde, überein. Der zeitabhängige Verformungswiderstand eines Pfahlsegmentes ist demnach zunächst von den Bedingungen, welche eine Konsolidation des Bodens am Pfahlschaft ermöglichen, abhängig. Verformungswiderstände unter drainierten Bedingungen sind um einiges größer als unter ideal undrainierten Zuständen. Obwohl im Versuch mit  $t_c = 0,1$  d sehr viel geringere Verformungswiderstände gemessen wurden, liegt durch die Lastaufbringung alle 2,4 Stunden kein ideal undrainierter Zustand vor. Dennoch spreizen sich die beiden Isotachen tendenziell mit steigendem Ausnutzungsgrad  $p/p_f$  auf, was auf eine Zunahme der viskosen Verformungen bei gleichzeitig höherer Scherbeanspruchung des Bodens hindeutet. Der Versuch mit der langsamen Laststeigerung und Kriechphasen mit einer Dauer von  $t_c = 10$  d zeigt insgesamt sehr viel kleinere zeitabhängige Verformungen. Aus den Kurvenverläufen ist jedoch ableitbar, dass auch hier die Kriechneigungen mit einem größeren Ausnutzungsgrad zunehmen und für den Grenzzustand  $p = p_f$  entsprechend Werte des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  annehmen, die denen des Versuches mit  $t_c = 0,1$  d entsprechen.

Mit den gezeigten Auswertungen und der daran anschließenden Diskussion wird die Basis zu der im Abschnitt 5 erläuterten Modellbildung geschaffen. Dabei wird das Modell anhand der Elementversuche kalibriert und anschließend die Leistungsfähigkeit untersucht, mit der es die ausgewerteten Ergebnisse der Modellversuche abbilden kann. Als Grundlage der Beurteilung gelten primär

- die Abbildbarkeit des Grenzzustandes, der durch eines der 3 Kriterien  $\partial p / \partial(y/D) = 0$ , Erreichen  $(y/D)_f$  oder Erreichen  $k_{y/D,f}$  definiert ist,
- die Möglichkeit der Wiedergabe der zeitabhängigen Verformungen, welche durch die Konsolidation und die Bodenviskosität kontrolliert werden, sowie
- die Prognose zur Steifigkeitsentwicklung insbesondere mit dem Kennwert der Anfangssteifigkeit.



## 4.6 Zusammenfassung

Zur Auswahl eines Versuchsbodens wurden Vorversuche durchgeführt (siehe Abschnitt 4.2). Der Versuchsboden sollte sowohl ein relativ ausgeprägt viskoses Verhalten haben als auch eine vergleichsweise hohe Durchlässigkeit. Damit sollten die Versuchszeiten, die sich aus den Randbedingungen der Konsolidation ergeben, insbesondere für die Modellversuche, in denen zur Konsolidation des Versuchsbodens vor Belastungsbeginn deutlich größere Drainwege als in den Elementversuchen maßgebend sind, gering gehalten werden. Ein möglichst ausgeprägt viskoses Verhalten sollte die Analysen hinsichtlich der in Abschnitt 1.1 erläuterten Arbeitshypothese erleichtern. Tonböden mit organischen Bestandteilen oder noch deutlicher organische Böden erfüllen diese beiden gestellten Anforderungen. Jedoch sind diese Böden insbesondere hinsichtlich ihres biologisch-chemischen Potentials zu zeitabhängigen Änderungen Ihrer Zusammensetzung, die zu deutlichen Änderungen im bodenmechanischen Verhalten führen können, für die Durchführung reproduzierbarer Versuche als problematisch anzusehen. Tone mit einem hohen Anteil quellfähiger Mineralien zeigen zwar ebenfalls ein vergleichsweise ausgeprägtes viskoses Bodenverhalten, jedoch ist die Durchlässigkeit dieser Böden sehr gering, was überschlüssig rechnerisch ermittelte Konsolidationszeiten zur Durchführung der Modellversuche von mehreren Hundert Tagen ergab. Aus diesen Gründen wurde ein Versuchsboden gewählt, welcher bereits in großmaßstäblichen Belastungsversuchen an 4 m langen Mikropfählen im Rahmen eines dieser Arbeit vorangehenden Forschungsprojektes verwendet wurde (VOGT et al. 2005 und 2009).

Nach mineralogischen und chemischen Analysen sowie klassifizierenden bodenmechanischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 4.3) wurden zur Kalibrierung und Validierung der Modellbildung auf Basis der Finiten-Elemente-Methode und zur Beschreibung der Leistungsfähigkeit des eingesetzten Stoffmodells zahlreiche Ödometer- und Triaxialversuche an dem als Versuchsboden ausgewählten Kaolinton aus Kemmlitz durchgeführt. In den Ödometerversuchen wurde das zeit- und spannungsabhängige Kompressionsverhalten des Versuchsbodens untersucht (siehe Abschnitt 4.4.4). Zum Einsatz kamen neben Standardödometerversuchen, in denen die Spannung nach jeweils einem Tag verdoppelt wird, spezielle Beanspruchungsabfolgen, um das Bodenverhalten nach Ent- und Wiederbelastung sowie bei sehr kleinen Steigerungen der Spannung analysieren zu können. Großödometerversuche mit Probenabmessungen von  $\varnothing$  300 mm bei einer Anfangsprobenhöhe von 100 mm dienten zur Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  in Abhängigkeit von der Effektivspannung. Ergänzt wurden die lastgesteuerten Ödometerversuche durch Versuche, in denen die axiale Dehnungsrate bzw. Porenzahländerungsrate kontrolliert wurde. Durch die im Abschnitt 2.2.3 vorgestellten Gleichungen kann die Bodenviskosität durch die Auswertung der Spannungsänderung infolge eines sprunghaften Wechsels der Dehnungsrate analysiert werden. Gleiches gilt für Phasen in denen die axiale Verschiebung bzw. die Probenhöhe konstant gehalten wird und sich die Effektivspannungen mit der Zeit infolge Relaxation reduzieren. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Kompressibilität in allen Versuchen und bei allen Beanspruchungsarten relativ ähnlich ist. Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  nimmt dabei mit zunehmender Spannung etwas ab. Der Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  drückt die Bodenviskosität aus und wurde für alle Einzelversuche ausgewertet. Es zeigt sich, dass dieser Verhältniswert gemessen in Ödometerversuchen mit Kriechphasen verglichen zu Angaben aus der Literatur relativ gering ist. Demgegenüber können bis zu doppelt so gro-

ße Werte  $C_\alpha/C_c$  in den vorschubgesteuerten Ödometerversuchen mit sprunghafter Änderung der Dehnungsrate sowie aus der Analyse der Relaxationsphasen bestimmt werden. Auch  $C_\alpha/C_c$  nimmt mit steigender Spannung etwas ab. Sowohl der Großödometer als auch der Ödometer zur Durchführung der vorschubgesteuerten Versuche wurden im Rahmen dieser Arbeit konzipiert und durch die Werkstatt am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München gefertigt. Die Versuche erlauben neben der Porenwasserdruckmessung an der Basis der Probe die Erfassung der Reibung, die der Belastungsstempel sowie die Probe auf den Zellenring des Ödometers übertragen. Zur Untersuchung sehr weicher Böden wurde der Messbereich sowie die Auflösung und Genauigkeit der Sensoren entsprechend abgestimmt. Für die Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes stand für den Großödometerversuch ein ebenfalls eigens für diese Arbeit entwickelter und gebauter Spannungssensor zur Verfügung.

Bei konventionellen Triaxialversuchen besteht das Problem, dass sehr weiche Proben, die unter Umständen durch ihr Eigengewicht bereits starke Verformungen erleiden, nicht oder nur mit großen Einschränkungen untersucht werden können. Ein sehr umfassender Arbeitsschritt war es daher, zur möglichst genauen Untersuchung von Böden mit sehr geringen Werten der undrainierten Scherfestigkeit bis  $c_u < 5 \text{ kN/m}^2$  zwei Anlagen für Triaxialversuche zu konzipieren, detailliert zu planen und durch die Werkstatt am Zentrum Geotechnik fertigen zu lassen (siehe Abschnitt 4.4.5). Auch in diesen Versuchsständen wurde auf die sorgfältige Auswahl von Sensoren zur Erfassung der Kräfte, Porenwasserdrücke und Verformungen sowie Volumenänderungen geachtet, die im Hinblick auf die besonders weichen Proben zuverlässige Messergebnisse liefern sollten.

Wichtige Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4.14 zusammengefasst.

**Tabelle 4.14: Versuchsergebnisse zum Kemmlitzer Kaolinton**

Bodenmechanische Größe	Mittelwerte
Korndichte $\rho_s$	2,547 g/cm <sup>3</sup>
Glühverlust $V_{Gl}$	6,3 M.-%
Fließgrenze $w_L$	53,3 % Gerät nach Casagrande 55,1 % Fallkegelversuch
Ausrollgrenze $w_P$	28,8 %
Kompressionsbeiwert $C_c$	0,50 bei $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$ 0,38 bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,32 bei $\sigma'_a = 500 \text{ kN/m}^2$
Rekompressionsbeiwert $C_s$	0,01 zwischen $\sigma'_a = 20 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_a = 200 \text{ kN/m}^2$
Kriechbeiwert aus Ödometerversuchen $C_\alpha$	0,015 bei $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$ 0,012 bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,009 bei $\sigma'_a = 500 \text{ kN/m}^2$

Bodenmechanische Größe	Mittelwerte
Ruhedruckbeiwert $K_0$ aus Großödometerversuchen ( $\varnothing$ 300 mm)	0,48 bei $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$ 0,58 bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,60 bei $\sigma'_a = 500 \text{ kN/m}^2$
Durchlässigkeitsbeiwert $k$ zurückgerechnet aus Konsolidation in Ödometerversuchen	$2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ bei $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$ $4 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ $1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bei $\sigma'_a = 500 \text{ kN/m}^2$
effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	22,5 ° bis 25,5° größere Werte für langsame Belastung im drainierten Triaxialversuch; kleinere Werte für geringere Kon- solidationsspannung bis $\sigma'_a = 5 \text{ kN/m}^2$
Kohäsionsbeiwert $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_a$	0,34 für triaxiale Kompression 0,19 für triaxiale Extension
Viskositätsindex $I_v$ aus sprunghafter Än- derung der Vorschubgeschwindigkeit während triaxialer Kompressionsversuche	0,0040 bei $\sigma'_a = 10 \text{ kN/m}^2$ 0,0030 bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,0025 bei $\sigma'_a = 200 \text{ kN/m}^2$
Viskositätsindex $I_v$ aus triaxialen Relaxa- tionsversuchen bei geringer Ausnutzung der Scherfestigkeit	0,0025 bei $\sigma'_a = 10 \text{ kN/m}^2$ 0,0015 bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,0012 bei $\sigma'_a = 200 \text{ kN/m}^2$
Viskositätsindex $I_v$ aus triaxialen Relaxati- onsversuchen bei hoher Ausnutzung der Scherfestigkeit	0,0040 bei $\sigma'_a = 10 \text{ kN/m}^2$ 0,0030 bei $\sigma'_a = 50 \text{ kN/m}^2$ 0,0025 bei $\sigma'_a = 200 \text{ kN/m}^2$

In speziell entwickelten Modellversuchen wurde der komplexe Beanspruchungs- und Verformungsmechanismus im Boden, welcher durch ein seitlich belastetes Pfahlsegment hervorgerufen wird, näher betrachtet. Die konzipierten sog. 1g-Modellversuche sind kleinmaßstäbliche Versuche, mit denen die Wechselwirkungen zwischen Boden und Pfahlschaft unter definierten Randbedingungen erforscht wurden. Hierfür wurde eine Versuchsanlage in Betrieb genommen, in der Boden eindimensional konsolidiert werden kann. Über eine seitliche Führung gehalten, wird vor dem Einbau des Bodens ein Segment eines modellhaften Pfahles eingestellt und zunächst durch Stangen in seiner Lage fixiert. Um ein Durchhängen zu verhindern, werden die jeweils oben und unten am Pfahlsegment angreifende horizontale Führungsstangen durch 200 kg schwere Stahlplatten über ein Seilsystem und Umlenkrollen vorgespannt. Nachdem der Boden auf die gewünschte Porenzahl eindimensional konsolidiert wurde, wird das Pfahlsegment über die seitliche Führung horizontal belastet. Zusätzlich zur am Pfahlsegment angreifenden äußeren horizontalen Last  $P$ , welche durch zusätzliche Stahlplatten am Seilsystem aufgebracht wurde und die zur gemessenen Verschiebung quer zur Pfahlachse  $y$  führt, wurden lokal am Pfahlschaft totale Spannungen und Porenwasserdrücke gemessen.

Die Kenngröße einer Grenzstützspannung am Pfahlschaft  $p_f = P_f / D$  wurde in Abhängigkeit von verschiedenen Kriechmaßen  $k_{y/D}$  ausgewertet. Als weiteres wurde die Anfangssteifigkeit  $E_i$  ausgewertet, welche insbesondere für eine Prognose der Mobilisierung bei geringen Verformungen wichtig ist (Biegeknickwiderstand bei Pfählen mit geringer Imperfektion, vgl. Abschnitt 6). Sowohl  $p_f$  als auch  $E_i$  sind sehr stark von der Effektivspannung und damit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$

des Bodens abhängig. Beide Kenngrößen lassen sich in einem Diagramm, in dem die Effektivspannung auf der Abszisse angetragen wird und beide Achsen einer logarithmischen Skalierung folgen, gut mit Geraden approximieren. Eine direkte Berücksichtigung der Kriechverformungen bei der Konstruktion von Mobilisierungsfunktionen lässt sich durch die Begrenzung der maximalen Bodenstützspannung  $p_f$  in Abhängigkeit von einem bestimmten Kriechmaß  $k_{y/D,f}$  erreichen. Größere Werte  $k_{y/D,f}$  ergeben größere Werte  $p_f$ , wobei sich  $k_{y/D}$  aufgrund der Kriterien  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  bzw. der in dieser Arbeit gewählten – jedoch prinzipiell frei wählbaren – Größe der maximal zulässigen Verschiebung  $(y/D)_f = 20\%$  nicht beliebig steigern lässt.

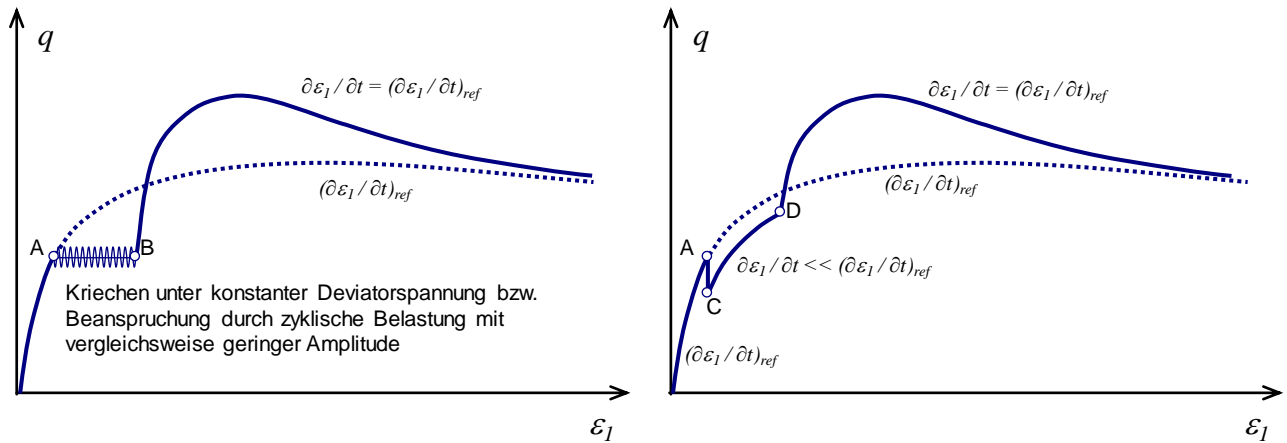
Die Kriechzeit, in der das Pfahlsegment unter jeweils konstanter horizontaler Belastung stufenweise beansprucht wurde, wurde zwischen  $t_c = 0,001$  Tagen und  $t_c = 10$  Tagen variiert. Versuche mit  $t_c = 10$  d zeigen aufgrund der Konsolidation und der anschließenden Verfestigung infolge sekundärer Struktureffekte die größten Widerstände  $p_f$ . Weit geringer sind die Werte  $p_f$ , welche für eine rasche Belastung mit einer Kriechzeit von etwa  $t_c = 0,1$  d bis 0,001 d gemessen wurden. Belastungsversuche mit einer Kriechzeit von  $t_c = 1$  Tag bieten bereits deutlich geringere Stützspannungen  $p_f$ , verglichen zu den Versuchen, bei denen die Last jeweils über eine Dauer von 10 Tagen konstant gelassen wurde. Auffallend ist, dass die Änderung des Pfahldurchmessers (untersuchte Pfahldurchmesser  $D = 30$  mm und  $D = 60$  mm) einen nur untergeordneten Einfluss auf die Größe  $p_f$  hat.

#### 4.7 Ausblick zur Strukturbildung weicher Böden

Wie bereits in den Ausführungen des Abschnittes 2 anhand verschiedener Beispiele erläutert wurde, ist die Entwicklung und Verbesserung von Stoffmodellen Gegenstand internationaler Grundlagenforschung. Im Bereich der Beschreibung des Verhaltens weicher Böden ist die Erfassung von Anisotropie (Abschnitt 2.3.5) und Strukturwiderständen (Abschnitte 2.2.5 und 2.3.4) ein zentrales Arbeitsgebiet der letzten Jahre. Dabei wird der Strukturwiderstand als Zustandsgröße eingeführt, welche sich in Abhängigkeit von einer Zusatzbelastung reduziert (Destrukturierung). Das anisotrope Bodenverhalten wird hierzu getrennt durch mitunter sehr verschiedene Formulierungen in das Stoffmodell implementiert.

Gründungsprobleme, bei denen nach einer langen geologischen Ablagerungsgeschichte des Bodens eine rasche Belastung zu einer Destrukturierung führt, können bereits mit Hilfe von Stoffmodellen näherungsweise prognostiziert werden (ROUAINIA und WOOD 2000, CUDNY und VERMEER 2004, YU und QI 2009, GRIMSTAD et al. 2010). Dabei wird im Modell eine makroskopisch berechnete Reduzierung des Verformungswiderstandes beschrieben. Die in diesen Stoffmodellen verwendeten Destrukturierungsparameter sind jedoch rein empirisch und phänomenologisch zu ermittelnde Größen. Dagegen zeigen sowohl Beobachtungen im Feld als auch Messungen in Laborversuchen, dass die Bildung von Struktur einen erheblichen Einfluss auf die Prognose von Verformungswiderständen haben kann. Drei verschiedene Situationen, welche vermutlich zu einer Strukturgenerierung führen, sind in Abbildung 4.63 dargestellt. In den Diagrammen ist schematisch die axiale Dehnung  $\varepsilon_l$  gegenüber der Deviatorspannung  $q$  undrainierter triaxialer Kompressionsversuche einge-

tragen. Jeweils gepunktet ist ein Referenzversuch skizziert, welcher vorschubgesteuert unter einer konstanten Dehnungsrate  $(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_{ref}$  beansprucht wird.



**Abbildung 4.63: Zum Einfluss der Strukturbildung in triaxialen Kompressionsversuchen; links: nach langen Kriechphasen (TATSUOKA et al. 2000 und dokumentiertes Verhalten nach eigenen Versuchen); rechts: nach langen Phasen mit sehr geringen Dehnungsraten (SORENSEN et. al 2007 und dokumentiertes Verhalten nach eigenen Versuchen)**

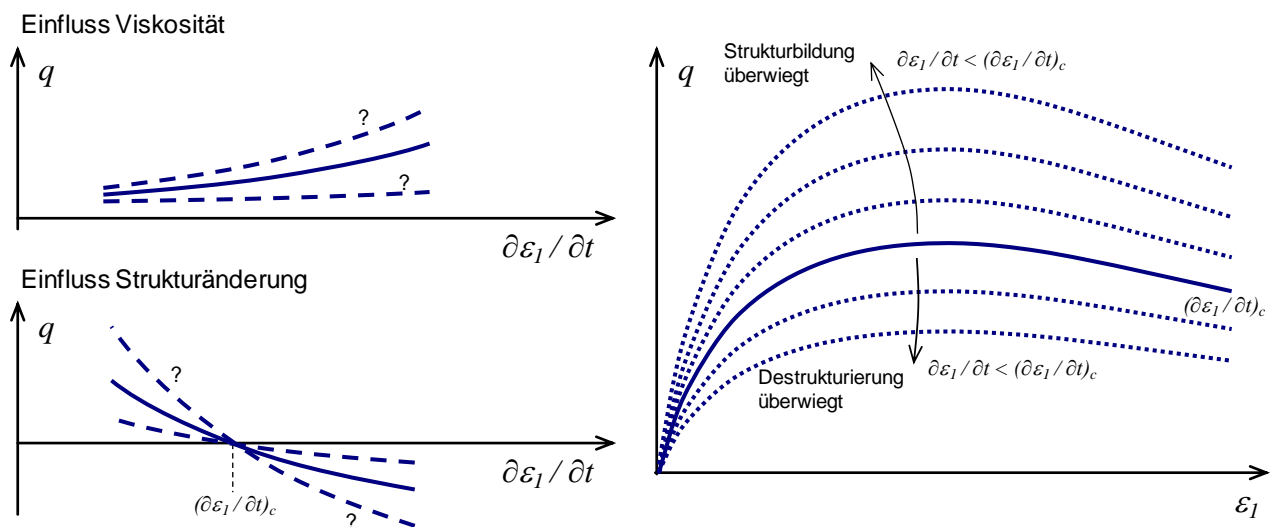
Abbildung 4.63 links zeigt zusätzlich zum Referenzversuch einen Versuchsablauf (durchgezogene Linie), bei welchem eine längere Kriechphase zwischengeschaltet wird. Nach einer erneuten Belastung mit der Dehnungsrate  $(\partial \varepsilon_1 / \partial t)_{ref}$  reagiert der Boden zunächst steif und kann bei weiterem Scherweg eine verglichen zum Referenzversuch größere Deviatorspannung  $q$  aufnehmen. Danach konvergiert für größere Werte  $\varepsilon_1$  der Widerstand  $q$  gegen den entsprechenden Wert des Referenzversuches, was als Destrukturierung interpretiert werden kann. Diese Situation wurde bereits von TATSUOKA et al. (2000) beschrieben. Es ist jedoch plausibel, dass dieser Effekt nicht nur durch eine reine Kriechphase unter konstanter Deviatorspannung sondern auch durch eine zyklische Belastung mit einer vergleichsweise geringen Amplitude hervorgerufen wird. Hierzu wurden z. B. in aktuellen Forschungsvorhaben zur axialen Pfahltragfähigkeit unter zyklischen Lasten Feld- und Laborversuche durchgeführt, bei welchen ähnliche Effekte zum Tragen kommen. Bei Feldversuchen muss jedoch im Gegensatz zu den kontrolliert undrainierten Bedingungen eines Triaxialversuches stets ein aus der möglichen Konsolidation hervorgerufener Anteil des erhöhten Verformungswiderstandes berücksichtigt werden. Dennoch scheinen in einer experimentellen und rechnerischen Analyse der Pfahlprobelastungen Konsolidationserscheinungen bzw. die Verdichtung des Bodens um den Pfahlschaft nur zum Teil für den erhöhten Verformungswiderstand verantwortlich zu sein.

Neben dem Fall, dass lange Kriechphasen oder eine zyklische Beanspruchung mit geringer Spannungsamplitude Strukturwiderstände schaffen, zeigen Versuchsergebnisse (siehe Abschnitte 2.2.5 und 2.3.4 oder Abbildung 4.63 rechts), dass auch nach Versuchsphasen, bei welchen eine Bodenprobe durch eine sehr langsame Dehnungsrate gestaucht wird, ein strukturbedingter Widerstand zu beobachten ist. Diese Beobachtung wurde bereits von VAID et al. (1979) bzw. ROBERTSON et. al. (1975) gemacht („the bond strength appears to be a function of strain rate“).

Es wäre dabei ein Fehler, aufgrund der im Laborversuch nur in einer untergeordneten Größenordnung beobachteten strukturbedingten zusätzlichen Widerstände, welche nach langen Kriechzeiten oder langsamen Dehnungsraten bei weiterer Beanspruchung auftreten, auf reale Baugrundbedingungen zu schließen. Vielmehr ist eine Extrapolation der innerhalb eines z.B. 4 Wochen dauernden Triaxialversuches entstandenen Strukturwiderstände auf die geologischen Ablagerungszeiträume oder jahrzehntelangen Nutzungsdauern von Bauwerken anzustreben. Um die Relevanz strukturbildender Prozesse im Baugrund zu veranschaulichen, werden hier im Abschnitt 2.2.5 beispielhaft die Daten einer Auswertung von verschiedenen Laborversuchen und Messungen im Feld nach LEROUEIL (1988) in Abbildung 2.18 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Dehnungsratenabhängigkeit der Verformungswiderstände (hier dargestellt als Vorkonsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c0}$ ) über den gesamten untersuchten Bereich an Dehnungsraten von  $10^{-10}$  1/s bis  $10^{-5}$  1/s nicht exakt durch einen konstanten Wert  $C_\alpha / C_c$ , der proportional zum Viskositätsindex  $I_v$  nach LEINENKUGEL (1976) GUDEHUS (1984) bzw. KRIEG (2000) ist, beschrieben werden kann. Es scheint vielmehr, dass im Bereich geringer Dehnungen die Viskosität des Bodens stark zunimmt (bzw.  $C_\alpha / C_c$  abnimmt). Dieses Verhalten deckt sich mit den Beobachtungen, dass im Bereich geringer Dehnungsraten die Tendenz zur Strukturbildung im Vergleich zur Bodenviskosität überwiegt LEROUEIL (2006). Ohne die Berücksichtigung dieses Einflusses und nur durch den Ansatz eines konstanten und dehnungsratenunabhängigen Wertes von  $C_\alpha / C_c \approx I_v$  würden damit z.B. die Setzungen von Bauwerken über lange Betrachtungszeiträume überschätzt. Ähnliches tritt ein, wenn die Dehnungsraten durch einen sehr langsamen Konsolidationsprozess, welcher etwa durch die große Mächtigkeit vergleichsweise undurchlässiger Bodenschichten hervorgerufen wird, bereits zu Beginn der Belastungsgeschichte verhältnismäßig gering sind (vgl. IMAI et al. 2005).

Zur qualitativen Beschreibung von strukturbildenden Prozessen, welche in einer Koppelung zur Bodenviskosität betrachtet werden müssen, wurde von SORENSEN et. al (2006) in Anlehnung an Ergebnisse triaxialer Scherversuche eine skizzenhafte Modellvorstellung geliefert. Ausgangspunkt der Überlegungen ist hier die gekoppelte Betrachtung viskoser und strukturabhängiger Verformungswiderstände. Dazu sind in der Abbildung 4.64 links zwei Diagramme gegeben, die den Einfluss der Viskosität und der Struktur auf die aufnehmbare Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Dehnungsrate zeigen. Während mit steigender Dehnungsrate  $\partial \varepsilon_I / \partial t$  Verformungswiderstände  $\Delta q$  aufgrund der Bodenviskosität monoton zunehmen, nimmt der Anteil der strukturbedingten Widerstände kontinuierlich ab.

SORENSEN et. al (2006) konstruieren dazu eine kritische Dehnungsrate  $(\partial \varepsilon_I / \partial t)_c$ , bei welcher sich die Effekte der Strukturgenerierung und Destrukturierung mit zunehmendem Scherweg ausgleichen. Bei Dehnungsraten  $\partial \varepsilon_I / \partial t < (\partial \varepsilon_I / \partial t)_c$  resultieren höhere Widerstände infolge einer Strukturbildung. Dagegen überwiegen bei Dehnungsraten  $\partial \varepsilon_I / \partial t > (\partial \varepsilon_I / \partial t)_c$  die Einflüsse, welche eine „Auflockerung“ der Partikelstruktur infolge der Scherverformungen bewirken. Wird eine Koppelung mit den aus der Bodenviskosität herrührenden Verformungswiderständen außer Acht gelassen, bietet Abbildung 4.64 rechts eine anschauliche – jedoch im Vergleich zu realistischen Ergebnissen vergleichsweise rasch durchzuführender Triaxialversuche stark überzeichnete – Darstellung der dehnungs- und strukturabhängigen Strukturwiderstände.



**Abbildung 4.64: Abhängigkeit der Viskosität und der Strukturänderung von der axialen Dehnungsrate im triaxialen Kompressionsversuch nach SORENSEN et. al (2006)**

Mit Bezug auf die konkrete Betrachtung verschiedener geotechnischer Randwertprobleme könnte diese Modellvorstellung eine Grundlage für die Weiterentwicklung eines Stoffmodells sein. Ziel der Entwicklung könnte es sein, sowohl die Strukturwiderstände als auch die daran gekoppelten Anteile des anisotropen Bodenverhaltens mit einer internen primär von der Belastungsgeschichte und der aktuellen Dehnungsrate abhängigen Zustandsvariablen zu beschreiben.

Neben bodenmechanischen Laborversuchen zur Strukturfestigkeit weicher feinkörniger Böden sind seit mehreren Jahren im Zusammenhang mit der Tragfähigkeitsprognose axial belasteter Pfähle experimentelle Arbeiten mit statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen durchgeführt worden. Dabei lag der Fokus der Arbeiten im Bereich von Pfählen, die ihre Lasten in Sanden abtragen (z.B. LONG et al. 1999, GRABE und KÖNIG 2006, JARDINE et al. 2006 sowie KARLSRUD und NOWACKI 2014). KARLSRUD und MAHAN (2010) sowie VAVRINA et al. (2016) greifen mit Analysen auch Pfähle in weichen Sedimenten auf. Die Arbeiten zeigen auf für weiche feinkörnige Böden eine zeitabhängige Vergrößerung der axialen Pfahltragfähigkeit. Zur zeitabhängigen axialen Tragfähigkeit von Pfählen in Tonen wurden ferner von AUGUSTESEN (2006) und KARLSRUD et al. (2014) umfangreiche Pfahlprobelastungen ausgewertet. Auf den Versuchsergebnissen aufbauend werden von den Autoren empirische Modelle zur Prognose der zeitabhängigen Pfahltragfähigkeit vorgeschlagen.

## **5 Numerisches Modell zur zeitabhängigen Bodenstützung eines seitlich belasteten Pfahlschafte**

### **5.1 Allgemeines**

Es wurden numerische Simulationen unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode durchgeführt, um das zeitabhängige Verformungsverhalten eines quer zu seiner Achse beanspruchten Pfahlabschnittes in weichen wassergesättigten viskosen Böden geringer Durchlässigkeit zu prognostizieren. Eine wesentliche Notwendigkeit zur rechnerischen Analyse des Problems liegt darin, dass durch die Versuche im Modellmaßstab weder die geometrischen Abmessungen realer Gründungssysteme noch deren Belastung über die Lebensdauer des Bauwerkes nachgebildet werden können. Eine direkte Übertragung der Ergebnisse aus den Modellversuchen zur Anwendung auf Gründungsprobleme ist somit nicht möglich. Zudem weichen die Bodeneigenschaften im Feld mehr oder weniger stark vom in dieser Arbeit untersuchten Boden ab. Folglich können durch die Simulationen bei einer Variation der das Bodenverhalten steuernden Stoffmodellparameter bodenspezifische Einflüsse betreffend die Interaktionsproblematik Pfahl – weicher Boden analysiert werden. Die numerischen Simulationen dienen somit der Extrapolation der aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse im Hinblick auf reale Gründungssituationen bei unterschiedlichen Untergrundverhältnissen.

Im ersten Teilschritt wurden Elementversuche (Abschnitt 4.4) verwendet, um zunächst ein geeignetes Stoffmodell auszuwählen. Das Stoffmodell wurde dahingehend geprüft, ob es in der Lage ist, die wesentlichen Charakteristika des zeitabhängigen Bodenverhaltens abbilden zu können. Aus der Anpassung der Simulation an die Ergebnisse der Elementversuche können Parameter gewonnen werden, welche das Verhalten des Stoffmodells zur möglichst exakten Wiedergabe des mechanischen Verhaltens des Versuchsbodens bestimmen. Ferner wurden die im Abschnitt 4.5 erläuterten Versuche im Modellmaßstab nachgerechnet und die Abbildbarkeit der Versuche geprüft. Diese Nachrechnung wird in Abschnitt 5.5 gezeigt. Nachdem die numerische Simulation der komplexen zeitabhängigen Interaktion zwischen Boden und Pfahlschaft validiert war, wurden die Randbedingungen hinsichtlich Geometrie (Pfahlschaft, Drainwege) und Zeit (Belastungsabfolge, Standzeit des Bauwerkes) auf realistische Baugrundsituationen erweitert (Extrapolationsrechnungen, Abschnitt 5.5).

### **5.2 Methodik der Modellierung**

#### **5.2.1 Randbedingungen**

Es wurde ein Modell auf Basis der Finiten-Elemente-Methode geschaffen und zur Abbildung der zeitabhängigen Interaktion Pfahl – Boden herangezogen. Der geometrische Aufbau der einzelnen Finite-Elemente-Modelle unterscheidet sich im Wesentlichen bezüglich des Durchmessers des wiederzugebenden Pfahles. Damit in Zusammenhang stehen die Abmessungen der Modellränder.



Zum Einsatz kam das Finite-Elemente-Programm „*Plaxis 2D*“ (*Plaxis bv*, Delft), womit ein ebener Verformungszustand in einer Schnittführung senkrecht zur Pfahlachse untersucht wurde. Abbildung 3.1 zeigt die geometrische Orientierung des Modells, welches in den Finite-Elemente-Berechnungen verwendet wurde.

Dargestellt ist in Abbildung 3.1 links ein Volumenkörper mit zwei Begrenzungsflächen, welche die Pfahlachse senkrecht schneiden. Die  $z$ -Achse läuft parallel zur Pfahlachse und stellt in der Regel die vertikale bzw. lotrechte Richtung zu einer ebenen Geländeoberfläche dar. Die  $y$ - und  $x$ -Achsen folgen entsprechend einem Rechtssystem. Da ein ebener Verformungszustand simuliert wird, sind keine Dehnungen erlaubt, welche die  $x$ - $y$ -Ebene schneidende Vektoranteile besitzen. Damit ist klar, dass Randbedingungen, wie sie etwa bei einem oberflächennah liegenden Pfahlabschnitt bestehen, nicht exakt wiedergegeben werden können. Durch das oberflächennahe Ausweichen bzw. im Extremfall Aufbrechen des Bodens in Richtung der  $z$ -Achse (siehe Abschnitt 3.3) verringert sich der Pfahlwiderstand im Vergleich zu einem ebenen Verformungszustand entsprechend dem in Abbildung 5.1 beschriebenen Modell. Ist die Überlagerungsspannung  $\sigma'_z$  bzw. im Allgemeinen  $\sigma'_v$  groß genug, wird sich bei einer Beanspruchung des Pfahlsegmentes in  $x$ - oder  $y$ -Richtung keine Verformung in Richtung der  $z$ -Achse einstellen. Der den Bruch kennzeichnende Zustand wird dann durch das Erreichen  $q_f = \sigma_1 - \sigma_3$  bzw.  $K_{min} = \sigma'_3 / \sigma'_1$  markiert, wobei die Richtung der mittleren Hauptspannung  $\sigma'_2$  parallel zur  $z$ -Achse läuft. Die kleinste und größte Hauptspannung  $\sigma_3$  bzw.  $\sigma_1$  liegen in der  $x$ - $y$ -Ebene.

Es wird davon ausgegangen, dass im Ausgangszustand vor der Pfahlbeanspruchung im gesamten Modell  $\sigma'_x = \sigma'_y$  gilt. Dabei soll  $\sigma'_x = \sigma'_y$  der horizontalen Spannung  $\sigma'_h$  in einem horizontal eben geschichteten normalkonsolidierten weichen Sediment entsprechen (siehe Abbildung 5.1). Das Programm *Plaxis 2D* bietet die Möglichkeit, das Spannungsverhältnis  $\sigma'_y / \sigma'_x$  im Primärspannungszustand unabhängig von der Scherfestigkeit frei zu wählen. In allen Berechnungen wurde folglich  $\sigma'_y / \sigma'_x = 1$  gewählt, um  $\sigma'_x = \sigma'_y$  zu gewährleisten. Mit dieser Wahl und der Spannungsconvention des FE-Programms *Plaxis 2D* gilt im Primärspannungszustand  $\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_z$ , wobei sich während der Simulation der Beanspruchung alle 3 Spannungen entsprechend ihrer Lage zum Pfahlelement ändern können. Dabei bleibt in jedem Punkt des Modells  $\varepsilon_z = 0$  (Zustände ebener Verformung).

Grundlage der Berechnungen war die Generierung eines zweidimensionalen Finite-Elemente Netzes bestehend aus 15-knotigen Dreieckelementen. Um einen homogenen Primärspannungszustand mit  $\sigma'_x = \sigma'_y$  in jedem Modellpunkt zu gewährleisten, wurde das Eigengewicht des Bodens sowie des Pfahles rechnerisch nicht in Ansatz gebracht. Das Modell ist entsprechend Abbildung 5.1 halbsymmetrisch, wobei das Netz im Nahbereich des Pfahlschaftes verfeinert wurde. Sensitivitätsanalysen hinsichtlich der Netzfeinheit wurden durchgeführt und werden später diskutiert.

Um die kinematische Stabilität des Modells sicherzustellen, wurden, wie in Abbildung 5.1 dargestellt, an zwei Rändern die Unverschieblichkeit von Knoten in  $x$ - bzw.  $y$ -Richtung definiert. An den jeweils gegenüberliegenden Rändern wurde die Spannung  $\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_{h,c}$  aufgebracht. Die Spannung  $\sigma'_{h,c}$  wird als horizontale Konsolidationsspannung, welche den auskonsolidierten Ruhezustand vor der Pfahlbelastung wiedergibt, bezeichnet (vgl.  $\sigma'_{a,c}$  im Ödometer- und Triaxialversuch

Abschnitt 4.4 bzw.  $\sigma'_{v,c}$  und  $\sigma'_{h,c}$  im Modellversuch Abschnitt 4.5). Nach der Generierung des Primärspannungszustandes wurde die Spannung  $\sigma'_{h,c}$  über einen bestimmten Zeitraum konstant gelassen, um die infolge Kriechen viskose Alterung des Bodens zu ermöglichen. Der Überkonsolidierungsgrad  $OCR$  steigt während dieser Phase an. Alle Elemente des Clusters „Boden“ im Modell wurden zudem in dieser Phase als „frei drainierend“ definiert, was in jedem Punkt  $u = 0$  garantiert. Erst nach dieser Phase wurde der Boden als „undrainiert“ gewählt, was Porenwasserdruckänderungen und Konsolidationseffekte ermöglicht. Hierzu werden unter 5.2.2 nähere Angaben gemacht. Bevor der Pfahlquerschnitt in  $y$ -Richtung kraft- (Nachrechnung der 1g-Modellversuche) bzw. verformungsgesteuert (Extrapolationsrechnungen) beansprucht wurde, wurden alle bis zu dieser Phase eingetretenen Dehnungen  $\varepsilon_x$  und  $\varepsilon_y$  die sich primär aus der Konsolidation des Bodens infolge der Spannung  $\sigma_{h,c}$  ergeben, zurückgesetzt.

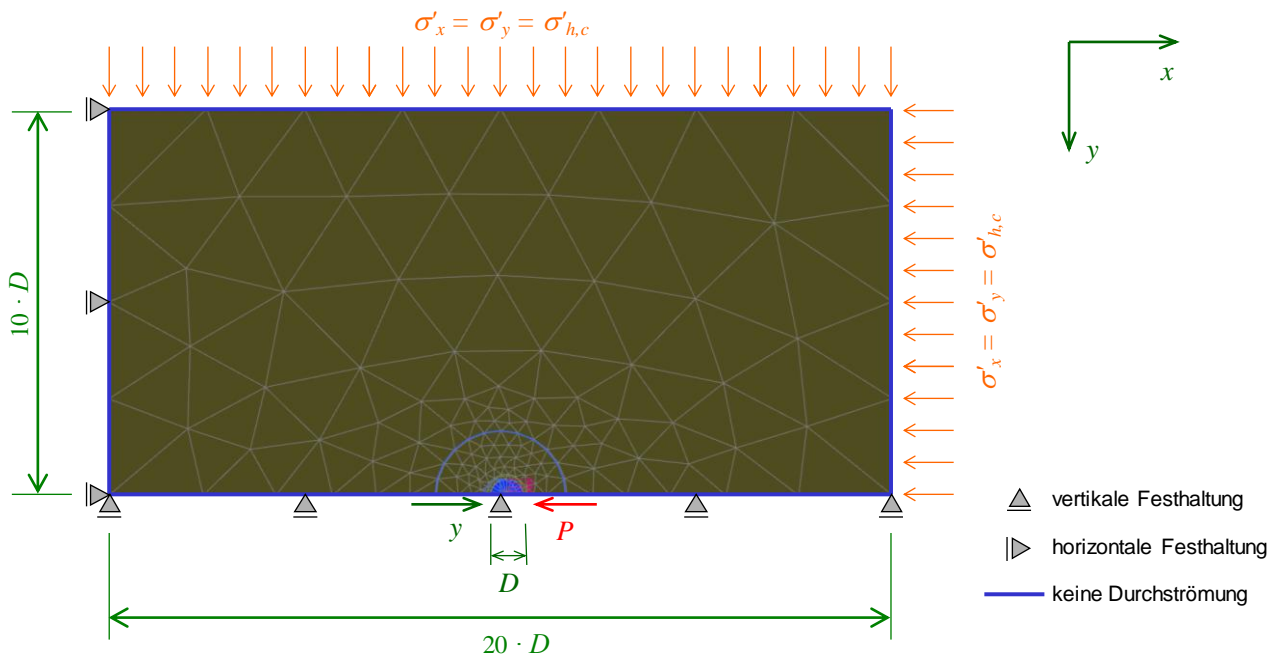


Abbildung 5.1: Abmessungen und Randbedingungen des numerischen Modells

Die Durchströmung der Modellränder wurde ausgeschlossen. Diese Randbedingung ist insbesondere bei der Betrachtung eines halbsymmetrischen Systems notwendig, da ein Porenwasserdruckabbau an der Pfahlvorderseite nach einer seitlichen Beanspruchung  $P$  nur in Richtung des umgebenden Bodens oder um den Pfahlschaft herum zur Rückseite hin erfolgen kann.

Das Pfahlelement bzw. der Pfahlschaft wurde als zylindrisches Volumenelement modelliert. Dabei wurde ein linear elastisches Stoffmodell verwendet, wobei die Steifigkeit sehr viel höher als die des Bodens ist. Damit war die Eigendeformation des Pfahlschaftes für alle Simulationsrechnungen zu vernachlässigen. Die Übertragung von Spannungen zwischen Pfahl und Boden erfolgte durch Interface-Elemente, welche im Abschnitt 5.2.1 näher erläutert werden. Die Volumenelemente des Pfahls waren als „nicht poröses“ Medium definiert (*solid phase*). Somit war durch diese Charakterisierung eine Durchströmung der Elemente, die den Pfahlquerschnitt wiedergeben, nicht möglich.

### 5.2.2 FE-Modell „1g-Modellversuche zu einem seitlich beanspruchten Pfahlsegment“

Dieses FE-Modell gibt in seinen Dimensionen den Versuchstopf und das Pfahlelement der 1g-Modellversuche wieder. Die äußeren Ränder wurden durch den zylindrischen Modelltopf mit einem Innendurchmesser von 600 mm vorgegeben. Tatsächlich wurde jedoch kein rundes Modell generiert, sondern auf die in Abbildung 5.1 gezeigte Geometrie zurückgegriffen. Der Durchmesser des modellhaften Pfahlelementes betrug entsprechend der Versuchsrandbedingung  $D = 30$  mm oder  $D = 60$  mm. Elemente wie die Filterplatten, die Führungsstangen, die axialen Lagerbolzen oder die Drucksensoren wurden in der Geometrie nicht abgebildet.

Die Spannung  $\sigma'_{h,c}$  im numerischen Modell lag je nach Einzelsimulation in der Bandbreite der rückgerechneten bzw. gemessenen Werte während der modellhaften Belastungsversuche (vgl. Tabelle 4.13). Die zeitabhängige Lastaufbringung wurde entsprechend dem wiederzugebenden 1g-Modellversuch simuliert. Somit wurden Versuche mit einer inkrementellen Laständerung und Kriechphasen mit Dauern von 1/1000 Tag bis über 10 Tagen simuliert. Um eine bessere Vergleichbarkeit der Versuche mit inkrementeller Laststeigerung hinsichtlich der Belastungsgeschwindigkeit  $v$  [m/s] und der Auswertung bezogen auf die normierte Geschwindigkeit  $\dot{V}$  [-] (siehe Abschnitt 3.5) zu ermöglichen, wurden auch verformungsgesteuerte Versuche mit bezogenen Verformungsraten  $\dot{y}/D$  zwischen 0,1 %/d und 1000 %/s simuliert.

### 5.2.3 FE-Modell „Extrapolationsrechnungen“

Das FE-Modell der Extrapolationsrechnungen zeichnet sich zunächst im Vergleich zum FE-Modell „1g-Modellversuche zu einem seitlich beanspruchten Pfahlsegment“ (Abschnitt 5.2.2) durch in absoluten Werten ausgedrückt sehr viel größeren Abmessungen aus. Untersucht wurden Pfahldurchmesser von  $D = 150$  mm bis  $D = 900$  mm. Weiter wurden bei diesem Modell die Parameter, welche das stoffliche Verhalten des den Pfahlschaft umgebenden Bodens beschreiben, sowie die Durchlässigkeitseigenschaften gegenüber der für den Kaolinton (siehe Abschnitt 4.4 und Zusammenfassung in Tabelle 4.14) ermittelten Bandbreite variiert. Die Charakteristik des Bodenverhaltens reicht damit von hoch kompressiblen und stark viskosen organischen Böden mit mittlerer Durchlässigkeit über mineralische Tonböden sehr geringer Durchlässigkeit bis zu vergleichsweise steifen, scherfesten und durchlässigen locker gelagerten Sanden. Dazu wurden gegenüber den Simulationsrechnungen, die in Abschnitt 5.5 zu den Rückrechnungen der modellhaften Belastungsversuche gezeigt werden, sehr viel geringere Beanspruchungsgeschwindigkeiten untersucht. Das Spannungsniveau in den Simulationsrechnungen lag zwischen  $\sigma'_{h,c} = 10$  kN/m<sup>2</sup> und  $\sigma'_{h,c} = 100$  kN/m<sup>2</sup>. Dazu wurde in einigen Berechnungsreihen der Einfluss des Überkonsolidierungsgrades sowie Effekte aus der Pfahlrauheit und der Pfahlgeometrie untersucht. Der vorliegende Bericht zeigt und erläutert hierzu nur einen Auszug der Simulationsergebnisse.

### 5.2.1 Modellierung der Kraftübertragung an der Grenzflächen Pfahl/Boden

Die Übertragung von Spannungen zwischen der Oberfläche des Pfahles und dem Boden erfolgt durch sogenannte Interface-Elemente. Das tatsächliche Bodenverhalten im engen Bereich an der Oberfläche des Pfahles ist komplex und kann empirisch stark vereinfacht mit einem Faktor  $\alpha$ , welcher die Rauheit der Pfahloberfläche bzw. die Verzahnung des Bodens mit dem Pfahlmantel phä-

nomenologisch quantifiziert, beschrieben werden. Im Falle des Wertes  $\alpha = 0$  gleitet der Boden ideal am Pfahlschaft ab und es werden keine Schubspannungen übertragen. Der Wert  $\alpha = 1$  beschreibt eine ideale Verzahnung zwischen Boden und Pfahlmantel. Dabei gilt an der Mantelfläche die Bruchbedingung nach COULOMB (1776), welche von den im Stoffmodell des Bodens definierten Scherfestigkeitsparametern abhängig ist (siehe Formel (5-3)). Eine realistische Abbildung des Verhaltens zwischen Boden und Pfahlmantel ist für viele Anwendungen der Baupraxis (etwa Simulation von Pfahlprobelbelastungen unter Berücksichtigung der Dilatanz in grobkörnigen Böden) elementar.

Für den Fall der Nachrechnung der Modellversuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment wurde der Wert  $\alpha$  in einer Größenordnung zwischen  $\alpha = 0,5$  und  $1,0$  bei Anpassung der Rechnergebnisse an die Daten der Modellversuche festgelegt. Es ist anzumerken, dass auch für den makroskopisch glatten Modellpfahl aufgrund des feinkörnigen Tones und seiner großen adhäsiven Kräftepotentiale ein Wert  $\alpha \approx 1$  als realistisch erscheint. Des Weiteren zeigen theoretische Lösungen für das inkompressible kohäsive Medium für die Grenzkontaktspannungen eines horizontal belasteten Pfahles an, dass die Größe des maximalen Widerstandes nur untergeordnet vom  $\alpha$ -Wert abhängt (vgl. MARTIN und RANDOLPH 2006:  $N = 10,82$  für  $\alpha = 0,5$  und  $N = 11,94$  für  $\alpha = 1,0$  mit ausführlichen Erläuterungen in Abschnitt 3.3).

Die im numerischen Modell verwendeten Interface-Elemente stellen quaderförmige Kontinuums-elemente dar, welche an die extrudierten Dreieckselemente der Volumenkörper anschließen. Die Interface-Elemente besitzen keine physikalische Dicke. Um jedoch prinzipiell z.B. von der Dilatanz abhängige Relativverschiebungen wiedergeben zu können, wird für die Elemente eine als nicht physikalische Größe anzusehende sog. virtuelle Dicke definiert. Der Einfluss der virtuellen Dicke des Interface Elementes ist für die hier behandelte Problemstellung und für übliche Werte der Bodensteifigkeit gering. Die virtuelle Dicke des Interface-Elementes wurde im Rahmen der numerischen Stabilität möglichst gering gehalten, was zu einer sehr guten Übereinstimmung mit den von RANDOLPH und HOULSBY (1984) sowie MARTIN und RANDOLPH (2006) genannten Tragfähigkeitsbeiwerten  $N = p_f / c_u$  führte (siehe Abschnitt 3.3). Genauere Angaben zu den entsprechenden Validierungsrechnungen mit einem Vergleich der analytisch berechenbaren Traglasten sollen an anderer Stelle präsentiert werden.

Den Interface-Elementen ist ein elasto-plastisches Materialverhalten zugeordnet. Die Steifigkeit wird programmintern automatisch an die Stoffmodellparameter des anschließenden Bodens entsprechend den Formeln (5-1) und (5-3) angepasst. Aus den Steifigkeiten  $G_{inter}$  und  $E_{s,inter}$  berechnen sich unter Verwendung der „virtuellen Dicke“ die Verschiebungen senkrecht und parallel zur Ebene des Interface-Elementes. Hierzu macht WEHNERT (2006) umfangreiche Angaben. So werden sowohl der Schubmodul  $G_{inter}$  als auch die ödometrische Steifigkeit  $E_{s,inter}$  des Interface-Elementes entsprechend einem Wert  $R_{inter} < 1$  in Abhängigkeit von der Steifigkeit des elasto-viskoplastisch modellierten Bodens modifiziert. Es gelten die Zusammenhänge eines elasto-viskoplastischen Stoffmodells in modifizierter Form

$$G_{inter} = R_{inter}^2 \cdot G_{soil} \quad (5-1)$$

$$E_{s,inter} = 2 \cdot G_{inter} \cdot \frac{1 - \nu_{inter}}{1 - 2 \cdot \nu_{inter}} \quad (5-2)$$

wobei die Querdehnzahl des Interface-Elementes  $\nu_i$  aufgrund der nicht vorhandenen physikalischen Dicke in einem Bereich  $0,45 < \nu_{inter} < 0,49$  liegen sollte. Dadurch werden möglichst realistische geringe volumetrische Verformungen sichergestellt. Dies ist insofern von Bedeutung, als Volumenänderungen und die dadurch bedingten Porenwasserdruckänderungen infolge von Normal- und Schubspannungen ausschließlich in „Bodenelementen“ generiert werden sollen. Mit der oberen Grenze  $\nu_{inter} < 0,49$  kann noch eine ausreichende Stabilität in den numerischen Berechnungen sichergestellt werden. Es ist anzumerken, dass der Wert  $G_{soil}$  kein Stoffmodellparameter des Bodens ist, sondern als inkrementelle Steifigkeit ein Ergebnis der numerischen Berechnung darstellt.  $G_{soil}$  hängt damit im elasto-viskoplastischen Stoffmodell damit vom Zustandsbereich der Ent- oder Wiederbelastung, der Effektivspannung, der Zeit bzw. der Dehnungsrate ab.

Der hier verwendete Wert  $\alpha$  wird über den Faktor  $R_{inter} < 1$  in die Bruchbedingung des Interface-Elementes aufgenommen. Es gilt für die parallel zum Interface-Element maximal wirkende Schubspannung  $\tau$  die Beziehung (5-3).

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan(\varphi'_{inter}) + c'_{inter} \quad (5-3)$$

Darin ist  $\sigma'_n$  die senkrecht zur Ebene des Interface-Elements wirkende effektive Spannung und  $\tan(\varphi'_{inter}) = R_{inter} \cdot \tan(\varphi'_{soil})$  bzw.  $c'_{inter} = R_{inter} \cdot c'_{soil}$  der Reibungswinkel bzw. die Kohäsion des Interface Elementes. Im Rahmen dieser Arbeiten wurde  $R_{inter} = \alpha$  angenommen.

### 5.2.2 Analysetypen und Modellierung von undrainierten Zuständen

Grundlage der Analyse von Spannungen und Dehnungen im Finite-Elemente Modell sind die in einem impliziten Zeitschrittverfahren iterativ gewonnen Gleichgewichtszustände (STOLLE et al. 1997). Diese sind das Ergebnis der gekoppelten Berechnung des 2-Phasen Mediums, in welcher totale Spannungen nach dem Prinzip der Effektivspannungen entsprechend dem Verhältnis der Steifigkeit des Feststoffgerüsts und der Steifigkeit des Porenwassers aufgeteilt werden.

Um eine stabile numerische Lösung unabhängig von der Bodensteifigkeit sicherzustellen, wird die Kompressibilität des Porenwassers an die inkrementelle Kompressibilität des Korngerüsts  $K$  und Querdehnzahl  $\nu$  gekoppelt. Dabei gilt folgender Zusammenhang:

$$K_w = \frac{1+e}{e} \cdot \frac{3(\nu_u - \nu)}{(1 - 2 \cdot \nu_u) \cdot (1 + \nu)} \cdot K \quad (5-4)$$

Darin ist  $K_w$  der an die Steifigkeit des Bodens angepasste rechnerische Kompressionsmodul des Porenwassers und  $e$  die aktuelle Porenzahl. Die Querdehnzahl  $\nu$  sowie der Kompressionsmodul des Bodens  $K$  können als Funktionen des Stoffmodells interpretiert werden und sind von Zustandsgrößen sowie der Belastungsgeschichte abhängig. Allein durch den Parameter  $\nu_u$  kann die Größe des Kompressionsmoduls bzw. das Verhältnis der Steifigkeiten Bodengerüst – Wasser

durch den Anwender direkt beeinflusst werden. In den meisten Simulationsrechnungen ergeben Werte in einem Bereich um  $\nu_u = 0,49$  realistische Porenwasserdruckprognosen bei einer zufriedenstellenden Stabilität der numerischen Lösungsalgorithmen.

Ausgegeben werden für jeden Spannungspunkt im FE-Modell Porenwasserdrücke und Effektivspannungen entsprechend der gekoppelten Berechnung unter Verwendung der dreidimensionalen Strömungstheorie nach BIOT (1956) und dem in Bezug auf die effektiven Spannungen des Partikelgerüsts des Bodens definierten Stoffmodell nach NEHER und VERMEER (1998) Porenwasserdrücke und Effektivspannungen. Es werden bei dieser Analyseart die Parameter der Bruchbedingung sowie die Steifigkeitsparameter in Abhängigkeit von den Effektivspannungen angesetzt. Das ideal undrainierte bzw. teildrainierte Bodenverhalten und damit z.B. die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  wird somit nicht direkt durch die Stoffmodellparameter beschrieben, sondern ist ein Ergebnis der gekoppelten numerischen Berechnung („Methode 1“ nach WEHNERT 2006 bzw. „undrained A“ gemäß Finite-Elemente-Programm *Plaxis*). Weitere Informationen zu diesem Analyseverfahren, verschiedene Berechnungsbeispiele sowie Unterschiede zu zwei alternativen Methoden zur Berechnung drainierter bzw. undrainierter Zustände werden von WEHNERT (2006) aufgezeigt.

Um die Prognosegüte besonders im Bereich größerer Dehnungen zu verbessern, erfolgte der Einsatz der sog. „*Updated lagrangian formulation*“ (MCMEEKING und RICE 1975, BATHE 1982), welche im Finite-Elemente Programm *Plaxis* als „*updated mesh option*“ verfügbar ist. Dabei wird die Steifigkeitsmatrix nicht auf das Ausgangsnetz bezogen formuliert, sondern an die verformungsbedingt geänderte Geometrie angepasst. Dazu wird der Tensor der Spannungsrate durch einen Anteil, welcher eine zusätzliche Rotation der Spannungskomponenten mit der Rate darstellen kann, eingeführt (*2<sup>nd</sup> Piola-Kirchhoff stress tensor*). Die Dehnungen werden in einem zum „Krichhoff’schen Tensor“ energiekonjugierten *Green-Lagrange Tensor* erfasst (siehe z.B. BATHE 1996). Vertiefende Angaben zu den kontinuumsmechanischen Formulierungen, welche die Grundlage des Programm-codes darstellen, sind unter anderem in der Arbeit von VAN LANGEN (1991) angegeben.

### 5.2.3 Validierung anhand analytischer Lösungen

Für Informationen zur Validierung des verwendeten Finite-Elemente-Programms werden eine Vielzahl von Beispielen in PLAXIS BV (2016) *Knowledge Base* angeführt. Betreffend der in dieser Arbeit behandelten geotechnischen Probleme und den daraus resultierenden Verformungsmechanismen sind insbesondere folgende Beispiele von Bedeutung. Die Beispiele wurden durch eigene Modellbildungen nachvollzogen.

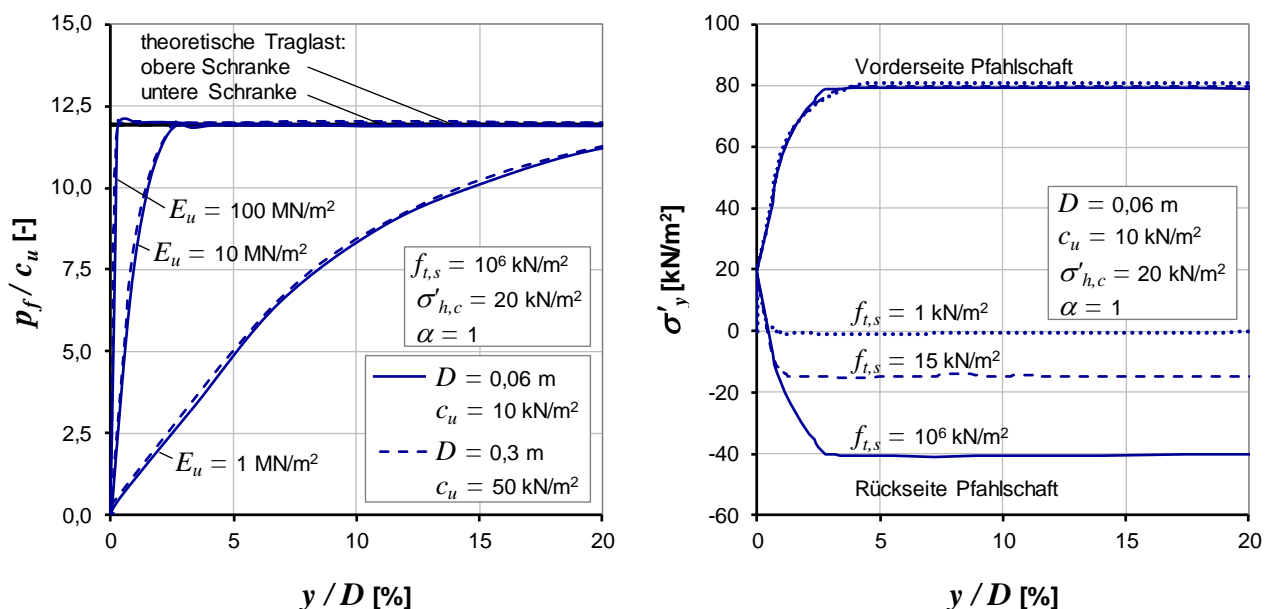
- *Sliding block for testing interfaces* (Validierung von Interface-Elementen): Beschreibt die Analyse der maximalen Scherspannung und der Scherdeformation zwischen zwei Starrkörpern im Bereich einer diskreten Scherfuge, die durch Interface-Elemente abgebildet wird (Grenzspannungen gemäß Bruchmodell nach COULOMB (1776)).
- *Bearing capacity of strip footing* (Validierung der Traglast eines Streifenfundamentes): Die numerische Lösung aus der Finiten-Elemente-Methode wird mit der analytisch herleitbaren Grundbruchspannung  $(2 + \pi) \cdot c_u$  für einen ideal kohäsiven Boden ( $c' = c_u$ ,  $\varphi' = 0$  und  $\nu = 0,49$ ) verglichen (siehe TERZAGHI 1925).

- *Cylindrical cavity expansion* (Validierung des maximalen Bodenwiderstandes bei der zylindrischen Hohlraumverformung): Die theoretischen Grenzstützspannungen nach CARTER et al. (1986) für einen Boden mit  $c' \neq 0$  und  $\varphi' \neq 0$  werden im Finite-Elemente-Modell nachvollzogen.
- *Circular pipe loaded laterally in cohesive soil* (Validierung der maximalen Stützspannung zum Problem eines seitlich belasteten Pfahlsegmentes): Drei-dimensionale Abbildung eines Pfahlabschnittes, der seitlich gegenüber einem Boden mit  $c' = c_u$ ,  $\varphi' = 0$  bei  $\nu = 0,49$  verschoben wird. Dieses Beispiel ist der in diesem Abschnitt beschriebenen Modellbildung sehr ähnlich wobei die zur Analyse herangezogenen Parametervarianten gegenüber den in dieser Arbeit durchgeführten Validierungsrechnungen eingeschränkt sind ( $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ ,  $E_u = 30 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu = 0,49$ ,  $\alpha = 0,2, 0,4, 0,6, 0,8$  und  $1$ ). Die numerischen Lösungen werden mit analytischen Berechnungen nach RANDOLPH und HOULSBY (1984) verglichen.
- *One-dimensional consolidation* (Validierung zur eindimensionalen Konsolidation): Nachrechnung einer inkrementellen Spannungssteigerung, die bei behinderter Seitendehnung auf eine 1 m hohe Bodensäule wirkt, und Analyse der Porenwasserdruckverteilung zu verschiedenen Konsolidationszeiten ( $E = 1 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu = 0$ ,  $k = 10^{-3} \text{ m/Tag}$ ,  $\ell_d = 0,5 \text{ m}$ ) mit einem Vergleich zur Lösung nach TERZAGHI und FRÖHLICH (1936).
- *Simply supported beam* (statisch bestimmter Biegebalken): Auswertung der Balkenbiegung und Vergleich zur analytischen Lösung der Differentialgleichung des Biegebalkens. Hierzu werden in Abschnitt 6.4.2.4 weiterführende Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit gezeigt.
- *Updated mesh analysis of a cantilever* (große Verformungen gemäß Theorie 2. Ordnung am Beispiel eines Kragarmes): Validierung eines zwei- sowie drei-dimensionalen Finite-Elemente-Modells unter Ansatz der *updated lagrangian formulation* nach McMEEKING und RICE (1975) sowie BATHE (1982) mit einem Vergleich zu den analytischen Lösungen nach MATTIASSON (1981).

Die in den folgenden Auswertungen gezeigten Berechnungen ergänzen die oben genannten publizierten Arbeiten zur Validierung des Finite-Elemente-Programms im Hinblick auf die behandelte Problemstellung eines quer zu seiner Achse beanspruchten Pfahles in weichen wassergesättigten feinkörnigen Böden. Als Analysetyp wird für die in diesem Abschnitt gezeigten Berechnungen die Methode 3 nach WEHNERT (2006) (bzw. „undrained C“ gemäß Finite-Elemente-Programm *Plaxis*) verwendet (vgl. Angaben zur Methode 1 gemäß Abschnittes 5.2.2). Bei der Methode 3 kann das undrainierte Bodenverhalten unmittelbar durch die Eingabe einer undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  wiedergegeben werden. Der wassergesättigte inkompressible Boden wird aus Gründen der numerischen Lösbarkeit in Bezug auf die im Finite-Elemente-Modell generierte Steifigkeitsmatrix mit  $\nu = 0,48$  bis  $0,49$  wiedergegeben. Porenwasserdrücke werden nicht berechnet. Ein Vergleich mit analytischen Lösungen zum hier behandelten Traglastproblem ist nur mit der direkten Eingabe der Bruchbedingungen entsprechend  $\varphi' = 0$  und  $c_u \neq 0$  zielführend, da bei Anwendung des in den übrigen Teilen dieser Arbeit verwendeten Stoffmodells nach NEHER und VERMEER (1998) (siehe Abschnitt 5.3.2) sowie der im Abschnitt 5.2.2 erläuterten Analyseverfahren 1 die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ein Simulationsergebnis ist, das neben der in Abschnitt 2.3.5 erläuterten Spannungs-pfadabhängigkeit insbesondere vom Dilatanzwinkel  $\psi$  und damit von der Porenwasserdruckentwicklung beeinflusst wird.

Hierzu zeigt zunächst das linke Diagramm in Abbildung 5.2 den Einfluss der Steifigkeit auf die Mobilisierung des Bodenwiderstandes für einen Pfahldurchmesser von  $D = 0,06$  (vgl. modellhafte Belastungsversuche Abschnitt 5.5) und  $D = 0,3$  m (vgl. Extrapolationsrechnungen Abschnitt 5.7). Der Bodenwiderstand  $p$  wird in Bezug zur undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  gesetzt, die mit Werten von  $c_u = 10$  kN/m<sup>2</sup> und  $c_u = 50$  kN/m<sup>2</sup> variiert wurde. Aus den Kurvenverläufen ist zu erkennen, dass die Steifigkeit  $E_u$  einen großen Einfluss auf die in Bezug zur bezogenen Verformung  $y/D$  zu sehenden Mobilisierung des Bodenwiderstandes  $p/c_u$  hat. Unabhängig von den sehr deutlich voneinander abweichenden Steifigkeitswerten  $E_u$  ist jedoch kein Einfluss des Pfahldurchmessers oder der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  auf den Zusammenhang zwischen  $y/D$  und  $p/c_u$  erkennbar, was ein gutes Indiz für die Zuverlässigkeit der numerischen Modellbildung darstellt. Der Einfluss der Netzabhängigkeit auf das Rechenergebnis kann z. B. damit als sehr gering eingeschätzt werden. Für die Werte  $E_u = 10$  MN/m<sup>2</sup> und  $E_u = 100$  MN/m<sup>2</sup> wird die maximale Bodensstützspannung  $p_f$  bei  $y/D = 2,5$  % bzw. 0,5 % erreicht. Für eine in Bezug auf das Spannungsniveau nahezu unbegrenzte Zugfestigkeit des Bodens  $f_{t,s} = 10^6$  kN/m<sup>2</sup> wird die theoretische Traglast gemäß den Angaben in Abschnitt 3.3 mit etwa  $p_f/c_u = 12$  für  $\alpha = 1$  sehr gut wiedergegeben. Für diesen Fall begrenzt der Wert der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  sowohl die maximal mögliche Deviatorspannung vor dem Pfahl als auch im Bereich der Pfahlrückseite an der für genügend große Verschiebungen  $y/D$  im Vergleich zur Konsolidationsspannung  $\sigma'_{h,c} = 20$  kN/m<sup>2</sup> Zugspannungen herrschen.

Der Einfluss der Zugfestigkeit auf das Rechenergebnis wird in der rechten Darstellung der Abbildung 5.2 erläutert.



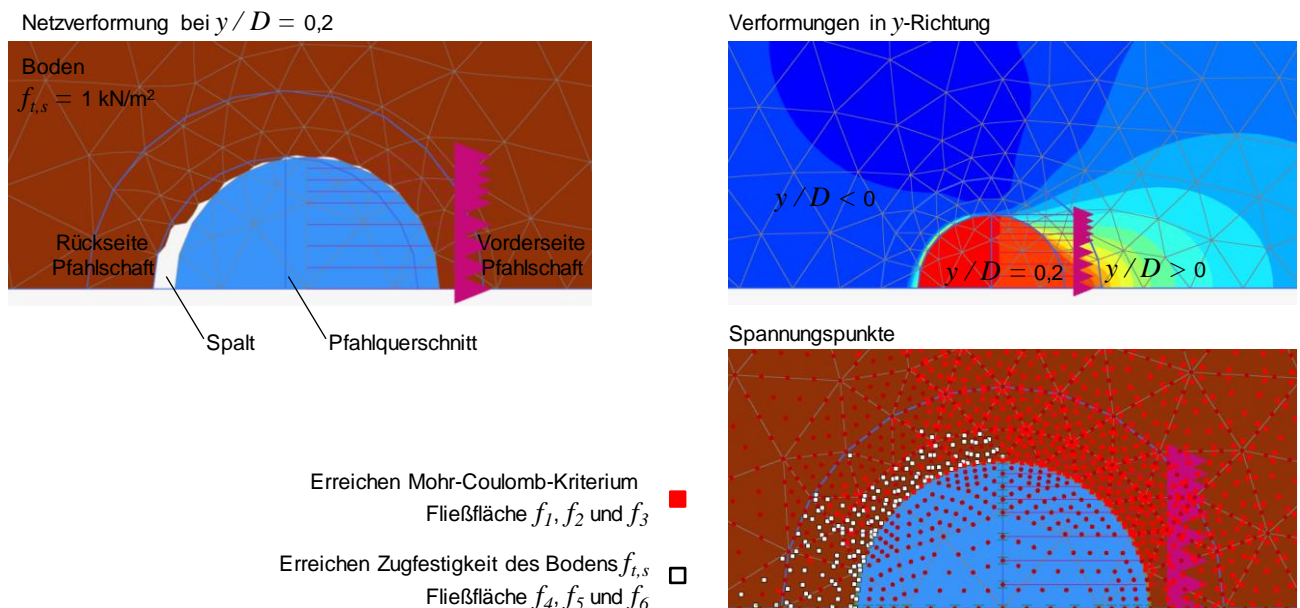
**Abbildung 5.2: Validierung zum Problem eines quer zu seiner Achse beanspruchten Pfahlsegments – Mobilisierung des Bodenwiderstandes; Einfluss der Steifigkeit  $E_u$  (linkes Diagramm); Einfluss der Zugfestigkeit des Bodens  $f_{t,s}$  (rechtes Diagramm)**

Für den Fall  $f_{t,s} = 10^6$  kN/m<sup>2</sup> tritt kein Versagen hinsichtlich einem Erreichen der Zugfestigkeit ein. Hier entwickeln sich die Spannungen  $\sigma'_y$  an der Vorder- sowie Rückseite des Pfahlschafts in Ab-



hängigkeit von der Steifigkeit  $E_u$  und dem mit zunehmender Verschiebung  $y/D$  fortschreitenden Erreichen des Grenzzustandes  $q_f = c_u/2$ , wobei  $q$  entsprechend einem drei-dimensionalen Spannungszustand mit  $\sigma_2 \neq \sigma_3$  zu berechnen ist (vgl. Gleichung (2-24) für den triaxialen Spannungszustand  $\sigma_2 = \sigma_3$ ). Die Spannungen  $\sigma'_y$  an der Pfahlvorderseite bleiben demnach unabhängig von der im Diagramm der Abbildung 5.2 links dargestellten Reduzierung der Zugfestigkeit  $f_{t,s}$ . Hier wird für eine Verschiebung ab  $y/D = 2,5\%$  konstant ein Wert von  $\sigma'_y = 80 \text{ kN/m}^2$  erreicht, da hier stets nur das Bruchkriterium entsprechend  $q_f = c_u/2$  maßgebend ist. Dagegen reduziert sich für eine Zugfestigkeit  $f_{t,s}$ , welche gegen null strebt, auch die mobilisierbare Spannung  $\sigma'_y$  an der Rückseite des Pfahlschaftes ausgehend von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{h,c} = 20 \text{ kN/m}^2$  bei  $y/D = 0$  auf null. Die Entwicklung der Spannungen an der Vorderseite bzw. Rückseite des Pfahlschaftes sind unter Betrachtung der maximal erreichbaren Zugspannung im Boden  $f_{t,s}$  und der maximal mobilisierbaren Deviatorspannung  $q_f$  nachvollziehbar und zeigen die Anwendbarkeit der Modellbildung für eine realitätsnahe Widergabe des Bodenverhaltens, das für  $f_{t,s}$  einen Wert von null erwarten lässt. Bezogen auf Effektivspannungen wird damit eine Adhäsion nicht in Ansatz gebracht.

Zur genaueren Analyse der Verformungen und Spannungen im Nahbereich des Pfahlschaftes wurde die Abbildung 5.3 erstellt.



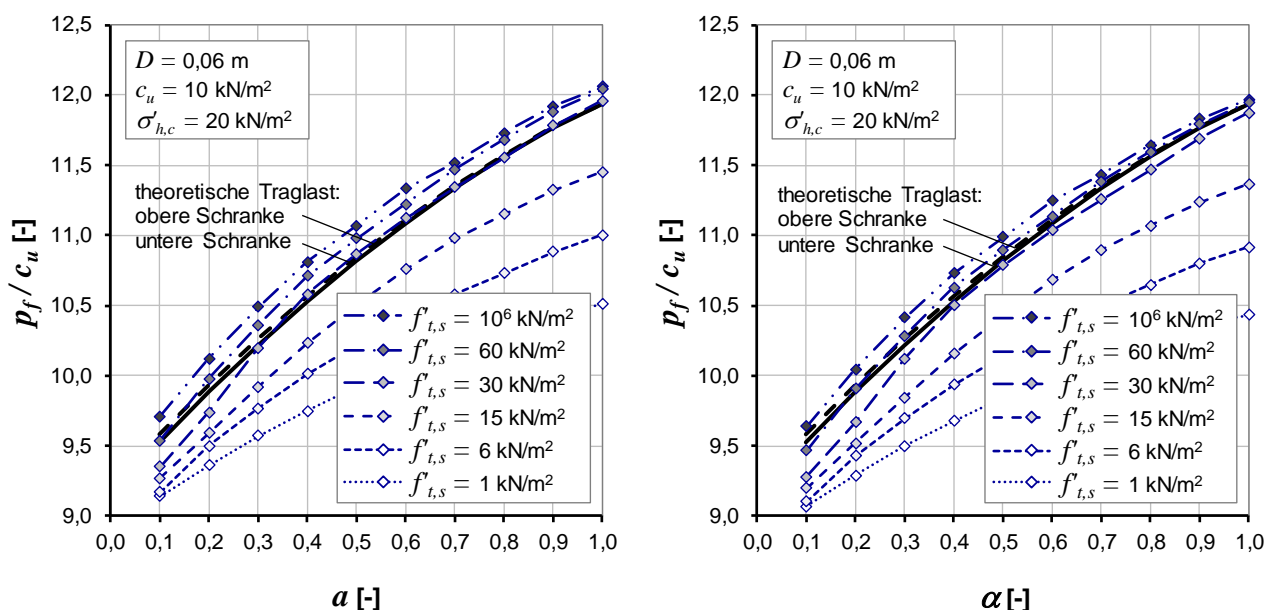
**Abbildung 5.3: Analyse der Verformungen und Spannungspunkte im Boden um den Pfahlschaft**

Zunächst ist erkennbar, dass durch das Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{t,s}$  ein Spalt an der Rückseite des Pfahlschaftes entsteht. Dieses Ablösen der Bodenelemente von zum Pfahlschaft gehörenden Netzknoten kann sowohl durch die in der Modellbildung verwendeten *Interface*-Elemente (siehe Abschnitt 5.2.1) als auch durch die Aktivierung einer begrenzten Zugfestigkeit im Boden erreicht werden. Ergänzend zur Darstellung des bei einer Verformung von  $y/D = 20\%$  verformten Finite-Elemente-Netzes werden in Abbildung 5.3 die Spannungspunkte dargestellt, welche einerseits das

Miseses-Kriterium für  $\varphi' = 0$  und  $c_u \neq 0$  bzw. im Allgemeinen das Mohr-Coulomb-Kriterium mit den im Stoffmodell herangezogenen Fließflächen  $f_1, f_2$  und  $f_3$  gemäß den Ausdrücken in (3-14) erreichen. Andererseits sind an der Rückseite des Pfahlschaftes Punkte zu erkennen, für welche die Spannungen die in (3-15) beschriebenen Bruchbedingungen erfüllen (Fließflächen  $f_4, f_5$  und  $f_6$ ).

Es ist anzumerken, dass entgegen den hier gezeigten Berechnungen zur Validierung des in dieser Arbeit zur Wiedergabe der zeitabhängigen Mobilisierung von Bodenstützspannungen weiter verfolgten Modells Einflüsse aus der Porenwasserdruckentwicklung berücksichtigt werden (Analyse-methode 1, siehe Abschnitt 5.2.2). Das bedeutet, dass entgegen der Zugfestigkeit des Bodens  $f_{t,s}$  zumindest die Zugfestigkeit des Porenwassers  $f_{t,w}$  bei Porenwasserunterdruck eine gewisse Spannung übertragen kann, was den mobilisierbaren seitlichen Pfahlwiderstand  $p$  tendenziell vergrößert.

Abbildung 5.4 führt das in PLAXIS BV (2016) gezeigte Beispiel zur Validierung weiter aus. So wurden die Berechnungen um die Variation der Zugfestigkeit des Bodens  $f_{t,s}$  erweitert. Ferner wurden zwei unterschiedliche Pfahldurchmesser  $D$  bei unterschiedlichen Werten der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  rechnerisch untersucht. Mit in die Diagramme der Abbildung 5.4 eingetragen ist die obere sowie untere Schrankenlösung gemäß den Ausführungen des Abschnittes 3.3 zur analytischen Ermittlung der maximalen Bodenstützspannung  $p_f$ .



**Abbildung 5.4: Vergleich mit der analytischen Traglast gem. Abschnitt 3.3; links:  $D = 0,06 \text{ m}$  (modellhafte Belastungsversuche, Abschnitt 5.5); rechts:  $D = 0,3 \text{ m}$  (Extrapolationsversuche, Abschnitt 5.7)**

Es zeigt sich zunächst, dass bei Begrenzung der Zugfestigkeit  $f_{t,s}$  die maximal erreichbare Bodenstützung  $p_f$  geringer wird. Für  $\alpha = 1$  ist z. B. eine Reduzierung von  $p_f / c_u = 12,0$  auf  $10,5$  ermittelt worden. Vor allem in Bezug auf die prozentuale Änderung ist für  $\alpha = 0,1$  eine geringere Reduzierung ausgehend vom Fall  $f_{t,s} = 10^6 \text{ kN/m}^2$  berechnet worden. Ein Vergleich mit der analytischen Lösung entsprechend Abschnitt 3.3 ist nur für den Ansatz einer hohen Zugfestigkeit  $f_{t,s}$  möglich, da die Traglastermittlung der in Abschnitt 3.3 vorgestellten Methoden eine Begrenzung der Zugfestig-

keit nicht berücksichtigen. Es zeigt sich somit, dass die im Finite-Elemente-Modell berechneten Grenzstützspannungen  $p_f$  etwas über den Ergebnissen der analytischen Methoden liegen. Die Abweichungen sind jedoch im Hinblick auf mögliche weitere Einflussgrößen insbesondere im Hinblick auf die in den folgenden Abschnitten verfolgte komplexere Modellbildung gemäß der Analysemethode 1 als gering zu bewerten und liegen für  $f_{t,s} = 10^6 \text{ kN/m}^2$  maximal bei 2,6 % und für einen Scherfestigkeitskoeffizienten von  $\alpha = 1$  bei nur 1 %.

Obwohl die in diesem Abschnitt dargestellten Ergebnisse des Finite-Elemente-Modells gut mit den analytischen Lösungen zur Tragfähigkeit eines quer zu seiner Achse beanspruchten kreisrunden Pfahlelementes zumindest bis zu einer bezogenen Verschiebung von  $y/D = 0,2$  übereinstimmen, sind die Prognosemöglichkeiten basierend auf der Finiten-Elemente-Methode bei großer Netzverzerrung eingeschränkt. Werden für große bezogene Verschiebungen  $y/D \gg 0,2$  Simulationen notwendig, stehen gegenüber den Finiten-Elementen alternative Konzepte für numerische Modelle zur Verfügung. Im Bereich der Geotechnik sind folgende Ansätze zur Abbildung eines Kontinuums vertiefend untersucht worden:

- *Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) method*
- *Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) method*
- *Material Point method (MPM)*

Vergleichende Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit der unterschiedlichen Herangehensweisen sowie die Anwendung der Rechenmethoden auf geotechnische Randwertprobleme wurden unter anderem von QIU und GRABE (2011) bzw. QIU (2012), AUBRAM (2014), HAMAD (2014), HAMANN et al. (2014) und MOORMANN et al. (2015), BAUER (2016) sowie GRABE und WU (2016) vorgestellt. Neben diesen Modellen zur Wiedergabe eines Kontinuums ist die Anwendung von diskreten Elementen (*Discrete Element Method, DEM*) oder die Anwendung der sog. *Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)* zur Simulation großer Verschiebungen im Boden möglich. Einen Überblick zu den Partikelmethoden bieten JAKOB und KONIETZKY (2012). Die Anwendbarkeit der SPH bei geotechnischen Randwertproblemen wurde von GRABE und STEFANOVA (2014) sowie STEFANOVA und GRABE (2015) gezeigt, wobei die Interaktion zwischen Fluid (Wasser oder Zementsuspension) und Feststoff (Boden) sowie damit verbundene große Verformungen im Vordergrund standen.

## 5.3 Stoff- und Strömungsmodell

### 5.3.1 Allgemeines

Frühe experimentelle Untersuchungen zur Entwicklung von zunächst nicht allgemein für ein Kontinuum formulierten Stoffmodellen zur Beschreibung von weichen viskosen Böden fanden in den 70er Jahren in Karlsruhe statt. In einer Arbeit von LEINENKUGEL und NAHRGANG (1972) wurde ein aus den Beobachtungen im Biaxialgerät abgeleitetes einfaches Konzept zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Festigkeit im Rahmen der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb aufgestellt. Mit diesem Modell ist es grundsätzlich möglich, den Einfluss der Bodenviskosität auf den „Bruch“ zu berücksichtigen. Die Frage nach der zeitlichen Entwicklung der Verformungen im Boden unter einer bestimmten Belastungscharakteristik konnte durch dieses visko-plastische Stoffmodell zunächst nicht beantwortet werden. LEINENKUGEL (1976) entwickelte anhand von Beobachtungen in Ele-

mentversuchen ein Stoffmodell, welches den viskosen Festigkeitsanteil im undrainierten Grenzzustand eines bindigen Bodens berücksichtigen kann. Dieses Stoffmodell wurde von LEINENKUGEL erfolgreich an die physikalische Theorie der thermischen Aktivierung (RPT) rückgebunden. Ähnliche Arbeiten liegen auch von MITCHELL (1964) und MITCHELL et al. (1968) vor. Mit einer viskoplastischen Beschreibung des stofflichen Verhaltens von bindigen Böden konnte z.B. die Problematik eines im Grenzzustand befindlichen Kriechhanges gelöst und die Einwirkung auf Pfahlreihen sowie deren Dübelwirkung bestimmt werden (SCHWARZ 1984). Hierzu wurden von WINTER (1979) vorab umfangreiche theoretische Arbeiten durchgeführt.

Mit den in den vorangegangenen Arbeiten meist durch explizite Gleichungen nicht objektiv formulierten Stoffmodellen und der Motivation, das zeit- und belastungsabhängige Bodenverhalten besser beschreiben zu können, entwickelte sich an den Universitäten Karlsruhe und Grenoble die Familie der hypoplastischen und der visko-hypoplastischen Stoffmodelle (KOLYMBAS 1978, KOLYMBAS 1988, WU 1992, VON WOLFFERSDORFF 1996, HERLE 1997, NIEMUNIS 2003, GUDEHUS 2004, MAŠÍN 2006, NIEMUNIS et al. 2009 und weitere). Diese Modelle benutzen ratenabhängige tensorwertige inkrementell nichtlineare Funktionen zur Beschreibung des Materials und verzichten auf die in den elastisch-plastischen Stoffmodellen verwendeten Konzepte des Bruches bzw. eines elastischen Bereiches (ROSCOE und BURLAND 1968).

Auch elastisch-plastische Stoffmodelle wurden in ihren Formulierungen derart erweitert, dass die Effekte der Bodenviskosität grundsätzlich berücksichtigt werden können. Grundkonzept hierbei ist die Koppelung der plastischen Dehnungsrate mit einer zusätzlichen viskosen Widerstandskomponente. Erste Überlegungen hierfür stammen von PERZYNA (1963) und OLSZAK und PERZYNA (1966) nach dem sog. „*Overstress-Konzept*“ sowie von OLSZAK und PERZYNA (1964) unter Verwendung einer „nicht-stationären Fließfläche“. Weiter wurde visko-plastisches Materialverhalten für eine rein volumetrische Verfestigung von ADACHI und OKA (1982) in das *Cam-Clay* Konzept nach ROSCOE und BURLAND (1968) eingebracht. Ein verbreitetes, für eindimensionale Verformungszustände definiertes Stoffmodell stammt von YIN und GRAHAM (1989). Basierend auf dem Gedankenmodell der *Cam-Clay* Stoffmodellfamilie werden Dehnungen in einen elastischen, einen plastischen sowie einen viskosen Anteil zerlegt. Die für die Simulation einer eindimensionalen Kompression benötigten drei Stoffparameter können in einfachen ödometrischen Kompressions- und Kriechversuchen bestimmt werden. Dieses Modell wurde von YIN und GRAHAM (1999) auf triaxiale Spannungs- und Verformungszustände erweitert. Zusätzlich zu diesen Arbeiten wurden unterschiedliche Formulierungen mit Erweiterungen, welche unter anderem eine mit der plastischen Dehnungsrate bei deviatorischer Verfestigung einhergehenden Viskosität sowie deren Einfluss auf undrainierte Bruchvorgänge beschreiben, vorgeschlagen (z.B.: BORJA und KAVAZNJIAN 1985, SEKIGUCHI 1985a, SCHAD 1992, NEHER und VERMEER 1998, HOULSBY und PUZRIN 2002).

### 5.3.2 Stoffmodell

Als Stoffmodell wurde das elasto-viskoplastische Stoffmodell nach NEHER und VERMEER (1998) in seiner Formulierung im Finite-Element Programm „*Plaxis 2D 2015*“ und „*Plaxis 3D 2015*“ (Plaxis bv, Delft) herangezogen. Einige Simulationen wurden auch mit der Programmversion „*Plaxis 2D*

2012“ bearbeitet. Das Stoffmodell, welches in dieser Arbeit als SSC-Modell (*Soft Soil Creep*) bezeichnet wird, zeichnet sich durch folgende Ansätze aus:

- Die Steifigkeit  $E_s$  unter eindimensionaler Kompression hängt linear von der Effektivspannung  $\sigma'_v$  ab. Dies entspricht den Ansätzen von TAYLOR (1948) und hinsichtlich der Formulierung auf die natürliche Dehnung bezogen von BUTTERFIELD (1979), wobei  $C_c$  und eine entsprechende Initial- bzw. Referenzporenzahl  $e^{ref}$  bei einem Referenzdruck  $p^{ref}$  als Eingabeparameter des Stoffmodells dienen.
- Das elasto-viskoplastische SSC-Modell unterscheidet zwischen Erst- sowie Ent- und Wiederbelastung. Der Überkonsolidierungsgrad  $OCR = p'_{eq} / p'$  ist entsprechend dem mittleren Druck  $p'$  (hydrostatischer Spannungsanteil) durch eine Bezugsspannung  $p'_{eq}$  definiert. Die Spannung  $p'_{eq}$  liegt im Schnittpunkt der Fließfläche mit der Geraden im Spannungsraum, bei welcher die Deviatorspannung  $q = 0$  ist.
- Im Bereich der Ent- und Wiederbelastung werden die elastischen Dehnungen durch die Parameter  $C_s$  und die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  gesteuert. Dabei ist zu beachten, dass  $\nu_{ur}$  und  $K_0$  keine voneinander unabhängigen Parameter sind.
- Das SSC-Stoffmodell verwendet eine assoziierte Fließregel. Dabei entstehen visko-plastische Dehnungen, sobald die Effektivspannung auf der Fließfläche liegt, die der elliptischen Formulierung nach dem *Modified Cam Clay* Modell folgt (ROSCOE und BURLAND 1968), und durch ein zusätzliches Spannungsinkrement erhöht wird.
- Die Aufweitung der elliptischen Fließfläche erfolgt durch eine isotrope Verfestigungsregel. Die Änderung der Fließfläche im normalkonsolidierten Bereich ist damit an den Parameter  $C_c$ , welcher aus eindimensionalen Kompressionsversuchen zu bestimmen ist, gekoppelt. Im Bereich der Wiederbelastung wird die Verfestigung durch den Parameter  $C_s$  gesteuert.
- Die deviatorische Bruchbedingung wird durch das Modell nach Mohr-Coulomb beschrieben (COULOMB 1776). Die Eingabe einer Begrenzung der Zugfestigkeit des Bodens  $f_{t,s}$  („*tension cut-off*“) ist möglich. Auch die Zugfestigkeit des Wassers kann berücksichtigt werden. Dabei sind Maximalwerte der Zugfestigkeit hauptsächlich von der Mikrostruktur des Bodens und dem Anteil gelöster Gase im Wasser abhängig
- Ein mögliches dilatantes Stoffverhalten wird durch die Eingabe eines Dilatanzwinkels  $\psi$  gesteuert (assoziierte Fließregel bei  $\varphi' = \psi$ ).
- Der kritische Reibungswinkel  $\varphi'_{cs}$  (hier  $\varphi'_{cs} \approx \varphi'$ ) bzw. der Parameter  $M$  nach ROSCOE und BURLAND 1968 ist an die Fließfläche gekoppelt. Um realistische Erdruchdruckbeiwerte zu prognostizieren, wird nach einer empirischen Beziehung  $M$  an den Eingabeparameter  $K_0$  angepasst (BRINKGREVE 1994).
- Das zeitabhängige Verhalten aufgrund der Bodenviskosität wird mit Hilfe der Definition einer Referenzisochrone (bzw. Isotache), welche in einem eindimensionalen Kompressionsversuch mit stufenweiser Lasterhöhung alle 24 Stunden ( $\tau = 1$  d) bestimmt wird, beschrieben. Für diese Isochrone gilt  $OCR = 1,0$ . Die Größe viskoser Dehnungen ergibt sich damit primär in Abhängigkeit von  $OCR$  bzw. den Eingabeparametern  $C_c$ ,  $C_s$  und  $C_\alpha$ .

Eine genauere Beschreibung und Analyse der theoretischen Modellgleichungen wird in der Arbeit von NEHER (2008) gegeben. Ferner werden darin historische Entwicklungen zur Beschreibung der Ansätze des viskosen Verhaltens weicher feinkörniger Böden zusammengefasst. Neben weiteren

Beispielen in NEHER et al. (2001) werden verschiedene geotechnische Randwertprobleme beschrieben, die zur Validierung des Stoffmodells dienen (Setzungsprognosen von Dämmen auf weichem Untergrund, Turm von Pisa). Weitere Aufsätze, die die Leistungsfähigkeit sowie die Einschränkungen des gewählten Stoffmodells zeigen, wurden unter anderem von folgenden Autoren verfasst:

- STOLLE et al. (1997): Triaxialversuche
- HAVEL (2004): Ödometer- und Triaxialversuche und Setzungsprognose eines Dammes
- WEHNERT et al. (2005): Setzungsprognose zu einer Hausmülldeponie
- FLOQUET (2006): Ödometerversuche
- BERENGO et al. (2009): Flachgründung als Belastungsversuch in situ
- FATAHI et al. (2012): Prognose von Setzungen und Horizontalverformungen infolge eines Dammes auf weichem Untergrund
- ASHRAFI (2014): Ödometer- und Triaxialversuche und Setzungsprognose eines Dammes
- VOGT et al. (2014): Ödometerversuche und Setzungsprognose einer Tagebaukippe aus Sand

### 5.3.3 Strömungsmodell

Unabhängig vom Stoffmodell zur Beschreibung des Verhaltens des Korngerüsts bzw. des Partikelverbundes feinkörniger Böden bietet das zur Anwendung gebrachte Finite-Elemente Programm die Möglichkeit einer gekoppelten Analyse des Zwei-Phasen-Mediums Bodenfeststoff – Porenwasser entsprechend der Konsolidationstheorie und seiner numerischen Lösung für Probleme der Kontinuumsmechanik (BIOT 1956). In der programmtechnischen Umsetzung kann eine Abhängigkeit der Durchlässigkeitskoeffizienten in vertikaler  $k_v$  bzw. horizontaler  $k_h$  Strömungsrichtung nach DARCY (1856) von der Trockendichte  $\rho_d$  bzw. der Porenzahl  $e$  des gesättigten Bodens gemäß (2-51) angesetzt werden. Darin sind  $e^{ref}$  und  $k_v^{ref}$  sowie  $c_{k,v}$  Parameter, welche anhand der Ergebnisse geeigneter Versuche festzulegen sind, was in Abschnitt 2.4 näher erläutert wird. Diese Parameter wurden in Ödometerversuchen mit inkrementeller Spannungsänderung und anschließenden Kriechphasen ermittelt. Zur näheren Erläuterung der Konsolidation und der damit verbundenen Strömung des Porenwassers bei einer Spannungsänderung im undrainierten Zustand wird auf Abschnitt 5.2.2 verwiesen.

### 5.3.4 Parameterübersicht

Zusammenfassend zeigen Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 wesentliche Parameter des Stoffmodells sowie die Größen, die das Durchlässigkeitsverhalten steuern. Dabei werden jeweils die Formelzeichen definiert und angegeben, mit welchen Versuchen eine Kalibrierung vorgenommen wurde.

**Tabelle 5.1: Stoffmodellparameter zur Beschreibung des Verhaltens der Bodenstruktur**

Beschreibung	Formelzeichen im Stoffmodell nach NEHER und VERMEER (1998)	Elementversuch zur Kalibrierung
Referenzporenzahl	$e^{ref}$ [-]	Ödometerversuche
Ruhedruckbeiwert	$K_0^{NC}$ [-] ( $K = 1$ zur Simulation Interaktion Boden-Pfahl im 2-D Modell)	Großödometerversuche
Querdehnzahl im elastischen Bereich	$\nu_{ur} = 0,15$	nicht kalibriert
effektiver Reibungswinkel (Bruchbedingung nach MOHR-COULOMB)	$\varphi'$ [°]	Triaxialversuche
Kohäsion (Bruchbedingung nach MOHR-COULOMB)	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Triaxialversuch
Dilatanzwinkel	$\psi = 0^\circ$	nicht kalibriert
Zugfestigkeit des Bodens	$f_{t,s} = 0$ kN/m <sup>2</sup>	nicht kalibriert
Schwellbeiwert: Steifigkeitsentwicklung bei Wiederbelastung	$C_s$ [-]	Ödometerversuche
Kompressionsbeiwert: Steifigkeitsentwicklung bei Erstbelastung	$C_c$ [-]	Ödometerversuche
Bodenviskositätsparameter (Kriechbeiwert)	$C_\alpha$ [-]	Ödometerversuche
Bodenviskositätsparameter	$\tau = 1$ Tag (Bezugsgröße, nicht änderbar)	nicht kalibriert

**Tabelle 5.2: Parameter des Strömungsmodells, der Kompressibilität und Zugfestigkeit des Wassers**

Beschreibung	Parameter nach „Plaxis 2012“	Elementversuch zur Kalibrierung
Referenzdurchlässigkeitsbeiwert	$k_v^{ref}$ (in dieser Arbeit $k_v^{ref} = k_h^{ref}$ )	Ödometerversuche und Durchlässigkeitsversuche
Parameter zur Beschreibung der Dichteabhängigkeit	$c_k$ [-]	Ödometerversuche und Durchlässigkeitsversuche
Kompressionsmodul des Wassers	$K_w$	nicht kalibriert
Zugfestigkeit des Wassers	$f_{t,w} = 100$ kN/m <sup>2</sup>	nicht kalibriert

## 5.4 Parameterkalibrierung

### 5.4.1 Grundlagen

Unter Verwendung der in Abbildung 5.5 dargestellten radialsymmetrischen Finite-Elemente Modelle von Ödometer- und Triaxialversuchen wurden die Stoffmodellparameter und die die Konsolidation beschreibenden Parameter derart kalibriert, dass das mechanische und hydraulische Verhalten des untersuchten weichen wassergesättigten Kaolintons möglichst genau wiedergegeben werden konnte. Die anhand der Ödometer-, Triaxial-, und Durchlässigkeitsversuche kalibrierten Parameter sind in Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 aufgelistet.

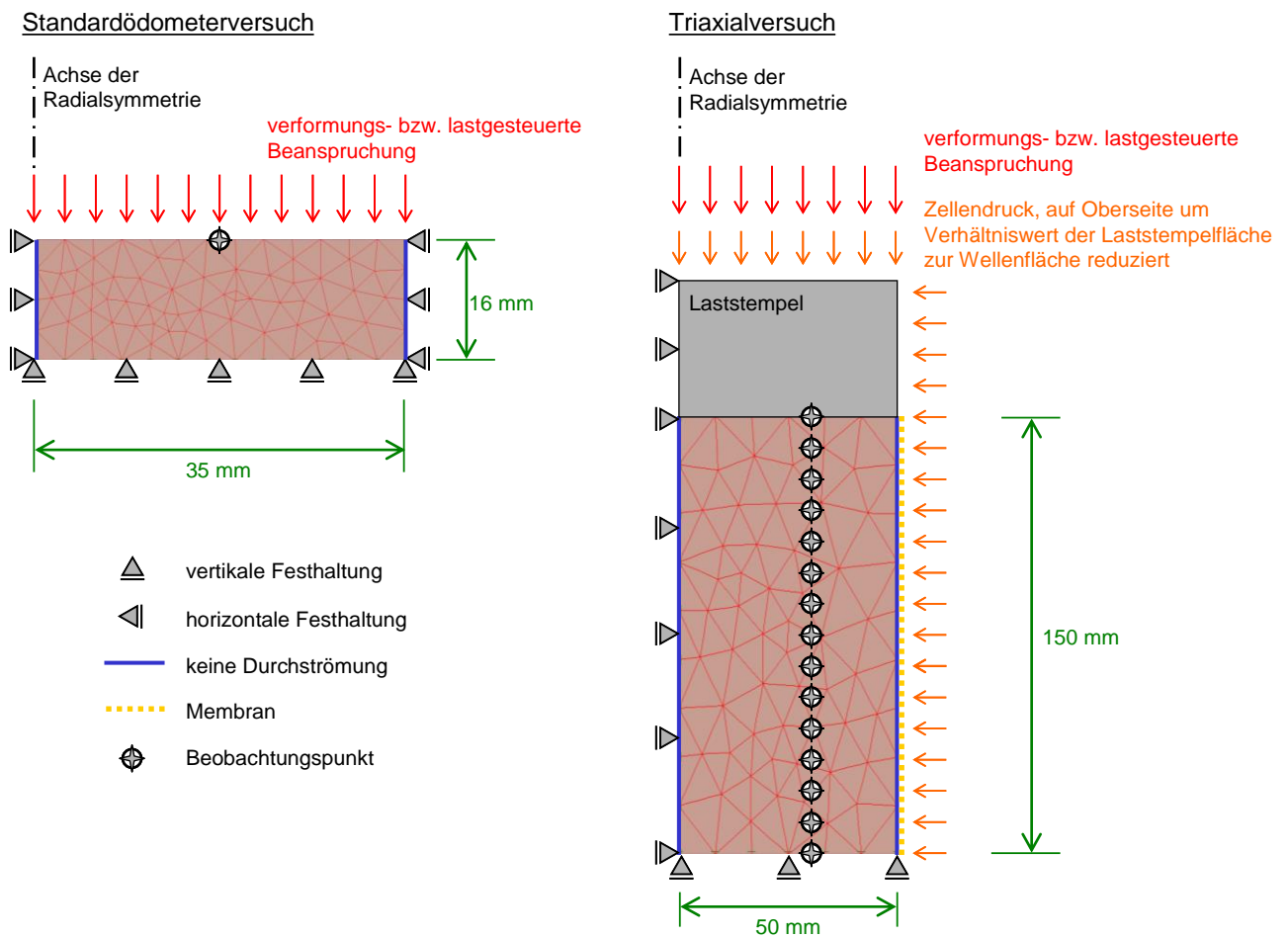
Das in Abbildung 5.5 links gezeigte Modell wurde für die Wiedergabe des Standardödometerversuches verwendet (vgl. Abschnitt 4.4.4). Es hat horizontale Festhaltungen am linken und rechten Modellrand. Die verformungs- bzw. lastgesteuerte Beanspruchung erfolgt am oberen Modellrand über eine vertikal gerichtete Spannung  $\sigma_a$  oder eine vorgegebene Verformung  $u_a$ , die zur Simulation der in diesem Bericht nicht gezeigten verformungsgesteuerten Ödometerversuche erforderlich ist.

Die in Abbildung 5.5 rechts gezeigte Skizze gibt das Modell der Triaxialversuche wieder. Zusätzlich zum Zellendruck  $\sigma_r$  werden axial Spannungen  $\sigma_a$  eingestellt. Zunächst wird die eine Zeit von  $t_{K0}$  andauernde Konsolidationsphase simuliert. Dabei hat das Spannungsverhältnis  $K = 0,6$  betragen, was in etwa dem Ruhedruckbeiwert  $K_0$  entspricht. Die Beanspruchung durch Scherung erfolgte anschließend durch eine Änderung der axialen Spannung  $\sigma_a$  oder Vorgabe einer Verschiebung  $u_a$ , welche in einem bestimmten Zeitintervall vollzogen wurde.

Die Höhe des Ödometermodells beträgt vor Belastung 16 mm. Die Anfangsprobenhöhe des Modells der Triaxialversuche beträgt 150 mm. Beide Abmessungen liegen etwa im Mittel der in den Versuchen festgestellten Werte. Der Durchmesser des Ödometers betrug 70 mm, was jedoch keinerlei Einfluss auf das Simulationsergebnis hat. Die Triaxialversuche wurden mit einem Durchmesser von 100 mm zu Beginn der simulierten Scherbeanspruchung modelliert. Dazu wurde nach dem Ende der Konsolidationsphasen mit verschiedenen Konsolidationsspannungen  $\sigma'_{a,c}$  die während der Konsolidation errechnete Verformung zurückgesetzt. Dieses Vorgehen ermöglichte die Abbildung der in den Versuchen angestrebten Randbedingung, dass sich trotz der starken Kompression während der Konsolidationsphase unabhängig von der Spannung  $\sigma'_{a,c}$  stets eine gleich große Bodenprobe ergibt.

Bei geringem Niveau der Effektivspannungen ist eine Berücksichtigung der die Probe im Triaxialversuch stützenden Gummimembran notwendig (vgl. Abschnitt 4.4.5.3). Dazu wurden im Modell Membran-Elemente am vertikal verlaufenden Seitenrand definiert. Dieses Linienelement besitzt keine Biegesteifigkeit. Die Dehnsteifigkeit kann frei definiert werden und wurde in den hier gezeigten Simulationen mit einem Wert von  $E_M = 1,5 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Dieser Größe wurde als Mittelwert in Zugversuchen an verschiedenen Teilproben der in den Triaxialversuchen verwendeten Gummimembran ermittelt. Nähere Angaben hierzu wurden bereits im Arbeitsbericht gemacht.





**Abbildung 5.5: Geometrisches Modell zur numerischen Simulation der Ödometer- (links) und Triaxialversuche (rechts)**

In allen Simulationsrechnungen wurden die Randbedingungen, welche die Wasserbewegung in der Bodenprobe bestimmen, der jeweiligen Versuchsdurchführung angepasst. Im Modell des Standardödometers ist eine radiale Wasserbewegung über die vertikal ausgerichteten Modellränder nicht möglich („*closed consolidations boundary*“). Zum oberen und unteren Probenende ist ein freier Porenwasserdruckabbau durch axiale Strömung möglich. Am offenen Modellrand herrscht damit zu jeder Simulationszeit  $\Delta u = 0$ , während innerhalb der Probe sowie an den geschlossenen Modellrändern  $\Delta u$  entsprechend der gekoppelten numerischen Analyse („*undrained A*“) und mit den die Konsolidation kontrollierenden Parametern zeitabhängig berechnet wird. Zur Simulation undrainierter Triaxialversuche wurde die Begrenzungsrandbedingung um die gesamte Probe gelegt. Damit ist eine nahezu ideal volumenkonstante Scherung möglich. In den Simulationsrechnungen, welche das Verhalten im drainierten Triaxialversuch nachbilden sollen, wurde eine freie Wasserbewegung zur Probenunterseite hin ermöglicht (Porenwasserdrucksensor mit geschlossener Drainage an der Probenoberseite, vgl. Abschnitt 4.4.5.1 mit Abbildung 4.27).

Eine wesentliche Erkenntnis bei der Durchführung der Rechnungen zur Parameterkalibrierung lag in der Feststellung, dass bereits geringe Scherverformungen zu einer markant inhomogenen Verteilung der Dehnungen  $\varepsilon_a$  bzw.  $\varepsilon_r$  und der Spannungen  $\sigma_a$  bzw.  $\sigma_r$  innerhalb der Bodenprobe füh-

ren. Damit verbunden sind im undrainierten Triaxialversuch je nach geometrischer Lage von Kontrollpunkten sich unterschiedlich ändernde Porenwasserdrücke  $\Delta u$ .

Zur Auswertung der Rechenergebnisse des FE-Modells müssen für einen Vergleich geeignete Beobachtungspunkte definiert werden. Dabei kann im Ödometerversuch und im weggesteuerten triaxialen Kompressions- bzw. Extensionsversuch die Größe

- der axialen Verschiebung und damit der axialen Dehnung  $\varepsilon_a$  sowie
- der axialen Kraft, welche in die vertikale Totalspannung  $\sigma_a$  umgerechnet werden muss,

durch nur einen Beobachtungspunkt an der Probenoberseite eindeutig ermittelt werden (siehe Abbildung 5.5). Die Bestimmung der radialen Totalspannung  $\sigma_r$  ergibt sich aus dem Zellendruck bzw. der in Abbildung 5.1 eingetragenen horizontal wirkenden äußeren Belastung und der Stützspannung der Gummimembran. Die mittlere Stützspannung ergibt sich aus der mittleren Radialdehnung  $\varepsilon_a$ , die im undrainierten Fall bzw. bei  $\varepsilon_{vol} \approx 0$  aus der Axialdehnung  $\varepsilon_a$  einfach umgerechnet werden kann. Die Auswertung der Simulationsergebnisse erfolgte damit analog zur Auswertung der experimentell gewonnenen Daten aus den Triaxialversuchen. Im drainierten Triaxialversuch ist eine Berechnung der Membranstützspannung aus der Dehnung  $\varepsilon_a$  nicht möglich, da sich das Probenvolumen während der Scherung ändert. Aus diesem Grund wurde die radiale Totalspannung  $\sigma_r$  aus dem Mittelwert der in verschiedenen Beobachtungspunkten errechneten lokal wirksamen Spannung gebildet. Hierzu lagen die Beobachtungspunkte im Modell entlang einer axial ausgerichteten Linie. Die Beobachtungspunkte sind in Abbildung 5.5 rechts mit dargestellt. In diesen Punkten wurde ebenfalls die ermittelte Volumendehnung  $\varepsilon_{vol}$  im drainierten Triaxialversuch bzw. der bestimmte Porenwasserdruck  $\Delta u$  im undrainierten Triaxialversuch aufgezeichnet. Die zur Auswertung weiter verwendeten Größen  $\sigma_r$ ,  $\Delta u$  und  $\varepsilon_{vol}$  wurden jeweils aus den Mittelwerten der Ergebnisse an diesen Punkten gebildet.

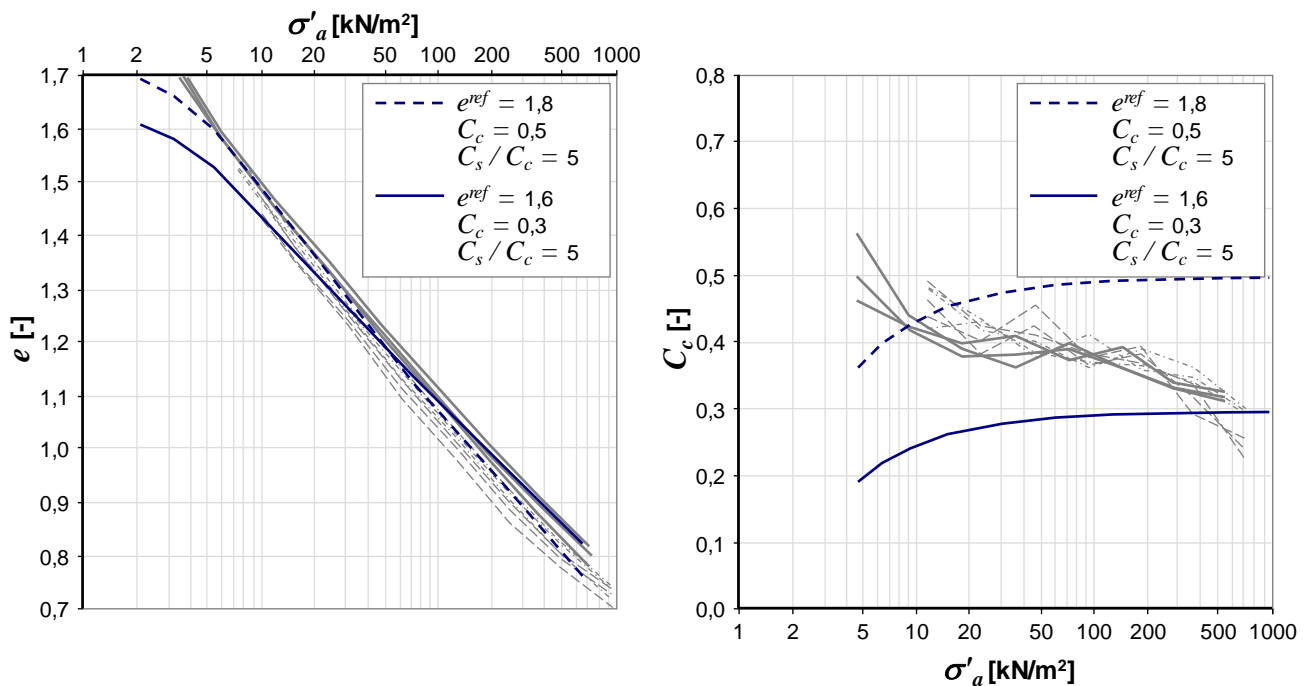
Zur Analyse der Berechnungsergebnisse ist im Zusammenhang mit der inhomogenen Spannungs- und Dehnungsverteilung im FE-Modell die nicht immer mögliche Eindeutigkeit bei der Parameterkalibrierung zu nennen. Die Simulationsergebnisse sind je nach Variable und der berechneten Verformung mehr oder weniger stark von der Lage der Beobachtungspunkte abhängig. Dabei ist zum Beispiel im undrainierten triaxialen Scherversuch die Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  mit steigender Dehnung  $\varepsilon_a$  und somit die Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  nahezu eindeutig, da sich  $q$  sowie  $\varepsilon_a$  jeweils unabhängig von der Lage des Beobachtungspunktes bestimmen lassen. Dagegen variiert die Porenwasserdruckentwicklung  $\Delta u$ , der effektive Spannungspfad und der Reibungswinkel  $\varphi'$  mit der Lage der Beobachtungspunkte.

#### 5.4.2 Kompressibilität

Zunächst wurden die Stoffmodellparameter, welche die Kompressibilität des Bodens beschreiben, anhand einer Parameterstudie mit Vergleichsrechnungen kalibriert. Es wurde eine Vielzahl an Kombinationen der Größen  $e^{ref}$ ,  $C_c$  und  $C_s$  untersucht. Bei den Rechenergebnissen hat die Referenzporenzahl  $e^{ref}$  keinen unmittelbaren Einfluss. Zur Vereinheitlichung der Parameteranalyse in Bezug auf die Laborversuche wurden jedoch die in den folgenden Abbildungen gezeigten Druck-Porenzahl-Diagramme sowie der Parameter des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  und Schwell- bzw. Rekompansionsbeiwertes  $C_s$  verwendet, was die Festlegung einer Referenzporenzahl bedingt.

Ferner ist beim Schritt der Kalibrierung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_v$  in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e$  eine Definition zu  $e^{ref}$  notwendig (siehe Kalibrierung der Durchlässigkeitseigenschaften sowie Formel (2-51) mit  $k_v^{ref}$  bei  $e^{ref}$ ).

Zunächst zeigt Abbildung 5.6 die Möglichkeit der in Bezug auf die Streuungen der Versuchsergebnisse guten Anpassung der Kompressibilität im Bereich der Erstbelastung. Mit der Wahl einer Referenzporenzahl von  $e^{ref} = 1,8$  und eines Kompressionsbeiwertes  $C_c = 0,5$  lässt sich insbesondere im Spannungsbereich ab ungefähr  $\sigma'_a = 7 \text{ kN/m}^2$  eine gute Wiedergabe der im linken Diagramm der Abbildung 5.6 dargestellten Versuchsdaten erkennen.



**Abbildung 5.6: Verhalten während der Erstbelastung – Druck-Porenzahl-Diagramm (links) und Spannungsabhängigkeit des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  (rechts) – Daten der experimentellen Untersuchungen als helle Kurven**

Bei höheren Effektivspannungen flachen die Versuchskurven etwas ab, was im Diagramm der Abbildung 5.6 links jedoch kaum zu erkennen ist und besser aus der Darstellung der Abbildung 5.6 rechts mit den bei steigenden Spannungen abfallenden  $C_c$ -Werten zum Ausdruck kommt. Hier kann durch eine Reduzierung der Referenzporenzahl  $e^{ref}$  und des Parameters  $C_c$  eine bessere Anpassung erreicht werden (siehe gestrichelte Kurve in Diagramm Abbildung 5.6 links).

Zur Verdeutlichung der Spannungsabhängigkeit des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  im Ödometerversuch und in der numerischen Berechnung dient Abbildung 5.6 rechts. Darin ist eine gegenläufige Entwicklung von Versuchsdaten und Simulationsergebnissen zu erkennen. Während  $C_c$  im numerischen Modell stetig gegen einen Grenzwert in der Nähe der im Programm eingegebenen Größe 0,3 bzw. 0,5 (Eingabewerte) strebt, nimmt der im Versuch gemessene Kompressionsbeiwert  $C_c$  mit steigender Effektivspannung  $\sigma'_a$  ab. Die starke Reduzierung der zurückgerechneten  $C_c$ -Werte bei geringen Spannungen  $\sigma'_a$  kann durch den vordefinierten und nicht zu beeinflussenden Initialzu-

stand im numerischen Modell für normalkonsolidierte Böden erklärt werden. Demnach ergibt sich die Notwendigkeit der Festlegung einer Vorkonsolidationsspannung, an welcher die Referenzisotache bzw. Referenzisochrone im Spannungs-Dehnungs- bzw. Druck-Porenzahl-Diagramm angeschlossen wird (siehe ausführliche Angaben in NEHER 2008). Diese Spannung liegt in einer programminternen Konvention für die Wahl eines anfänglich normalkonsolidierten Bodens mit  $OCR = 1$  im Bereich von  $\sigma'_a < 5 \text{ kN/m}^2$ .  $OCR = 1$  gilt dann im Bereich der Erstbelastung für Spannungen  $\sigma'_a > 5 \text{ kN/m}^2$  jedoch nur für eine Laststeigerung jeweils nach genau 24 Stunden (vordefinierte Referenzzeit  $\tau = 1 \text{ Tag}$ ). Für sehr kleine Spannungen  $\sigma'_a < 5 \text{ kN/m}^2$  ist deshalb auch für im Programm definierte normalkonsolidierte Böden  $OCR \gg 1$ . Ferner ist für Kriechzeiten  $t_c > 1 \text{ d}$   $OCR > 1$  wenn die Belastung entsprechend der Referenzzeit  $\tau = 1 \text{ Tag}$  langsamer gesteigert wird. Damit ist jedoch für übliche baupraktische Problemfälle eine genügend genaue Abbildung der Erstbelastung möglich, da die Konsolidationsspannung mit der Tiefe entsprechend dem effektiven Eigengewicht des Bodens rasch zunimmt. Die Wiedergabe des kompressiblen Verhaltens eines zunächst strukturlosen Bodens im Übergangsbereich zur Suspension ist nicht möglich. Dieser Einschränkung kann mit ggf. weiterführenden experimentellen Untersuchungen und einer Anpassung des Stoffmodells begegnet werden.

Die behandelte Problemstellung der Bodenstützung eines horizontal beanspruchten Pfahles benötigt die Beschreibung der Steifigkeitsentwicklung auch im Bereich der Entlastung. An der – bezogen auf die Belastungsrichtung – rückwärtigen Seite des Pfahlschaftes verringert sich der Stützdruck des Bodens, wobei im Extremfall die Effektivspannung auf null abnehmen kann. Zur Beurteilung der Parameter, die die Steifigkeit im Ent- und dem bei dieser Problemstellung nicht relevanten Wiederbelastungsbereich steuern, zeigt Abbildung 5.7 Simulationsergebnisse im Vergleich zu Versuchsdaten am Kaolinton. Analysiert wurden die beiden unterschiedlichen Eingabegrößen  $C_c = 0,3$  und  $0,5$  bei einem konstanten Verhältnisswert  $C_s / C_c = 5$ .

Zu erkennen ist eine gute Reproduzierbarkeit der durchgeführten Ent- und Wiederbelastungszyklen, welche im Druck-Porenzahl-Diagramm in Abbildung 5.7 links zu erkennen sind. Die mittlere Steigung der berechneten Kurven im Bereich der Ent- sowie Wiederbelastung stimmt im Wesentlichen mit der Charakteristik der durchgeführten Ödometerversuche überein. Das rechte Diagramm der Abbildung 5.7 verdeutlicht die Reduzierung der Größe  $C_c$  auf einen Wert in der Größe des Eingabewertes für den Parameter  $C_s$ , sobald die Probe entlastet wird. Die im Versuch festgestellten  $C_s$ -Werte im Bereich zwischen 0,0 und etwa 0,1 werden von den Simulationsrechnungen in etwa wiedergegeben. Allein bei der Wiederbelastung stellt sich eine größere Diskrepanz zwischen Versuch und Berechnung ein. So springt der aus dem Simulationsergebnis zurückgerechnete Kompressionsbeiwert beim Übergang in die Erstbelastung nahezu abrupt, an während in den Versuchen ein kontinuierlicher Anstieg zu erkennen ist. Dagegen sind bei einem sehr kleinen Entlastungsinkrement im Versuch nahezu keine Verformungen messbar ( $C_s \approx 0$ ). Hier berechnet das numerische Modell eine größere Hebung, was sich in größeren zurückgerechneten  $C_s$ -Werten widerspiegelt.

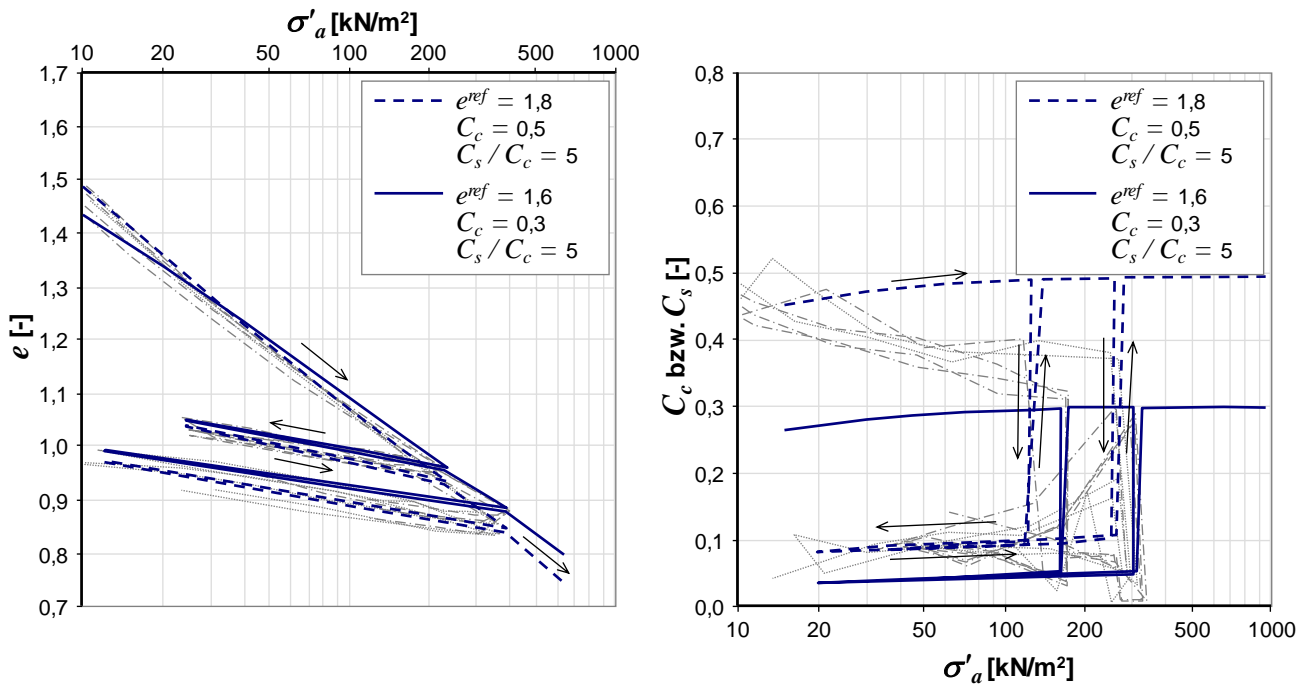


Abbildung 5.7: Erst-, Ent- und Wiederbelastung – Druck-Porenzahl-Diagramm (links) und Spannungsabhängigkeit des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  bzw. Schwellbeiwertes  $C_s$  (rechts) – Versuchsdaten als helle Kurven

In Ergänzung wurde die Entwicklung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  mit steigender Spannung  $\sigma'_a$  während der Erstbelastung im numerischen Modell aufgezeichnet und mit den Messdaten der Großödometerversuche verglichen. Hierzu gibt Abbildung 5.8 links nähere Informationen.

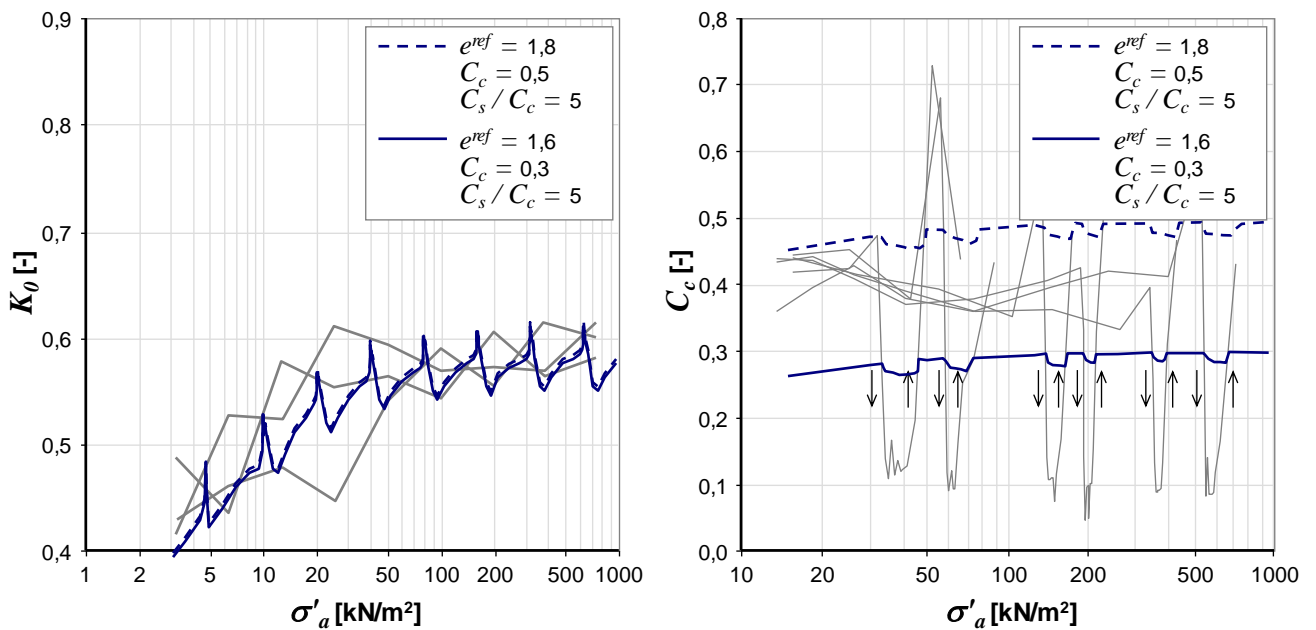


Abbildung 5.8: Spannungsabhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  (links); Änderung der Kompressibilität bei sehr kleiner Belastungsgeschwindigkeit (rechts) – Daten der experimentellen Untersuchungen helle Kurven

Unter Betrachtung der Streuungen in der Versuchsdurchführung ist die Übereinstimmung der berechneten  $K_0$ -Werte mit den Versuchsergebnissen markant. Dabei würde sich zunächst im FE-Modell eine Reduzierung des Ruhedruckbeiwertes analog zur Anfangsbedingung bzw. der Definition einer Vorkonsolidierungsspannung erwarten lassen, da mit steigendem Überkonsolidationsverhältnis  $OCR$  der Ruhedruckbeiwert bis zur Plastifizierung wächst (Erreichen des maximal möglichen Verhältnisses  $\sigma'_r / \sigma'_a$  bei Extension). Der hier berechnete  $K_0$ -Verlauf ist hingegen erneut auf die programmintern festgelegte Initiierung des Spannungszustandes zurückzuführen. Während der Kriechphase ist im numerischen Modell ein Anstieg des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  zu registrieren, der bei erneuter Belastung zunächst wieder abnimmt (Sägezahnmuster).

Eine wesentliche Einschränkung des hier verwendeten Stoffmodells soll anhand der Informationen des Diagramms in Abbildung 5.8 rechts erläutert werden. Die Ausarbeitungen stellen in diesem Bericht nur eine Grundlage zur weiteren Interpretation der Daten aus den Modellversuchen zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment bzw. deren Wiedergabe durch das numerische Modell dar. Abbildung 5.8 rechts zeigt in den hellen Kurven die Ödometerversuche, in denen bei unterschiedlichen Spannungen  $\sigma'_a$  Phasen mit sehr langsamen Belastungsgeschwindigkeiten realisiert wurden. Dabei stieg die Spannung über mehrere Wochen um im Mittel nur 0,1 kN/m<sup>2</sup> bis 1,0 kN/m<sup>2</sup> pro Tag (siehe Abbildung 4.17). Zu erkennen ist im Versuch eine deutliche Abnahme des  $C_c$ -Wertes während dieser Phasen, was auf eine Versteifung infolge Strukturbildung zurückgeführt werden kann. Die im numerischen Modell prognostizierte Reduzierung ist hingegen nur gering ausgeprägt, da für Belastungsraten, die geringer als die Referenzisochrone ( $\tau = 1$  d bei Spannungsverdoppelung) sind, allein die viskose Alterung mit einem zeitabhängigen Anstieg des Überkonsolidationsverhältnisses  $OCR$  für eine Zunahme der Steifigkeit verantwortlich ist. Die anhand der Kriechkurven im Ödometerversuch oder aus den Ergebnissen der Triaxialversuche ableitbaren Beiwerte  $C_\alpha$  zur Beschreibung der Bodenviskosität reichen bei weitem nicht aus, um das in Abbildung 5.8 rechts dargestellte Verhalten im Versuch abbilden zu können. Um eine genügend große Reduzierung des Beiwertes  $C_c$  berechnen zu können, müsste der Beiwert  $C_\alpha$  mehr als 20-mal größer sein als die Werte, welche sich aus den übrigen Versuchsdaten interpretieren lassen.

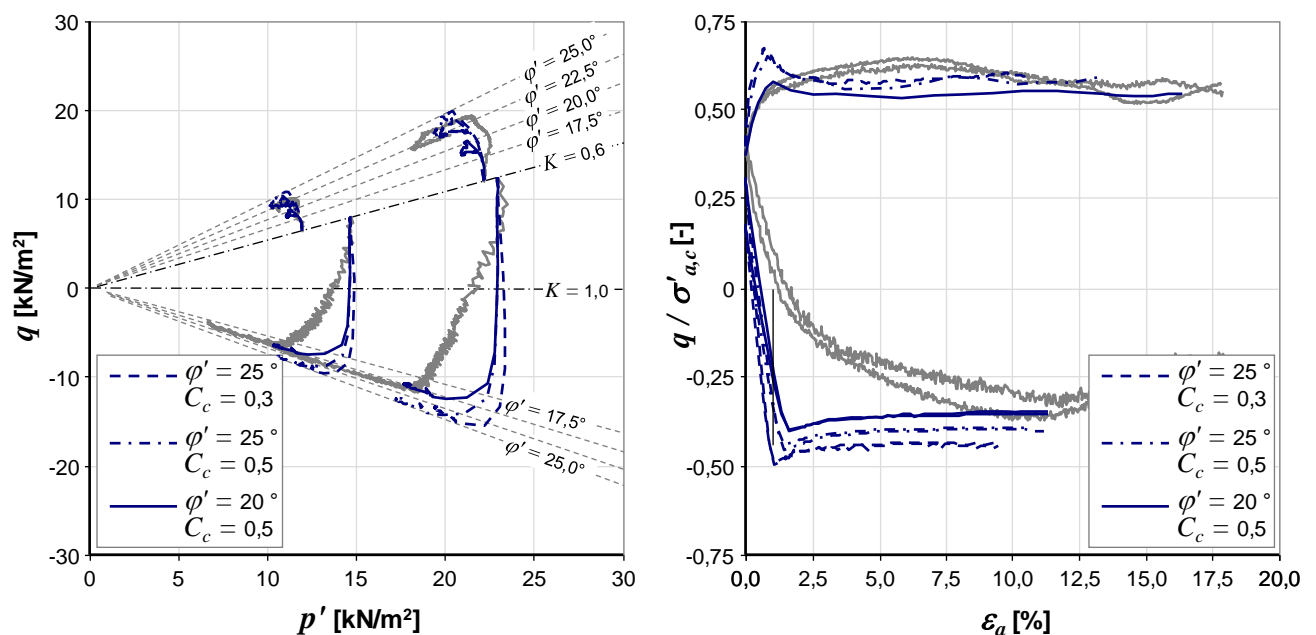
### 5.4.3 Scherfestigkeit

Die Eingabeparameter des Stoffmodells, welche die Bruchbedingung bei Erschöpfen der Scherfestigkeit definieren, wurden anhand triaxialer Kompressions- und Extensionsversuche abgeleitet. Durchgeführt wurden Variationsrechnungen unter Annahme verschiedener Reibungswinkel  $\varphi'$ . Die Kohäsion wurde in allen Berechnungen dieser Arbeit zu  $c' = 0$  gesetzt. Die Wahl einer geringen Kohäsion etwa im Bereich  $c' < 1$  kN/m<sup>2</sup> aus Gründen einer numerisch stabilen Simulationsrechnung war bei einer Wahl der programmspezifisch vordefinierten Einstellung zur iterativen Gleichungslösung nicht notwendig. Ein Dilatanzwinkel wurde nicht in Ansatz gebracht ( $\psi = 0^\circ$ ).

Abbildung 5.9 zeigt im linken Diagramm als helle Kurven die in zwei triaxialen Kompressions- und Extensionsversuchen registrierten effektiven Spannungspfade. Es werden an dieser Stelle Triaxialversuche mit einer vergleichsweise geringen Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  nachgerechnet und diskutiert. Die wesentlichen Merkmale der Versuchsergebnisse sowie die entsprechenden Folge-

rungen aus den numerischen Simulationsrechnungen sind jedoch auf größere Spannungen  $\sigma'_{a,c}$  gut übertragbar (siehe Abschnitt 4.5.4). Im Weiteren gilt auch für die Analyse der Simulationsrechnungen, dass  $q = \sigma_a - \sigma_r$  und nicht wie üblich mit  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  gerechnet wird, wobei  $\sigma_1 > \sigma_3$  ist. Zur Definition der undrainierten Scherfestigkeit wurde demnach das Kriterium  $|\sigma_a - \sigma_r|_{max}$  herangezogen.

Zunächst ist für die Pfade in Extensionsrichtung ein deutlicher Unterschied in der Entwicklung des Porenwasserdruckes  $\Delta u$  zwischen Versuch und Simulationsrechnung erkennbar. So sind die im Modell berechneten Porenwasserunterdrücke, die sich im Versuch relativ zum Sättigungsdruck einstellen, zu Beginn des Schervorganges deutlich höher. Erst im Bereich des Grenzzustandes, bei dem der Betrag der Deviatorspannung  $q$  maximal wird, reduziert sich  $\Delta u$ . Im Kompressionsbereich stellen sich im Versuch verglichen zur Simulationsrechnung geringere Porenwasserdrücke ein. Der Spannungspfad verläuft entgegen der Modellprognose in vielen Einzelversuchen bei geringer Scherbeanspruchung nahezu deckungsgleich mit dem totalen Spannungspfad, wobei nur geringe Porenwasserdrücke  $\Delta u$  aufgebaut wurden.



**Abbildung 5.9: Effektive Spannungspfade im Kompressions- und Extensionsbereich (links); Mobilisierung der auf die Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  bezogenen Deviatorspannung  $q$  in Abhängigkeit von der axialen Dehnung  $\epsilon_a$  – Daten der experimentellen Untersuchungen helle Kurven**

Die hier untersuchten Eingabewerte des Reibungswinkels  $\phi' = 20^\circ$  und  $25^\circ$  werden vergleichsweise gut abgebildet. Jedoch kann die im Versuch festgestellte Eigenschaft, dass im Extensionsbereich der Reibungswinkel etwas unter den entsprechenden Werten im Kompressionsbereich liegt, nicht abgebildet werden. So liegen bei einem Eingabewert des Reibungswinkels von  $\phi' = 25^\circ$  die berechneten Widerstände auf der Extensionsseite deutlich über denen, die im Versuch gemessen wurden. Wird hingegen nur ein Winkel von  $\phi' = 20^\circ$  in Ansatz gebracht, so ist der im Experiment festgestellte Widerstand etwas über dem Ergebnis der Prognose.

Ein weiteres Problem bei der Anpassung der Stoffmodellparameter an die aus den Versuchsdaten abgeleiteten Kurvenverläufe stellt die Mobilisierung des Scherwiderstandes  $q$  mit steigender axialer Dehnung  $\varepsilon_a$  dar. Hierzu zeigt die Abbildung 5.9 im rechten Diagramm den Verlauf der auf die Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  bezogene Deviatorspannung  $q$  in Abhängigkeit von  $\varepsilon_a$ . Es ist ersichtlich, dass die Kurvenverläufe nur sehr eingeschränkt wiedergegeben werden können. Auf der Kompressionsseite liegen die Scherwiderstände  $q / \sigma'_{a,c}$  bei Ansatz von  $\varphi' = 25^\circ$  bei geringer Axialdehnung  $\varepsilon_a$  über den jeweiligen Versuchsdaten. Der maximale Widerstand  $q_f$ , der der doppelten undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  entspricht, wird bereits nach geringer axialer Dehnung im Bereich  $\varepsilon_a = 1\%$  erreicht. Danach fällt die Deviatorspannung ab und bleibt für Dehnungen  $\varepsilon_a > 2,5\%$  mehr oder weniger konstant. Eine Entfestigung wird im Versuch erst bei sehr viel größerer Scherdehnung erreicht. In diesem Bereich liegt die in den Simulationsrechnungen analysierte Deviatorspannung  $q$  etwas unter den im Labor festgestellten Werten. Es zeigt sich, dass mit einem vergleichsweise geringen Wert des Reibungswinkels von  $\varphi' = 20^\circ$  und einem hohen Kompressionsbeiwert  $C_c = 0,5$  die im Versuch festgestellten Kurvenverläufe zumindest bei geringer Dehnung  $\varepsilon_a$  gut wiedergegeben werden können. Im Weiteren werden bei dieser Parameterwahl die im Versuch gemessenen Widerstände  $q$  jedoch deutlich unterschätzt.

Im Extensionsbereich ist die Abweichung zwischen den Versuchsdaten und der FE-Berechnung noch größer. Der Boden reagiert im Versuch ausgesprochen duktil und weist bis zum Erreichen des Zustandes  $q_f$  bezogen auf den Betrag der Deviatorspannung Dehnungen  $\varepsilon_a > 10\%$  auf. Die Werte des maximalen Scherwiderstandes werden in den Simulationsrechnungen jedoch wie im Kompressionsbereich bereits nach nur  $\varepsilon_a = 1\%$  festgestellt.

Einen Überblick zu den in den FE-Rechnungen ermittelten Werten der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  bietet Abbildung 5.10. Mit eingetragen sind die Ergebnisse verschiedener Triaxialversuche und zwei die Kompressions- bzw. Extensionsversuche ausgleichenden Geraden. Zu erkennen ist, dass die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  in Kompressionsrichtung am besten mit einem vergleichsweise hohen Reibungswinkel  $\varphi' = 25^\circ$  abgebildet werden kann. Dagegen können die  $c_u$ -Werte der triaxialen Extensionsversuche gut mit  $\varphi' = 20^\circ$  wiedergegeben werden. Auch der Kompressionsbeiwert  $C_c$  beeinflusst die Größe des Scherwiderstandes  $c_u$ . Kleinere  $C_c$ -Werte fñhrend dabei zu einer größeren undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$ , da in diesem Fall kleinere Porenwasserdrücke  $\Delta u$  aufgebaut werden und damit ein steilerer Spannungspfad bis zum Erschöpfen der Scherfestigkeit simuliert wird. Eine genauere Analyse der insbesondere im Extensionsbereich aufgrund der Entlastung vorherrschenden komplexeren Vorgänge bleibt späteren Untersuchungen vorbehalten.



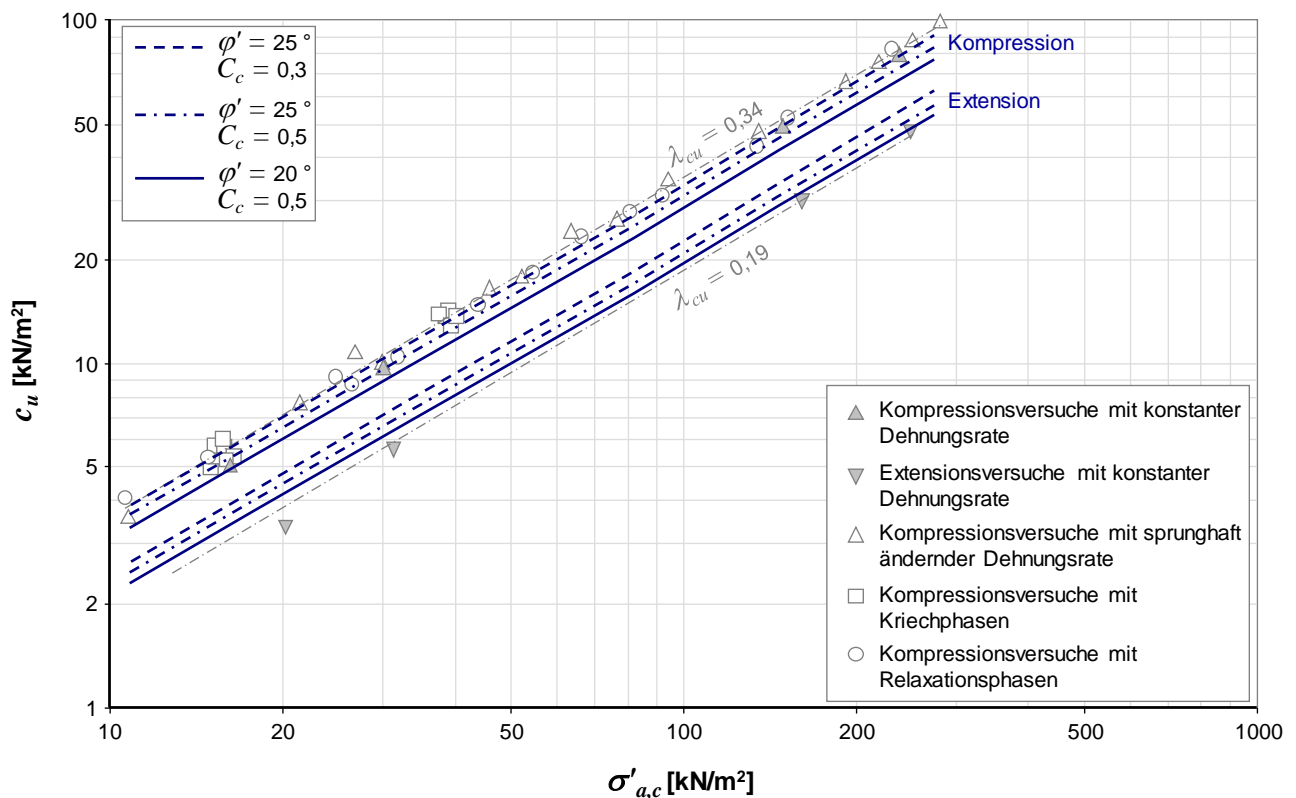


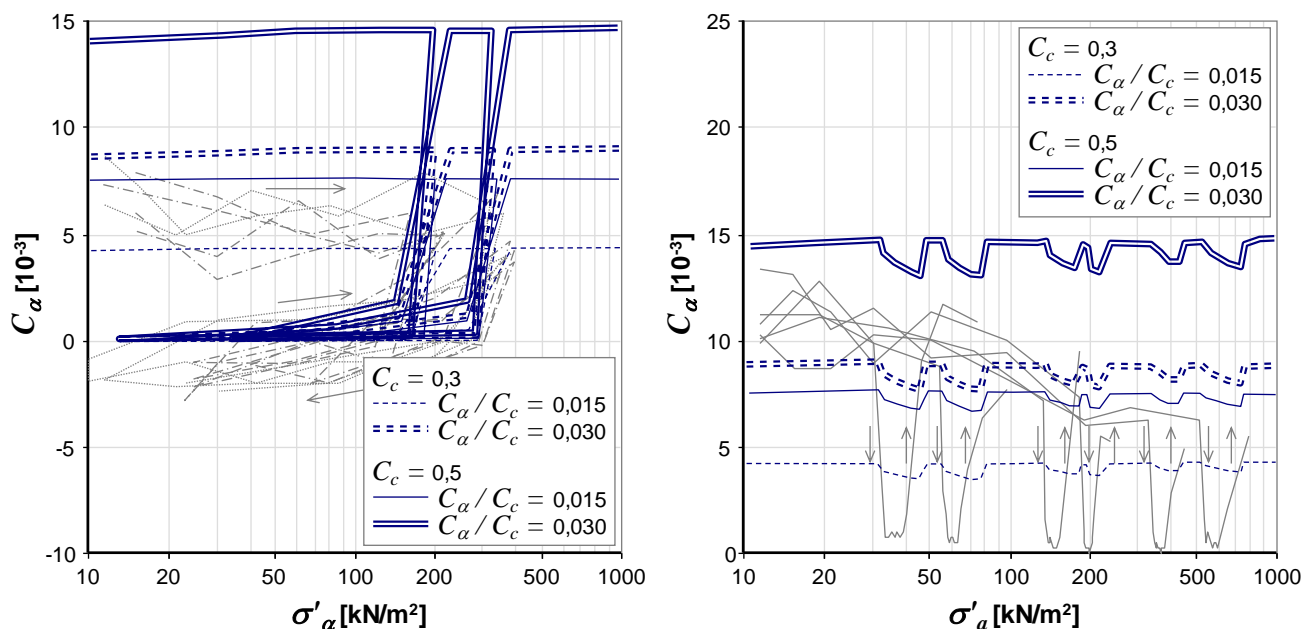
Abbildung 5.10: Undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$ , Vergleich Ergebnisse aus Triaxialversuchen und Simulationsergebnissen unter Anwendung des SSC-Modells

#### 5.4.4 Bodenviskosität

Die Viskosität des im numerischen FE-Modell simulierten Bodens wird durch den Eingabeparameter  $C_\alpha$  gesteuert, der in der Praxis primär zur Abbildung des Kriechens unter eindimensionaler Kompression bzw. ödometrischen Randbedingungen verwendet wird. Das Verhalten des Bodens um einen seitlich belasteten Pfahlquerschnitt ist komplexer als im Ödometerversuch, da sich kompressible Verformungsanteile mit der im normalkonsolidierten Ton überwiegenden kontraktanten Scherung überlagern. Ausgangspunkt der Kalibrierung des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  war entsprechend der schrittweisen Erforschung zur Mobilisierung von Pfahlstützspannungen die Anpassung mit der vergleichsweise einfachen Nachrechnung von Kriechkurven im Ödometerversuch während der Erst-, Ent- und Wiederbelastung. Erst darauf folgend wurde mit der so gewonnenen Bandbreite an  $C_\alpha$ -Werten versucht, das Verhalten im Triaxialversuch während der Relaxations- und Kriechphasen sowie die vorschubgesteuerten Versuche mit sprunghafter Änderung der Dehnungsrate abzubilden.

Die Bandbreite der in den Ödometerversuchen während der Erstbelastung bestimmten Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c$  des Kemmlitzer Kaolins bewegt sich im unteren Bereich der in vielen Arbeiten zitierten Erfahrungswerte (siehe Angaben im Abschnitt 2.2.3). Die folgenden Ausarbeitungen zur Kalibrierung des im SSC-Modell die Bodenviskosität beschreibenden Parameters  $C_\alpha$  haben in ihrer knappen Darstellung nur einen stichpunktartigen Charakter.

Abbildung 5.11 links zeigt hierzu zurückgerechnete Kriechbeiwerte  $C_\alpha$ , welche spannungsabhängig im Diagramm für die Erstbelastung sowie die beiden Ent- und Wiederbelastungszyklen eingetragen sind. Parallel dazu sind die entsprechenden Versuchsdaten als helle Linien dargestellt. Es wurden basierend auf einem Kompressionsbeiwert von  $C_c = 0,5$  und  $0,3$  zwei unterschiedliche Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c = 0,015$  und  $0,030$  untersucht. Nur ein im Vergleich zu Daten aus der Literatur sehr geringer Verhältniswert von  $C_\alpha / C_c = 0,015$  kann in Kombination mit einem Kompressionsbeiwert von  $C_c = 0,3$  oder  $0,5$  die Kriechneigung des Kaolintons während der Erstbelastung abbilden. Ein entsprechend der Fließgrenze des Versuchsbodens zu erwartender höherer Verhältniswert  $C_\alpha / C_c = 0,030$  ergibt in der Simulationsrechnung im Vergleich zu den experimentell gewonnenen Kriechkurven deutlich zu hohe  $C_\alpha$ -Werte.



**Abbildung 5.11: Beiwert  $C_\alpha$  während Erst-, Ent- und Wiederbelastung (links); Änderung des Kriechens bei sehr kleiner Belastungsgeschwindigkeit (rechts) – Daten der experimentellen Untersuchungen helle Kurven, jeweils in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$**

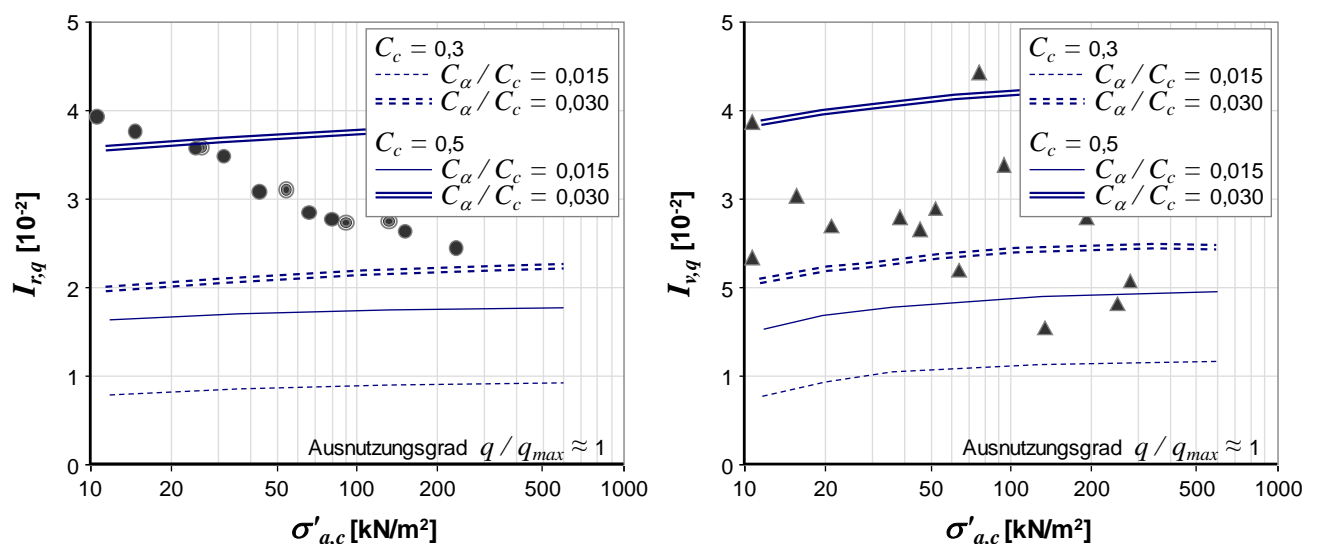
Wie im Versuch nimmt die Kriechneigung nach einer Entlastung sehr stark ab und reduziert sich auf einen Wert, der im Bereich  $C_\alpha \approx 0$  liegt. Eine erneute Belastung steigert das Kriechen entsprechend dem Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$ . Für eine vergleichsweise rasche Belastung, im Bereich der Referenzisochrone (Lastverdoppelung alle 24 Stunden) werden im Fall  $OCR \approx 1$  Werte im Bereich des Eingabeparameters  $C_\alpha$  aus den Simulationsdaten zurückgerechnet.

Wie bereits anhand des rechten Diagramms in Abbildung 5.8 erläutert wurde, ist die Möglichkeit der Simulation sehr langsamer Belastungsvorgänge, bei denen vermutlich strukturbildende Prozesse stattfinden, eingeschränkt. Dieser Umstand wird an dieser Stelle in Bezug auf das Kriechen in Phasen geringer Belastungsraten diskutiert. Abbildung 5.11 zeigt im rechten Diagramm die bereits gezeigten Versuchsdaten aus Ödometerversuchen, bei denen abschnittsweise die Belastungsgeschwindigkeit sehr stark reduziert wurde (bis zu 1000-fach langsamer als im genormten Stan-

dardödometer). Es zeigt sich wie bei der Rückrechnung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  aus den Simulationsdaten, dass der Rückgang der Kriechneigung während der Phasen sehr langsamer Belastung durch das SSC-Modell nicht wiedergegeben werden kann. Die hier berechnete Reduzierung des  $C_\alpha$ -Wertes resultiert allein aus der bereits von BJERRUM (1967) beschriebenen viskosen Alterung, die durch die Größe des während der Kriechphasen bzw. infolge der langsamen Belastung steigenden Überkonsolidierungsverhältnisses  $OCR$  bestimmt wird. Zusätzliche physiochemische Prozesse in der Wechselwirkung zwischen den Tonpartikeln und dem Porenwasser bleibend dabei unberücksichtigt (BURLAND 1990, MITCHELL und SOGA 2005).

Neben der Nachrechnung der Ödometerversuche wurden die im Labor durchgeführten triaxialen Scherversuche mit Relaxationsphasen und die Versuche, in denen die axiale Dehnungsrate sprunghaft geändert wurde, simuliert. Abbildung 5.12 zeigt gemäß den Formeln (4-17) und (4-19) aus den numerischen Modellen zurückgerechnete Werte  $I_{r,q}$  bzw.  $I_{v,q}$ . Zusätzlich eingetragen sind Daten aus den experimentellen Untersuchungen. Alle in den beiden Diagrammen eingetragenen Informationen beziehen sich auf Analysen der Bodenviskosität bei einem vergleichsweise hohen Ausnutzungsgrad im Bereich der maximal mobilisierbaren Deviatorspannung  $q$ .

Aus den Simulationsergebnissen lässt sich für den Parameter  $I_{r,q}$  nur eine geringe Spannungsabhängigkeit feststellen. Die Werte sind bei geringen Spannungen  $\sigma'_{a,c}$  zunächst etwas geringer und konvergieren jeweils gegen einen bestimmten Wert bei höherem Effektivspannungsniveau. Demgegenüber ist für den Parameter  $I_{v,q}$  eine größere Spannungsabhängigkeit festzustellen. Die Tendenz, dass mit steigendem Wert  $\sigma'_{a,c}$  die sich im Parameter  $I_{r,q}$  äußernde Bodenviskosität verringert, kann nicht nachgebildet werden.



**Abbildung 5.12: Bodenviskosität ausgedrückt durch den Parameter  $I_{r,q}$  gemessen während Relaxationsphasen im Triaxialversuchen (links); Parameter  $I_{v,q}$  Triaxialversuche mit sprunghaft sich ändernder Dehnungsrate (rechts) – Daten der experimentellen Untersuchungen als Kreise bzw. Dreiecke, jeweils in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$**

Die größte Auffälligkeit besteht jedoch darin, dass die Werte der in den Relaxationsphasen und durch die sprunghaft sich ändernde axiale Dehnungsrate gemessene viskose Bodenreaktion deutlich höher sind als im Ödometerversuch, wo die Viskosität durch das Kriechen gemessen wurde. Es kann für die Simulation der Kriechphasen im Ödometerversuch eine gute Anpassung im Bereich des Verhältniswertes  $C_\alpha / C_c = 0,015$  erreicht werden. Zur Wiedergabe der Relaxationsphasen sowie der Geschwindigkeitsabhängigkeit des Scherwiderstandes  $q$  sind höhere  $C_\alpha$ -Werte notwendig. Die in den Diagrammen der Abbildung 5.12 dargestellten Versuchspunkte zeigen, dass in etwa ein doppelt so großes Verhältnis  $C_\alpha / C_c = 0,030$  in Ansatz gebracht werden muss, um das in den Versuchen aufgezeichnete Bodenverhalten in dieser Hinsicht abbilden zu können.

#### 5.4.5 Durchlässigkeit bzw. Konsolidation

Zur Nachrechnung der Modellversuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment (Validierung) ist der Ansatz möglichst realitätsnaher Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e$  des Kaolintons notwendig. Hierzu müssen gemäß der Definition  $k(e)$  nach Gleichung (2-51) die Parameter  $e^{ref}$  und  $k^{ref}$  sowie  $c_k$  festgelegt werden. In allen Berechnungen wurde  $k_v^{ref} = k_h^{ref} = k$  angesetzt, da eine Anisotropie in den Durchlässigkeitseigenschaften aufgrund der fehlenden systematisch auszuwertenden Versuchsdatenbasis fehlt. Aus der Kalibrierung der Kompressibilität im Bereich der Erstbelastung wurde bereits die Referenzporenzahl in einer Bandbreite zwischen  $e^{ref} = 1,6$  und  $1,8$  ermittelt. Abbildung 5.13 links zeigt die aus dem Konsolidationsverlauf im Standardödometer zurückgerechneten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  bezogen auf die Porenzahl der Probe. Als helle Kurven werden die bereits in Abschnitt 4.4.4.6 vorgestellten Versuchsergebnisse vergleichend dargestellt. Dabei zeigt das rechte Diagramm in Abbildung 5.13 die im Durchlässigkeitsversuch direkt bestimmten  $k$ -Werte. Die in den beiden Diagrammen gezeigten Ergebnisse numerischer Simulationen am FE-Modell des Standardödometers umfassen einen Wertebereich von  $k^{ref} = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s sowie  $c_k = 0,5$  und  $1,0$ .

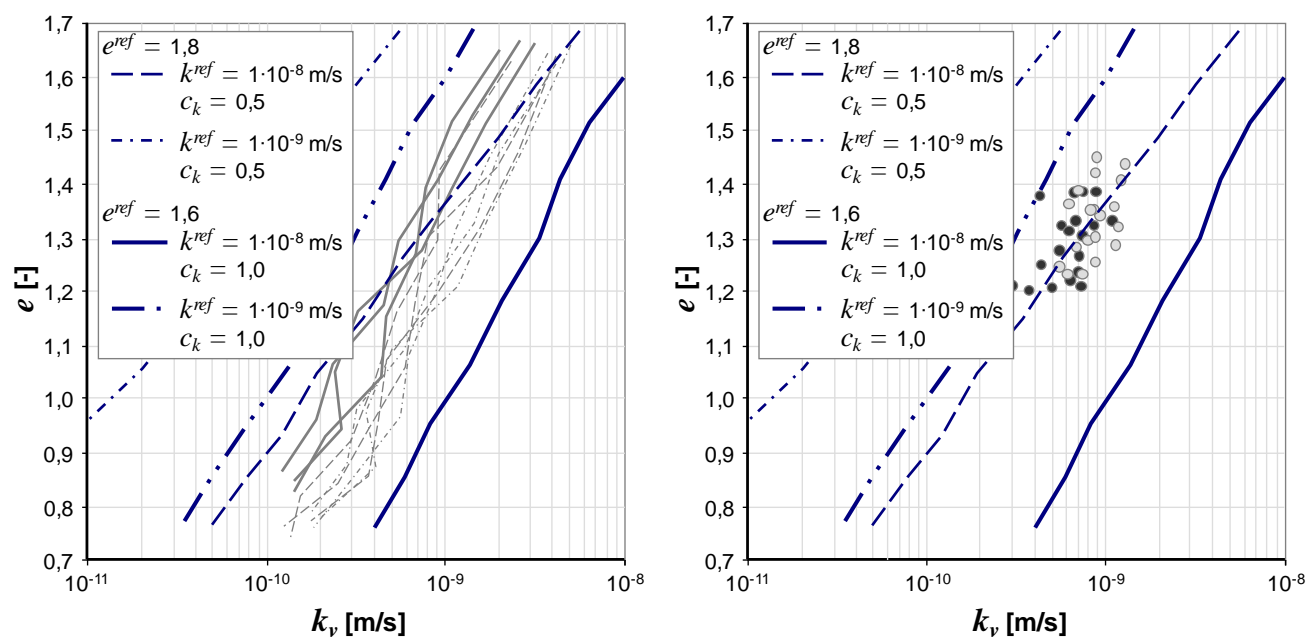


Abbildung 5.13: Kalibrierung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_v$  durch Rückrechnung des Konsolidationsverlaufes im Ödometerversuch – Versuchsdaten als Punkte

Aus den Informationen der Abbildung 5.13 ist zu erkennen, dass die mittlere Steigung einer der die Versuchsdaten ausgleichenden Gerade in der halblogarithmischen Darstellung gut mit einem Wert  $c_k = 1,0$  angepasst werden kann. Auch der Ansatz von  $c_k = 0,5$  liefert eine noch weitgehend akzeptable Abschätzung der in den Versuchen gemessenen Charakteristik. Für  $c_k = 0,5$  sollte ein Referenzdurchlässigkeitsbeiwert in etwa von  $k^{ref} = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s angesetzt werden. Den gegebenen Daten zur Folge würde eine noch bessere Anpassung bei einer Wahl von  $c_k = 1,0$  im Zusammenhang mit einem Wert  $k^{ref} = 2 \cdot 10^{-8}$  m/s bis  $k^{ref} = 6 \cdot 10^{-8}$  m/s bzw. im Mittel von  $k^{ref} = 4 \cdot 10^{-8}$  m/s erreicht werden.

#### 5.4.6 Zusammenfassung

Zusammenfassend lassen sich die Ergebnisse der Parameterkalibrierung des numerischen Modells zur Wiedergabe des mechanischen und hydraulischen Verhaltens des Versuchsbodens wie folgt nennen:

- Die Kompressibilität lässt sich für einen Bereich geringer Effektivspannungen gut durch die Wahl eines Kompressionsbeiwertes in der Größe von  $C_c = 0,5$  abbilden. Die zur Analyse notwendige Referenzporenzahl kann durch den Ansatz  $e^{ref} = 1,8$  gewählt werden.  $C_c$  nimmt im Versuch mit steigender axialer Spannung  $\sigma'_a$  kontinuierlich ab. In den Simulationsrechnungen ist aufgrund der programmspezifischen Initiierung des Spannungszustandes unabhängig von der Parameterwahl stets ein Anstieg des zurückgerechneten  $C_c$ -Wertes feststellbar.
- Zur Beschreibung des Verhaltens während der Entlastung, die zur Nachrechnung horizontal belasteter Pfähle einen signifikanten Einfluss hat (Pfahlrückseite), kann den Versuchen und Simulationsrechnungen folgend ein Wert von  $C_s = 0,1$  verwendet werden.
- Sekundäre Effekte aus Strukturbildung dominierten bei extrem geringen Belastungsgeschwindigkeiten (bis zu 1000-fach langsamer als der genormte Standardödometer). Die während der langsamen Belastungsphasen messbar erhöhte Steifigkeit kann durch das Stoffmodell nicht abgebildet werden.
- Der Ruhedruckbeiwert kann mit  $K_0 = 0,6$  angenommen werden, was zu einer sehr guten Übereinstimmung mit dem im Großödometer gemessenen Werten führt.
- Die maximalen Scherwiderstände im Triaxialversuch können in Kompressionsrichtung gut mit einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 25^\circ$  wiedergegeben werden. Zur Simulation der triaxialen Extensionsversuche ist ein Wert von  $\varphi' = 20^\circ$  notwendig, um die im Versuch registrierte effektive Scherfestigkeit und Werte der undrainierten Scherfestigkeit simulieren zu können. Damit zeigt sich eine gewisse Anisotropie im Materialverhalten, die sich trotz der ursprünglich in flüssiger Konsistenz vorbereiteten und als ideal amorph anzusehenden Bodenprobe durch die  $K_0$ -Konsolidation über einen Zeitraum von 2 bis 3 Wochen entwickeln konnte.
- Größere Abweichungen sind bei einer Wahl von  $C_c = 0,5$  und einem entsprechenden Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ$  bzw.  $\varphi' = 25^\circ$  bei der Nachrechnung zur Mobilisierung der Deviatorspannung  $q$  mit steigender axialer Dehnung  $\varepsilon_a$  feststellbar. Größere Werte für  $C_c$  verringern vermutlich die Diskrepanz, sind jedoch aufgrund der Versuchsergebnisse aus dem Ödometerversuch nicht zu rechtfertigen. Die simulierten Triaxialversuche erreichen bereits nach geringer axialer Dehnung von  $\varepsilon_a = 1\%$  und  $\varepsilon_a = 1,5\%$  in Kompressions- bzw. Extensionsrichtung ihren

Zustand des maximalen Scherwiderstandes. Insbesondere in Extensionsrichtung reagiert der Boden im Versuch deutlich weicher. Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  wird im Versuch bei einer Dehnung von  $\varepsilon_a = 5\%$  bis  $7\%$  und  $\varepsilon_a = 11\%$  bis  $14\%$  in Kompressions- bzw. Extensionsrichtung erreicht.

- Das Kriechen im Ödometerversuch lässt sich gut mit einem Verhältniswertes  $C_\alpha / C_c = 0,015$  wiedergeben. Die während extrem langsamer Belastungsphasen festgestellten geringen Kriechneigungen können mit dem gewählten Stoffmodell nicht simuliert werden. Nach einer Entlastung reduziert sich das Kriechen sowohl im Versuch als auch in der FE-Simulation auf einen Wert, der nahe Null liegt.
- Um die im Triaxialversuch festgestellten Effekte der Bodenviskosität wie die Spannungsrelaxation oder das geschwindigkeitsabhängige Verhalten abbilden zu können, sind im Vergleich zur Nachrechnung der Ödometerversuche deutlich höhere Eingabewerte  $C_\alpha$  notwendig. Eine grobe Anpassung an die Mittelwerte der Versuchsergebnisse lässt sich mit einem Verhältniswert  $C_\alpha / C_c = 0,030$  erreichen. Dabei steigt jedoch der anhand der Größen  $I_{r,q}$  und  $I_{v,q}$  zurückgerechnete Effekt der Viskosität mit wachsendem Niveau der Effektivspannung. Im Versuch ist dagegen eine Abnahme der Werte  $I_{r,q}$  und  $I_{v,q}$  mit steigender Konsolidationsspannung  $\sigma'_{a,c}$  zu erkennen.
- Eine gute Reproduzierung der aus dem Konsolidationsverlauf im Versuch zurückgerechneten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  in Abhängigkeit von der Porenzahl  $e$  bzw. dem Effektivspannungsniveau  $\sigma'_a$  ergibt sich nach Verwendung von Referenzwerten des  $k$ -Wertes im Bereich von  $4 \cdot 10^{-8}$  m/s und der Porenzahl  $e^{ref} = 1,8$ . Die Abnahme der Durchlässigkeit  $k$  mit sinkender Porenzahl  $e$  kann durch  $c_k = 1,0$  sehr gut angenähert werden.
- Eine systematische Analyse hinsichtlich einer zu vermutenden Anisotropie der Durchlässigkeits-eigenschaften konnte aufgrund des dazu nötigen erheblichen Versuchsumfanges nicht weiter verfolgt werden. Die aus dem Versuchsbehälter in vertikaler und horizontaler Achse entnommenen Proben, an denen der  $k$ -Wert separat in einer Durchlässigkeitsuntersuchung bestimmt wurde, deuten zumindest  $k_v \approx 2 \cdot k_h$  an, was jedoch in den Simulationen nicht berücksichtigt wurde. Dies ist insbesondere auch dadurch begründet, dass Ergebnisse aus Versuchen zur Bestimmung des  $k$ -Wertes bei derselben Porenzahl  $e$  bzw. der Konsolidationsspannung  $\sigma'_a$  auch bei gut abgestimmter präziser Versuchstechnik um den Faktor 3 bis 4 streuen können.

## 5.5 Validierung anhand der Modellversuche

Die Validierung des zur Simulation der Modellversuche erstellten Finite-Elemente-Modells erfolgte unter Verwendung der vorab an den Daten der Elementversuche kalibrierten Stoffmodellparameter (Abschnitt 4.4). Der Aufbau des Modells zur Nachrechnung der modellhaften Belastungsversuche wurde bereits anhand der Abbildung 5.1 in Abschnitt 5.2.2 erläutert. Es wurden Simulationen mit einem Durchmesser des Pfahlschaftes von  $D = 30$  mm und  $D = 60$  mm durchgeführt. Dabei wurden Kriechzeiten von  $t_c = 0,001$  d bis 10 d je Laststufe simuliert. Ziel der Validationsrechnung war die Prüfung, ob mit dem erstellten numerischen Modell und den aus den Elementversuchen abgeleiteten Parametern, welche das hydraulische und mechanische Verhalten des wassergesättigten Kaolins im Stoffmodell steuern, eine zufriedenstellende Nachrechnung der Ergebnisse der Modell-

versuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment möglich ist. Dabei wird die Leistungsfähigkeit entsprechend der Abweichung zwischen Simulationsergebnissen und Versuchsdaten bewertet. Als wichtigste Kenngrößen zur Analyse werden im Folgenden

- der maximale Stützdruck  $p_f$  und die Anfangssteifigkeit  $E_i$  in Abhängigkeit von der Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  und der Kriechzeit  $t_c$ ,
- die Änderung des bezogenen Stützdruckes  $p_f / \sigma'_{v,c}$  mit der Änderung der normierten Geschwindigkeit  $V$  nach (3-25) und
- der Einfluss des Ausnutzungsgrades  $p / p_f$  und der Kriechzeit  $t_c$  auf das Kriechmaß  $k_{y/D}$  entsprechend der Definition (4-21)

diskutiert. Bei der Auswertung der Daten war zu beachten, dass analog zur Charakteristik der Versuche auch die Kenngrößen der Simulationsergebnisse von der Definition der Kriterien  $k_{y/D,f}$  und  $(y/D)_f$  stark abhängen (vgl. Abschnitt 4.5.3). In Rahmen dieser Arbeit werden zur besseren Vergleichbarkeit mit den bereits gezeigten Versuchsergebnissen nur Kenngrößen unter Berücksichtigung der Grenzwerte  $k_{y/D,f} = 0,5 \%$ ,  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  und  $(y/D)_f = 20 \%$  dargestellt.

Die zweidimensionalen FE-Rechnungen wurden jeweils für eine isotrop wirkende Spannung  $\sigma'_h$  zu Beginn der Modellierung durchgeführt. In den Versuchen herrschten dagegen zu Beginn jeweils Ruhespannungszustände und sie wurden unter Bezug auf die direkt gemessene vertikale Effektivspannung  $\sigma'_v$  ausgewertet. In diesem Abschnitt werden zur Vergleichbarkeit von Versuch und Simulation die Ergebnisse in Bezug zur vertikalen Effektivspannung  $\sigma'_v$  dargestellt. Zur Umrechnung der im Modell wirksamen Spannung  $\sigma'_h$  diente der aus den Versuchsdaten abgeleitete Ruhedruckbeiwert, welcher näherungsweise mit einem Wert von  $K_0 = 0,6$  angesetzt wurde.

In Abbildung 5.14 wird zunächst der Zusammenhang zwischen der Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  vor der Pfahlbelastung und der maximalen Stützspannung  $p_f$  in Abhängigkeit von der Kriechzeit  $t_c$  dargestellt. Die Spannung  $p_f$  wurde sowohl aus den Versuchs- als auch Simulationsdaten unter Berücksichtigung der Grenzkriterien  $k_{y/D,f} = 0,5 \%$ ,  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  und  $(y/D)_f = 20 \%$  ermittelt. Eingezeichnet sind in den beiden Diagrammen der Abbildung 5.14 Versuchs- (hell) und Simulationsdaten (dicke gestrichelte Linien, dunkel).

Als Stoffmodellparameter der Simulation wurden in allen 4 dargestellten Fällen ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 22,5^\circ$  und ein Kompressionsbeiwert  $C_c$  von 0,4 gewählt. Variiert wurden in den Validationsrechnungen das Verhältnis  $C_\alpha / C_c$  (links 0,015 und rechts 0,030) sowie die Kriechzeit  $t_c$  (jeweils 0,001 d und 10 d). Die angesetzten Größen für den Reibungswinkel und Kompressionsbeiwert stellen näherungsweise Mittelwerte dar, die aus der in Abschnitt 3.3 diskutierten Kalibrierung stammen. Tatsächlich wurden dort gegenüber dem Mittelwert kleinere Reibungswinkel  $\varphi'$  in Extensionsrichtung und größere Kompressionsbeiwerte  $C_c$  bei geringen Effektivspannungen ermittelt. Das Verhältnis  $C_s / C_c$  wurde mit 1 / 5 angesetzt. Die Durchlässigkeitsbeziehung wurde mit  $k^{ref} = 4 \cdot 10^{-8}$  m/s,  $e^{ref} = 1,8$  und dem Parameter  $c_k = 1,0$  beschrieben.

Aus den Informationen der Abbildung 5.14 lässt sich zunächst erkennen, dass die Steigung des Trends der Werte  $p_f$  in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  im Versuch sehr gut mit den Simulationsergebnissen übereinstimmt. Mit den angesetzten Parametern ergeben sich jedoch für  $t_c = 10$  Tage im Versuch höhere Werte für  $p_f$ . Dagegen liegen die im FE-Modell berechneten

Stützspannungen  $p_f$  für  $t_c = 0,001$  d über dem Niveau der im Versuch festgestellten Widerstände. Für eine höhere Bodenviskosität, die durch das Verhältnis  $C_\alpha / C_c$  ausgedrückt wird, ergeben sich rechnerisch insgesamt größere Stützspannungen  $p_f$ . In diesem Fall ist mit  $C_\alpha / C_c = 0,015$  zumindest die Übereinstimmung der berechneten Werte  $p_f$  an die experimentell ermittelten Daten für  $t_c = 0,001$  d besser. Es ist anzumerken, dass in den Fällen mit  $t_c = 0,001$  d, die einem ideal undrainierten Zustand am Nächsten kommen, überwiegend das Kriterium  $k_{y/D,f} = 0,5$  % die Stützspannung  $p_f$  bestimmt. Dagegen ist in den meisten Berechnungen für den Fall  $t_c = 10$  d die Grenze  $(y/D)_f = 20$  % maßgebend. Der Pfahldurchmesser  $D$  hat auf die Simulation der Stützspannung  $p_f$  einen vernachlässigbaren Einfluss, was jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter erläutert wird. Analog dazu kann angenommen werden, dass die in den Diagrammen erkennbaren Abweichungen der Versuchsergebnisse in Bezug auf den Pfahldurchmesser in erster Linie auf zufällig auftretende sekundäre Einflüsse zurückzuführen sind, die mit der gegebenen messtechnischen Instrumentierung des Versuchsstandes nicht weiter erfassbar waren.

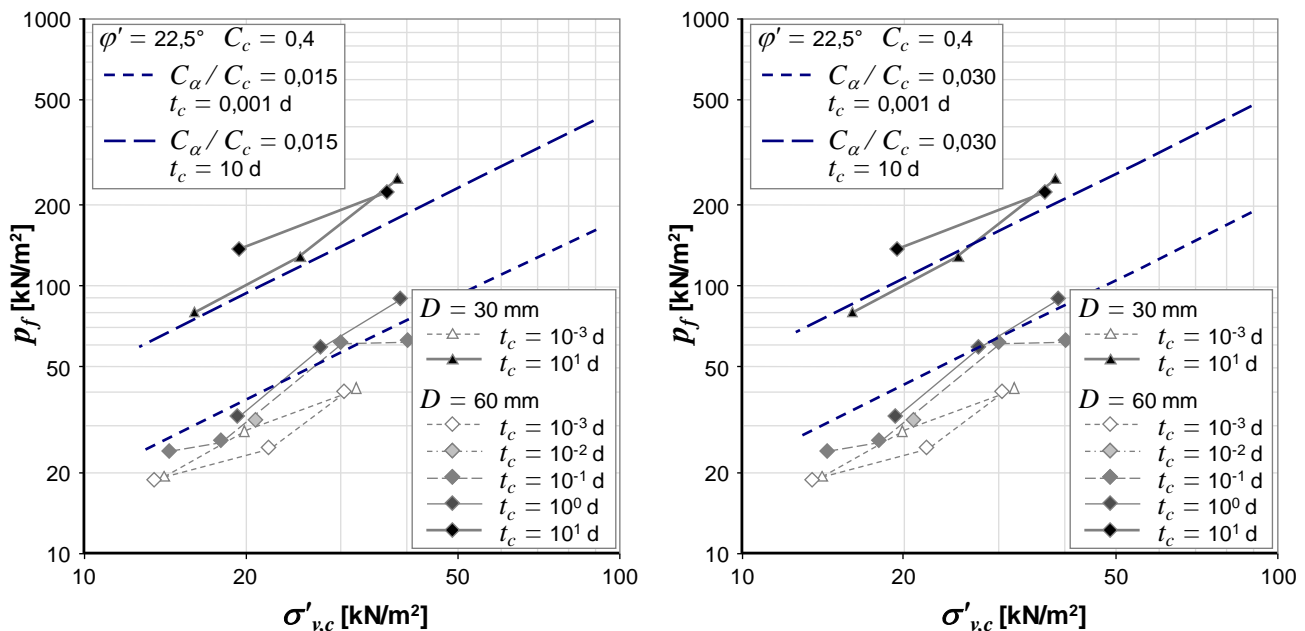
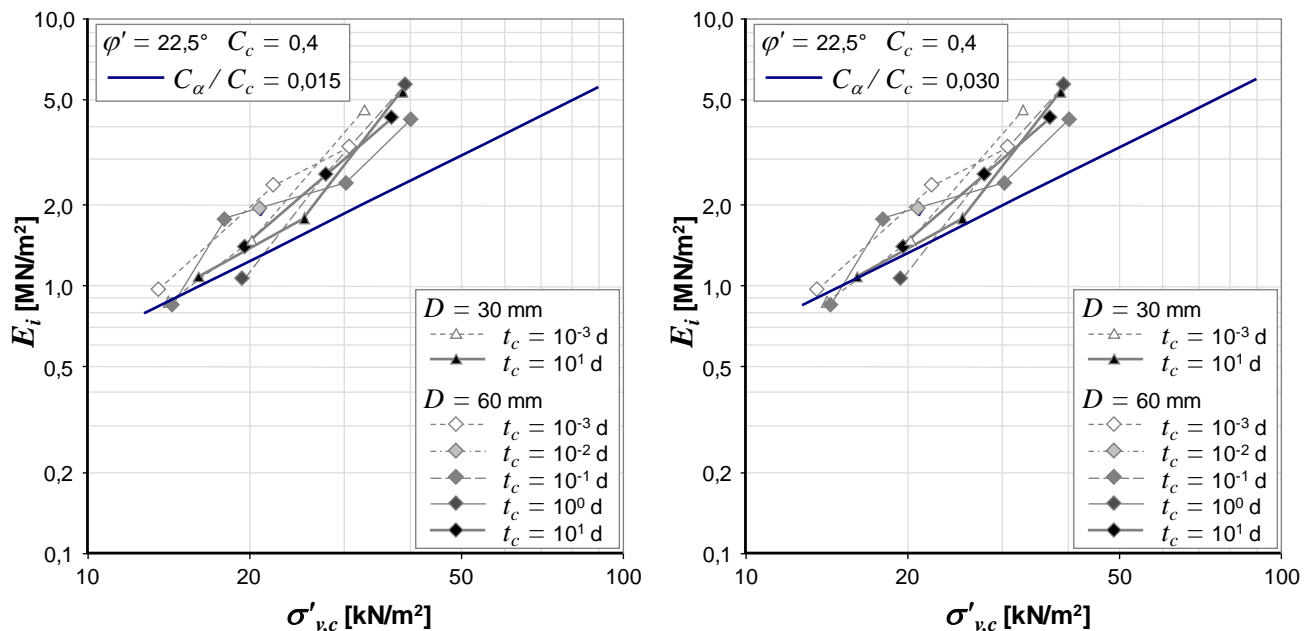


Abbildung 5.14: Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  und Kriechzeit  $t_c$  auf die Stützspannung  $p_f$ , Versuchsergebnisse und Simulation,  $C_\alpha / C_c = 0,015$  (links) und  $C_\alpha / C_c = 0,030$  (rechts) – Kriterien:  $k_{y/D,f} = 0,5$  %,  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  und  $(y/D)_f = 20$  %

Analog zu den Darstellungen in der Abbildung 5.14 wird mit Abbildung 5.15 die Anfangssteifigkeit  $E_i$  in Abhängigkeit von der Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  abgebildet. Die Kriechzeit  $t_c$  beeinflusst die Steifigkeit unmittelbar nach Beginn der Belastung nicht, da die erste Kriechphase zur Ermittlung der Werte  $E_i$  nicht berücksichtigt wird (vgl. Abbildung 4.49). Dargestellt werden zu den Versuchsergebnissen die aus der numerischen Simulation abgeleiteten Werte für  $E_i$ . Dabei gelten die bereits im erläuternden Text zur Abbildung 5.14 beschriebenen Stoffmodellparameter und Randbedingungen des FE-Modells. Im Vergleich zur Analyse der Stützspannung  $p_f$  ist die Kenngröße  $E_i$  der Mobilisierungsfunktion unabhängig von der Wahl der Kriterien  $(y/D)_f$  und  $k_{y/D,f}$ .



Zunächst ist erkennbar, dass die Bandbreite der im Versuch ermittelten Werte vergleichsweise gut mit den Ergebnissen der Simulation übereinstimmen. Das Anwachsen der Steifigkeit  $E_i$  von kleinen Werten bei geringer Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  auf höhere Werte ist in den modellhaften Belastungsversuchen verglichen zur numerischen Prognose stärker ausgeprägt. Insgesamt liegt die Anfangssteifigkeit  $E_i$  besonders für große Spannungen  $\sigma'_{v,c}$  über den Berechnungsergebnissen. Wie im Versuch zeigt die Analyse der Modellrechnungen einen mit steigender Kriechzeit  $t_c$  sinkenden Wert  $E_i$ . Der Vergleich der beiden Diagramme in Abbildung 5.15 zeigt, dass die Kenngröße  $E_i$  durch die Wahl der Bodenviskosität kaum beeinflusst wird. So liegen die Berechnungsergebnisse für  $C_\alpha / C_c = 0,015$  (linkes Diagramm) nur geringfügig unter den Werten, bei denen  $C_\alpha / C_c = 0,030$  in Ansatz gebracht wurde (rechtes Diagramm). Wie bereits bei der Diskussion zur Stützspannung  $p_f$  aufgeführt wurde, hat der Pfahldurchmesser  $D$  einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  in der Simulation, was in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen gesehen werden kann.

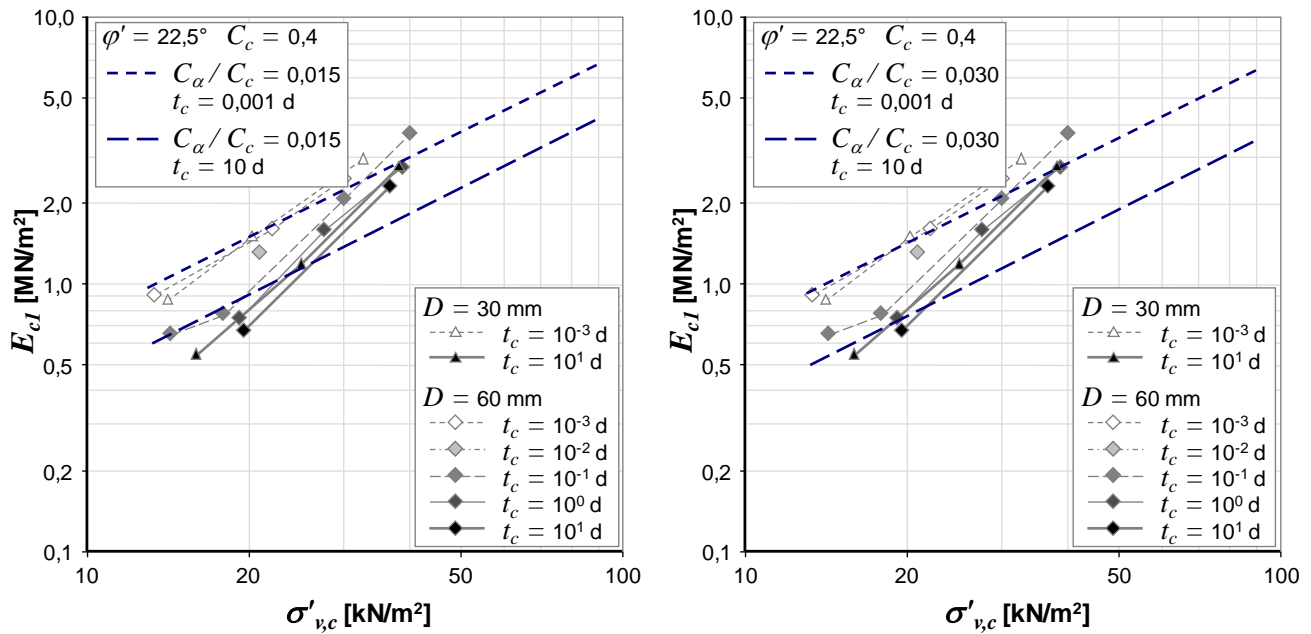


**Abbildung 5.15:** Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$ , Versuchsergebnisse und Simulation,  $C_\alpha / C_c = 0,015$  (links) und  $C_\alpha / C_c = 0,030$  (rechts)

Bereits die erste Kriechphase zeigt einen großen Einfluss der Bodenviskosität auf die Mobilisierungsfunktion  $p$ - $y$ . Dies soll anhand der Diagramme in Abbildung 5.16 erläutert werden, in denen die Kenngröße  $E_{c1}$  ausgewertet wird. Der Parameter  $E_{c1}$  berechnet sich analog zur Anfangssteifigkeit  $E_i$  aus dem Quotienten der Stützspannung  $p$  zur bezogenen Verformung  $y / D$ . Es wird die Verformung  $y / D$  am Ende der ersten Kriechphase, welche eine Dauer von  $t_c$  hat, angesetzt.

Sowohl die Versuchsergebnisse als auch die FE-Simulation zeigen die selbe Tendenz in Abbildung 5.16. Mit steigender Kriechzeit  $t_c$  sinkt die Steifigkeit  $E_{c1}$ , was mit den Kriechverformungen innerhalb der ersten Kriechphase zu erklären ist. Insbesondere bei geringeren Spannungen  $\sigma'_{v,c}$  halbiert sich im Versuch die Steifigkeit  $E_{c1}$  nahezu. Eine ähnliche Größenordnung der Reduktion wird durch

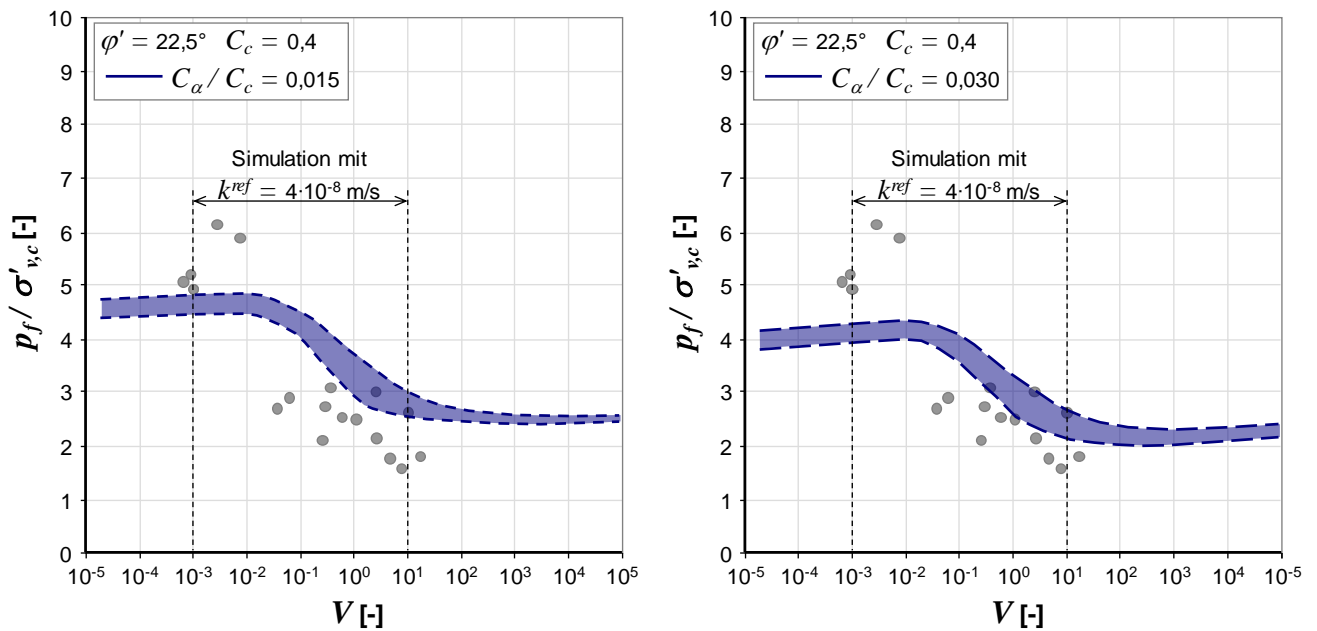
die numerische Berechnung prognostiziert. Die Verringerung der Steifigkeit  $E_{cl}$  hängt bei konstantem Kompressionsbeiwert  $C_c$  von der Größe des Verhältniswertes  $C_\alpha/C_c$  ab und ist für  $C_\alpha/C_c = 0,015$  geringer als für  $C_\alpha/C_c = 0,030$ .



**Abbildung 5.16:** Einfluss der Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$  und Kriechzeit  $t_c$  auf die Steifigkeit  $E_{cl}$ , Versuchsergebnisse und Simulation,  $C_\alpha/C_c = 0,015$  (links) und  $C_\alpha/C_c = 0,030$  (rechts)

Der gekoppelte Effekt aus Konsolidation und Bodenviskosität wird unter Verwendung der normierten Geschwindigkeit  $V$ , die nach Gleichung (3-25) definiert ist, und der auf die Konsolidationsspannung bezogenen Stützspannung  $p_f/\sigma'_{v,c}$  diskutiert. Allgemeine Erläuterungen zu dieser Analyse werden in Abschnitt 4.5.3 gegeben. Abbildung 5.17 zeigt die Daten aus den Pfahlabschnitt-Modell-Bettungs-Versuchen (helle Punkte) und die mit dem numerischen Modell ermittelte Bandbreite an Ergebnissen.

Mit den kalibrierten Werten der Durchlässigkeitsparameter und den im Versuch verwendeten Pfahldurchmessern von  $D = 30$  mm und 60 mm ist die Prognose des Wertes  $p_f/\sigma'_{v,c}$  nur innerhalb eines Bereiches der normierten Geschwindigkeit von etwa  $V = 10^{-3}$  bis  $10^1$  möglich, wobei die Geschwindigkeit  $v = (D/y)/t$  primär von der Kriechzeit  $t_c$  zwischen 0,001 d und 10 d abhängt. Um Informationen über den weiteren Verlauf insbesondere zu Ergebnissen für den ideal undrainierten Bodenzustand zu gewinnen, wurde die Referenzdurchlässigkeit gegenüber dem kalibrierten Wert  $k^{ref} = 4 \cdot 10^{-8}$  m/s stark variiert. Alternativ wäre eine Simulation deutlich kleinerer Kriechzeiten als  $t_c = 0,001$  d oder deutlich längerer Kriechzeiten als  $t_c = 10$  d möglich. Eine Variation des Pfahldurchmessers  $D$ , der den Drainweg und damit ebenfalls  $V$  beeinflusst, erschien aufgrund möglicher Einflüsse aus der Geometrie auf das Berechnungsergebnis nicht erstrebenswert. Diese Berechnungsergebnisse entsprechend der Darstellung in Abbildung 5.17 zu größeren normierten Geschwindigkeiten  $V > 10^1$  bzw. kleineren Werten  $V < 10^{-3}$  hin sind außerhalb der gekennzeichneten Bandbreite mit dargestellt.



**Abbildung 5.17:** Einfluss der normierten Geschwindigkeit  $V$  auf die Stützspannung  $p_f$ , Versuchsergebnisse (Punkte) und Simulation,  $C_\alpha / C_c = 0,015$  (links) und  $C_\alpha / C_c = 0,030$  (rechts) – Kriterien:  $k_{y/D,f} = 0,5 \%$ ,  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  und  $(y/D)_f = 20 \%$

Der zur Berechnung der normierten Geschwindigkeit  $V$  notwendige Konsolidationsbeiwert  $c_h$  wird entsprechend dem operativen Konsolidationsbeiwert nach LEHANE et al. (2009) ermittelt, der in Formel (3-27) vorgestellt wurde. Die Beiwerte  $\kappa$  und  $\lambda$  werden aus den hier verwendeten Parametern  $C_s$  bzw.  $C_c$  unter Verwendung der Referenzporenzahl  $e^{ref}$  umgerechnet. Eine größere Schwierigkeit besteht im Ansatz der den Versuch bzw. die Simulation charakterisierenden Geschwindigkeit  $v$ . Diese vergrößert sich durch die Beanspruchung des Pfahles mit steigendem Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  in einem lastgesteuerten Versuch oder den hier gezeigten Simulationsrechnungen tendenziell stark. Während der Kriechphasen nimmt jedoch abschnittsweise die Geschwindigkeit  $v$  mit steigender Zeit  $t_c$  ab. Ein mit der Zeit beobachteter Anstieg der Geschwindigkeit  $v$  in der Analogie zu einem Kriechbruch wurde in den modellhaften Belastungsversuchen und Simulationsrechnungen nicht festgestellt. Welche Geschwindigkeit  $v$  innerhalb einer lastgesteuerten Beanspruchung zur realitätsnahen Beschreibung der Konsolidationswirkung am besten anzusetzen ist, bleibt zunächst offen und müsste durch systematische Vergleichsuntersuchungen von vorschub- und lastgesteuerten Versuchen ermittelt werden. Im Weiteren wurde in dieser Arbeit eine je nach Versuch sich ändernde mittlere Geschwindigkeit als Wert  $v$  in die Gleichung (3-25) zur Berechnung der normierten Geschwindigkeit  $V$  eingesetzt. Dieser Mittelwert wurde aus der Zeit  $t_f$ , bei welcher  $p_f$  entsprechend den hier definierten Kriterien erreicht wurde, und dem entsprechenden Weg  $y_f$  berechnet.

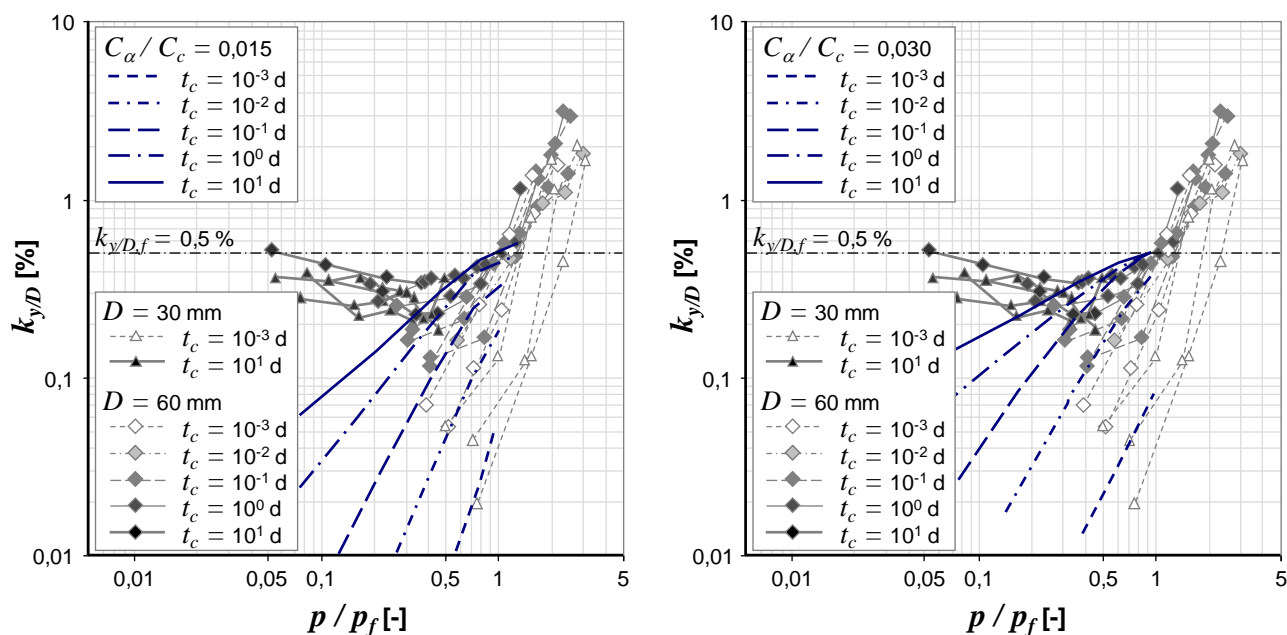
Es ist zu erkennen, dass im Mittel die Versuchsergebnisse im Bereich zwischen etwa  $V = 5 \cdot 10^{-2}$  und etwas über  $V = 2 \cdot 10^1$  unterhalb der Bandbreite der Prognose liegen. Ein sich im ideal undrainierten Bereich auszubildendes Plateau wird in den Versuchen nicht erreicht. Wie die Berechnungsergebnisse hingegen andeuten, müsste zur Erreichung eines nahezu ideal undrainierten Zustandes bei einem unveränderten Versuchsboden entweder der Pfahldurchmesser  $D$  oder die Be-

lastungsgeschwindigkeit  $v$  deutlich erhöht werden. Diesem Vorgehen sind jedoch aufgrund der Konstruktion und der praktischen Versuchsdurchführung Grenzen gesetzt.

Der in den Versuchen festgestellte markante Anstieg des maximalen Stützdruckes  $p_f$  mit sinkender normierter Geschwindigkeit  $V$  kann durch die Simulationsrechnungen nur sehr eingeschränkt wiedergegeben werden. Liegen die Versuchsdaten zumindest teilweise im aus den Berechnungsergebnissen zu interpretierenden teildrainierten Bereich, so ergeben sich aus dem FE-Modell für  $V < 5 \cdot 10^{-2}$  deutlich geringere Widerstände  $p_f / \sigma'_{v,c}$  im Vergleich zum Versuch. Diese Abweichung vergrößert sich durch Zunahme des die Bodenviskosität steuernden Parameters  $C_\alpha$ . Dagegen deckt sich der berechnete Wert  $p_f / \sigma'_{v,c}$  mit dem Ansatz  $C_\alpha / C_c = 0,030$  im Bereich  $V > 5 \cdot 10^{-2}$  besser mit den Versuchsergebnissen. Wie in den Extrapolationsrechnungen des Abschnittes 5.7 näher beschrieben wird, hat der Pfahldurchmesser  $D$  sowie die Durchlässigkeit  $k$  für die hier in Ansatz gebrachten Randbedingungen einen vergleichsweise geringen Einfluss auf das Simulationsergebnis, bei dem  $p_f / \sigma'_{v,c}$  in Abhängigkeit von  $V$  analysiert wird. Diese Schwankung wird hier ohne weitere Erklärung durch die blau markierten Bereiche der Abbildung 5.17 abgedeckt. Mit welchen systematisch auftretenden Bodenwiderständen im Bereich geringer normierter Geschwindigkeiten  $V$  die größere Abweichung vom Simulationsergebnis begründet ist, kann nicht abschließend geklärt werden. Es liegt jedoch nahe, dass die in den Ödometer- und Triaxialversuchen unter sehr langsamen Beanspruchungsraten interpretierbaren Effekte der Strukturbildung auch für die hier im Modellversuch festgestellte Erhöhung des Stützdruckes  $p_f$  gegenüber einem mit dem SSC-Modell prognostizierbaren Wert verantwortlich sind.

Zum Abschluss der Erläuterungen zu den Ergebnissen der Validierungsrechnungen werden die in der Simulation ermittelten Kriechmaße  $k_{y/D}$  mit den Versuchsdaten verglichen. Hierzu zeigen die beiden Diagramme in Abbildung 5.18 Informationen über die Berechnungsreihen mit  $C_\alpha / C_c = 0,015$  (linkes Diagramm) und  $C_\alpha / C_c = 0,030$  (rechtes Diagramm). Hell dargestellt sind zu den Rechenergebnissen die in den Versuchen gemessenen Kriechmaße  $k_{y/D}$ . Werte für  $k_{y/D}$  über dem Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f}$  sind grundsätzlich nur für Ausnutzungsgrade  $p / p_f > 1$  möglich. Ein Wert  $k_{y/D}$  bei einem sehr geringen Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  (1. Laststufe) liegt für einen Versuch mit  $t_c = 10$  d und  $D = 60$  mm bereits leicht über dem hier definierten Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f} = 0,5$  %. Für diesen Versuch wurde jedoch  $p_f$  nicht entsprechend der Stützspannung bei der 1. Laststufe festgelegt. Bei Versuchen oder Simulationsrechnungen, die das Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f}$  nicht erreichen, ergibt sich hier  $p_f$  aus dem Kriterium  $(y/D)_f = 20$  %.

Die Darstellungen in Abbildung 5.18 zeigen, dass vor allem für geringere Ausnutzungsgrade  $p / p_f$  und längere Kriechzeiten  $t_c$  die im Versuch gemessenen Kriechmaße  $k_{y/D}$  über denen der numerischen Berechnungen liegen. Dabei nimmt in der Berechnung  $k_{y/D}$  mit steigendem  $p / p_f$  monoton zu. Im modellhaften Belastungsversuch sowie in der FE-Rechnung wächst  $k_{y/D}$  mit steigender Kriechzeit  $t_c$ . Eine vergleichsweise gute Übereinstimmung wird für geringe Kriechzeiten  $t_c = 0,001$  d erhalten. Die Simulation von Kriechmaßen weit über dem hier gewählten Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f} = 0,5$  % war aufgrund numerischer Probleme programmspezifisch kaum möglich.



**Abbildung 5.18:** Kriechmaß  $k_{y/D}$  in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad  $p/p_f$  und der Kriechzeit  $t_c$ , Versuchsergebnisse und Simulation,  $C_\alpha/C_c = 0,015$  (links) und  $C_\alpha/C_c = 0,030$  (rechts) – Kriterien:  $k_{y/D,f} = 0,5\%$ ,  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  und  $(y/D)_f = 20\%$

Die Darstellungen in Abbildung 5.18 zeigen, dass vor allem für geringere Ausnutzungsgrade  $p/p_f$  und längere Kriechzeiten  $t_c$  die im Versuch gemessenen Kriechmaße  $k_{y/D}$  über denen der numerischen Berechnungen liegen. Dabei nimmt in der Berechnung  $k_{y/D}$  mit steigendem  $p/p_f$  monoton zu. Im Pfahl-Abschnitt-Modell-Bettungs-Versuch sowie in der zugehörigen FE-Rechnung wächst  $k_{y/D}$  mit steigender Kriechzeit  $t_c$ . Eine vergleichsweise gute Übereinstimmung wird für geringe Kriechzeiten  $t_c = 0,001$  d erhalten.

## 5.6 Grenzen und Einschränkungen des Stoffmodells

Mit den hier gezeigten Ergebnissen, die einen Vergleich zwischen den im Berechnungsmodell und den im Versuch gemessenen Spannungen und Verformungen zulassen, kann die Leistungsfähigkeit des Stoffmodells im Zusammenhang mit den Randbedingungen und der undrainierten Analyse unter Berücksichtigung der Porenwasserdruckentwicklung im Finite-Elemente Modell beurteilt werden. Das Ergebnis dieser Analyse kann wie folgt stichpunktartig zusammengefasst werden:

- Die von der Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  abhängige Zunahme des maximalen Stützdruckes  $p_f$  kann durch die Modellbildung vergleichsweise gut wiedergegeben werden. Bei langsamen Belastungsgeschwindigkeiten bzw. langen Kriechphasen wird der im Versuch gemessene Widerstand  $p_f$  jedoch durch die Simulationsergebnisse deutlich unterschätzt, was in Zusammenhang mit den Erkenntnissen aus den Ödometer- und Triaxialversuchen gebracht werden kann. Strukturbedingte Verformungswiderstände können durch das hier ausgewählte Stoffmodell nicht abgebildet werden. Bei Ansatz von Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparametern, die aus vergleichsweise raschen Belastungsvorgängen abgeleitet wurden, liegen die berechneten Stützspannungen  $p$  unter den im Versuch beobachteten Werten.

- Die Anfangssteifigkeit  $E_i$  ist grundsätzlich unabhängig von der Dauer der Kriechphasen  $t_c$  und kann durch die FE-Berechnungen ebenfalls näherungsweise gut abgebildet werden. Die Zunahme der Steifigkeit  $E_i$  mit steigender Spannung  $\sigma'_{v,c}$  ist im Versuch größer als in der numerischen Berechnung. Für geringe Spannungen liegen die Versuchsergebnisse unter den prognostizierten Werten, für große Spannungen  $\sigma'_{v,c}$  drehen sich die Verhältnisse um. Wird die Steifigkeit  $E_{cI}$  unter Berücksichtigung der Verformung  $y/D$  nach der 1. Kriechphase berechnet, so zeigt sich der Einfluss der Bodenviskosität und der Konsolidation deutlicher. In diesem Fall ergeben sich sowohl im Versuch als auch im Modell kleinere Werte  $E_{cI}$  für längere Kriechzeiten  $t_c$ .
- Die Analyse des bezogenen Stützdruckes  $p_f / \sigma'_{v,c}$  mit der Änderung der normierten Geschwindigkeit  $V$  zeigt, dass im Versuch überwiegend teildrainierte Zustände erreicht wurden. Für die experimentelle Erfassung nahezu ideal undrainierter Zustände hätten entweder größere Pfahldurchmesser  $D$  oder noch kürzere Kriechzeiten  $t_c$  untersucht werden müssen, was im Rahmen der gegebenen Versuchstechnik nicht praktikabel war. Versuche, die sich durch eine langsame normierte Geschwindigkeit  $V$  auszeichnen und bei denen Porenwasserdrücke das Verhalten nur unmittelbar nach der Laststeigerung beeinflussen, können aus den bereits genannten Gründen (Strukturbildung) durch die numerische Simulation nicht ausreichend abgebildet werden. Die Versuche mit höheren Werten für  $V$  können durch einen größeren Verhältniswert  $C_\alpha / C_c = 0,030$  besser wiedergegeben werden. Allerdings steigt damit die Abweichung zwischen Versuch und Simulation im Bereich kleiner normierter Geschwindigkeiten  $V$ .
- Wie im Versuch beeinflusst auch im FE-Modell der Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  das Kriechmaß  $k_{y/D}$  stark. Dabei nimmt im Modell und ebenso im Versuch das Kriechmaß  $k_{y/D}$  mit steigender Kriechzeit  $t_c$  zu. Eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Versuch und Prognosemodell kann für geringe Kriechzeiten  $t_c = 0,001$  d gefunden werden. Größere Abweichungen bestehen insbesondere bei geringen Ausnutzungsgraden  $p / p_f$  und längeren Kriechzeiten  $t_c$ , was insbesondere bei der Interpretation der Extrapolationsrechnungen, in denen sehr viel langsamere Belastungsvorgänge analysiert wurden, zu beachten ist.
- Weitere Analysegrößen, wie etwa die lokal am Pfahlschaft gemessenen Porenwasserdrücke und totalen Erddruckspannungen können ebenfalls zur Modellvalidierung herangezogen werden, was jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht verfolgt wurde.
- Es wurde eine Variation der Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter, die im Rahmen der Ödometer- und Triaxialversuche für den Kaolinton abgeleitet wurden, analysiert. Ferner wurden Berechnungen mit unterschiedlichen Durchlässigkeitsbeiwerten vorgenommen. Eine mögliche Anisotropie des Strömungsverhaltens wurde nicht untersucht.
- Die Effekte der Bodenviskosität wurden durch eine weitere Variation des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  und durch den Ansatz eines gering höheren Überkonsolidierungsgrades im Bereich zwischen  $OCR = 1,0$  und  $1,5$  bei der Generierung des Ausgangsspannungszustandes berechnet und den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

## 5.7 Extrapolationsrechnungen zu $p$ - $y$ Mobilisierungskurven

Im Abschnitt 5.5 wurde geprüft, ob mit einem Satz an kalibrierten Stoffmodellparametern unabhängig vom Durchmesser des Pfahlelementes und der Belastungsrate konsistente und in der Genauig-

keit der Rechenergebnisse zufrieden stellende Ergebnisse erzielt werden können. Die Ergebnisse des Abschnitts 5.5 erläutern die erreichbare Simulationsgüte sowie die wesentlichen Einschränkungen des erstellten Modells. Bei einer Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Simulation ist zu erwarten, dass vom Modellversuch abweichende Randbedingungen in einer ähnlichen Prognosegüte erfasst werden können. In den im Folgenden gezeigten Berechnungen wurde neben dem Pfahldurchmesser  $D$  primär die Belastungsrate, welche sich durch die Kriechzeit  $t_c$  bzw. die Geschwindigkeit  $v$  ausdrücken lässt, variiert. Es ist anzumerken, dass die mit der 2-dimensionalen Modellbildung durchgeführten Simulationsrechnungen die Möglichkeit von in Richtung der Pfahlachse gerichteten Verformungen bzw. im Extremfall ein oberflächennahes Aufbrechen des Bodens nicht abbilden können. In dieser Arbeit wird nur ein Teil möglicher Simulationsergebnisse bei Variation der Modellparameter präsentiert. Einflüsse aus gegenüber dem hier untersuchten Kaolinton stark abweichenden Steifigkeits- und Scherparametern, wie sie etwa organische Böden aufweisen, wurden nicht untersucht. Gleiches gilt für gegenüber dem kreisrunden Pfahlquerschnitt abweichenden Geometrien und die Rauheit der Oberfläche der Pfahlmantelfläche.

Bei der geometrischen Extrapolation auf Größen, die baupraktischen Randbedingungen entsprechen, werden hauptsächlich Mikropfahlgründungen in Betracht gezogen. Die Pfahldurchmesser, welche in den Extrapolationsrechnungen angesetzt wurden, liegen somit überwiegend im Bereich  $D \leq 0,3$  m. In ergänzenden Berechnungsreihen wurde ein Pfahldurchmesser von  $D = 0,9$  m angesetzt. Außer dem Durchmesser wurden die Eigenschaften der um das starre Pfahlsegment angeordneten Interface-Elemente derart variiert, dass

- zum einen eine ideal glatte Oberfläche des Pfahlmantels ( $\alpha = 0$ ), bei welcher keine Schubspannungen zwischen Pfahl und Boden übertragen werden und
- zum anderen eine ideal raue Oberfläche des Pfahlmantels ( $\alpha = 1$ ), bei welcher ein vollständiger Verbund zwischen Pfahl und Boden gegeben ist

wiedergegeben werden konnten. Eine genauere Beschreibung der zur Verwendung geplanten Interface-Elemente wird in Abschnitt 5.2.1 gegeben.

Der zweite Aspekt der Extrapolationsrechnungen war die Untersuchung realistischer Belastungsraten bzw. Kriechzeiten (zeitliche Extrapolation). Das Ziel der Simulation war die Ermittlung der zeitabhängigen Mobilisierung von Bodenwiderständen infolge einer translatorischen Verschiebung des Pfahlelements, wobei für diese Mobilisierungskurven der Begriff „ $p$ - $y$ - $t$ -curves“ verwendet werden kann (vgl.  $p$ - $y$ -curves nach API codes und REESE und VAN IMPE 2001). Zur Vereinfachung der Erstellung einer Datenbasis für die weitere baupraktische Verwendung wurde in den Extrapolationsrechnungen im Gegensatz zu den Simulationen, die der Validierung des FE-Modells anhand der Messdaten aus den Modellversuchen dienen, eine verformungsgesteuerte Beanspruchung definiert. Nur in einer Berechnungsstudie, welche unten stehend noch erläutert wird, wurde eine lastgesteuerte Beanspruchung mit verschiedenen langen Kriechzeiten  $t_c$  entsprechend den Rechnungen zur Validierung der Modellversuche eines seitlich belasteten Pfahlsegments durchgeführt.

Der systematische Vergleich last- und verformungsgesteuerter horizontaler Pfahlprobelbelastungen bleibt damit noch offen. Insbesondere die Interpretation der normierten Geschwindigkeit  $V$  bei einer lastgesteuerten Beanspruchung führt zu Schwierigkeiten, da die Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  bei einem lastgesteuerten Versuch nicht konstant und im Bereich zu hohen Ausnutzungsgraden  $p / p_f$

hin stark zunimmt. Dazu ist zu vermuten, dass für eine lastgesteuerte Beanspruchung die Größe  $V$  nicht nur von der Kriechzeit  $t_c$  abhängt, sondern vielmehr vom Ausnutzungsgrad  $p/p_f$  gesteuert wird, welcher selbst durch die Bodensteifigkeit, Scherfestigkeit und Viskosität sowie den Randbedingungen zur Konsolidation beeinflusst wird.

Die maximale bezogene Verformung  $y/D$  wurde für die Extrapolationsrechnungen mit 20 % gewählt. Eine Überschreitung dieser Größe wird für übliche Gründungssituationen stets zu Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit führen. Zudem zeigen die Simulationsrechnungen und die durchgeführten Modellversuche, dass bei einer derart großen bezogenen Verformung der weitere Zuwachs der Stützspannung  $p$  mit zunehmender Verformung eher gering ist und für einen Traglastnachweis kaum entscheidend sein wird.

Der Wert  $y/D = 20\%$  sollte für die Extrapolationsrechnungen unterschiedlich schnell erreicht werden. Vorgesehen wurden Raten der bezogenen Verformung zwischen  $v = (y/D)/t = 0,1\%/d$  und  $1000\%/d$ , was einem Faktor von 10 000 entspricht. Die Belastung, die zu einer Dehnung von  $y/D = 20\%$  führt, erfolgte entsprechend über einen Zeitraum von 200 Tagen bis etwa 30 Minuten. Damit sollte sowohl eine langsame Beanspruchung infolge des Baufortschrittes einer Hochbaustelle als auch die vergleichsweise rasche Belastung durch die Herstellung bzw. Schüttung eines Erdbauwerkes oder einer Pfahlprobelastung abgedeckt werden. Dynamische Effekte, welche bei noch rascherer Pfahlbelastung etwa in der Folge von Erdbeben oder eines Anpralls auftreten, wurden nicht untersucht.

Es wurde genannt, dass eine eindeutige Bestimmung der Geschwindigkeit  $v = (y/D)/t$  und damit der Auswertegröße  $V$  bei lastgesteuerten Beanspruchungen nicht möglich ist. Um zumindest eine grobe Zuordnung zwischen der Belastungsrate, die sich aus den Kriechzeiten  $t_c$  einer lastgesteuerten Simulation ergibt, und der Rate der bezogenen Verformung  $(y/D)/t$  einer weggesteuerten Simulation zu erhalten, wurden die in Tabelle 5.3 gezeigten Randbedingungen hinsichtlich der Belastungsabfolge untersucht. Als Grundlage der Ermittlung der Belastungsrate im Modell wurde festgelegt, dass bis zur plastischen Grenzstützspannung  $p_{f,u}$  im ideal undrainierten Fall 5 Kriechphasen mit Kriechzeiten  $t_c$  betrachtet werden, die je nach Einzelsimulation unterschiedlich gewählt wurden. In der Berechnung musste dazu der Wert des Spannungsinkrementes  $\Delta p = p_{f,u}/5$  in Abhängigkeit vom Effektivspannungsniveau und den Scherfestigkeitsparametern berechnet werden. Zur Bestimmung der undrainierten Grenzstützspannung  $p_{f,u}$  wurde ein gegenüber den Arbeiten von RANDOLPH und HOULSBY (1984) etwas reduzierter Tragfähigkeitsbeiwert  $N = 10$  gemäß der Beziehung

$$p_{f,u} = N \cdot c_u \quad (5-5)$$

angesetzt. Da die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  kein Eingabeparameter des Stoffmodells ist, sondern ein Resultat der Berechnung, musste zur Untersuchung verschiedener Effektivspannungsniveaus an den Modellrändern die Spannung  $\sigma'_{h,c}$  geeignet vorgegeben werden um daraus  $p_{f,u}$  und  $\Delta p$  zu berechnen. Unter Verwendung des Ansatzes nach JAKY (1944) zur Bestimmung des Erdrudruckbeiwertes  $K_0$  normalkonsolidierter Böden und dem Beiwert  $\lambda_{cu}$  kann



$$P_{f,u} = \frac{N \cdot \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{h,c}}{1 - \sin(\varphi')} \quad (5-6)$$

und damit die Größe des Lastinkrementes  $\Delta p$  berechnet werden. Die in Tabelle 5.3 eingetragenen Werte für  $\Delta p$  berücksichtigen in etwa  $\lambda_{cu} = 0,25$ . Dabei ist zu beachten, dass  $\lambda_{cu}$  (siehe auch Abschnitt 2.3.1) bezogen auf die größte Hauptspannung nach der Konsolidation definiert ist, welche im Allgemeinen für normalkonsolidierte Böden der vertikalen Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  entspricht.

**Tabelle 5.3: Randbedingungen für die zeitliche Extrapolation der lastgesteuerten Simulationen**

effektive Spannung $\sigma'_{h,c}$	Lastinkrement $\Delta p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = 25^\circ$
12,5 kN/m <sup>2</sup>	9,5	10,8
20,0 kN/m <sup>2</sup>	15,2	17,2
30,0 kN/m <sup>2</sup>	22,7	25,9
50,0 kN/m <sup>2</sup>	37,9	43,1
80,0 kN/m <sup>2</sup>	60,6	69,0

Zur Umrechnung der Vertikalspannung in die im Modell angesetzte isotrop wirkende Horizontalspannung wurden unterschiedliche  $K_0$ -Werte entsprechend verschiedener effektiver Reibungswinkel zwischen  $\varphi' = 15^\circ$  und  $30^\circ$  in Ansatz gebracht. Die Bandbreite der horizontalen Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  lag in den Extrapolationsrechnungen zwischen 12,5 kN/m<sup>2</sup> und 80 kN/m<sup>2</sup>. Diese Spannungen entsprechen nach den hier gegebenen Annahmen unter Berücksichtigung von  $\lambda_{cu} = 0,25$  für  $\sigma'_{v,c} = \sigma'_{h,c} / K_0 \approx 16$  kN/m<sup>2</sup> bis 160 kN/m<sup>2</sup> einer Bandbreite des  $c_u$ -Wertes von  $c_u \approx 4$  kN/m<sup>2</sup> bis 40 kN/m<sup>2</sup>. Der tatsächlich im numerischen Modell beobachtete Spannungszustand kann von den in Tabelle 5.3 gezeigten geplanten Werten etwas abweichen.

Die eigentliche Variation der Belastungsgeschwindigkeit erfolgte durch den Ansatz unterschiedlicher Kriechzeiten  $t_c$  zwischen etwa 15 Minuten (0,01 d) und 100 Tagen zwischen den Laststufen. Die Laststeigerung um den Betrag  $\Delta p$  erfolgte jeweils innerhalb weniger Sekunden und ist daher für die Ermittlung der Beanspruchungsgeschwindigkeit ohne praktische Bedeutung.

Die Darstellung der Variation bodenspezifischer Eigenschaften bzw. der Stoffmodellparameter erfolgte im Rahmen dieses Berichtes im Hinblick auf die Scherfestigkeit und Steifigkeit nur in engen Grenzen. Vertiefende Variationen wurden hingegen zur Untersuchung des Einflusses der Bodenviskosität (Parameter  $C_\alpha / C_c$ ) und der Durchlässigkeit (Parameter  $k_h = k_v$ ) durchgeführt. Zusammen mit der Belastungsgeschwindigkeit  $v = y / t$  in den vorschubgesteuerten bzw. der Dauer der Kriechzeit  $t_c$  in den spannungsgesteuerten Simulationen wurde damit eine vergleichsweise große Bandbreite an Werten der normierten Geschwindigkeit  $\bar{V}$  analysiert.

Die für die Extrapolationsrechnungen untersuchten Größen der Stoffmodellparameter bzw. Eigenschaften, die das hydraulische Verhalten des 2-Phasen-Mediums steuern, sind in Tabelle 5.4 zusammengestellt. Das Ziel dieser Arbeit bleibt damit zunächst eng eingegrenzt: Es sollen im We-

sentlichen Aussagen über die zeitabhängige Interaktion eines Pfahles oder eines pfahlartigen Gründungselementes mit einem „einfachen“ normalkonsolidierten vorwiegend mineralischen weichen Boden gemacht werden können. Die Erweiterung auf stark strukturempfindliche Böden, wie sie besonders in maritimen Bereichen auftreten, oder Böden, welche überwiegend aus organischen Anteilen bestehen, ist darüber hinaus in Zukunft vorstellbar und mit der geschaffenen Struktur an laborversuchstechnischen Möglichkeiten zielführend bearbeitbar.

**Tabelle 5.4: Grenzen der Variation der Bodeneigenschaften (Stoffmodellparameter) zur Extrapolation auf baupraktische Randbedingungen**

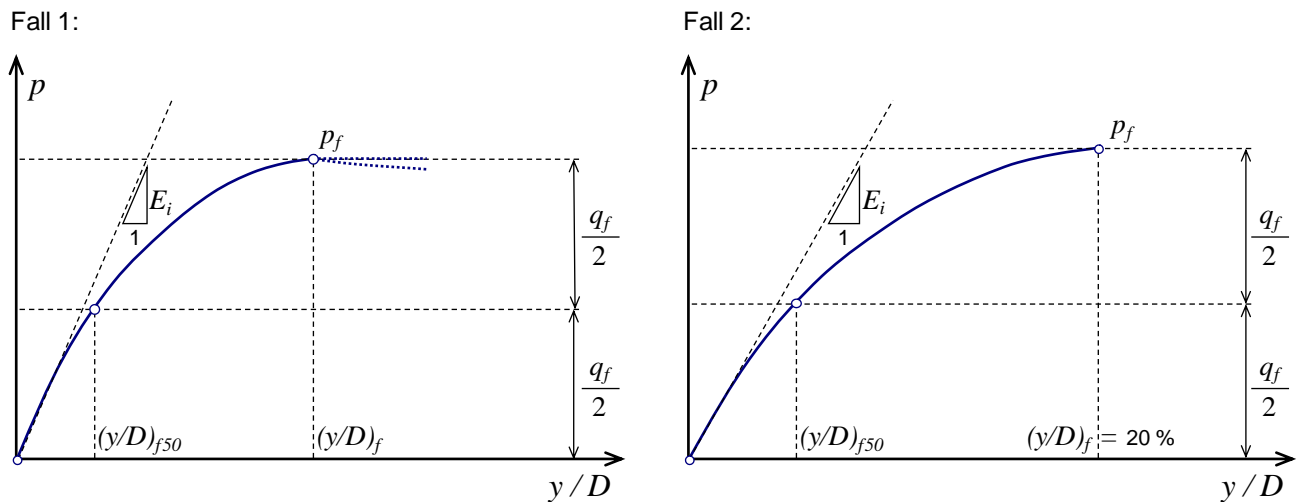
Modellparameter	Bandbreite der Variation
Überkonsolidierungsgrad $OCR$	1,00 und 1,50
effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	20°, 25°
Kompressionsbeiwert $C_c$	0,30, 0,60
Bodenviskosität $C_\alpha / C_c$	0,001, 0,025, 0,050, 0,075, 0,100
Durchlässigkeitsbeiwert $k_v^{ref}$	$10^{-7}$ m/s, $10^{-8}$ m/s, $10^{-9}$ m/s, $10^{-10}$ m/s, $10^{-11}$ m/s
Durchlässigkeitsbeiwert $k_v^{ref} / k_v^{ref}$	1,0
Parameter $c_k$	1,0

Alle weiteren Parameter und Randbedingungen des numerischen Modells zu den Extrapolationsrechnungen, in denen gegenüber dem Modellversuch abweichende Randbedingungen simuliert wurden, wurden entsprechend den Angaben des Abschnittes 4.4 sowie 4.5 gewählt.

Die extrapolierenden Berechnungen der Bodenstützung für andere Pfahlelemente außerhalb der modelltechnisch untersuchten Elemente wurden derart ausgewertet, dass verschiedene Kenngrößen einer zeitabhängigen Mobilisierungsfunktion bestimmt werden können. In diesem Bericht werden die maximale Bodenstützspannung  $p_f$ , die Anfangssteifigkeit  $E_i$  sowie die bezogene Verformung  $(y/D)_{f50}$ , bei der  $p = p_f / 2$  erreicht, dargestellt. Aus den verformungsgesteuerten Versuchen können die Parameter entsprechend den beispielhaften Kurven in Abbildung 5.19 abgeleitet werden. Für die wenigen Vergleichsrechnungen, bei denen eine lastgesteuerte Beanspruchung definiert wurde, gelten die Konventionen gemäß Abbildung 4.49, welche bereits zur Auswertung der Modellversuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment herangezogen wurden. Aus den charakteristischen Werten  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  können Funktionen, welche den Stützdruck  $p$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verformung  $y / D$  beschreiben, konstruiert werden, die für eine weitere Anwendung im Praxisbezug herangezogen werden können (siehe Abschnitt 5.8).

Zur Auswertung der in diesem Abschnitt gezeigten Berechnungen wurden für die verformungsgesteuerte Simulation 2 Fälle gemäß Abbildung 5.19 unterschieden. In der linken Darstellung ermittelt sich  $p_f$  aus dem Kriterium  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  (Fall 1). In der rechten Kurve der Abbildung 5.19 steigt  $p$  bis zum Simulationsende monoton an. In diesem Fall ergibt sich  $p_f$  aus dem Wert  $p$  bei einer bezogenen Verformung von  $(y/D)_f = 20\%$  (Fall 2). Das Kriterium eines Grenzkriechmaßes  $k_{y/D,f}$  wird zur Auswertung der Extrapolationsversuche nicht herangezogen. Es zeigte sich in diesem Zusammenhang, dass sich zumindest für größere Werte  $k_{y/D,f} > 1\%$  die zu ermittelnde Grenzstützspannung  $p_f$  nur wenig ändert, sobald für die lastgesteuerten Versuche mit Kriechphasen das zu-

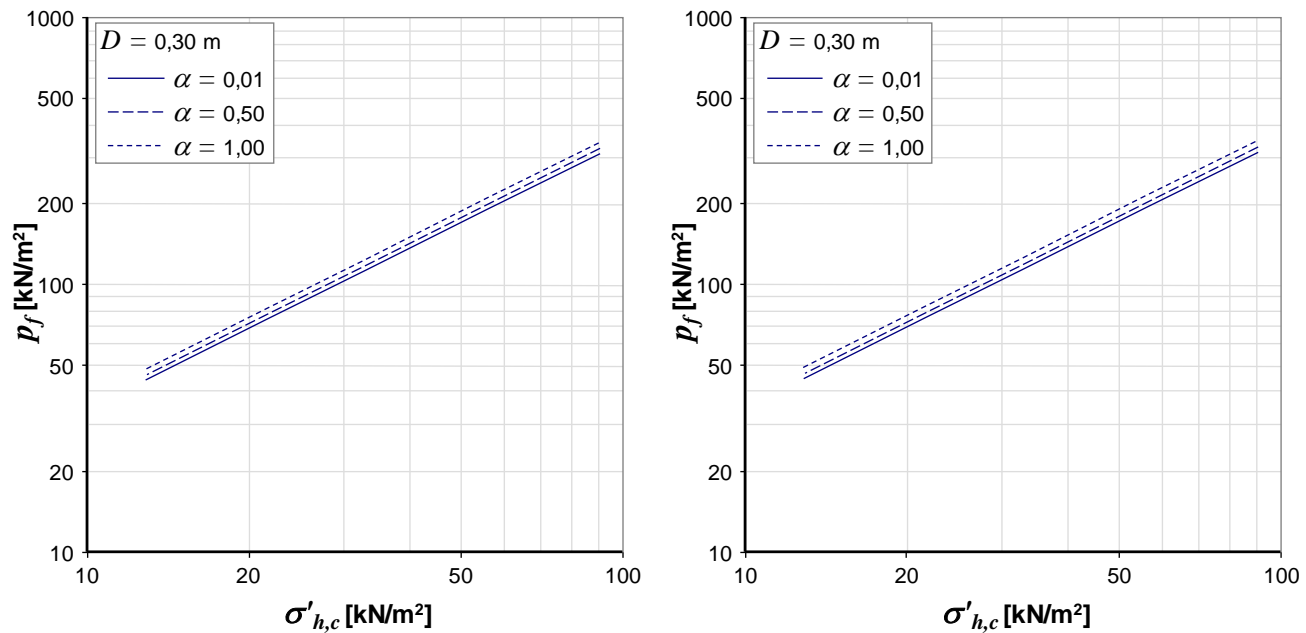
sätzliche Kriterium eines Grenzkriechmaßes eingeführt wird. Für die Analyse der verformungsge-  
 steuerten FE-Simulationen kann das Kriterium  $k_{y/D,f}$  nicht ohne Weiteres übertragen und angewen-  
 det werden.



**Abbildung 5.19:**  $p$ - $y$ -Mobilisierungskurve für Pfahlbeanspruchung unter konstanter in  $y$ -Richtung erfolgreicher Verformungsgeschwindigkeit (links: Definition  $p_f$  nach Kriterium  $\partial p / \partial (y/D) = 0$ ; rechts: Definition  $p_f$  nach Kriterium  $(y/D)_f = 20\%$ )

Die im Folgenden präsentierten Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen stellen nur eine knappe Auswahl dar. So werden nur effektive Reibungswinkel des den Pfahl umgebenden Bodens von  $20^\circ$  und  $25^\circ$  diskutiert. Die Kompressibilität und damit die charakteristische Dehnung  $(y/D)_{f50}$  sowie die Anfangssteifigkeit wird durch die Parameter  $C_c$  und  $C_s$  bestimmt. Dabei steuert der Parameter  $C_c$ , der zwischen 0,3 und 0,6 variiert wurde, insbesondere das Bodenverhalten im Bereich der Pfahlvorderseite (passiver Erddruck), in dem die Beanspruchungspfade weitgehend als Erstbelastung zu deuten sind.  $C_s$  ist in den hier gezeigten Extrapolationsrechnungen in einem festen Verhältnis von 1/5 an den jeweiligen  $C_c$ -Wert gekoppelt.  $C_s$  steuert weitestgehend die Steifigkeit im Bereich der Pfahlrückseite. Sobald die Beanspruchung rasch erfolgt bzw. ein geringer Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  wirksam ist, bestimmen  $C_c$  bzw.  $C_s$  maßgebend die Größe der Porenwasserdruckänderung, was direkten Einfluss auf den horizontalen Pfahlwiderstand hat.

Zunächst soll der Einfluss der Rauheit – ausgedrückt durch den Parameter  $\alpha$  – und des Durchmessers des Pfahlschaftes  $D$  diskutiert werden. In den Extrapolationsrechnungen wurden  $\alpha$ -Werte von 0,01, 0,5 und 1 sowie Pfahldurchmesser  $D = 0,3$  m und 0,9 m untersucht. Abbildung 5.20 zeigt Ergebnisse der maximalen Stützspannung  $p_f$  in Abhängigkeit von der Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  und der Pfahlrauigkeit, welche durch den Parameter  $\alpha$  ausgedrückt wird. Die Berechnungen wurden mit einem effektiven Reibungswinkel von  $\varphi' = 25^\circ$  und für einen nahezu ideal undrainierten Zustand mit  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s sowie für eine Belastungsrate bezogen auf den Pfahldurchmesser  $D$  von  $v = (y/D) / t = 1 \cdot 10^3$  %/d. durchgeführt.



**Abbildung 5.20:** Einfluss der Pfahrrauheit ausgedrückt durch den Parameter  $\alpha$  auf die maximale Stützspannung  $p_f$  in Abhängigkeit von der horizontalen Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  (alle Berechnungen:  $\varphi' = 25^\circ$ ,  $C_c = 0,3$  und  $0,6$ ,  $C_\alpha / C_c = 0,001$ ,  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s,  $v = 1 \cdot 10^3$  %/d)

Wie bereits erwähnt wurde, haben die Parameter  $C_c$  und  $C_s$  keinen größeren Einfluss auf die maximale Bodenstützspannung  $p = p_f$  für undrainierte Zustände. Dagegen nehmen  $C_c$  und  $C_s$  auch bei undrainierten Belastungsvorgängen Einfluss auf die Kenngrößen  $E_i$  und  $(y/D)_{f50}$  der  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktion. Ferner zeigt Abbildung 5.20, dass die Pfahrrauheit ausgedrückt durch den  $\alpha$ -Wert die Grenzstützspannung  $p_f$  nur geringfügig beeinflusst. Einen ähnlich geringen Einfluss hat die Pfahrrauheit auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  und die Dehnung  $\varepsilon_{f50}$ .

Im Wesentlichen folgen die im numerischen Berechnungsmodell berechneten Werte für  $p_f$ , welche in Abbildung 5.20 dargestellt sind, den analytischen Lösungen der Form  $p_f = N \cdot c_u$  nach Gleichung (3-6) für einen reibungsfreien rein kohäsiven Boden, wie sie sich entsprechend der plastischen Traglastberechnung nach RANDOLPH und HOULSBY (1984) für  $\alpha = 0$  (ideal glatter Pfahl) bzw.  $\alpha = 1$  (ideal rauher Pfahl, keine Relativverschiebung Boden – Pfahloberfläche) ergeben. Hierzu wurden bereits unter Abschnitt 5.2.3 mit einer ideal plastischen Wiedergabe zur Scherfestigkeit des Bodens umfangreiche Arbeiten zur Modellvalidierung gezeigt. Zur theoretischen Berechnung von  $N$  wird der statische Grenzwertsatz (bzw. *lower-bound theorem*) herangezogen, womit sich eine Größe von  $N = 9,142$  für  $\alpha = 0$  und  $N = 11,940$  für  $\alpha = 1$  ergibt. MARTIN und RANDOLPH (2006) zeigen, dass die genannten Größen der Tragfähigkeitsbeiwerte  $N$  sehr nah an den entsprechenden Werten einer Lösung nach dem kinematischen Grenzwertsatz (bzw. *upper-bound theorem*) liegen.

Für normalkonsolidierte Böden gilt im Allgemeinen  $\sigma'_{h,c} \sim c_u$ . Daraus ergibt sich aus Abbildung 5.20 unabhängig von  $\sigma'_{h,c}$  oder  $c_u$  mit  $\alpha = 0,01$  ein um etwa 27 % höherer Wert  $p_f$  als mit  $\alpha = 1,00$ . Aus den theoretischen Überlegungen ergibt sich  $11,940 / 9,142 = 30,6$  %. Für  $\varphi' = 25^\circ$  und damit  $K_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0,577$  kann bei undrainierten Belastungsvorgängen aus den mit

dem numerischen Modell berechneten Werten  $p_f$  entsprechend dem Zusammenhang (5-6) der Beiwert  $\lambda_{cu}$  zurückgerechnet werden. Dieser ist abhängig von der Bodenviskosität, konvergiert jedoch für größere Werte  $C_\alpha / C_c$ , welche in der Größenordnung der Kalibrierergebnisse zum Kaolinton liegen, gegen einen Wert von  $\lambda_{cu} = 0,24$  bis  $0,26$ . Diese Werte passen wiederum sehr gut zu den Ergebnissen aus den undrainierten Triaxialversuchen (Abschnitt 4.4.5.6), in denen der Boden gegenüber der in den Extrapolationsrechnungen simulierten „Umströmung“ eines kreisrunden Querschnittes stark abweichend beansprucht wird.

Grundsätzlich werden als Ergebnisse aus den Extrapolationsrechnungen Kennwerte der  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktion in Abhängigkeit von der horizontal wirkenden Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  angegeben. Entsprechend den Analysen des letzten Abschnittes ist ebenfalls ableitbar, die Kennwerte in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$ , welche aus dem Beiwert  $\lambda_{cu}$  und dem Ruhedruckbeiwert  $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$  berechnet wird, darzustellen. Diese Koppelung scheint in Bezug auf die Prognosegüte des numerischen Modells, welche zumindest das Verhalten des in dieser Arbeit verwendeten Kaolintons im undrainierten Belastungsfall brauchbar wiedergeben kann, sowie die hier gut anwendbare Beziehung nach JAKY (1944) gerechtfertigt. So entspricht die Skalierung der Abszissenachse mit den angegebenen Werten  $\sigma'_{h,c} = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $20 \text{ kN/m}^2$ ,  $50 \text{ kN/m}^2$  und  $100 \text{ kN/m}^2$  für einen Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ$  einer undrainierten Scherfestigkeit von etwa  $c_u = 3,8 \text{ kN/m}^2$ ,  $7,6 \text{ kN/m}^2$ ,  $19,0 \text{ kN/m}^2$  und  $38,0 \text{ kN/m}^2$ . Für  $\varphi' = 25^\circ$  gilt unter den genannten Annahmen mit  $\lambda_{cu} = 0,25$   $c_u = 4,3 \text{ kN/m}^2$ ,  $8,7 \text{ kN/m}^2$ ,  $21,6 \text{ kN/m}^2$  und  $43,3 \text{ kN/m}^2$ .

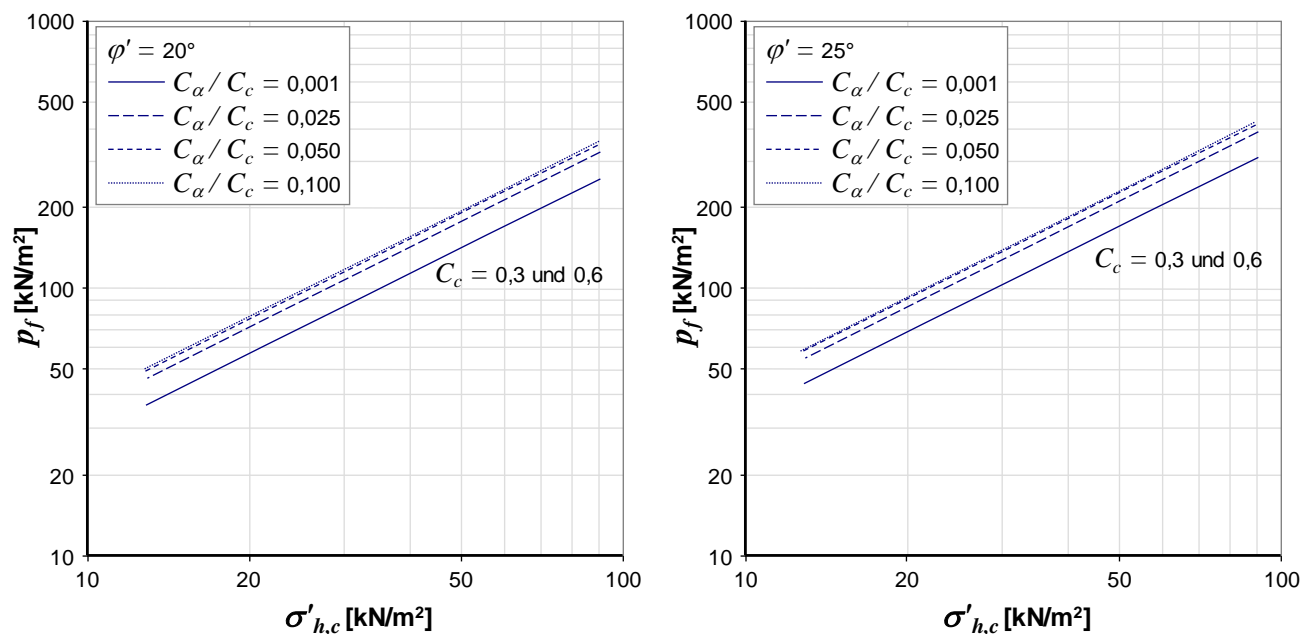
Mit der untersuchten Bandbreite des Effektivspannungsniveaus wird in den Extrapolationsrechnungen unter Berücksichtigung des in dieser Arbeit experimentell erfassten Zusammenhanges zwischen der Effektivspannung und der undrainierten Scherfestigkeit ein weiterer Konsistenzbereich abgebildet. Die durch die Kalibrierung in Elementversuchen darauf abgestimmte Modellbildung bestätigt für undrainierte Belastungszustände die Spannungsabhängigkeit. Somit decken die angegebenen Werte für die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  insbesondere den Bereich ab, für den im deutschsprachigen Raum die Zuordnung des Begriffes „breiig“ für Böden mit einer Konsistenzzahl zwischen  $I_C = 0$  und  $I_C = 0,5$  verwendet wird (SOOS 1990, siehe auch Abbildung 2.4). Ergänzende Hinweise zur Übertragung der Erkenntnisse für eine praxisbezogene Anwendung werden in Abschnitt 5.8 gegeben.

Um einen möglichst universellen Einsatz der Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen zur Konstruktion von  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen zu erlauben, wird im Weiteren auf die direkte Zuordnung der Widerstandscharakteristika zu einem Wert der undrainierten Scherfestigkeit verzichtet. Daher muss zur allgemeinen Anwendung zumindest einer Tiefenlage unter der Geländeoberkante die horizontale Effektivspannung zugeordnet werden. Nach dieser Zuordnung kann tiefenabhängig die Bodenstützspannung verformungs- und zeitabhängig berechnet werden. Alternativ kann über ein Tiefenprofil der undrainierten Scherfestigkeit, wie es zum Beispiel aus den Ergebnissen von Drucksondierungen ableitbar ist, zusammen mit wenigen undrainierten triaxialen Scherversuchen auf die horizontale Effektivspannung geschlossen werden. Im Fall überwiegend strukturloser normalkonsolidierter Böden aus mineralischen Partikeln können unter Berücksichtigung der erläuterten Unsicherheiten die in dieser Arbeit experimentell bestätigten Modellprognosen unter Ansatz eines Ruhedruckbeiwertes  $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$  nach JAKY (1944) und einem Beiwert  $\lambda_{cu}$  im Bereich zwischen

0,2 und 0,3 für den Grenzzustand, bei welchem Boden den Pfahlquerschnitt umfließt, zur Berechnung von  $\sigma'_{h,c}$  verwendet werden.

Der Einfluss der Spannung  $\sigma'_{h,c}$  auf die Grenzstützspannung  $p_f$  im undrainierten Belastungsfall wird für verschiedene Werte der Bodenviskosität, ausgedrückt durch den Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$ , in Abbildung 5.21 gezeigt. Dargestellt sind im linken Diagramm Rechenergebnisse unter Ansatz eines effektiven Reibungswinkels von  $\varphi' = 20^\circ$ . In der rechten Darstellung folgen die Werte  $p_f$  für  $\varphi' = 25^\circ$ . Es wurden verschiedene Vergleichsrechnungen mit  $C_c = 0,3$  und  $0,6$  durchgeführt.

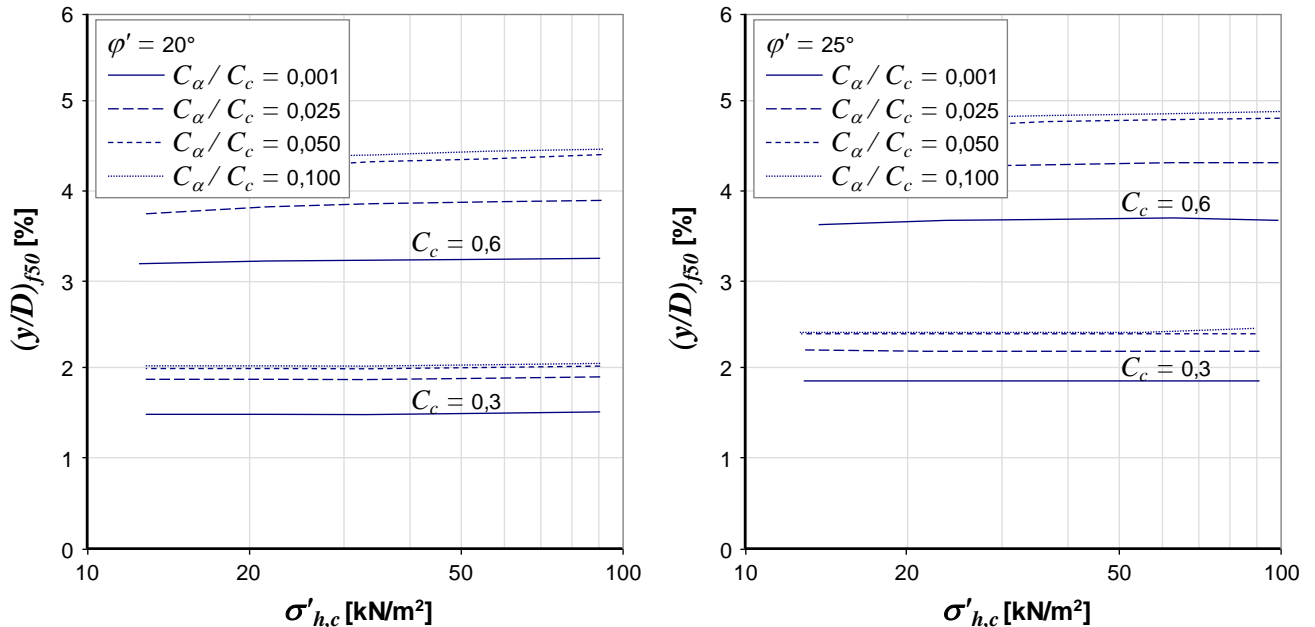
Zunächst ist im Vergleich der beiden Diagramme erkennbar, dass die Grenzstützspannung  $p_f$  mit steigendem Reibungswinkel  $\varphi'$  von  $20^\circ$  auf  $25^\circ$  nur vergleichsweise gering ansteigt. Die Steigung der Geradenscharen ist unabhängig von allen in diesen Simulationsrechnungen variierten Parametern. Die Bodenviskosität äußert sich für die in Abbildung 5.21 dargestellten undrainierten und damit rasch ablaufenden Belastungsvorgänge in einem Anstieg der Werte  $p_f$ . Der größte Anstieg ist bei einem Sprung des Wertes  $C_\alpha / C_c = 0,001$  auf  $0,025$  feststellbar. Zwischen  $C_\alpha / C_c = 0,050$  und  $0,100$  vergrößert sich  $p_f$  nur wenig. Die zur Konstruktion von Mobilisierungskurven ansetzbaren Werte  $p_f$  liegen damit für Viskositätswerte, welche für vorwiegend mineralische feinkörnige Böden gelten, in einer vergleichsweise engen Bandbreite, welche in den Diagrammen mit den Geraden  $C_\alpha / C_c = 0,025$  und  $C_\alpha / C_c = 0,100$  begrenzt ist. Die Beiwerte  $C_c$  bzw.  $C_s$  haben auf die im undrainierten Zustand ermittelte Spannung  $p_f$  keinen Einfluss.



**Abbildung 5.21:** Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi'$ , des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  und der Bodenviskosität, ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$ , auf die maximale Stützspannung  $p_f$  in Abhängigkeit von der horizontalen Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  (alle Berechnungen:  $\alpha = 0,5$ ,  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s,  $\nu = 1 \cdot 10^3$  %/d)

Demgegenüber wird der Parameter  $(y/D)_{f50}$  primär durch die Größe des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  und der damit verknüpften Größe  $C_s = C_c / 5$  bestimmt, wie die Diagramme in Abbildung 5.22

zeigen. Dargestellt werden analog zur Abbildung 5.21 Rechenergebnisse mit effektiven Reibungswinkeln von  $\varphi' = 20^\circ$  und  $25^\circ$  sowie unterschiedliche Verhältniswerte  $C_\alpha / C_c$ .



**Abbildung 5.22: Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi'$ , des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  und der Bodenviskosität, ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$ , auf die bezogene Verformung  $(y/D)_{50}$  in Abhängigkeit von der horizontalen Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  (alle Berechnungen:  $\alpha = 0,5$ ,  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s,  $\nu = 1 \cdot 10^3$  %/d)**

Es ist näherungsweise zu erkennen, dass sich durch eine Verdoppelung des Kompressionsbeiwertes von  $C_c = 0,3$  auf  $0,6$  doppelt so große Werte der bezogenen Verformung  $(y/D)_{50}$  einstellen. Böden mit einer hohen Kompressibilität zeigen daher unabhängig von ihrer undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  für Auslastungsgrade  $p_f / p < 1$  bei gleicher Verformung  $y$  viel geringere mobilisierbare Stützspannungen  $p$  als vergleichsweise gering kompressible Böden. Diese Abhängigkeit wird zur Konstruktion von  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen von MATLOCK (1970) aufgegriffen, indem er undrainierte triaxiale Kompressionsversuche zur Bestimmung von  $(y/D)_{50}$  vorschlägt. Die experimentell bestimmten Werte gehen direkt in die Konstruktion der  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktion zur Pfahlbemesung ein (weiteres siehe REESE und VAN IMPE 2001 und API codes). Zur Berechnung des Biegeknickwiderstandes von Pfählen wird der Einfluss der Kompressibilität des Bodens bisweilen nicht in Ansatz gebracht (WENNERSTRAND und FREDERIKSON 1988, VOGT et.al. 2005, OFNER und WIMMER 2007a).

Neben der Steifigkeit hat die Bodenviskosität einen markanten Einfluss auf die Dehnung  $\varepsilon_{f50}$ . Für die in Abbildung 5.22 gezeigten Simulationsrechnungen bei konstant angesetzter Deformationsgeschwindigkeit  $\nu = (D/y) / t$ , welche einen nahezu ideal undrainierten Belastungszustand wiedergibt, vergrößern sich die Werte  $\varepsilon_{f50}$  mit steigendem Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$ . Es ist zu erkennen, dass für größere Werte  $C_\alpha / C_c$  nur begrenzt größere Dehnungen  $\varepsilon_{f50}$  berechnen werden. Größere Reibungswinkel  $\varphi'$  ergeben größere Werte  $(y/D)_{50}$ . Dagegen ist  $(y/D)_{50}$  nahezu unabhängig von der effektiven Spannung  $\sigma'_{h,c}$ .

Als dritter Parameter zur Konstruktion von  $p$ - $y$ -Mobilisierungskurven (siehe Abschnitt 3.4) entsprechend dem Ansatz (5-7) für die Beschreibung einer hyperbolischen Funktion, welcher in Abschnitt 5.8.1 erläutert wird, wird die Anfangssteifigkeit  $E_i$  herangezogen.  $E_i$  bestimmt vor allem bei einem geringen Ausnutzungsgrad  $p_f/p$  bzw. geringen seitlichen Verschiebungen  $y/D$  die auf den Pfahlschaft wirkende seitliche Bodenstützung. Ein Vergleich der in dieser Arbeit experimentell ermittelten Werte zur Anfangssteifigkeit  $E_i$  mit den Angaben aus Literaturquellen zur Abschätzung eines seitlichen Pfahlbettungsmoduls kann mit den im Abschnitt 3 nicht weiter erläuterten Literaturangaben zum Bettungsmodul  $k_s = E_i/D$  erfolgen. Zu den publizierten Beziehungen für die Ermittlung von  $k_s$  gehören zum einen Korrelationen des Bettungsmoduls mit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  nach SKEMPTON (1951), HANSEN und LUNDGREN (1960) oder DAVISSON (1970) und zum anderen Analysen basierend auf der Annahme einer elastischen Idealisierung des Bodenverhaltens (GRANHOLM 1929, BIOT 1937, BERGFELT 1957, VESIC 1961). Ferner können Verfahren basierend auf Feldversuchen wie z. B. Plattendruckversuche und Versuche mit der Seitendrucksonde vergleichend bewertet werden (TERZAGHI 1955, BRIAUD 1992). Wie bereits unter den Abschnitten 1.3 und 3.4 genannt wurde, hängt der Biegeknickwiderstand eines Pfahls mit vergleichsweise kleiner Imperfektion (Vorverformung) deutlich von der Anfangssteifigkeit ab, was die Relevanz der hier gezeigten Auswertungen unterstreicht. Jedoch überschätzt die rein elastische Abbildung des Bodenverhaltens einen realitätsnahen Wert des Biegeknickwiderstandes sehr deutlich, was einen weiterführenden Vergleich der in dieser Arbeit geschaffenen Versuchsdaten mit den Literaturangaben zu Bettungsmoduln  $k_s$  zumindest im Kontext des behandelten Randwertproblems weniger interessant erscheinen lässt.

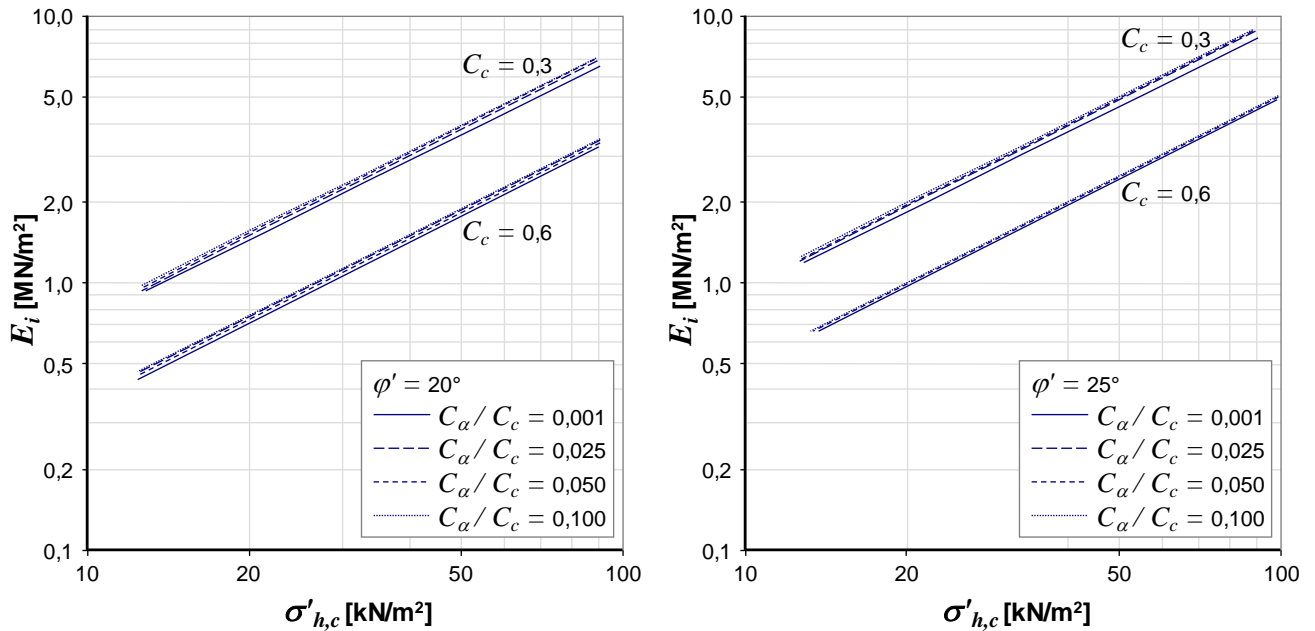
Abbildung 5.23 zeigt die im numerischen Modell berechnete Werte der Anfangssteifigkeit  $E_i$  in Abhängigkeit von der Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$ . Eingetragen sind in den beiden Diagrammen (links  $\varphi' = 20^\circ$ , rechts  $\varphi' = 25^\circ$ ) Kurven für Kompressionsbeiwerte von  $C_c = 0,3$  und  $0,6$  sowie unterschiedliche Verhältniswerte  $C_\alpha/C_c$  zur Quantifizierung der Bodenviskosität. Alle Simulationsergebnisse stellen mit  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s und  $\nu = 1 \cdot 10^3$  %/d Belastungsvorgänge dar, welche als nahezu ideal undrainiert zu charakterisieren sind.

Wie bereits die Grenzstützspannung  $p_f$  zeigt die Anfangssteifigkeit  $E_i$  eine deutliche Abhängigkeit von der Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$ . Dabei ist  $E_i$  wie  $p_f$  proportional zur Spannung  $\sigma'_{h,c}$ . Zudem ist der Betrag des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  proportional zur Steifigkeit  $E_i$ . Eine Verdoppelung des Wertes  $C_c$  von  $0,3$  auf  $0,6$  resultiert in einer Halbierung der Anfangssteifigkeit  $E_i$  unabhängig vom Spannungsniveau  $\sigma'_{h,c}$ . Die Größe der Bodenviskosität, welche durch den Wert  $C_\alpha/C_c$  ausgedrückt wird, hat nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit. Tendenziell werden für größere Werte  $C_\alpha/C_c$  etwas höhere Werte  $E_i$  prognostiziert.

Mit den Informationen der Diagramme in Abbildung 5.21, Abbildung 5.22 und Abbildung 5.23 können die wesentlichen Kennwerte einer  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktion für den undrainierten Belastungsfall konstruiert werden. Wie erläutert wird, ist der Einfluss der Pfahlrauheit, der in den Simulationsrechnungen durch den Parameter  $\alpha$  ausgedrückt wird, eher gering.  $\alpha$  kann für eine praxisorientierte Berechnung auf der sicheren Seite liegend zu  $0,5$  gewählt werden. Weiter hat der Pfahldurchmesser  $D$  entsprechend den Simulationsergebnissen auf die Stützspannung  $p$  nahezu keinen Einfluss. Diese wesentliche Modellprognose konnte unter Berücksichtigung von als zufällig zu bewer-



tenden Streuungen in den durchgeführten Versuchen nachgewiesen werden. Lediglich im Bereich drainierter Bodenzustände unter langsamer Beanspruchungsrate zeigen die Versuchsdaten gegenüber den Modellprognosen zum Teil erhebliche Traglastreserven der Bodenstützung.



**Abbildung 5.23:** Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi'$ , des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  und der Bodenviskosität ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  in Abhängigkeit von der horizontalen Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  (alle Berechnungen:  $\alpha = 0,5$ ,  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s,  $\nu = 1 \cdot 10^3$  %/d)

Um eine Verallgemeinerung der Belastungsrandbedingungen zu erreichen, wobei der Einfluss der Konsolidation und der Bodenviskosität auf die Stützspannungen  $p$  zu beachten ist, wird die in Abschnitt 3.5 erläuterte normierte Geschwindigkeit  $V$  herangezogen. Jeder Belastungsgeschwindigkeit  $\nu$  und den die Drainleistung bestimmenden Parametern des Pfahldurchmessers  $D$  und des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  kann ein bestimmter Wert der normierten Geschwindigkeit  $V$  zugeordnet werden. Dabei kann der Wert  $V$  für eine vorschubgesteuerte Beanspruchung mit konstanter bezogener Geschwindigkeit  $\nu = (y/D) / t$  direkt berechnet werden. Für eine heterogene Beanspruchung, bei welcher die Last stufenweise bzw. abschnittsweise kontinuierlich vergrößert wird, kann ein Wert für die bezogene Geschwindigkeit  $\nu$  nicht unmittelbar berechnet werden. Zur Lösung dieses Problems können weitere vergleichende Berechnungen mit dem hier gezeigten numerischen Modell durchgeführt werden. In Annäherung können die im Rahmen dieses Berichtes gezeigten Simulationen von Belastungen, welche eine stufenweise Lastvergrößerung mit sich anschließenden Kriechphasen umfassen, herangezogen werden, um eine Abschätzung der normierten Geschwindigkeit  $V$  für den Fall einer lastgesteuerten Beanspruchung gewinnen zu können.

Wurde die normierte Geschwindigkeit  $V$  für eine Belastung in Abhängigkeit von Pfahldurchmesser  $D$  und Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  berechnet oder aus entsprechenden übertragenen Informationen festgelegt (siehe auch Abschnitt 5.8), so können die Parameter  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  zur Konstruktion von  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen aus den Kurvenscharen der Abbildung 5.24, Abbildung 5.25 und Abbildung 5.26 abgeleitet werden. Mit den darin eingetragenen Ergebnissen wird die Abhän-

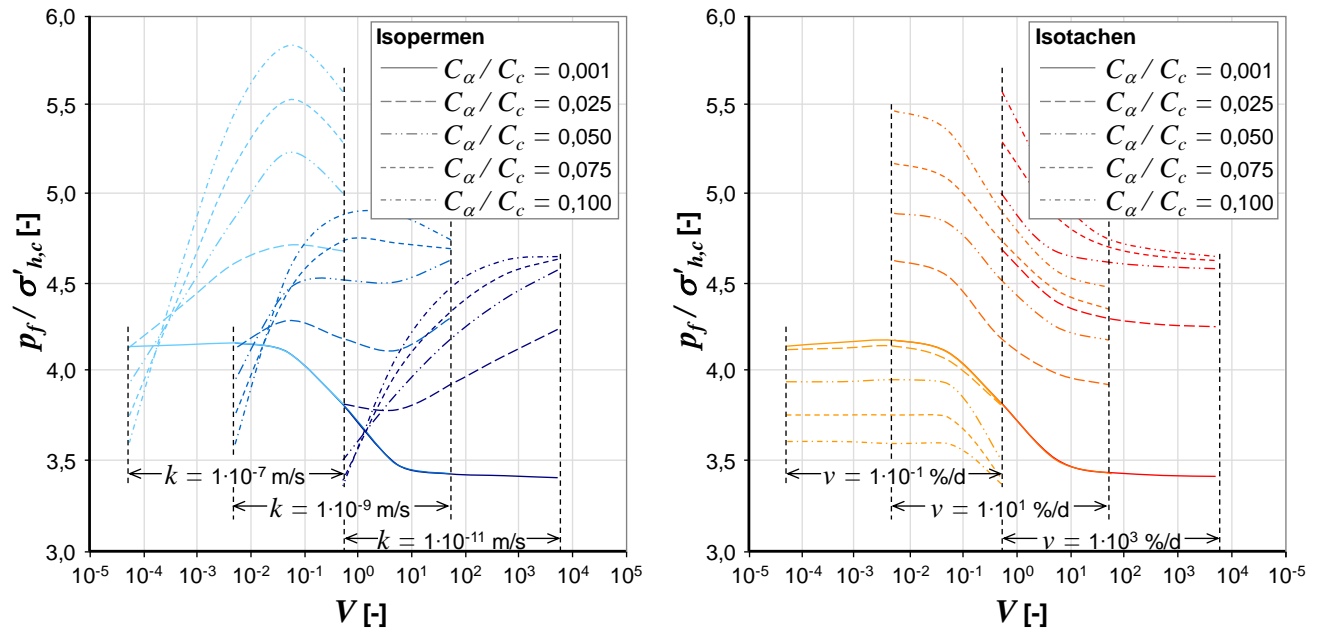
gigkeit der genannten Parameter von der Belastungsgeschwindigkeit, den Konsolidationsrandbedingungen und der Bodenviskosität erkennbar.

Eingetragen sind in die Diagramme Kurven, die für unterschiedliche Verhältnismerte  $C_\alpha / C_c$  berechnet wurden. In den jeweils links angeordneten Diagrammen der 3 folgenden Abbildungen sind Kurven sichtbar, bei denen die Parameter  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  für 3 unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s,  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s analysiert wurden. Die Durchlässigkeitsbeiwerte sind für jeweils eine Teilkurve konstant (Isopermen), während die bezogene Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  zwischen  $1 \cdot 10^{-1}$  %/d und  $1 \cdot 10^3$  %/d variiert wurde. In den jeweils rechten Diagrammen der Abbildungen wurde die Geschwindigkeit für jede Teilkurve konstant angesetzt (Isotachen). Es wurden 3 verschiedene Werte  $v = 1 \cdot 10^{-1}$  %/d,  $1 \cdot 10^1$  %/d und  $1 \cdot 10^3$  %/d untersucht. Zur Darstellung dieser Kurven und damit zur Berechnung der normierten Geschwindigkeit  $V$  wurde der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  zwischen  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s variiert. Die Variationen erfolgten jeweils in kleinen Stufen, sodass ein möglichst glatter Kurvenverlauf in allen Diagrammen konstruiert werden konnte. Die Berechnungsergebnisse basieren primär auf Simulationen, bei denen ein Pfahldurchmesser von  $D = 0,2$  m und ein Wert der Pfahlrauheit von  $\alpha = 0,5$  in Ansatz gebracht wurden. Das Effektivspannungsniveau lag in den meisten Berechnungen bei  $\sigma'_{h,c} = 30$  kN/m<sup>2</sup>. Die voranstehenden Ausführungen dieses Abschnittes zeigen jedoch, dass insbesondere der Einfluss des Pfahldurchmessers  $D$  auf das Simulationsergebnis gering ist. Gleiches gilt für die horizontale Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$ , deren Einfluss durch eine Normierung der Parameter  $p_f / \sigma'_{h,c}$  und  $E_i / \sigma'_{h,c}$  für baupraktische Fragestellungen hinreichend genau erfasst werden kann. Der Parameter der Pfahlrauheit  $\alpha$  hat ebenfalls nur einen minimalen Einfluss auf die Mobilisierungsfunktionen. Praktisch wird den meisten Pfahlsystemen ein Wert  $\alpha$  im Bereich zwischen  $1/3$  und  $1$  zugeordnet (vgl. Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle 2012). Sollte eine spezielle Anpassung an die Randbedingungen, die aus der Fuge zwischen Boden und Pfahlmantel herrühren, nötig werden, so kann mit einer Skalierung der Parameter  $p_f / \sigma'_{h,c}$  entsprechend den Informationen der Abbildung 5.20 die Anpassung für Werte  $\alpha \neq 0,5$  erfolgen. Die Parameter  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i / \sigma'_{h,c}$  werden von der Pfahlrauheit nur sehr gering beeinflusst.

Abbildung 5.24 zeigt zunächst das Verhältnis der maximalen Stützspannung zur horizontalen Effektivspannung  $p_f / \sigma'_{h,c}$ . Im linken Diagramm werden Kurven gezeigt, für deren Ermittlung abschnittsweise konstante Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  verwendet wurden. In der rechten Darstellung folgen Kurvenscharen, für die bereichsweise eine konstante Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  angesetzt wurde. Aus dem Pfahldurchmesser  $D$ , den Rechenparametern des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$ , der Steifigkeitsparameter  $\lambda$  sowie  $\kappa$  und der Rate der weggesteuerten Beanspruchung  $v$  bestimmt sich unter Verwendung der Gleichungen (3-25) und (3-27) die normierte Geschwindigkeit  $V$ .

Es ist zu nennen, dass für den Fall  $C_\alpha / C_c = 0,001$  unabhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  und der Belastungsgeschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der normierten Geschwindigkeit  $V$  und  $p_f / \sigma'_{h,c}$  besteht. Dieses Ergebnis deckt sich sowohl im Trend des Kurvenverlaufes als auch in seiner Größe der Werte  $p_f / \sigma'_{h,c}$  mit den Erkenntnissen aus der Arbeit nach LEHANE et al. (2009), die in diesem Bericht anhand der Darstellung der Abbildung 3.11 erläutert wurden. Von einem Plateau im Bereich ideal drainierter Bodenzustände nimmt  $p_f / \sigma'_{h,c}$  mit größer werdenden normierten Belastungsgeschwindigkeiten von etwa  $V = 1 \cdot 10^{-2}$  beginnend

ab. Für Belastungsgeschwindigkeiten  $V > 10^2$  ist der Wert  $p_f / \sigma'_{h,c}$  erneut nahezu unabhängig von  $V$ . Dieses untere Niveau ist durch einen ideal undrainierten Bodenzustand charakterisierbar.



**Abbildung 5.24:** Einfluss des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  (linkes Diagramm) bzw. der Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  (rechtes Diagramm) auf den Verhältnisswert  $p_f / \sigma'_{h,c}$  in Abhängigkeit von der Bodenviskosität, ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  (alle Berechnungen:  $\phi' = 25^\circ$ ,  $C_c = 0,3$ ,  $\alpha = 0,5$ )

Mit steigenden Werten der Bodenviskosität ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  bewegen sich die berechneten Teilkurven von der in Abbildung 5.24 gezeigten durchgezogenen Kurve weg, die für  $C_\alpha / C_c = 0,001$  gilt. Insbesondere für eine Belastungsgeschwindigkeit von  $v = 1 \cdot 10^1$  %/d und  $1 \cdot 10^3$  %/d wurden sehr viel höhere Werte  $p_f / \sigma'_{h,c}$  je nach Größe des Wertes  $C_\alpha / C_c$  registriert (siehe rechtes Diagramm Abbildung 5.24). Nur für eine langsame Belastungsgeschwindigkeit von  $v = 1 \cdot 10^{-1}$  %/d liegen die berechneten normierten maximalen Stützspannungen  $p_f / \sigma'_{h,c}$  unter den jeweiligen Werten der Kurve, für die  $C_\alpha / C_c = 0,001$  in der Simulation in Ansatz gebracht wurde.

Nach genauerer Betrachtung der Kurvenscharen in Abbildung 5.24 rechts kann festgestellt werden, dass die einzelnen Kurven für konstante Werte  $C_\alpha / C_c$  und  $v$  Parallelverschiebungen der Bezugs-kurve mit  $C_\alpha / C_c = 0,001$  darstellen. Dabei ist interessant, dass sich der Bereich mit einem Plateau für teildrainierte Zustände nicht zu ändern scheint und unabhängig von den Randbedingungen zwischen  $V = 1 \cdot 10^{-2}$  und  $1 \cdot 10^2$  liegt.

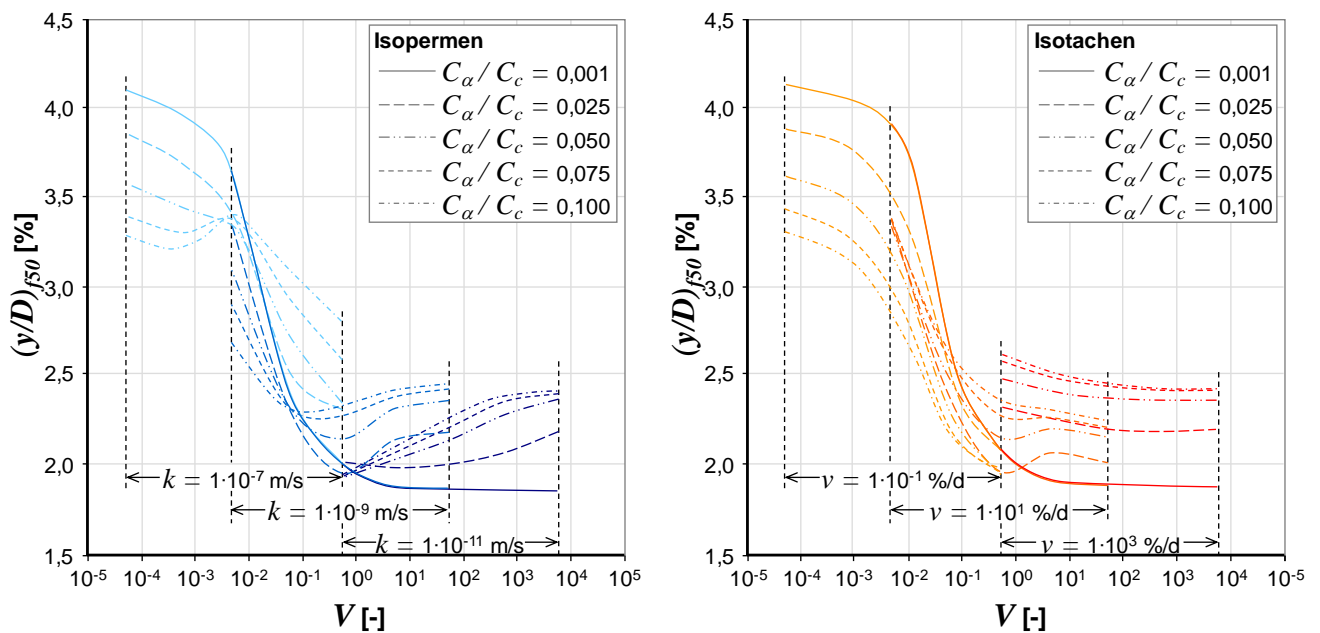
Das Diagramm in Abbildung 5.24 rechts basiert auf der Grundlage an, dass  $v$  für jede Teilkurve konstant ist (Isotachen) und die Variation der normierten Geschwindigkeit  $V$  durch eine Änderung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  erreicht wird. Dabei wurde der  $k$ -Wert mit  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s,  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s angesetzt. Unter Berücksichtigung eines praktischen Bezuges kann eine größere Änderung von  $V$  durch eine unterschiedliche Wahl des Pfahldurchmesser  $D$  nicht erreicht werden (vergleiche Mikropfahl  $D = 0,3$  m mit Großbohrpfahl  $D = 3,0$  m). Dagegen kann für bestimmte Bodenschichten der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  als näherungsweise konstante Randbedingung ver-

wendet werden. Aus diesem Grund scheint die Darstellung entsprechend dem linken Diagramm der Abbildung 5.24 für eine praktisch orientierte Prognose der Mobilisierungsfunktionen zielführend zu sein. Hier werden Kurven dargestellt, in denen jeweils die Durchlässigkeit des Bodens konstant ist (Isopermen). Eine Variation der normierten Geschwindigkeit erfolgt hier bei konstantem Pfahldurchmesser  $D$  allein durch die Änderung der Belastungsgeschwindigkeit  $v = (y/D) / t$ . Die für je einen Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  gültigen Kurven der beiden Diagramme der Abbildung 5.24 schneiden sich in mindestens einem Punkt. Für den Extremfall  $C_\alpha / C_c = 0$  liegt die Isotache deckungsgleich zur Isoperme.

Es kann nach Analyse der Abbildung 5.24 links weiterführend festgestellt werden, dass gegenüber der Bezugskurve für  $C_\alpha / C_c = 0,001$  die Teilkurven, für die jeweils ein konstanter  $k$ -Wert angesetzt wurde, mit abnehmender normierter Geschwindigkeit  $V$  überwiegend kleiner werdende Werte für  $p_f / \sigma'_{h,c}$  berechnet wurden. Nur abschnittsweise im Bereich  $10^{-2} < V < 10^2$  ist eine leichte Erhöhung infolge der Konsolidationswirkung zu erkennen. Somit überwiegt die Reduzierung der Bodenstützspannungen aufgrund der Bodenviskosität bei sich verringernden Belastungsgeschwindigkeiten  $v = (y/D) / t$ . Die Reduzierung steigt mit größer werdendem Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$ .

Mit den so dargestellten Ergebnissen der numerischen Berechnungen kann die Modellvorstellung nach LEHANE et al. (2009) entsprechend erweitert werden. Es ergibt sich für  $C_\alpha / C_c > 0$  bei variierender Durchlässigkeit und Belastungsgeschwindigkeit kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der normierten Geschwindigkeit  $V$  und dem Wert für die maximale Bodenstützspannung bezogen auf die Effektivspannung  $p_f / \sigma'_{h,c}$ .

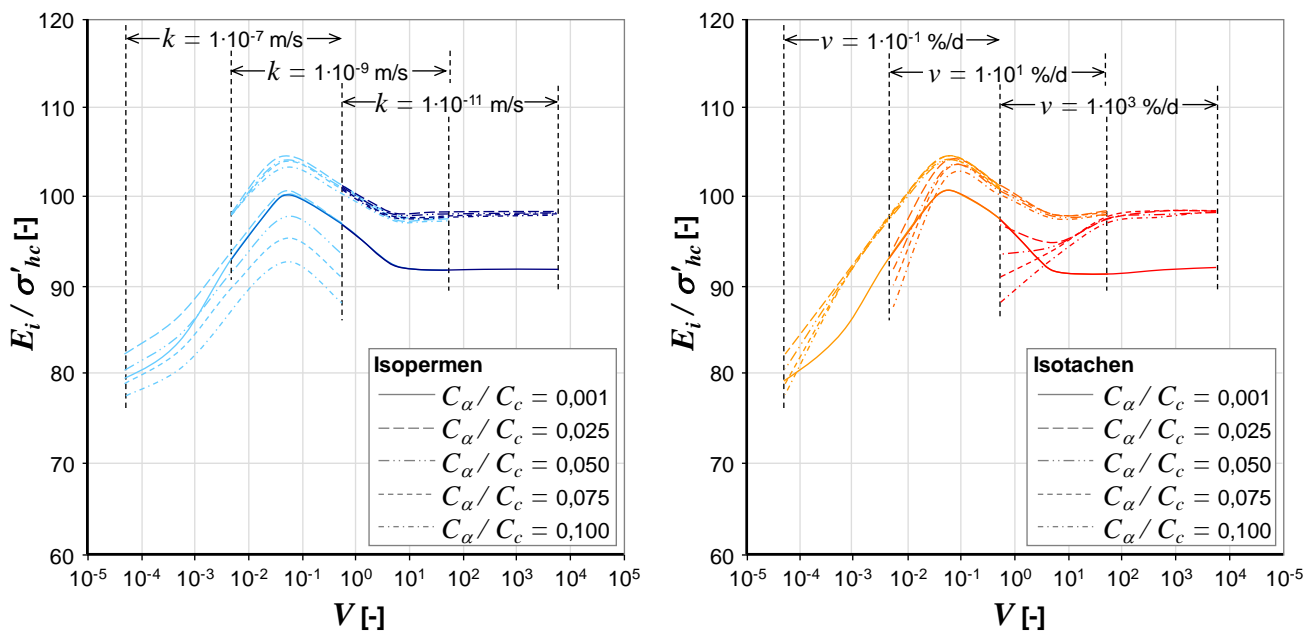
Der Einfluss der Viskosität auf die maximale Stützspannung  $p_f$  wurde bereits von den hier genannten Autoren diskutiert. Die vorangehend gezeigten Ausführungen stellen eine Verallgemeinerung zur Beschreibung der Größe  $p_f$  auf sehr unterschiedliche bodenspezifische Randbedingungen und Einflussgrößen der Belastungsgeschwindigkeit dar. Für die Ermittlung weg- und zeitabhängiger Mobilisierungsfunktionen ist jedoch die Prognostizierbarkeit der maximalen Stützspannung  $p_f$  nicht ausreichend. Vielmehr zeigt sich, dass wesentliche Charakteristiken der Interaktion Pfahl – Untergrund von Stützspannungen  $p$  abhängen, die bei Verformungen geweckt werden, welche sehr viel kleiner sind als der entsprechende Wert  $(y/D)_f$ , bei dem  $p_f$  erreicht wird. Daher wurde ein hyperbolischer Ansatz nach Abbildung 5.19 gewählt, der sowohl die Anfangssteifigkeit  $E_i$  als auch die nichtlineare Änderung der Spannung  $p$  mit zunehmender Verformung  $y / D$  durch den Parameter  $(y/D)_{f50}$  zutreffend erfassen kann. Eine Erweiterung des Kenntnisstandes stellen daher die Informationen der Abbildung 5.25 und Abbildung 5.26 dar, in denen die Abhängigkeit des Parameters  $(y/D)_{f50}$  bzw. der Anfangssteifigkeit  $E_i$  von der normierten Geschwindigkeit  $V$  beschrieben wird. Der Aufbau der jeweils links (Teilkurven mit konstantem  $k$ -Wert) und rechts (Teilkurven mit konstanter Geschwindigkeit  $v$ ) zu sehenden Diagramme ist analog zur Beschreibung der Abbildung 5.24. Es werden Ergebnisse zu 5 verschiedenen Verhältniswerten zwischen  $C_\alpha / C_c = 0,001$  und  $0,100$  gegeben. Abbildung 5.26 zeigt die Größe  $E_i$  in Abhängigkeit von der horizontalen Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$ . Dagegen ist  $(y/D)_{f50}$  nahezu unabhängig von der Effektivspannung, was bei der Darstellung der Diagramme in Abbildung 5.25 berücksichtigt wurde.



**Abbildung 5.25:** Einfluss des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  (linkes Diagramm) bzw. der Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  (rechtes Diagramm) auf die Dehnung  $\varepsilon_{f50}$  in Abhängigkeit von der Bodenviskosität, ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  (alle Berechnungen:  $\varphi' = 25^\circ$ ,  $C_c = 0,3$ ,  $\alpha = 0,5$ )

Auch für  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i / \sigma'_{h,c}$  gilt, dass im Grenzfall  $C_\alpha / C_c \rightarrow 0$  ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den jeweiligen Parametern der Mobilisierungsfunktion und der normierten Geschwindigkeit  $V$  besteht (im Diagramm wird Berechnung mit  $C_\alpha / C_c = 0,001$  dargestellt). Mit steigender Bodenviskosität, die durch den Ausdruck  $C_\alpha / C_c$  beschrieben wird, weichen die einzelnen Teilkurven zunehmend von der Kurve des Grenzfalles ab. Gegenüber der maximalen Bodenstützung  $p_f$  zeigt Abbildung 5.25, dass die Konsolidation einen größeren Einfluss auf die Verformung  $(y/D)_{f50}$  hat als die Bodenviskosität. Im undrainierten Bereich ab etwa  $V > 1 \cdot 10^3$  steigt  $(y/D)_{f50}$  mit  $C_\alpha / C_c = 0,001$  auf 0,100 von 1,8 % auf 2,4 %. Dagegen nimmt für  $C_\alpha / C_c = 0,001$  die Verformung  $(y/D)_{f50}$  von 1,8 % im undrainierten Bereich auf 4,1 % im drainierten Bereich zu. Mit steigendem Wert  $C_\alpha / C_c$  reduziert sich diese Vergrößerung. In ihrer Form unterscheiden sich die Teilkurven mit konstantem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  (Isopermen) von den Teilkurven mit konstanter Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  (Isotachen) weniger stark als die entsprechenden Teilkurven zur Analyse der maximalen Stützspannungen  $p_f$  in Abbildung 5.24.

Insgesamt zeigt sich, dass im Übergangsbereich zum undrainierten Bodenzustand hin der Boden steifer gegenüber einer Verschiebung  $y$  des Pfahlschaftes reagiert. Mit zunehmender Bodenviskosität nimmt die Steifigkeit wieder ab. Dagegen wächst die Steifigkeit bei steigender Bodenviskosität im Übergangsbereich von teildrainierten zu ideal drainierten Zuständen. Diese Tendenz wird durch die Informationen zur Anfangssteifigkeit  $E_i$ , welche in Abbildung 5.26 bezogen auf die effektive Horizontalspannung  $\sigma'_{h,c}$  dargestellt wird, bestätigt.



**Abbildung 5.26:** Einfluss des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  (linkes Diagramm) bzw. der Geschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  (rechtes Diagramm) auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  in Abhängigkeit von der Bodenviskosität ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$  (alle Berechnungen:  $\varphi' = 25^\circ$ ,  $C_c = 0,3$ ,  $\alpha = 0,5$ )

Es sind vergleichsweise hohe Steifigkeitswerte  $E_i$  bezogen auf die Spannung  $\sigma'_{h,c}$  im Bereich undrainierter Bodenzustände sichtbar. Im teildrainierten Bereich nimmt die Anfangssteifigkeit  $E_i$  mit abnehmenden Werten der normierten Geschwindigkeit  $V$  vorübergehend zu, ehe sie sich für sehr geringe Belastungsgeschwindigkeiten  $v$  und hohe Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  deutlich verkleinert. Interessant ist, dass die Größe der Bodenviskosität im Bereich undrainierter Bodenzustände keinen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit  $E_i$  hat. Hier beträgt für  $C_\alpha / C_c > 0,001$   $E_i / \sigma'_{h,c} \approx 98$ . Dies ist damit zu erklären, dass die Stützspannungen  $p$  und damit die Kennwerte der hyperbolischen Mobilisierungsfunktion umso deutlicher von der Bodenviskosität beeinflusst werden, je länger die Belastungsdauer beträgt. Läuft die vor einem Zustand  $p(y,t)$  in Anspruch genommene Zeit gegen Null, so verschwindet der Einfluss der Bodenviskosität. Der größte Einfluss der Viskosität ist entsprechend bei der Analyse der maximalen Stützspannung  $p_f$  festzustellen (vgl. Abbildung 5.24). Entsprechend geringer ist die Abhängigkeit der Anfangssteifigkeit  $E_i$  vom Wert  $C_\alpha / C_c$ .

Ähnlich gering ist der Einfluss der Konsolidation. Aufgrund der geringen Beanspruchungsdauer hat die Porenwasserdruckdissipation einen nur untergeordneten Einfluss auf die Simulation der Anfangssteifigkeit  $E_i$ . Zusammengenommen ergeben sich aus Bodenviskosität und Konsolidation entsprechend den Informationen der Abbildung 5.26 Maximal- und Minimalwerte von  $E_i / \sigma'_{h,c} = 104$  bzw.  $78$ , was einer Abnahme von 25 % entspricht. Die Kurvenscharen zur Ermittlung von  $p_f / \sigma'_{h,c}$  in Abhängigkeit von  $C_\alpha / C_c$  und  $V$  in Abbildung 5.24 zeigen dagegen eine Abnahme um fast 50 %. In diesem Zusammenhang ist zu nennen, dass, wie bereits anhand der Daten aus Abbildung 5.21 und Abbildung 5.23 diskutiert wird, zunächst die Effektivspannung sowohl  $p_f$  als auch  $E_i$  dominierend beeinflusst.

Mit den Erkenntnissen der Extrapolationsrechnungen wurden die Grundlagen für das im folgenden Abschnitt 6 beschriebene Prognosemodell gebildet. Dazu werden in Abhängigkeit von den bodenspezifischen Eigenschaften und den Belastungsrandbedingungen die Parameter  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  berechnet. Die nach Abschnitt 5.8.1 zu konstruierenden Mobilisierungsfunktionen können unter Berücksichtigung einer tiefenabhängigen Diskretisierung zur Anwendung in dem in Abschnitt 6.3 vorgestellten Modell zur praxisnahen Berechnung von Pfahlwiderständen gegen Biegeknicken kommen. Die Extrapolationsrechnungen umfassen umfangreiche Variationsrechnungen, in denen der Einfluss der Stoffmodellparameter des Bodens, der Belastungsrate sowie des Pfahldurchmessers und die Pfahlrauhheit analysiert wurden. Das Modell der Extrapolationsrechnungen wurde durch die Nachrechnung der modellhaften Belastungsversuche weitgehend bestätigt. Für sehr geringe Belastungsraten im Bereich drainierter Bodenzustände kann die Prognosegüte anhand der Daten aus den Modellversuchen zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment nicht ohne weiteres bewertet werden (siehe Abschnitt 5.5). Die Prognoseergebnisse liegen jedoch im Vergleich zu den registrierten Widerständen im modellhaften Belastungsversuch deutlich auf der sicheren Seite. Zur Validierung kamen die vorab aus den Elementversuchen abgeleiteten Stoffmodellparameter zum Einsatz (siehe Abschnitt 5.4).

Die Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen wurden aus der Simulation vorschubgesteuerter Beanspruchungen gewonnen. Es zeigt sich dennoch, dass die aus den Simulationen abgeleiteten Mobilisierungsfunktionen auf den Fall einer spannungsgesteuerten Beanspruchung mit abschnittsweiser Laststeigerung  $\Delta p$  und Kriechphasen  $t_c$  übertragbar sind. So können beide Belastungsarten über den Wert der normierten Geschwindigkeit  $V$  verglichen werden. Es bilden sich jeweils unabhängig von der Beanspruchungsart drainierte, teildrainierte und undrainierte Bodenzustände in Abhängigkeit von den Größen des Durchlässigkeitswertes  $k$  und des Pfahldurchmessers  $D$  aus. Der Übergang liegt im Bereich  $10^{-2} < V < 10^2$ . Besteht eine Beanspruchung aus gleichbleibenden Inkrementen der Spannungserhöhung  $\Delta p$  und sich während der Belastungsdauer kaum ändernden Kriechzeiten  $t_c$ , so kann dieser Belastungskonfiguration unmittelbar eine normierte Geschwindigkeit  $V$  entsprechend einem vorschubgesteuerten Belastungsfall zugeordnet werden.

Das zur Auswertung der Modellversuche festgelegte Kriterium des Grenzkriechmaßes  $k_{y/D,f}$  kann bei vorschubgesteuerten Beanspruchungen nicht angewendet werden. Bei einem hohen Ausnutzungsgrad  $p / p_f$  kann das Versagen durch Überschreiten des hier frei festgelegten Grenzkriechmaßes eintreten (siehe Abschnitt 4.5.4). Dieser Umstand ist durch die Extrapolationsrechnungen nicht abgedeckt. Dagegen kann bei Wahl eines verhältnismäßig großen Wertes für  $k_{y/D,f}$  oder im Zustand geringer Ausnutzungsgrade  $p / p_f$  davon ausgegangen werden, dass die Grenzstützspannung  $p_f$  und damit auch der Parameter  $(y/D)_{f50}$  nicht vom Kriterium des Grenzkriechmaßes beeinflusst wird.

Einen untergeordneten Einfluss auf die Parameter  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  haben der Pfahldurchmesser  $D$  sowie die Pfahlrauhheit  $\alpha$ . Dagegen überwiegt der Einfluss der Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$ . Eine Verdoppelung der Spannung  $\sigma'_{h,c}$  resultiert in einer Verdoppelung der Größen für  $p_f$  und  $E_i$ . Wie in Abschnitt 5.8 erläutert wird, wurde bewusst auf eine Darstellung bezogen auf die vertikale Effektivspannung, wie sie etwa beim Problem der Analyse eines stabilitätsgefährdeten Pfahles mit vertikaler Pfahlachse sinnvoll erscheint, verzichtet. Diese Umrechnung kann unter Beachtung der in Ab-

schnitt 5.8.3 gegebenen Hinweise unter Verwendung eines passenden Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  erfolgen. Damit bleiben die Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen für unterschiedliche Randbedingungen universell nutzbar.

Werden die Parameter  $p_f$  und  $E_i$  in Bezug zur Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  gesetzt, so kann der gekoppelte Einfluss aus Bodenviskosität und Konsolidation in einer ersten Näherung unabhängig vom Effektivspannungsniveau dargestellt werden. Dabei zeigt sich, dass für den Grenzfall  $C_\alpha / C_c = 0$  eine eindeutige Beziehung zwischen der normierten Geschwindigkeit  $V$  und den Werten der Größen  $p_f / \sigma'_{h,c}$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i / \sigma'_{h,c}$  herrscht. Unabhängig davon, ob bei konstantem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  die Beanspruchungsgeschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  variiert wird oder umgekehrt, ergibt sich ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen  $V$  und den Größen  $p_f / \sigma'_{h,c}$ ,  $(y/D)_{f50}$  sowie  $E_i / \sigma'_{h,c}$ . Mit dem Ansatz eines gewissen Wertes der Bodenviskosität, die durch  $C_\alpha / C_c$  ausgedrückt wird, ergeben sich jeweils Teilkurven für den Fall einer konstanten Durchlässigkeit (Isopermen) und dem Fall einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit  $v$  (Isotachen). Dabei vergrößert die Bodenviskosität insbesondere im undrainierten Zustand den Bodenwiderstand bzw. die mobilisierbaren Stützspannungen. Vergrößert sich die Beanspruchungsdauer infolge einer geringen Belastungsgeschwindigkeit, so nehmen die Stützspannungen entsprechend der Größe des Wertes  $C_\alpha / C_c$  ab.

Bei Betrachtung weiterer bodenspezifischer Einflussgrößen kann festgestellt werden, dass die maximale Stützspannung  $p_f$  primär durch den Reibungswinkel  $\varphi'$  und die Bodenviskosität  $C_\alpha / C_c$  gesteuert wird. Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  und damit die Steifigkeit des Bodens haben keinen Einfluss auf den Wert  $p_f$ . Wie bereits genannt wird, beeinflusst die Effektivspannung die Größe  $(y/D)_{f50}$  nur sehr gering. Dagegen kann bei einer Verdoppelung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  mit einer Verdoppelung der bezogenen Verformung  $(y/D)_{f50}$  gerechnet werden. Der Einfluss des Reibungswinkels ist in der untersuchten Bandbreite zwischen  $\varphi' = 15^\circ$  und  $30^\circ$  geringer. Mit höheren Werten für  $\varphi'$  nimmt  $(y/D)_{f50}$  leicht zu. So vergrößert sich bei einer Zunahme des Reibungswinkels von  $10^\circ$ , was einer deutlichen Änderung der Bodenart entsprechen würde,  $(y/D)_{f50}$  um weniger als 0,7 %. Eine ähnliche Charakteristik zeigt die Anfangssteifigkeit  $E_i$ . Auch hier resultiert eine Verdoppelung des Beiwertes  $C_c$  in einer Verdoppelung der Steifigkeit  $E_i$ . Der Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi'$  ist geringer. Verschwindend ist der Einfluss des Wertes  $C_\alpha / C_c$  bei konstantem  $C_c$  auf  $E_i$  bei vergleichsweise hohen Raten der Belastung. Hier zeigt sich, dass die Bodenviskosität und die Konsolidation insbesondere bei einer längeren Dauer der Beanspruchung zu einer Steifigkeitsabnahme führen. Weitere Darstellungen, die ein Gesamtergebnis der Extrapolationsrechnungen unter Berücksichtigung der in diesem Bericht angegebenen Bandbreite der zu variierenden Parameter bieten (siehe Tabelle 5.3 und Tabelle 5.4), sollen in folgenden Publikationen zu dieser Forschungsarbeit gezeigt werden.



## 5.8 Zusammenfassung und Übertragbarkeit auf bemessungspraktische Berechnungen und Verformungsanalysen

### 5.8.1 Definition der hyperbolischen Mobilisierungsfunktion

Für die Lösung der Biegeknickproblematik von durch Boden gestützter Pfähle nach den Berechnungsmethoden 1 und 2 ist der Ansatz von Mobilisierungsfunktionen zur realitätsnahen Wiedergabe der gegenüber dem sich seitlich verschiebenden Pfahlschaft entstehenden Verformungswiderstände notwendig. Die hier angesetzten Mobilisierungsfunktionen basieren auf den aus den Extrapolationsrechnungen ableitbaren Parametern zur Erfassung der zeitabhängigen Bodenwiderstände gegenüber einem starren Element im Boden. Somit flossen in die Ansätze die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zur viskosen Bodenstützung auf das Modell eines Pfahlschaftes (Abschnitt 4.5) sowie deren Simulation mit der Finite-Elemente Methode ein (Abschnitt 5.5).

Ziel war es, die größte Einschränkung der bisher veröffentlichten Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Biegeknickwiderstandes, die nicht auf der Finite-Elemente Methode aufbauen und eine drei-dimensionale Modellierung von Pfahl und Untergrund erfordern (siehe Berechnungsmethode 3 in Abschnitt 6.4, aufzuheben. Mit den gewonnenen Informationen können ferner gekoppelte zeitabhängige Effekte aus Konsolidation und Bodenviskosität bei der Ermittlung von  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen zur Berechnung der Verformung unter Horizontallasten ggf. mit Biegemomentenbeanspruchung unter Verwendung der Balkentheorie berücksichtigt werden (REESE und VAN IMPE 2001). Wichtigste Einflussgrößen der Zeitabhängigkeit sind hierin die Geometrie des Gründungselementes, welche die Drainbedingungen im Boden bilden sowie die zeitliche horizontale Belastungsabfolge und die viskosen Eigenschaften des Bodens.

Die zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen erfordern mehrere Parameter, um die wesentlichen Einflussgrößen erfassen zu können. Die im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagene Mobilisierungsfunktion wird durch drei Kenngrößen (maximale Bodenstützspannung  $p_f$ , bezogene Verformung  $(y/D)_{f50}$  bei der  $p = p_f / 2$  erreicht wird, Anfangssteifigkeit  $E_i$ ) definiert, welche wiederum von den Bodeneigenschaften, dem Effektivspannungsniveau, dem Pfahldurchmesser sowie der Belastungsgeschwindigkeit abhängen. Die Stützspannung  $p$  kann durch die Ausdrücke (5-7) und (5-8) verformungsabhängig sowie durch eine entsprechende Wahl der Parameter  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  entsprechend den Informationen aus Abschnitt 5.7 zeit- und tiefenabhängig ermittelt werden.

$$p = \frac{P_{asymptote}}{1 + \frac{P_{asymptote}}{E_i \cdot (y/D)}} \leq p_f \quad (5-7)$$

Die Hilfsgröße  $p_{asymptote}$  ergibt sich in Abhängigkeit von der Anfangssteifigkeit  $E_i$  und der bezogenen Verformung  $(y/D)_{f50}$ :

$$P_{asymptote} = \frac{E_i \cdot p_f \cdot (y/D)_{f50}}{2 \cdot E_i \cdot (y/D)_{f50} - p_f} \quad (5-8)$$

Mit den Eingabeparametern  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  aus den präsentierten Extrapolationsrechnungen in Abschnitt 5.7 kann das Verhalten leicht bis ausgeprägt plastischer Böden, die praktisch strukturlos

sind und überwiegend aus mineralischen Partikeln bestehen, gegenüber einem pfahlartigen Element abgebildet werden (siehe auch Anwendungsgrenzen Abschnitt 5.8.2).

Alternativ kann unter Verwendung eines Potenzansatzes der Form

$$p = p_f \cdot \left( 1 - e^{\frac{\ln(0,5)}{(y/D)_{f50}} \cdot (y/D)} \right) \quad (5-9)$$

ein realitätsnaher Verlauf der seitlichen Pfahlstützspannung  $p$  mit monoton wachsender bezogener Verformung  $y/D$  konstruiert werden. Hierbei sind  $p_f$  und  $(y/D)_{f50}$  die bestimmenden Kurvenparameter, ohne dass auf den Wert der Anfangssteifigkeit  $E_i$  zurückgegriffen werden muss. Dieser Ansatz hat daher den Nachteil, dass insbesondere die für die Ermittlung des Biegeknickwiderstandes von Pfählen mit geringen Imperfektionen wichtige Anfangssteifigkeit  $E_i$  im Vergleich zum Ansatz nach (5-7) ungenauer abgebildet wird. Dieses Problem tritt auch bei Ansatz der von MATLOCK (1970), REESE (1977) sowie REESE und VAN IMPE (2001) vorgeschlagenen und in den *API-codes* verankerten Formeln zur Bestimmung von  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen für weiche Tone auf, da der in diesen Arbeiten verfolgte und in Abschnitt 3.4 beschriebene Ansatz zu unrealistisch hohen Werten der Anfangssteifigkeit führt.

### 5.8.2 Anwendungsbereich

Zur praxisnahen Erläuterung des Anwendungsbereiches können die von WOOD (1991) publizierten Zusammenhänge für wassergesättigte feinkörnige Böden herangezogen werden. Hierzu zeigen die Diagramme in Abbildung 2.4 den Bereich intrinsischer Bodenzustände, welche im Rahmen dieser Forschungsarbeit in Bezug auf das Problem der Pfahlstützspannungen sehr weicher viskoser Böden untersucht wurden. Ein intrinsischer Zustand wird durch rasche Konsolidation von einem Ausgangswassergehalt erreicht, der weit über dem Wassergehalt an der Fließgrenze liegt. Damit einhergehend können Strukturwiderstände weitgehend vernachlässigt werden (BURLAND 1990). Das Bodenverhalten in einem intrinsischen Zustand hängt somit nicht von der Belastungsgeschichte und weiteren geologischen Randbedingungen ab und kann im Labor reproduzierbar untersucht werden.

Liegt etwa bei konstanter effektiver Überlagerungsspannung  $\sigma'_v$  die Konsistenzzahl  $I_C$  eines Bodens weit unter dem Wert, der für einen Bodenzustand zu erwarten wäre, welcher sich durch eine rasche Belastung einer ursprünglich flüssig bzw. durch knetende Verdichtung aufbereiteten Bodenprobe kennzeichnet ( $y$ -line in Abbildung 2.4), so muss für normalkonsolidierte Böden mit relevanten Strukturwiderständen gerechnet werden. Diese können auch durch die Sensitivitätszahl ausgedrückt werden, wobei mit konstantem Wert  $I_C$  die gemessene undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  bei geringen Dehnungen stets wesentlich höher ist als die Scherfestigkeit, welche für den entsprechenden intrinsischen Bodenzustand ( $x$ -line in Abbildung 2.4) zu erwarten wäre. Das Verhalten dieser Böden sowie überkonsolidierter Böden kann mit der hier beschriebenen Modellbildung nicht abgedeckt werden.

### 5.8.3 Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit

Zur Berücksichtigung eines zeitabhängigen Bodenwiderstandes in den Mobilisierungsfunktionen muss für den üblichen Fall einer lastgesteuerten Beanspruchung etwa aufgrund wachsender Bauwerkseigenlasten eine Übertragung der Charakteristika der Belastungsabfolge derart erfolgen, dass eine repräsentative bezogene Belastungsgeschwindigkeit  $v = (y/D) / t$  [%/s bzw. 1/s] festgelegt werden kann. Der Wert  $v$  ist nötig, um zusammen mit dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$ , dem Pfahldurchmesser  $D$  sowie der Bodensteifigkeit ( $E_s$  bzw.  $\kappa$  und  $\lambda$ ) die Größe für die normierte Geschwindigkeit  $V = (v \cdot D) / c_h$  berechnen zu können (vgl. Abschnitt 3.5), die zur Ableseung der Diagramme in Abschnitt 5.7 notwendig ist. Eine überschlägige Ermittlung der Geschwindigkeit  $v$  ist in Bezug auf die Bandbreite der Streuung anderer Eingabeparameter wie zum Beispiel

- der Durchlässigkeit des Bodens insbesondere mit Effekten aus dem Nahbereich des Pfahlschaftes,
- der Kompressibilität und Scherfestigkeit bei der Untersuchung in Laborversuchen insbesondere wegen der Störung entnommener Proben,
- der Interpretation von Sondierwiderständen zur Ableitung von Kennwerten der Steifigkeit und Scherfestigkeit oder
- die sich auf die Tragwirkung positiv oder negativ auswirkenden Störungen des Bodens aufgrund der Pfahlherstellung

gerechtfertigt. Eine genauere Analyse der bezogenen Belastungsgeschwindigkeit  $v$  verschiedener Belastungsabfolgen und der Wert normierter Geschwindigkeiten  $V$  für lastgesteuerte Prognoserechnungen im numerischen Modell sollte in weiterführenden Arbeiten erörtert werden.

Der Beiwert  $c_h$  zur Beschreibung der senkrecht zur Pfahlachse wirkenden Konsolidation kann näherungsweise durch Ansatz der Ödometersteifigkeit  $E_s$  mit  $c_h = k_h \cdot E_s / \gamma_w$  nach (3-26) ermittelt werden. Eine genauere Wiedergabe der komplexen Vorgänge im Nahbereich des horizontal belasteten Pfahlschaftes scheint mit dem Ansatz nach LEHANE et al. (2009) möglich zu sein, der in Abschnitt 3.5 mit Formel (3-27) erläutert wird. Dieser Ansatz beinhaltet implizit die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit und des Durchlässigkeitsbeiwertes. Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{h,0}$  und die dazu gehörige Porenzahl  $e_0$  ist aus Durchlässigkeitsversuchen oder den in Abschnitt 2.4 zusammengefassten Erkenntnissen verschiedener Literaturquellen zu ermitteln. Die Parameter  $\kappa$  und  $\lambda$  können im Triaxialversuch bei isotroper Kompression bestimmt werden. Alternativ können Ergebnisse aus dem Ödometerversuch übertragen werden. Einfacher ist die Abschätzung dieser beiden Größen aus Erfahrungswerten zum Kompressionsbeiwert  $C_c$  und dem Rekompansions- bzw. Schwellbeiwert  $C_s$  nach:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln(10)} \quad (5-10)$$

$$\kappa \approx \frac{C_s}{\ln(10)} \quad (5-11)$$

Dabei können für die hier betrachteten einfachen nicht bis gering strukturierten feinkörnigen Böden bekannte Korrelationen zwischen der Fließgrenze  $w_L$  und dem Kompressionsbeiwert verwendet werden (siehe Abschnitt 2.2.2 bzw. KULHAWY und MAYNE 1990). Das Verhältnis  $C_s / C_c$  liegt in

etwa zwischen  $1/3$  und  $1/8$ . Eine erste Abschätzung zur Ermittlung der Parameter  $e_0$ ,  $C_c$  und  $k_{h,0}$  zur Berechnung von  $c_h$  nach Gleichung (3-27) bieten die Informationen aus den beiden Diagrammen der Abbildung 2.10 und Abbildung 2.39. Daraus kann der Kompressionsbeiwert  $C_c$  (Abbildung 2.10) und der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{v,0}$  (Abbildung 2.39) bei einer Bezugsporenzahl  $e_0$  in Abhängigkeit von der Fließgrenze  $w_L$  abgelesen werden. Für eine Berücksichtigung der Anisotropie im Durchlässigkeitsverhalten  $k_{v,0} \neq k_{h,0}$  können die Informationen der Abbildung 2.40 genutzt werden.

Eine alternative Bestimmung des Konsolidationsbeiwertes  $c_h$  kann durch Feldversuche erfolgen. Hier können Drucksondierungen mit dazwischen geschalteten Dissipationsphasen, während derer der Abbau eines zunächst kontrolliert aufgebauten Porenwasserdruckes an der Sondierspitze beobachtet wird, eingesetzt werden (ELSWORTH 1993, BURNS und MAYNE 1995, MAYNE und BURNS 2000 bzw. BAŁACHOWSKI 2006). Dies erscheint sinnvoll, da zum Aufschluss des Untergrundes insbesondere zur Konstruktion eines tiefenabhängigen Profils der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  die Drucksondiertechnik eine technisch weit fortgeschrittene und im Vergleich zu Laborversuchen wirtschaftliche Erkundungsmethode dargestellt (LUNNE et al. 1997).

#### 5.8.4 Beispiele zur Bestimmung von Mobilisierungsfunktionen

Die Ermittlung der Rechenwerte für  $p_f$  und  $E_i$  muss grundsätzlich spannungsabhängig erfolgen. Nur  $(y/D)_{f50}$  kann nahezu unabhängig vom Effektivspannungsniveau ermittelt werden (vgl. Abschnitt 5.7 Extrapolationsrechnungen). Entsprechend den Annahmen und Randbedingungen der Extrapolationsrechnungen können je nach Reibungswinkel  $\varphi'$ , Kompressionsbeiwert  $C_c$  und Bodenviskosität (ausgedrückt durch  $C_\alpha / C_c$ ) folgende Grenzen aus den Diagrammen des Abschnitts 5.7 abgeleitet werden.

- bezogene maximale Bodenstützspannung  $p_f / \sigma'_{h,c} = 3$  bis  $6$
- bezogene Verformung bei der  $0,5 \cdot p_f$  erreicht wird  $(y/D)_{f50} = 0,02$  bis  $0,04$
- bezogene Anfangssteifigkeit  $E_i / \sigma'_{h,c} = 60$  bis  $120$

Einige beispielhafte Mobilisierungsfunktionen sind in Abbildung 5.27 eingetragen. Die Kurven decken für  $(y/D)_{f50} = 0,03$  (linkes Diagramm) und  $p_f / \sigma'_{h,c} = 4,5$  (rechtes Diagramm) weitestgehend die Bandbreite möglicher Mobilisierungskurven ab. Aus den Kurvenverläufen ist zu erkennen, dass nicht alle Kombinationen von  $p_f / \sigma'_{h,c}$ ,  $(y/D)_{f50}$ , und  $E_i / \sigma'_{h,c}$ , welche in der oben angegebenen Bandbreite liegen, das Bodenverhalten realitätsnah abbilden. So kann zum Beispiel bei konstanter maximaler Stützspannung  $p_f$  eine Abnahme der Anfangssteifigkeit  $E_i$  zu sehr viel größeren Stützspannungen  $p$  für bezogene Verformungen im Bereich  $(y/D)_{f50} < y/D < (y/D)_f$  führen. Insbesondere bei einer großen Anfangssteifigkeit  $E_i$  hat der Parameter  $(y/D)_{f50}$  einen großen Einfluss auf die sich einstellende Mobilisierungskurve. Eine kleine Anfangssteifigkeit  $E_i$  führt in jedem Fall bei geringen Werten  $(y/D)_{f50}$  zu keinen plausiblen Kurvenverläufen.

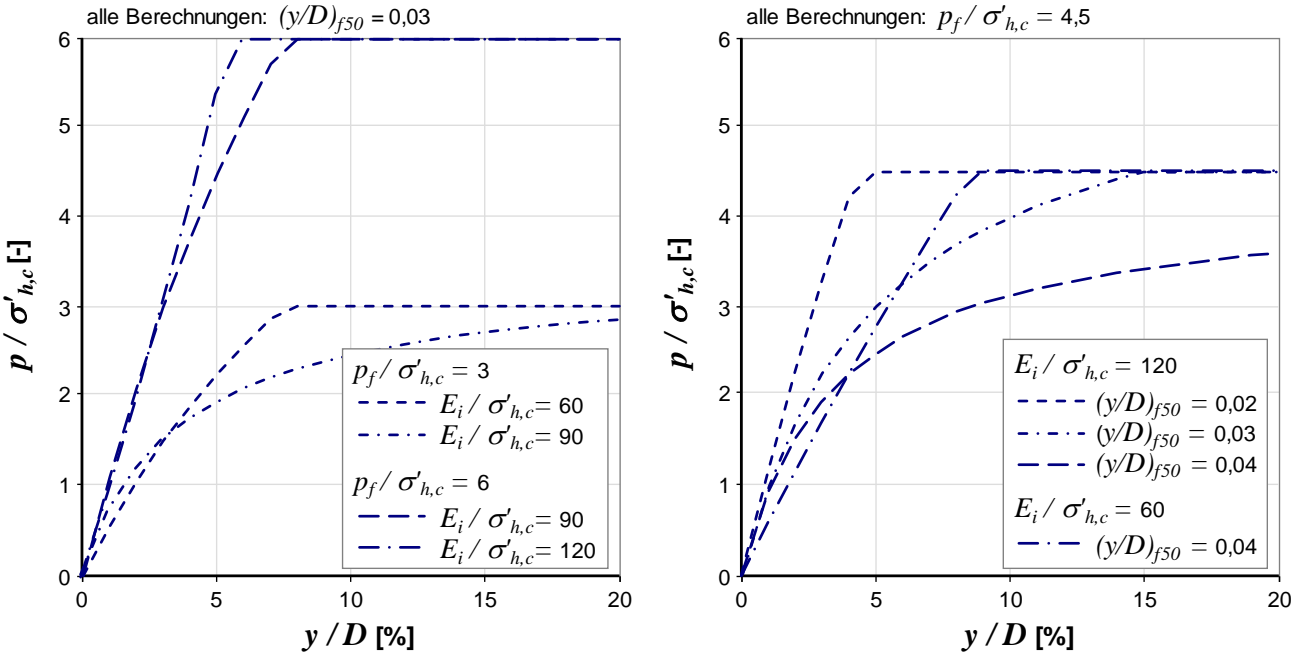


Abbildung 5.27: Beispielhafte Mobilisierungsfunktionen

## 6 Modelle zur rechnerischen Analyse zum Problem des Biegeknickens von Pfählen in weichen Böden

### 6.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden drei Modelle vorgestellt, die zur Ermittlung des Biegeknickwiderstandes bzw. zur Analyse von Verformungen eines stabilitätsgefährdeten Pfahles herangezogen werden können. Die Modelle sind dabei in ihrer Leistungsfähigkeit zur Prognose nicht gleichwertig. Während das Modell nach der Berechnungsmethode 1 nur vergleichsweise wenig Eingabeparameter sowie einen sehr geringen Rechenaufwand zur Prognose erfordert, kann das Modell zur Berechnungsmethode 2 mehr Randbedingungen in der Analyse berücksichtigen. Der nötige Aufwand zur Modellbildung ist jedoch gegenüber der Methode 1 deutlich erhöht. Eine geschlossene Analyse zu Traglasten und Verformungen des geotechnischen Randwertproblems lassen sich mit Finite-Elemente-Berechnungen durchführen (Berechnungsmethode 3). Die Anzahl der Modellrandbedingung mit dem Aufwand zur geometrischen Abbildung einer Pfahlgründung und der nötigen Festlegung von Parametern der Stoffmodelle für den ggf. geschichteten Untergrund und den Pfahl anhand von Versuchen oder Erfahrungswerten sind hoch. Die Anwendbarkeit einer derart komplexen rechentechnischen Abbildung auf bemessungspraktische Probleme ist daher für die Berechnungsmethode 3 in jedem Fall stark eingeschränkt.

Zunächst wurden die Modellbildung von VOGT et al. (2005) aufgegriffen und der darin verwendete Ansatz der elastisch-plastischen Bodenstützung derart verallgemeinert, dass die aus den mit Hilfe der Extrapolationsrechnungen nach Abschnitt 5 gewonnenen Erkenntnisse zur Zeitabhängigkeit der Mobilisierungsfunktionen berücksichtigt werden (1. Berechnungsmethode). Als Ergebnis ergibt sich ein rechnerischer Biegeknickwiderstand, der die aus der Konsolidation und Bodenviskosität herrührenden Effekte abbilden kann. Der Biegeknickwiderstand ändert sich zeitabhängig. Die Verwendung von Korrelationen zur Herleitung charakteristischer Werte für die im Modell benötigte Mobilisierungsfunktion zur Abbildung der Bodenstützung (Anfangssteifigkeit, maximale Bodenstützung), ist nicht mehr notwendig, da die Ergebnisse der in dieser Arbeit vorgestellten zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen direkt von aus bodenmechanischen Elementversuchen bestimmbar Parametern abhängen (z.B. Kompressionsbeiwert  $C_c$ , Kriechbeiwert  $C_\alpha$ , Reibungswinkel  $\varphi'$ , Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$ , Durchlässigkeitsbeiwert  $k_h$ ).

Eine wesentliche Einschränkung der Modellbildung nach VOGT et al. (2005) ist die Tatsache, dass sich die Verformungsfigur (Knickhalbwellenlänge) des im weichen Boden seitlich ausknickenden Pfahles mit zunehmender Belastung nicht ändert. Tatsächlich aber zeigen großmaßstäbliche Belastungsversuche (VOGT et al. 2005), sowie deren Nachrechnung mit der Finite-Elemente-Methode (MEIER 2009), dass sich die Welligkeit der Knickfigur in Abhängigkeit von der seitlichen Verschiebung des Pfahles ändern kann. Dieser Effekt hat seine Ursache in der jeweils für ein Belastungsincrement unterschiedlich möglichen Energiedissipation durch Biegung des Pfahlschaftes und der entsprechend mobilisierten Bodenstützspannung. Bei weicher Bodenstützung ist eine Gleichgewichtslage mit vergleichsweise großen Knickhalbwellenlängen energetisch günstiger. Zu Beginn

der Belastung aber reagiert der den Pfahl stützende Boden relativ steif (dehnungsabhängige Steifigkeit des Bodens). Daher sind die in den ersten Belastungsinkrementen maßgebenden Knickfiguren eher höherwellig. Um diese Effekte in einem Modell abzubilden, wurde ein Verfahren untersucht, das die Belastung des Pfahles inkrementell abbildet und für jeden Belastungsschritt unterschiedliche Verformungsfiguren des Pfahles prüft (2. Berechnungsmethode). Die möglichen Verformungsmoden werden anhand von Energiegleichungen analysiert und entsprechend der Einwirkung und dem Widerstand bilanziert. Ist die im System nötige Energiedissipation minimal, folgt daraus der maßgebende Verformungsmodus. Der Unterschied des im Rahmen dieses Berichtes gezeigten Modells zu den Ansätzen nach GABR et al. (1997) und SHERAFATI et al. (2012) liegt im Wesentlichen in der Diskretisierung hinsichtlich der Zeit und der in Bezug auf die seitliche Pfahlverschiebung nichtlinear wirkenden Bodenstützung, welche entsprechend durch die geschaffenen zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen in die Modellbildung einfließt. Somit können z.B. rechnerisch Verformungen des Pfahles während einer konstanten Pfahlbelastung wiedergegeben werden (Kriechen). Die im Zeitschritt inkrementell abzuleitende Bodensteifigkeit aus den Mobilisierungsfunktionen reduziert sich entsprechend der Kriechneigung des Bodens, was zu tendenziell größeren Knickhalbwellenlängen bezogen auf die fortlaufenden Zeitinkremente während des Kriechens führt.

Die Untersuchungen an dieser Berechnungsmethode basierend auf Energiebilanzen zeigen einen vergleichsweise hohen rechnerischen Aufwand. Dazu ist wie in der 1. Berechnungsmethode die Übertragung der in dieser Arbeit geschwindigkeitsabhängig definierten Mobilisierungsfunktionen auf ein von der äußeren Belastung abhängiges Zeitinkrement notwendig, was ebenfalls einen deutlich erweiterten Analyseaufwand bedeutet (ratenabhängige Mobilisierungsfunktionen und deren Übertragung auf eine lastgesteuerte Beanspruchung). Im Zusammenhang mit dem Randwertproblem des ausknickenden Pfahles können weder mit der 1. noch mit der 2. Berechnungsmethode die oft komplexe Baugrundsituation rechnerisch berücksichtigt werden. Hier sind in jedem Fall entsprechende Vereinfachungen und daraus abzuleitende Modellannahmen zu treffen. Ferner können Spannungsänderungen im Boden infolge der Pfahlherstellung, aber auch durch die im Untergrund wirkenden Lasten des Gesamtbauwerkes berücksichtigt werden. Der Fall einer durch z.B. Baugruben, Hangsituationen oder großflächigen Flächenlasten resultierenden passiven Beanspruchung des Pfahlschaftes, die sich sehr negativ auf den Biegeknickwiderstand auswirkt, kann ebenfalls nicht geschlossen berücksichtigt werden. Dazu ist die Abbildung einer realitätsnahen Belastungsgeschichte und Belastung infolge des Bauprozesses rechnerisch anspruchsvoll. Effekte aus der Gruppenwirkung von Pfählen sind rechnerisch nicht erfassbar.

Aufgrund dieser Einschränkungen werden im Abschnitt 6.4 Angaben zu den Möglichkeiten der Wiedergabe einer stabilitätsgefährdeten Gründung unter Verwendung eines Finite-Elemente-Programmes gegeben (Berechnungsmethode 3). Hierzu werden zunächst Berechnungen an einem Pfahl unter einfachen Randbedingungen zur Modellvalidierung vorgestellt. Als Systeme zur Validierung dienen der ungestützte Pfahl entsprechend der Euler-Fälle, der elastisch gebettete Pfahl sowie der elastisch-plastisch gestützte Pfahl. Das Fließen des Pfahlquerschnittes infolge der einwirkenden Schnittkraftkombination, das in den Berechnungsmethoden 1 und 2 nicht abgebildet wird, kann durch den Ansatz von Elementen, denen ein elastisch-plastisches Stoffmodell zugewie-

sen wird, ermöglicht. Hierzu werden ebenfalls Validierungsrechnungen zum plastischen Fließen unter verschiedenen Kombinationen aus Biegemoment und Normalkraft vorgestellt. Ausgehend von der Abbildung einer geschichteten Untergrundsituation mit unterschiedlich weichen Bodenschichten werden drei Belastungsfälle einer auf vier Pfählen gegründeten Platte simuliert und die Ergebnisse diskutiert.

## 6.2 Berechnungsmethode 1: Ersatzstabmodell mit gleichbleibendem Verformungsmodus

### 6.2.1 Allgemeines

Die ideale Verzweigungslast eines durch Boden elastisch-plastisch gestützten Pfahls kann nach einem analytischen Ansatz in einer geschlossenen Formel nach WENNERSTRAND und FREDRIKSSON (1988) berechnet werden. Unabhängig von dieser Literaturquelle wurde von VOGT et al. (2005) eine gegenüber WENNERSTRAND und FREDRIKSSON (1988) nahezu identische Herleitung vorgestellt. Die analytische Lösung wird im Folgenden aufgegriffen und derart erweitert, dass die in Abschnitt 5 entwickelten hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen in Ansatz gebracht werden können. Mit der Definition der bodenspezifischen Parameter  $p_f$  und  $(y/D)_{f50}$  können somit indirekt zeitabhängige Effekte aus der Konsolidation und Viskosität berücksichtigt werden. Ferner können die Parameter aus bodenmechanischen Parametern abgeleitet werden, was gegenüber der Vorgehensweise nach WENNERSTRAND und FREDRIKSSON (1988) bzw. VOGT et al. (2005) die Ableitung der die Mobilisierungsfunktion bestimmenden Parameter aus empirischen Korrelationen erspart.

### 6.2.2 Modellannahmen und Herleitung

Da sich die Länge der maßgebenden Halbwelle einer Knickfigur  $L_{cr}$  für die meisten Verhältnisse frei von den Festhaltebedingungen am oberen bzw. unteren Ende der Weichschicht ausbilden kann, wird in der Berechnung von einem unendlich langen Pfahl ausgegangen. Für die Berechnung der Verzweigungslast des Systems Pfahl-Boden nach der Berechnungsmethode 1 wird das in Abbildung 6.1 gezeigte Ersatzsystem der Länge  $L_{cr}$  gewählt.

Die Vorverformung wird sinusförmig mit einer maximalen Amplitude von  $e_0$  in der Mitte der Knicklänge  $L_{cr}$  angenommen. Die Biegelinie  $y(z)$  infolge der Normalkraft  $N$  wird ebenfalls sinusförmig angesetzt. Dabei ist  $y_M$  die maximale Verschiebung bei  $z = L_{cr}/2$ . Die Bodenstützung  $p(y,z)$  ist sowohl von der Lage am Pfahlschaft entsprechend der  $z$ -Koordinate innerhalb des Ersatzsystems als auch von der seitlichen Verschiebung  $y$  des ausknickenden Pfahles abhängig. Es gelten die Funktionen (6-1) und (6-2):

$$y(z) = y_M \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{cr}} \cdot z\right) \quad (6-1)$$

$$p(y,z) = \frac{p(y/D)}{y} \cdot y_M \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{cr}} \cdot z\right) \quad (6-2)$$





Wird die Annahme getroffen, dass der Pfahlwerkstoff elastisch bleibt, so gilt:

$$M_M = -EI \frac{\partial^2 y_M}{\partial z^2} \quad (6-5)$$

Mit der durch die Beanspruchung des Ersatzstabes bedingten Krümmung in Stabmitte  $\partial^2 y_M / \partial z^2$  ergibt sich das Biegemoment nach (6-5). Der vorverformte Pfahl hat nach dieser Definition keine Krümmung. Dabei beträgt die Krümmung in Stabmitte (sinusförmiger Verlauf):

$$\frac{\partial^2 y_M}{\partial z^2} = -y_M \cdot \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \quad (6-6)$$

Nach Einsetzen von (6-4) in (6-5) wird es möglich, das Biegemoment  $M_M$  in Abhängigkeit von der seitlichen Verschiebung in der Mitte des Ersatzsystems  $y_M$  zu berechnen.

$$M_M = EI \cdot \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot y_M \quad (6-7)$$

Das Moment  $M_M$  ist damit für eine gegebene Biegelinie  $y(z)$  bekannt. Durch Gleichsetzen von (6-4) und (6-7) kann folgende Gleichung aufgestellt werden, welche die Normalkraft  $N$  in Abhängigkeit von der seitlichen Verschiebung  $y_M$  in der Mitte der zur Knicklänge  $L_{cr}$  gehörenden sinusförmigen Verformungsfigur wiedergibt:

$$N = \frac{y_M \cdot EI \cdot \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 + \sum_{i=1}^n D \cdot l_i \cdot p_i \cdot z_{pi}}{y_M + e_0} \quad (6-8)$$

Im Gegensatz zum Modell nach WENNERSTRAND und FREDRIKSSON (1988) bzw. VOGT et al. (2005), in dem  $N$  stets bei Erreichen von  $y_f$  entsprechend der bi-linear definierten Mobilisierungsfunktion maximal wird, ist die geschlossene Berechnung der Knicklast  $N_{cr}$  mit (6-8) nicht möglich. Die Verformung  $y$ , bei der  $N = N_{cr}$  wird, ist im hier entwickelten Verfahren nicht nur von einem Parameter der hyperbolischen Mobilisierungsfunktion  $y_{f50}$  abhängig, sondern auch von der Größe der Pfahlimperfection  $e_0$ . Zur Berechnung von  $N_{cr}$  muss daher die Normalkraft  $N$  nach Gleichung (6-8) für unterschiedliche Verschiebungssinkremente  $y_M$  ausgewertet werden.  $N_{cr}$  bestimmt sich dann aus dem Maximalwert der Pfahlnormalkraft  $N$  als Funktion der Verschiebung  $y_M$ .

Die Knicklänge  $L_{cr}$  ist a priori nicht bekannt und ist von der Steifigkeit der Bodenstützung  $\Delta p / \Delta y$  bzw.  $\partial p / \partial y$  sowie von der Biegesteifigkeit  $EI$  abhängig. In einem allgemeinen Fall, bei dem die Knicklänge nicht durch andere Methoden vorab bestimmt werden kann, ist somit  $L_{cr}$  in (6-8) zu variieren. Die maßgebende Knicklänge  $L_{cr}$  ergibt sich aus dem Minimalwert der jeweils aufnehmbaren Pfahlnormalkraft  $N$ . Da sich  $\partial p / \partial y$  sowie  $EI$  jedoch in Abhängigkeit von der Verformung  $y$  ändern, ist  $L_{cr}$  in der Realität veränderlich. Diese in Berechnungsmethode 1 allenfalls nur überschlüssig zu abzudeckenden Effekte waren unter anderem Motivation für die Arbeiten zur Vorstellung der Berechnungsmethoden 2 und 3, welche implizit die Veränderung der Welligkeit der Knickfigur und damit die Änderung der Knickhalbwellenlänge  $L_{cr}$  während der Vergrößerung der seitlichen Verschiebung  $y$  berücksichtigen können.

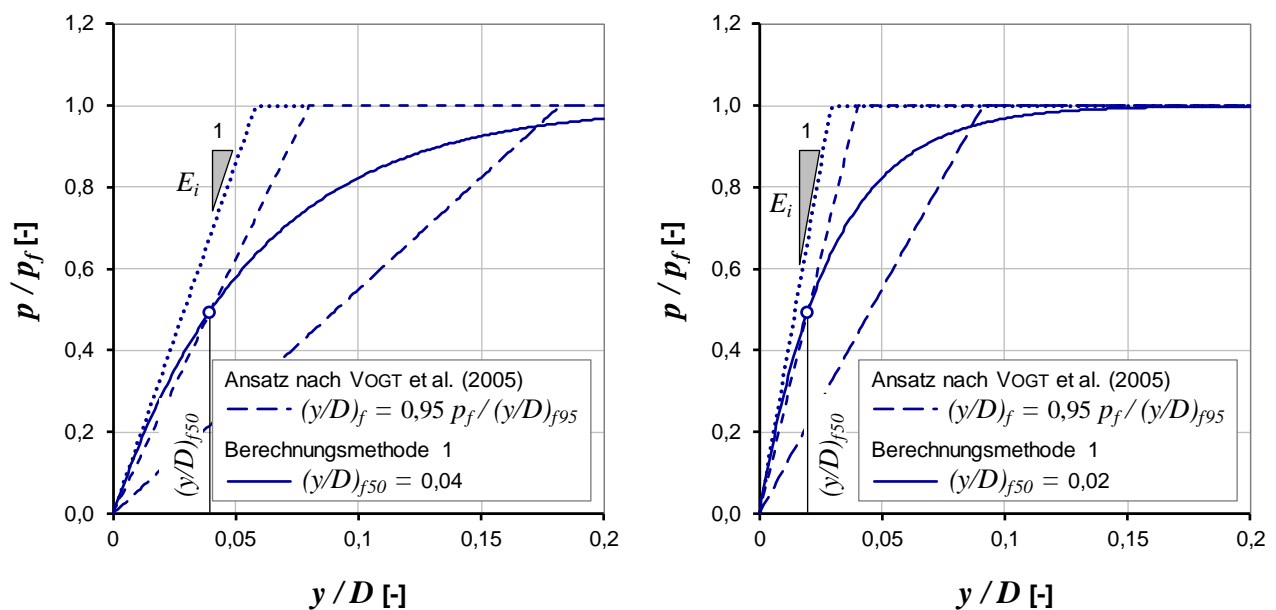
### 6.2.3 Beispielhafte Berechnungen

Zur Veranschaulichung der die Berechnungsmethode 1 beeinflussenden Parameter sowie für die Darstellung eines Vergleiches zu Lösungen aus dem Verfahren nach VOGT et al. (2005) wurden Vergleichsrechnungen, in denen die Parameter

- $(y/D)_{f50}$  (Mobilisierungsweg zur hyperbolischen Mobilisierungsfunktion),
- $L_{cr}$  (Knicklänge) sowie
- $e_0$  (Pfahlimperfektion)

variiert wurden.

Um eine Vergleichbarkeit zu Lösungen aus dem Modell nach VOGT et al. (2005) zu gewährleisten, muss der Parameter  $y_f$  der jeweils anzusetzenden bi-linearen Mobilisierungsfunktion derart gewählt werden, dass der Verlauf der hyperbolischen Mobilisierungsfunktion in Annäherung und hinsichtlich einer bemessungspraktischen Betrachtung plausibel wiedergegeben wird. Zur Diskussion dieser Anpassung dient Abbildung 6.2, in der zwei hyperbolische Mobilisierungsfunktionen (durchgezogene Linie) mit den Parametern  $(y/D)_{f50} = 0,04$  (linkes Diagramm) und  $(y/D)_{f50} = 0,02$  (rechtes Diagramm) dargestellt sind. Die Ordinate zeigt die dimensionslose Größe  $p / p_f$ .



**Abbildung 6.2: Hyperbolische Mobilisierungsfunktion im Vergleich zu bi-linearen Mobilisierungsfunktionen; links:  $(y/D)_{f50} = 0,04$ , rechts:  $(y/D)_{f50} = 0,02$  (weitere Erläuterungen siehe Text)**

Aus den beiden Diagrammen der Abbildung 6.2 wird ersichtlich, dass eine Annäherung der bi-linearen Mobilisierungsfunktion entsprechend der Anfangssteifigkeit  $E_i$  (Tangentensteifigkeit am Achsenursprung) bzw. einer Sekantensteifigkeit bezogen auf  $(y/D)_{f50}$  für weite Verschiebungswege  $y/D$  die Bodenstützung gegenüber einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion deutlich überschätzt (gepunktete bzw. kurz gestrichelte Linie liegt über der durchgezogenen Linie). Eine plausible Annäherung lässt sich jedoch mit dem in den Vergleichsrechnungen weiter verfolgten Ansatz erreichen, der die Sekantensteifigkeit zwischen dem Achsenursprung und dem Verschiebungsweg  $(y/D)_{f50}$  bei Erreichen von 95 % des maximalen Bodenwiderstandes  $p_f$  verwendet (lang gestrichel-

te Linie). Die Überschätzung des Bodenwiderstandes  $p$  tritt erst bei vergleichsweise großen Verschiebungen ab  $(y/D)_{f95}$  auf und liegt nur bei maximal 5 %.

Die in den Vergleichsrechnungen beispielhaft verwendeten bodenspezifischen Parameter der hyperbolischen Mobilisierungsfunktion liegen zwischen  $(y/D)_{f50} = 0,005$  und  $0,040$  und ergeben Rechenwerte der bi-linearen Mobilisierungsfunktion im Bereich von  $(y/D)_f$  bis  $(y/D)_{f95}$  Werte zwischen  $0,02$  und  $0,18$ . Diese Werte decken einen großen Bereich der in Abschnitt 5.7 gezeigten Grundlagen zu hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen in weichen Böden ab.

Alternativ zur Anpassung der bi-linearen Mobilisierungsfunktion an den hyperbolischen Kurvenverlauf gemäß Abbildung 6.2 kann der Mobilisierungsweg  $y_f$  zu Berechnungen am Modell nach VOGT et al. (2005) aus Korrelationen bzw. Erfahrungswerten abgeleitet werden. Hier gilt einerseits die in der Normung sowie in der EA-Pfähle gegebene Annäherung gemäß  $(y/D)_f = 0,1$ , auf die auch VOGT et al. (2005) zurückgreift. Zum anderen können empirische Beziehungen in Ansatz gebracht werden, die die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  mit in die Berechnung des Mobilisierungsweges einbeziehen (vgl. Abschnitt 3.4 MATLOCK 1970:  $y_f / D = 0,5 - 0,0042 \cdot c_u$  bzw. VOGT und VOGT 2013:  $y_f / D = 0,2 / c_u^{0,4}$ ). Diese Vorgehensweise wird jedoch in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt, da die Arbeiten von MATLOCK (1970) im Bereich weicher Böden eine große Bandbreite der Werte  $(y/D)_f$  bzw.  $(y/D)_{f50}$  ergeben, was einen Vergleich hinsichtlich der das Rechenmodell steuernden Gleichungen praktisch unmöglich macht. Sowohl die Gleichung zum Mobilisierungsweg  $(y/D)_f$  nach MATLOCK (1970) als auch die von VOGT und VOGT (2013) bilden ferner zeitabhängige Effekte nicht ab, die das Modellergebnis der Prognose der Knicklast deutlich beeinflussen können.

Für einen Vergleich der vom Verschiebungsweg  $y_M / D$  abhängigen vom Pfahl aufnehmbaren Normalkraft  $N$  nach dem Modell von VOGT et al. (2005) wird Gleichung (6-9) verwendet.

$$N = \frac{y_M \cdot EI \cdot \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 + p_f \cdot D \cdot \left(\frac{L_{cr}}{\pi}\right)^2}{y_M + e_0} \quad (6-9)$$

Abbildung 6.3 zeigt für vier Parametervarianten die auf die Knicklast des ungestützten Pfahles bezogene Normalkraft  $N / N_{cr,0}$ . Die Biegesteifigkeit wurde für alle Berechnungsfälle mit  $EI = 100 \text{ kNm}^2$  angenommen, was z.B. dem Querschnitt eines Einstabverpresspfahles mit  $D = 0,2 \text{ m}$  entsprechen kann. Aufgrund der normierten Darstellung der Pfahlnormalkraft  $N / N_{cr,0}$  haben die maximale Bodenstützspannung  $p_f$  und die weiteren in die Knicklast des ungestützten Pfahles  $N_{cr,0}$  einfließenden Größen der Knicklänge  $L_{cr}$ , des Pfahldurchmessers  $D$  und der Biegesteifigkeit  $EI$  keinen Einfluss auf die Kurvenverläufe der Abbildung 6.3. Die Kurvenform ändert sich nur mit der Variation der Parameter  $(y/D)_{f50}$  und  $e_0 / L_{cr}$ .

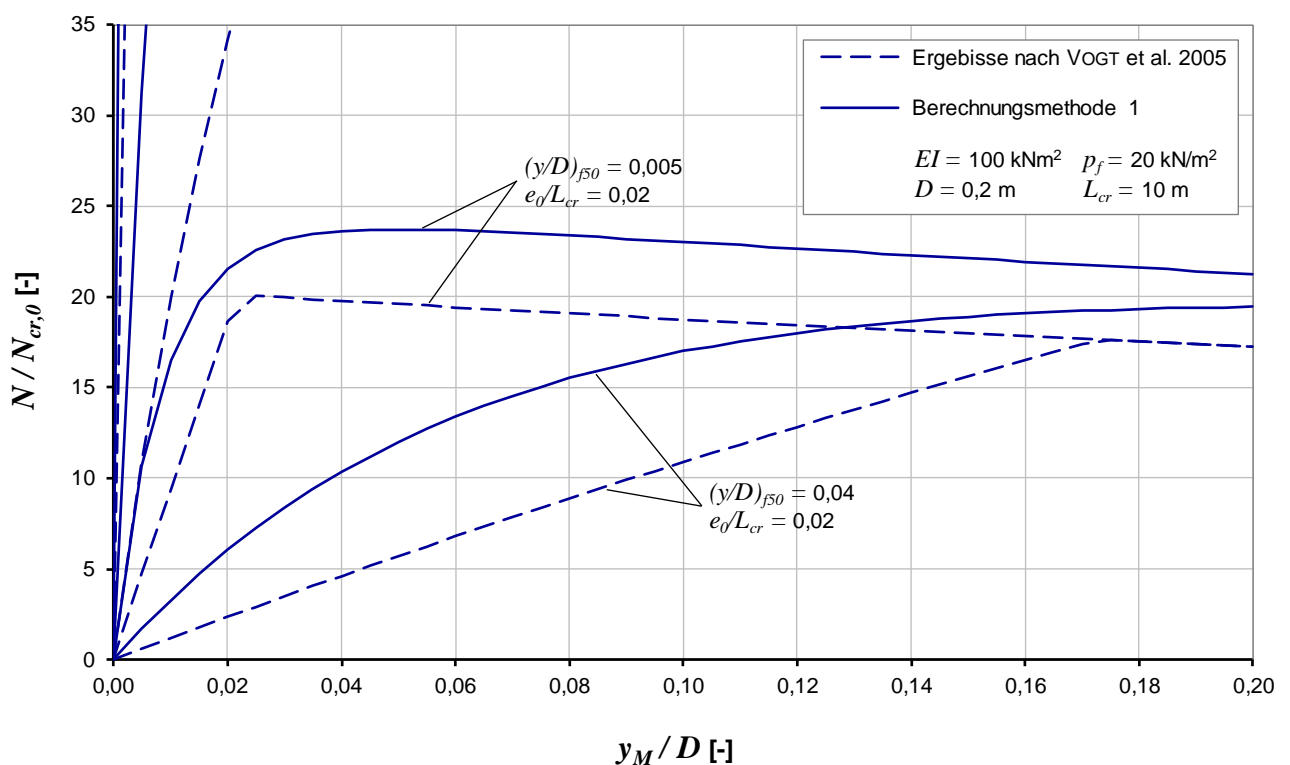
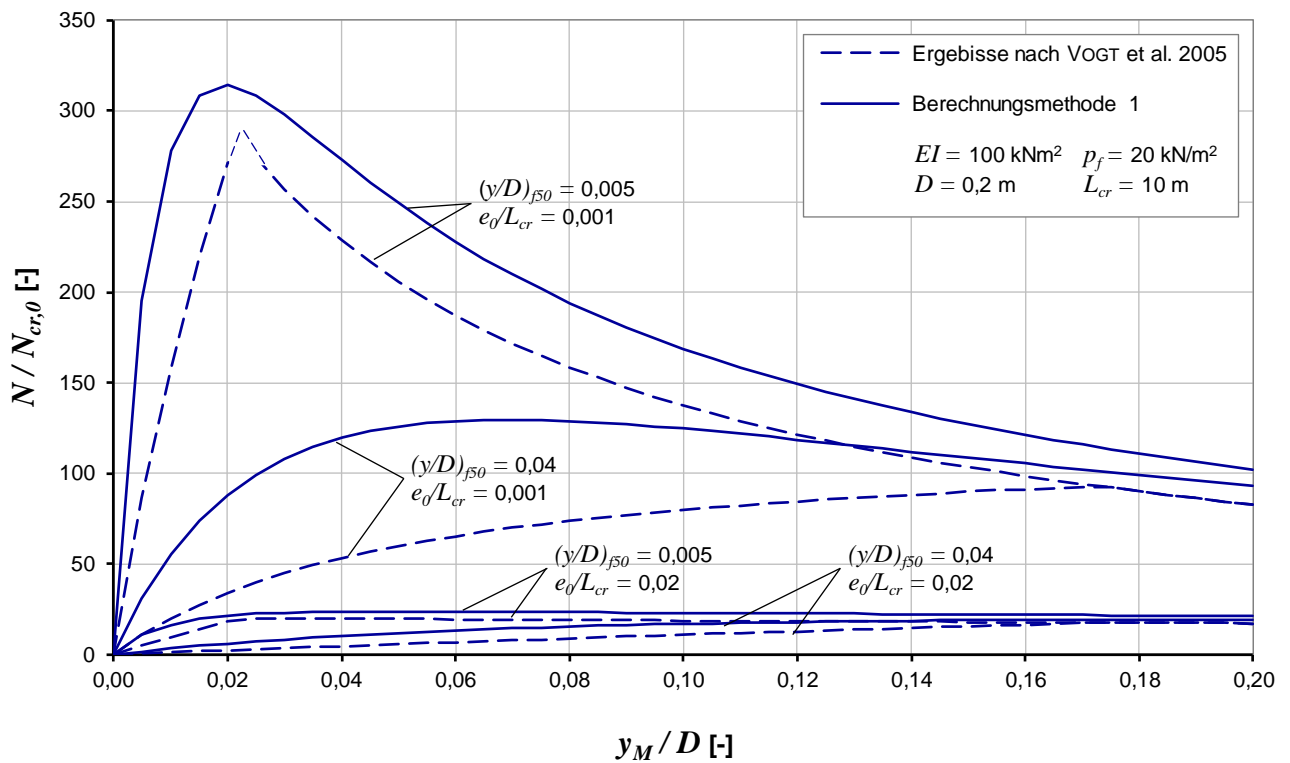


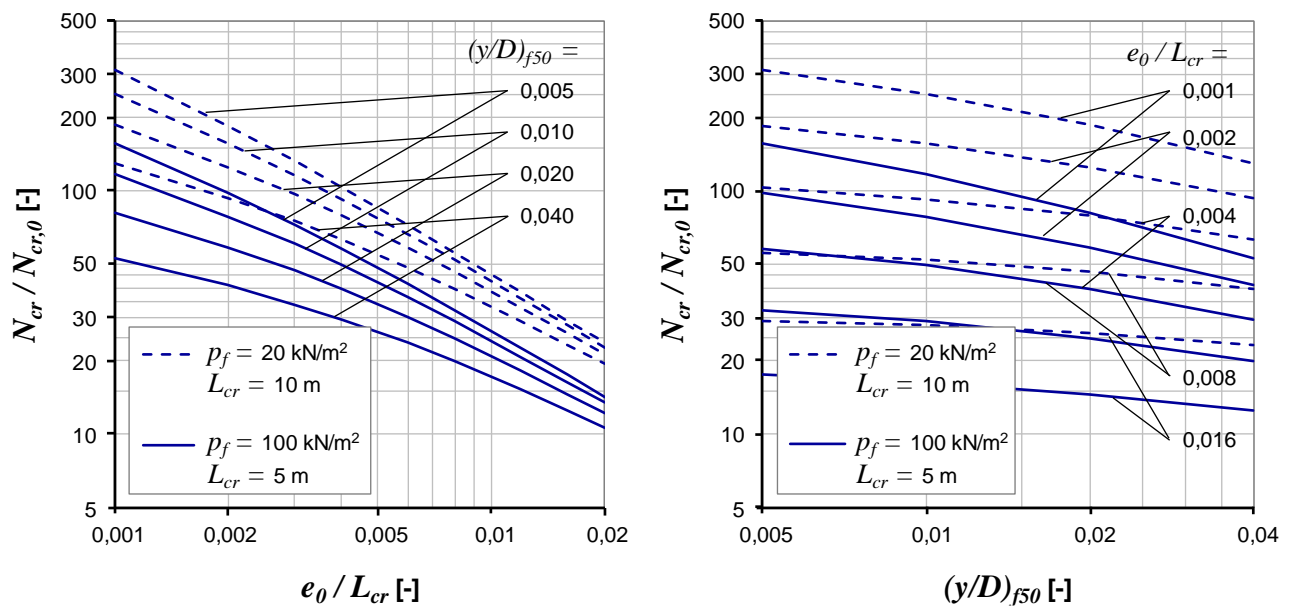
Abbildung 6.3: Pfahlnormalkraft im Bezug zur Knicklast im ungestützten Fall (Euler 2)  $N / N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der auf den Pfahldurchmesser bezogenen seitlichen Verschiebung in der Mitte des Ersatzstabes  $y_M / D$  für vier beispielhafte Berechnungen; Vergleich Ergebnisse Berechnungsmethode 1 zu den jeweiligen Ergebnissen aus der Modellbildung nach VOGT et al. (2005)

Für die Berechnungsfälle mit  $e_0 / L_{cr} = 0,02$  ergeben sich relativ kleine Werte  $N / N_{cr,0}$ , was den großen Einfluss der Imperfektion auf den Biegeknickwiderstand verdeutlicht. Die Kurvenverläufe können am besten im unteren Diagramm der Abbildung 6.3 beurteilt werden (maximale Skalierung der Ordinate  $N / N_{cr,0} = 35$ ). Aus dem unteren Diagramm der Abbildung 6.3 ist ferner ersichtlich, dass sich trotz der sehr unterschiedlichen Kurvenverläufe für die Fälle  $(y/D)_{f50} = 0,005$  und  $0,04$  die maximale Normalkraft nur relativ gering unterscheidet. Dagegen ist der Unterschied zwischen den beiden Fällen mit  $(y/D)_{f50} = 0,005$  und  $0,04$  im oberen Diagramm der Abbildung 6.3 deutlich größer. Für Berechnungsfälle, die eine relativ große Imperfektion wiedergeben, ist somit der Einfluss der Größe  $(y/D)_{f50}$  auf den Biegeknickwiderstand eher klein.

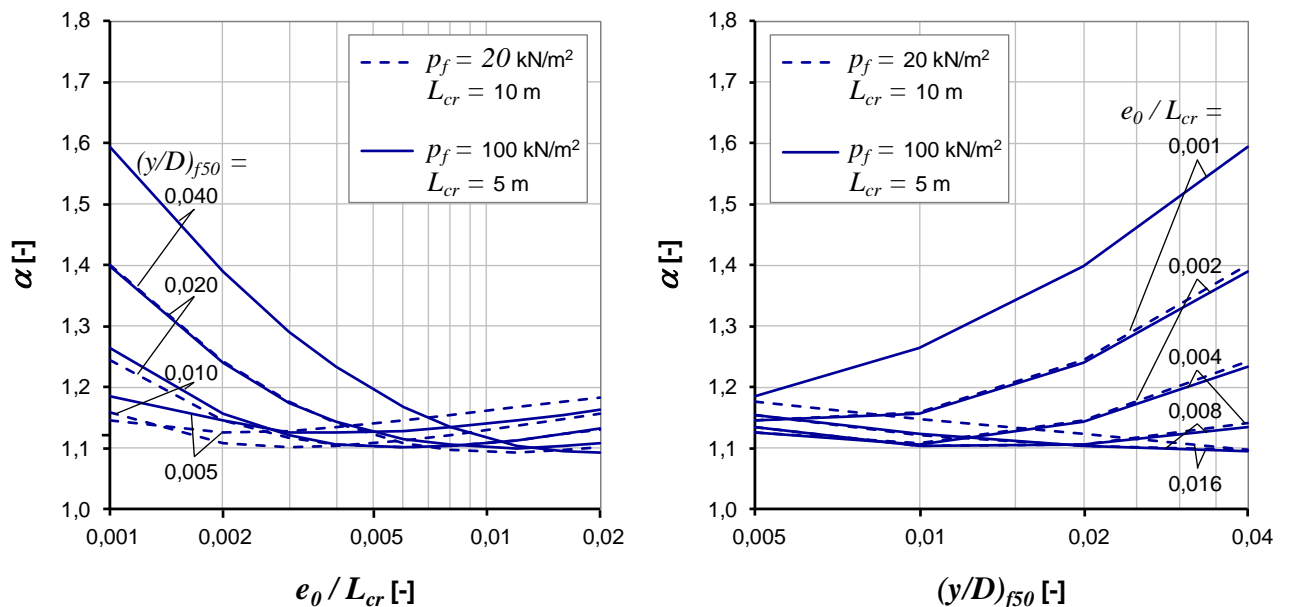
Eine geringe Duktilität lassen Pfähle mit kleiner Imperfektion und einer hohen Steifigkeit des Bodens erwarten. Diesen Fall drückt  $(y/D)_{f50} = 0,005$  und  $e_0 / L_{cr} = 0,001$  aus. Der Wert  $N / N_{cr,0}$  steigt mit zunehmender seitlicher Verschiebung  $y_M$  rasch an. Ab einem Verschiebungsweg von  $y_M / D = 0,02$  kann ein jedoch nahezu ebenso rascher Abfall festgestellt werden (labiler Gleichgewichtszustand). Aufgrund der geringen seitlichen Verschiebung bis zum Erreichen von  $N_{cr}$ , ist das Stabilitätsversagen kaum durch signifikante Pfahlkopfsetzungen erkennbar. Dagegen zeigen Pfähle mit geringerer Bodensteifigkeit oder Pfähle mit großer Imperfektion eine vergleichsweise hohe Duktilität. Das Versagen kann hier durch größere Setzungen am Pfahlkopf noch vor dem Erreichen einer labilen Gleichgewichtslage festgestellt werden.

Neben den in Abbildung 6.3 gezeigten Fällen wurden weitere Parametervarianten zu den Größen  $(y/D)_{f50}$  sowie  $e_0 / L_{cr}$  analysiert. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden in den zwei Diagrammen der Abbildung 6.4 gezeigt. Dargestellt sind als Rechenergebnisse die Knicklasten des Systems Pfahl – Boden im Verhältnis zur jeweiligen Knicklast des ungestützten Pfahles  $N_{cr} / N_{cr,0}$ . Das linke Diagramm gibt die Änderung von  $N_{cr} / N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der Größe  $e_0 / L_{cr}$  für vier unterschiedliche Werte des Mobilisierungsweges  $(y/D)_{f50}$  wieder. Untersucht wurde jeweils eine relativ große Knicklänge  $L_{cr} = 10$  m (gestrichelte Kurven) bei weicher Bodenstützung sowie  $L_{cr} = 5$  m (durchgezogene Kurven) bei größerer Bodenstützung. Im rechten Diagramm der Abbildung 6.4 wird an der Abszisse die Größe  $(y/D)_{f50}$  angetragen. Hier geben die Kurven die Verhältnismerte der Biegeknickwiderstände  $N_{cr} / N_{cr,0}$  für jeweils konstante Werte  $e_0 / L_{cr}$  wieder. Da sich die Eingabeparameter  $e_0 / L_{cr}$  bzw.  $(y/D)_{f50}$  sowie die Rechenergebnisse  $N_{cr} / N_{cr,0}$  relativ stark ändern, wurden in den Diagrammen zu Abbildung 6.4 logarithmische Skalierungen der Achsen angewendet.

Es ist sehr gut erkennbar, dass sowohl der Parameter  $e_0 / L_{cr}$  als auch die Größe  $(y/D)_{f50}$  die Knicklast eines von Boden gestützten Pfahles deutlich beeinflussen. Gegenüber der Knicklast  $N_{cr,0}$  berechnen sich vor allem für Pfähle mit geringer Imperfektion hohe Verzeigungslasten  $N_{cr}$  bei Berücksichtigung der Bodenstützung. Gleiches gilt für die „Steifigkeit“ der Bodenstützung, welche mit der Größe  $(y/D)_{f50}$  ausgedrückt wird. Im Gegensatz zu möglichen Werten der Pfahlimperfektion lässt sich jedoch aus den Erkenntnissen zu Mobilisierungsfunktionen in weichen Böden eine gegenüber dem Parameter  $e_0 / L_{cr}$  geringere Bandbreite möglicher Werte für  $(y/D)_{f50}$  ableiten.



**Abbildung 6.4:** Knicklast gem. Berechnungsmethode 1 in Bezug zur Knicklast im ungestützten Fall (Euler 2)  $N_{cr} / N_{cr,0}$  für verschiedene Berechnungsfälle; links:  $N_{cr} / N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Imperfektion  $e_0 / L_{cr}$ ; rechts:  $N_{cr} / N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $(y/D)_{f50}$



**Abbildung 6.5:** Verhältnis  $\alpha$  der Lösung nach Berechnungsmethode 1 zur Lösung nach VOGT et al. (2005); links:  $\alpha$  in Abhängigkeit von der bezogenen Imperfektion  $e_0 / L_{cr}$ ; rechts:  $\alpha$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $(y/D)_{f50}$

Die beiden Diagramme in der Abbildung 6.5 vergleichen die Ergebnisse aus den Berechnungen zur Methode 1 mit denen aus dem Modell nach VOGT et al. (2005). Die Skalierung der Abszisse bleibt gegenüber den Diagrammen in Abbildung 6.4 unverändert. Als Ordinate ist der Faktor  $\alpha$  angegeben, welcher den Verhältniswert der Lösung für  $N_{cr}$  aus der Berechnungsmethode 1 im Verhältnis

zu  $N_{cr}$ , das nach dem Verfahren nach VOGT et al. (2005) ermittelt werden kann, ausdrückt. Für  $\alpha > 1$  liegt  $N_{cr}$  aus der in dieser Arbeit abgeleiteten Berechnungsmethode 1 über der jeweiligen Verzweigungslast  $N_{cr}$  gemäß VOGT et al. (2005) bzw. der Formel (6-9) für  $N = N_{cr}$  bei  $y_M = y_{f95}$ .

Die Ergebnisse zur Verzweigungslast  $N_{cr}$  aus der Berechnungsmethode 1 liegen für alle untersuchten Parametervarianten über den Lösungen gem. VOGT et al. (2005). Für größere Werte der Imperfektion  $e_0 / L_{cr} > 0,005$  liegt der Unterschied bei weniger als 20 % ( $\alpha < 1,2$ ). Jedoch berechnen sich auch für diese Fälle je nach Verfahren z.T. deutlich voneinander abweichende Werte der von der Pfahlnormalkraft  $N$  abhängigen Verschiebung  $y_M$  (vgl. Abbildung 6.3), was bei Setzungsprognosen sowie bei der Analyse zur möglichen Plastifizierung bzw. Fließen des Pfahlquerschnittes infolge der kombinierten Einwirkung aus Normalkraft  $N$  und Biegemoment  $M$  von größerer Bedeutung sein kann (Anmerkung: Bei einer Nachweisführung gemäß VOGT und VOGT 2013a wird basierend auf  $N_{cr}$  durch im Wesentlichen von der Imperfektion abhängige Abminderungsfaktoren der Nachweis zum Querschnittsversagen infolge Fließen indirekt erbracht).

Für kleine Werte der auf die Knicklänge bezogenen Imperfektion nimmt der Verhältniswert  $\alpha$  z.T. deutlich zu und kann für die hier untersuchte Parameterbandbreite Werte von bis zu 1,6 erreichen. In diesem Fall wirkt sich der Ansatz einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion im Gegensatz zur Abbildung einer bi-linear definierten elastisch-plastischen Bodenstützung stark auf die Berechnung von  $N_{cr}$  aus. Derartige Pfähle verhalten sich gemäß der hier gezeigten Prognose bei kleinen Verschiebungen  $y / D$  vergleichsweise steif. Interessant ist, dass der Verhältniswert  $\alpha$  bei kleinen Werten  $e_0 / L_{cr}$  insbesondere für große Werte  $(y/D)_{f50}$  (geringe Steifigkeit der Bodenstützung) stark ansteigt. Dieser Fall wird auch durch ein Kurvenpaar der Abbildung 6.3 mit den Parametern  $e_0 / L_{cr} = 0,001$  und  $(y/D)_{f50} = 0,04$  wiedergegeben. Hier liegt der Verschiebungsweg  $y$  bei Erreichen von  $N_{cr}$  als Ergebnis der Berechnungsmethode 1 deutlich unter dem Wert  $y_f$ , an dem sich  $N_{cr}$  gem. VOGT et al. (2005) ergibt.

## 6.3 Berechnungsmethode 2: Inkrementelles Modell basierend auf Energiebilanzen

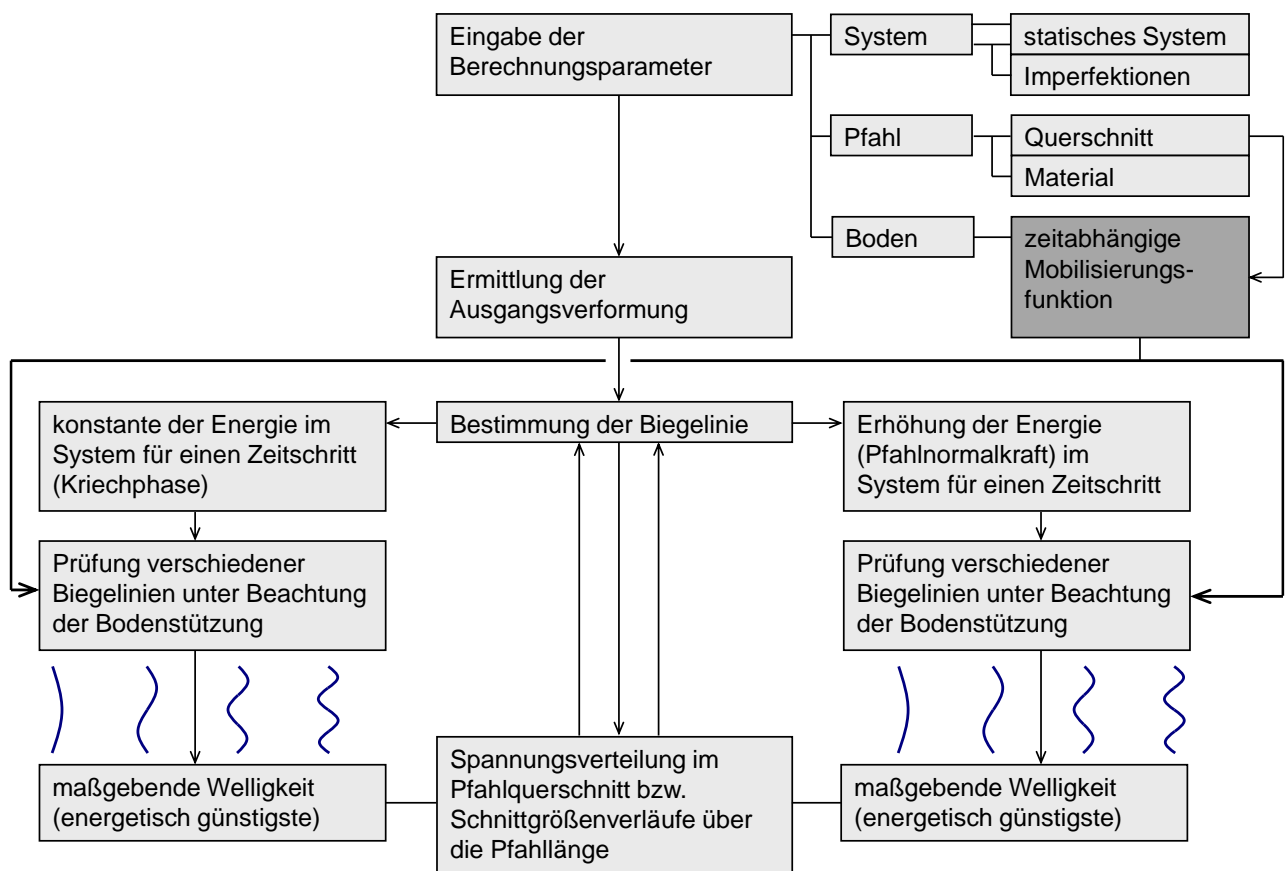
### 6.3.1 Allgemeines

Einschränkungen zur Analyse des Biegeknickproblems von Pfählen mit der Berechnungsmethode 1 bestehen vor allem hinsichtlich der möglichst realitätsnahen Wiedergabe der Verformungsfigur. So muss bei Anwendung der Berechnungsmethode 1 die Länge des Ersatzsystems für alle möglicherweise maßgebenden Bodenschichten, die durch die Parameter der Mobilisierungsfunktion der Bodenstützung charakterisiert werden, variiert werden, um einen minimalen Wert der Verzweigungslast ermitteln zu können. Die wenigen dokumentierten großmaßstäblichen Belastungsversuche an schlanken Pfählen, die zu einem Knickversagen geführt haben, zeigen jedoch, dass die seitliche Verschiebung des Pfahles von der Form eines Sinus mit jeweils konstanter Halbwellenlänge deutlich abweicht (VOGT et al. 2005, OFNER und WIMMER 2007b). Vielmehr ist die maßgebende Verformungsfigur, die sich infolge eines Belastungsschrittes einstellen wird, stets von der Steifigkeit der Bodenstützung abhängig. Ein Pfahl wird somit gemäß den Mobilisierungsfunktionen und unter der Annahme einer unveränderlichen Biegesteifigkeit des Pfahlquerschnittes zu Belastungsbeginn bei dann vorherrschender steifer Bodenstützung Gleichgewicht in einer Verformungs-



figur mit vergleichsweise großer Halbwellenlänge finden. Mit zunehmender seitlicher Verschiebung nimmt jedoch die für einen Belastungsschritt relevante Steifigkeit der Bodenstützung kontinuierlich ab, was die jeweilige Verformungsfigur beeinflusst.

Mit dem Modell, auf der die Berechnungsmethode 2 aufbaut, soll die Einschränkung hinsichtlich der Prognose realitätsnaher Knickfiguren aufgehoben werden. Ferner soll die Abbildung einer zeitabhängigen Pfahlbeanspruchung mit Kriechphasen unter konstanter Pfahlnormalkraft möglich sein. Einen Überblick zu den wesentlichen Eigenschaften der Berechnungsmethode 2 im Vergleich zu den Berechnungsmethoden 1 und 3, die ebenfalls in dieser Arbeit vorgestellt werden, dient Tabelle 6.4.



**Abbildung 6.6: Darstellung der Eingabeparameter und Berechnungsschritte des Modells zur Prognose von Verformungen und Traglasten eines stabilitätsgefährdeten Einzelfahles**

Die wesentlichen Elemente des Prognosemodells sind in Abbildung 6.6 schematisch dargestellt. Es zeigt sich zunächst die zentrale Rolle der parametrisierten Mobilisierungsfunktionen gemäß Abschnitt 5.7, mit denen die zeitabhängige Stützung des Bodens beschrieben wird. Das Modell kann sowohl die Lasterhöhung in einem bestimmten Zeitschritt als auch Kriechphasen unter konstanter Pfahlnormalkraft abbilden. Dabei ermittelt sich die maßgebende Welligkeit infolge der wirkenden Lasten und der Bodenstützung im jeweiligen Zeitschritt aus einem iterativen Prozess. Die in Abhängigkeit der Welligkeit verfügbare Bodenstützung ist bei der Ermittlung der für den Zeitschritt maßgebenden Welligkeit ein entscheidender Faktor. So kann aufgrund einer langen Kriechphase

und der damit wegen der Viskosität eintretenden Reduzierung der Bodensteifigkeit eine geringe Welligkeit im Zeitschritt maßgebend werden. Beim Überwiegen der Konsolidation im Boden vor dem Pfahlschaft und des dadurch zu erwartenden größeren Verformungswiderstandes kann hingegen mit einer höheren Welligkeit die Bodenstützung energetisch günstiger mobilisiert werden.

Im Verfahren ist die Berechnung sowohl der Biegelinie des Pfahles als auch die Verteilung der Biegemomente und der Querkräfte über die Pfahlänge zu jedem Last- und Zeitschritt möglich. In einem ersten Schritt wurde dabei die Pfahlnormalkraft als konstant über den betrachteten stabilitätsgefährdeten Pfahlabschnitt angenommen. Dies ist infolge der geringen Festigkeit der betreffenden Bodenschicht gerechtfertigt und liefert Ergebnisse, welche in Bezug auf die Tragsicherheit und entsprechend der Verformungsbetrachtungen auf der sicheren Seite liegen. Der Einfluss aus der Längsdehnung des Pfahles kann ebenfalls vernachlässigt werden. Die Umwandlung von mechanischer in kinetische oder thermische Energie wird ebenfalls nicht berücksichtigt.

### 6.3.2 Modellannahmen und Herleitung

Ausführliche Angaben zur Berechnung von Gleichgewichtslagen nach Theorie 2. Ordnung mit der Energiemethode werden von TIMOSHENKO und GERE (1961) gegeben. Grundgedanke der Berechnung ist die Energieerhaltung nach der Beziehung (6-10).

$$\Pi_n = \Pi_b + \Pi_s \quad (6-10)$$

Die Energie  $\Pi_n$  infolge der Pfahlnormalkraft  $N$  muss zu jedem Verformungs- bzw. Zeitschritt gleich der Summe der Energien aus Pfahlbiegung  $\Pi_b$  und Bodenstützung  $\Pi_s$  sein. Unterhalb der elastischen Knicklast  $N_{cr}$  ist der durch die Laststeigerung bedingte Zuwachs der Summe aus den Energieanteilen Bodenstützung  $\partial\Pi_s/\partial N$  und Pfahlbiegung  $\partial\Pi_b/\partial N$  kleiner als die Änderung der Energie mit steigender Pfahlnormalkraft  $\partial\Pi_n/\partial N$ . Bei Erreichen der kritischen Last  $N_{cr}$  wird  $\partial\Pi_s/\partial N + \partial\Pi_b/\partial N = 0$ , was  $\partial\Pi_n/\partial N = 0$  bedingt und mit einem vollen Verlust der Systemsteifigkeit verbunden ist.

Es gibt einige Aufsätze, welche sich mit der Berechnung elastischer Knicklasten befassen (vgl. Abschnitt 1.3). Zur Erarbeitung der hier diskutierten Modellbildung wurden Arbeiten nach REDDY und VALSANGKAR (1970), GABR und WANG (1994a), GABR et. al. (1994b), GABR et al. (1997) und SHERAFATI et al. (2012) beachtet. Dabei berücksichtigt nur SHERAFATI et al. (2012) eine mit zunehmender Pfahlverschiebung  $y$  nichtlinear zunehmende Bodenstützung  $p$ . Alle andere Verfahren verwenden eine rein elastische Bodenstützung, wobei für alle Verschiebungen  $y$  die Bodenstützspannung  $p = y \cdot k$  gilt. Die Bettungskonstante  $k$  wird aus Feld- oder Laborversuchen bzw. empirischen Korrelationen abgeleitet. Die Bodenstützung nach SHERAFATI et al. (2012) wird entsprechend der  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen für weiche Tone nach den *API codes* angenähert (MATLOCK 1970, REESE und VAN IMPE 2001). Es können zudem wesentliche Effekte wie die Mehrwelligkeit der Knickfigur sowie die Pfahlimperfection abgebildet werden.

Das hier dargestellte Verfahren baut auf dem Konzept nach SHERAFATI et al. (2012) auf, wobei einige Verallgemeinerungen bzw. Erweiterungen neu aufgenommen wurden:

- Die Mobilisierung wird durch eine hyperbolische Funktion angenähert. Eingangsparameter sind  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$ . Damit wird insbesondere dem großen Einfluss der Anfangssteifigkeit  $E_i$

Rechnung getragen, welche im polynomischen Ansatz nach MATLOCK (1970) kein Eingabeparameter ist sondern sich aus den Größen  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  ergibt und damit mit größeren Unsicherheiten behaftet ist.

- Es ist möglich, die mit der Bodenviskosität einhergehende Zeitabhängigkeit aus der Belastungsgeschwindigkeit indirekt durch eine entsprechende Wahl der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  zu berücksichtigen. Die Abnahme der aufnehmbaren Pfahlnormalkraft  $N$  während der sich kriechend vergrößernden Verformungen  $y$  kann berechnet werden.
- Mit der Einführung einer für die Randbedingungen des Untergrundes und der Belastung repräsentativen normierten Geschwindigkeit  $V$  können gekoppelte Effekte aus Bodenviskosität und Konsolidation erfasst werden.
- Die tiefenabhängige Wahl der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  sowie damit der Mobilisierungsfunktion ist grundsätzlich frei und nur durch die Auflösung der ebenfalls frei wählbaren Diskretisierungsschritte begrenzt.
- Ergänzend wurden zur Beschreibung der Biegelinie des Pfahles auf die Pfahllänge bezogen nur abschnittsweise definierte Halbwellen in Form einer Sinusfunktion aufgenommen. Damit kann eine realitätsnahe Knickfigur entsprechend dem Charakter der tiefenabhängigen Wahl von  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  berechnet werden.
- Nach jedem Berechnungsschritt wird die maßgebende Biegelinie überprüft. Damit können entsprechend der Charakteristik der hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen größer werdende Halbwellenlängen mit einer Abnahme der Steifigkeit  $\partial p / \partial (y/D)$  simuliert werden.

Abbildung 6.7 veranschaulicht den Schritt zur Diskretisierung des Pfahles und die entsprechende Ermittlung der Parameter von  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  aus einem tiefenabhängigen Baugrundprofil.

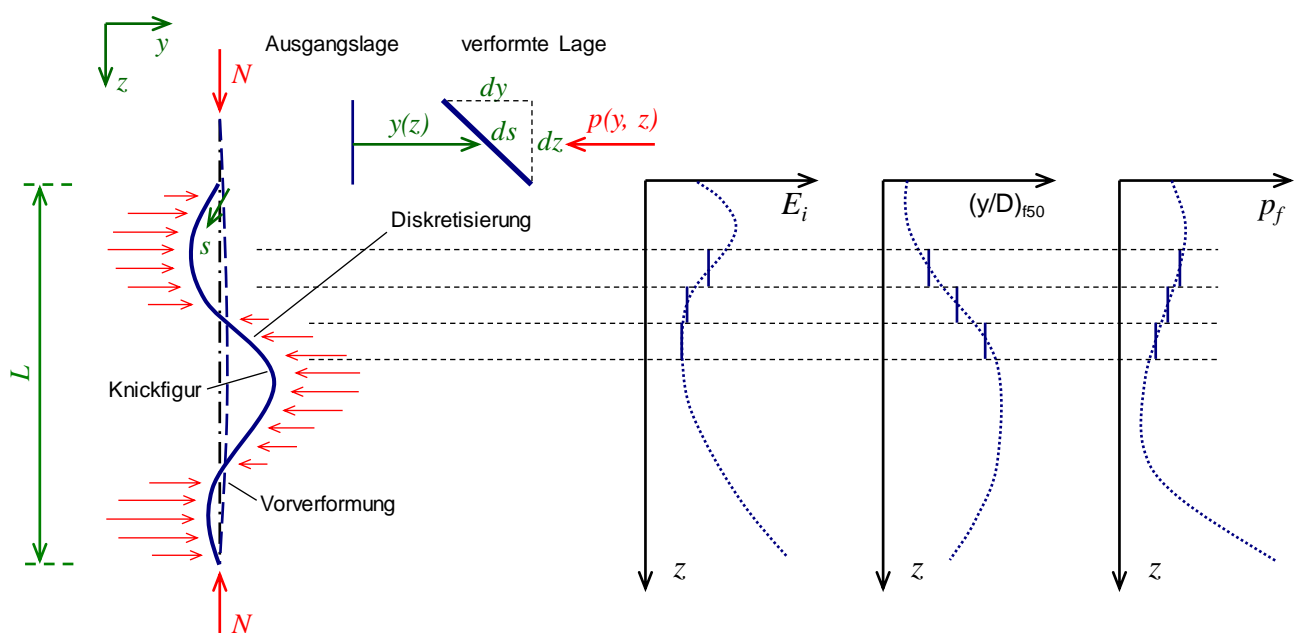


Abbildung 6.7: Geometrie und Diskretisierung

Die durch die Biegung aufgenommene Energie  $\Pi_b$  lässt sich durch die Beziehung (6-11) in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit des Pfahlquerschnittes  $EI$  und der Krümmung der Biegelinie  $\partial^2 y / \partial z$  berechnen.

$$\Pi_b = \frac{EI}{2} \cdot \int_0^L \left( \frac{\partial^2 y}{\partial z} \right)^2 dz \quad (6-11)$$

Die Bodenstützung  $p$  speichert in Abhängigkeit von der Verformung  $y$  Arbeit, die dabei überwiegend nicht wiedergewinnbar ist. Der Gesamtanteil  $\Pi_s$  muss durch doppelte Integration über den Verschiebungsweg  $y$  und der Pfahllänge  $L$  längs der Koordinate  $z$  ermittelt werden. Dazu muss entsprechend der Definition von  $p$  der Pfahldurchmesser  $D$ , welcher gemäß der Beziehung (6-12) als konstant über die Pfahllänge  $L$  angenommen wird, berücksichtigt werden.

$$\Pi_s = D \cdot \int_0^L \left( \int_{y_0}^y p(z, (y - y_0)) dy \right) dz \quad (6-12)$$

Die beiden Energieanteile  $\Pi_b$  und  $\Pi_s$  wirken entsprechend der Gleichung (6-10) als Widerstände gegenüber der Ausbiegung durch die axial einwirkende Pfahlnormalkraft  $N$ . Deren Energie bestimmt sich aus der 1. Ableitung der Biegelinie bzw. Knickfigur entsprechend der Beziehung nach (6-13). Die Energieaufnahme infolge der Stauchung des Pfahles wird vernachlässigt.

$$\Pi_n = \frac{N}{2} \cdot \int_0^L \left( \frac{\partial y}{\partial z} \right)^2 dz \quad (6-13)$$

Das Verfahren kann zur Berücksichtigung von geometrischen und mit Einschränkungen auch materiellen Imperfektionen prinzipiell beliebige Verformungen  $y$  entlang der Koordinatenachse  $z$  verarbeiten. Hierzu muss Gleichung (6-10) zur Berücksichtigung einer Vorverformung um den Summanden  $\Pi_{b,0}$  erweitert werden, um die Pfahlnormalkraft  $N$  bestimmen zu können. Es gilt dann:

$$\Pi_n = \Pi_b + \Pi_s - \Pi_{b,0} \quad (6-14)$$

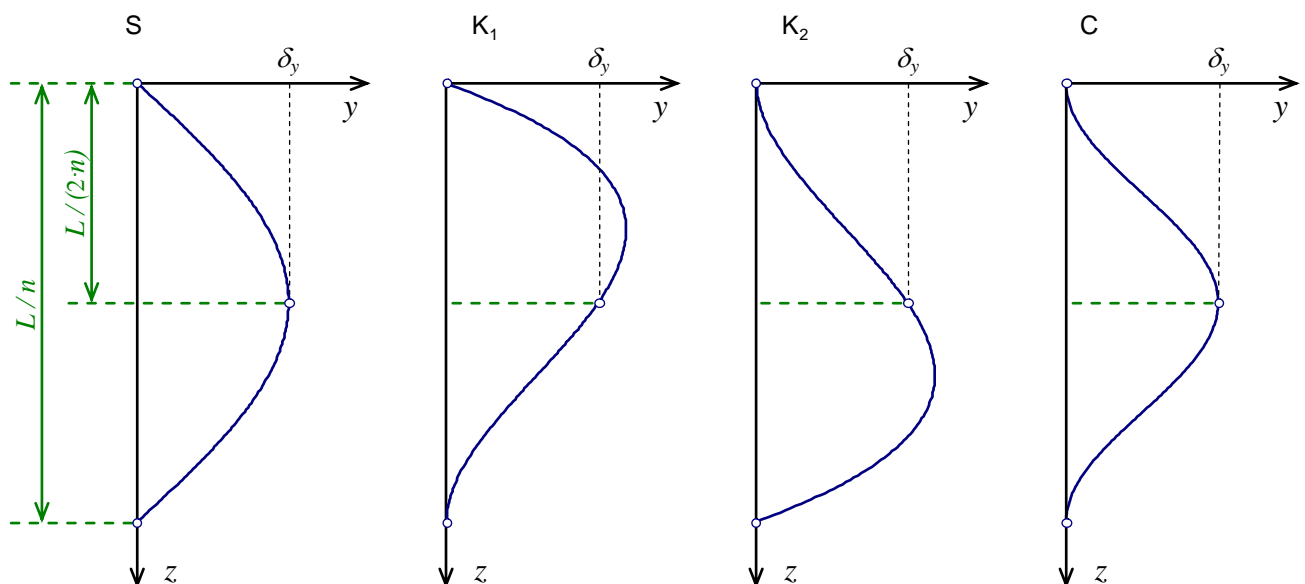
Für eine Verformung  $y = y_0$  an jedem Punkt der Pfahlachse folgt  $N = 0$  mit  $\Pi_s = 0$ , da mit  $y = y_0$  auch  $\Pi_b = \Pi_{b,0}$  gilt.

$$\Pi_{b,0} = \frac{EI}{2} \cdot \int_0^L \left( \frac{\partial^2 y_0}{\partial z} \right)^2 dz = \sum_{n_0=1}^i - \frac{\pi^3 \cdot EI \cdot n_0^3}{8 \cdot L^4} \cdot (L \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot n_0) - 2 \cdot \pi \cdot L \cdot n_0) \cdot y_{0,n,max} \quad (6-15)$$

Es ist dabei zu beachten, dass die Bodenstützung  $p$  erst ab einer Verformung  $y_0$  zunimmt, was auch Gleichung (6-12) bei der Ermittlung der Bodenstützung berücksichtigt. Auch das Wachsen der Pfahlnormalkraft  $N$  korreliert erst mit Verschiebungen oberhalb einer Verschiebung  $y_0$ , was durch Ausdruck (6-13) gesichert ist. Als Vorverformung wurden im hier gezeigten Verfahren sinusförmige Verschiebungen  $y$  angesetzt, wobei nach (6-14)  $\Pi_{b,0}$  analytisch bestimmt werden kann.

Der Gesamtpfahl oder Pfahlabschnitt mit der Länge  $L$  wird demnach durch Division mit einer Ganzzahl  $\mathbb{Z}$  in  $n$  Abschnitte unterteilt (Welligkeit), und in jedem Abschnitt liegt eine Sinushalbwellen mit dem Maximalmaß  $y_0 = y_{0,n,max}$  vor. Die Imperfektion  $y_0$  kann aus  $i$  überlagerten Wellen mit verschiedenen Welligkeiten  $n_0$  und Amplituden  $y_{0,n}$  gebildet werden. Damit kann zum Beispiel die sich aus der Muffung eines mehrteiligen Mikropfahltraggliebes herrührende Imperfektion abgebildet werden, welche sich mit einer „globalen“ Imperfektion aus dem Herstellungsprozess überlagert.

Je nach Verwendung der in Abbildung 6.8 gezeigten Grundform ( $n = 1$ ) der Ansatzfunktionen können unterschiedliche Randbedingungen erfasst werden. Wird ein als unendlich lang idealisierter Pfahl betrachtet, was in jedem Fall auf der sicheren Seite liegt, so brauchen nur die Grund- und Unterformen der Basisform vom Typ S, bei welchen die Halbwellenlängen variieren, geprüft werden.



**Abbildung 6.8: Grundformen der Ansatzfunktionen vom Typ S,  $K_1$ ,  $K_2$  und C**

Liegt ein ausgeprägt geschichteter Baugrund vor, was eine deutliche Variation der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  zur Folge hat, so sind auch Basisformen der Typen  $K_1$ ,  $K_2$  und C sowie deren Unterformen zu untersuchen. Bei einer Einspannung bzw. biegesteifen Verbindung des Pfahles an ein Bauwerk dürfen einige Grund- und Unterformen der Ansatzfunktionen vom Typ S und  $K_1$  nicht angesetzt werden.

Die Ansatzfunktionen unterscheiden sich hinsichtlich ihrer mathematischen Formulierung. Alle Werte  $\delta_y$ , welche für jeweils einen Verformungs- bzw. Zeitschritt angesetzt werden, liegen im Bereich positiver Werte der Verschiebung  $y$ . Der Typ S stellt nach (6-16) eine Sinushalbwellen dar. Es folgen für die Funktionen  $K_1$  und  $K_2$  nach den Gleichungen (6-17) und (6-18) kubische Polynome. Die Ansatzfunktion C wird entsprechend (6-19) durch eine Sinushalbwellen beschrieben.

$$\text{Grundform S: } y = \delta_y \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot n}{L} \cdot z\right) \quad (6-16)$$

$$\text{Grundform K}_1: \quad y = \delta_y \cdot \left( 1 - \left( \frac{2 \cdot n \cdot z}{L} \right) - \left( \frac{2 \cdot n \cdot z}{L} \right)^2 + \left( \frac{2 \cdot n \cdot z}{L} \right)^3 \right) \quad (6-17)$$

$$\text{Grundform K}_2: \quad y = \delta_y \cdot \left( 1 + \left( \frac{2 \cdot n \cdot z}{L} \right) - \left( \frac{2 \cdot n \cdot z}{L} \right)^2 - \left( \frac{2 \cdot n \cdot z}{L} \right)^3 \right) \quad (6-18)$$

$$\text{Grundform C:} \quad y = \frac{1}{2} \cdot \left( \delta_y + \delta_y \cdot \cos \left( \frac{2\pi \cdot n}{L} \cdot z \right) \right) \quad (6-19)$$

Für alle hier gezeigten Grundformen der Ansatzfunktionen sowie deren Unterformen bei Variation ganzzahliger Werte  $\mathbb{Z}$  für  $n$  wird für  $z = 0$  und  $z = L/n$  die Verschiebung  $y = 0$ .

Für die Ansatzfunktion vom Typ C wurden gegenüber der Formel (6-19) für  $n \geq 1$  abweichende Unterformen entwickelt. Abbildung 6.9 zeigt die zwei in dieser Arbeit betrachteten Unterformen, die sich durch eine Halbwellenlänge von  $L/(2 \cdot n)$  mit einem Maximalwert  $\delta_y$  (linke Darstellung) und eine Halbwellenlänge von  $L/(4 \cdot n)$  mit einem Maximalwert  $\delta_y$  definieren. Innerhalb der Länge bezogen auf die Welligkeit der Grundform  $L/n$  wird eine Phasenverschiebung der Kosinus Funktion vollzogen, sodass der Maximalwert der Verformung  $\delta_y$  nicht nur mittig im Abschnitt  $L/n$  auftritt. Für diese Unterformen gilt außerhalb des Bereiches  $L/(2 \cdot n)$  bzw. nach Abbildung 6.9  $y = 0$ . Mathematisch lassen sich die Unterformen  $C_{1/2}$  und  $C_{1/4}$  der Ansatzfunktion vom Typ C wie folgt beschreiben:

$$\text{Unterform C}_{1/2}: \quad y = \begin{cases} 0 & \Leftrightarrow z < \frac{1}{4} \left( \frac{L}{n} \right) \\ \frac{1}{2} \cdot \left( \delta_y + \delta_y \cdot \cos \left( \frac{4\pi \cdot n}{L} \cdot z + \frac{\pi \cdot n}{i} \right) \right) & \Leftrightarrow \frac{1}{4} \left( \frac{L}{n} \right) \leq z \leq \frac{3}{4} \left( \frac{L}{n} \right) \\ 0 & \Leftrightarrow z > \frac{3}{4} \left( \frac{L}{n} \right) \end{cases} \quad (6-20)$$

$$\text{Unterform C}_{1/4}: \quad y = \begin{cases} 0 & \Leftrightarrow z < \frac{1}{8} \left( \frac{L}{n} \right) \\ \frac{1}{2} \cdot \left( \delta_y + \delta_y \cdot \cos \left( \frac{8\pi \cdot n}{L} \cdot z + \frac{\pi \cdot n}{i} \right) \right) & \Leftrightarrow \frac{1}{4} \left( \frac{L}{n} \right) \leq z \leq \frac{3}{4} \left( \frac{L}{n} \right) \\ 0 & \Leftrightarrow z > \frac{7}{8} \left( \frac{L}{n} \right) \end{cases} \quad (6-21)$$

Ziel der Einführung der in Abbildung 6.9 dargestellten Unterformen der Ansatzfunktion vom Typ C war die Ermittlung realitätsnaher Biegelinien für den Fall, dass gegenüber einer größeren Weichschicht einzelne Tiefenbereiche stark abweichende Bodenstützungen  $p$  mit zunehmenden Verformungen  $y$  mobilisieren. Da eine geometrische Zuordnung der Tiefenlage  $z$  des Maximums der Verformung  $\delta_y$  zu einer weichen Zwischenschicht automatisch erfolgen muss, wird eine Phasenver-

schiebung der Ansatzfunktion durch den Parameter  $i$  in Gleichung (6-20) und (6-21) bestimmt. Der Parameter  $i$  wird in inkrementellen Schritten variiert, bis die Summe der Energie aus Biege-  
 widerstand  $II_b$  und Bodenstützung  $II_s$  minimal wird. Die Größe der Inkrementenschritte wird zunächst ma-  
 nuell festgelegt und sollte an das Verhältnis zwischen der weichen Zwischenschicht und der in der  
 Berechnung angesetzten Pfahlänge  $L$  angepasst werden.

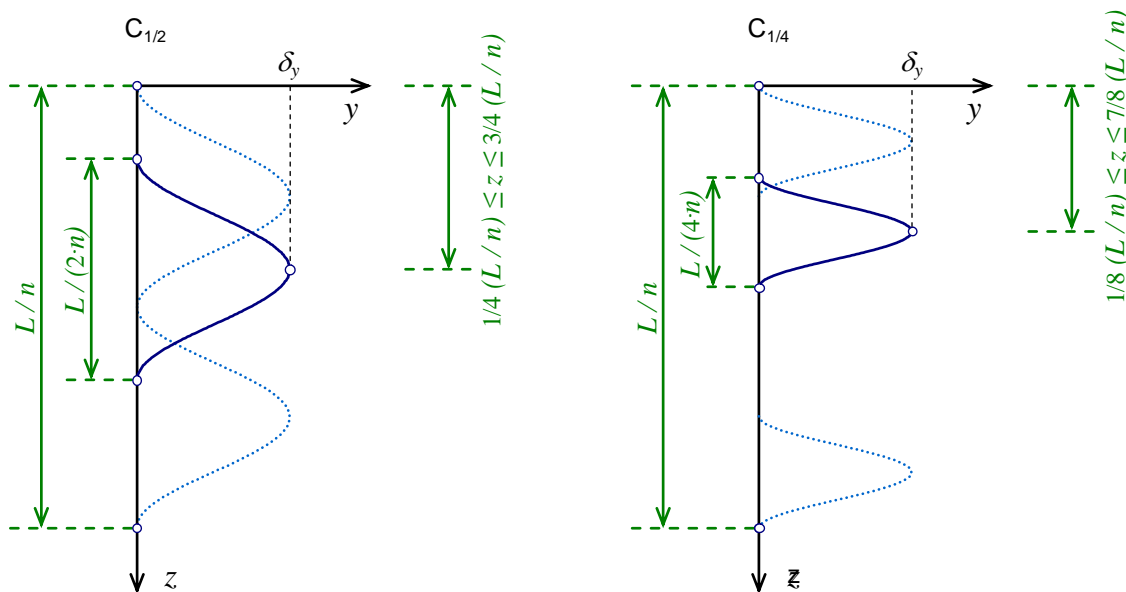


Abbildung 6.9: Unterformen  $C_{1/2}$  und  $C_{1/4}$  der Ansatzfunktion vom Typ C

Der Maximalwert der Verformung  $\delta_y$  innerhalb eines Berechnungsschrittes ist abhängig von der am Pfahlkopf vorgegeben Setzung  $s$  in Richtung der Achse  $z$  und der Wahl der zu untersuchenden Ansatzfunktion. Zwischen einem Inkrement der Setzung  $s$  am Pfahlkopf und dem Wert  $\delta_y$  kann für jede Ansatzfunktion ein direkter Zusammenhang analytisch ermittelt werden. Dabei gilt die Annahme, dass die Pfahlänge  $L$  innerhalb der betrachteten Bodenschichtung unabhängig von der Setzung gleich bleibt. Diese Annahme ist auch für größere Setzungen gerechtfertigt, da eine Verkürzung der Pfahlänge im Fall einer oberflächennah anstehenden Weichschicht den Biegeknickwiderstand gegenüber anderen Einflussgrößen kaum reduziert.

### 6.3.3 Modellvalidierung

Eine Validierung der Modellbildung zur Berechnungsmethode 2 erfolgte für den Fall des ungestützten Pfahles (Eulerfall 2, EULER 1744) sowie für den Fall eines Pfahls, der elastisch gestützt ist (Lösung nach ENGESSER 1891). Die analytischen Lösungen werden z.B. in PFLÜGER (1964) zum ungestützten sowie seitlich elastisch gestützten Stab erläutert. Für den Vergleich der Modellergebnisse wird eine Variation der auf die Knicklänge bezogenen Imperfektion  $e_0 / L_{cr}$  in den Berechnungen angesetzt und die Normalkraft bei  $y / D = 0,2$  analysiert. Diese Auswertung bei einer bestimmten seitlichen Verschiebung ist für einen aussagekräftigen Vergleich notwendig, da je nach Größe der Imperfektion der sich asymptotisch einstellende Wert  $N_{cr}$  bei einem elastisch gestützten Pfahl rechnerisch erst bei z.T. großen Verschiebungen  $y$  erreicht wird, die für die in dieser Arbeit

gezeigten Analysen jedoch nicht relevant sind bzw. für den Fall einer großen Imperfektion  $e_0/L_{cr}$  i.d.R. mit einem Fließen des Materials im Pfahlquerschnitt schon vor Erreichen der Knicklast  $N_{cr}$  zu rechnen ist. Ferner bestehen bei Verschiebungen  $y/D \gg 0,2$  für die hier untersuchten Knicklängen  $L_{cr}$  bis max. 10 m und Pfahldurchmesser  $D$  von bis zu 0,3 m Einschränkungen bei der Anwendbarkeit der Theorie 2. Ordnung.

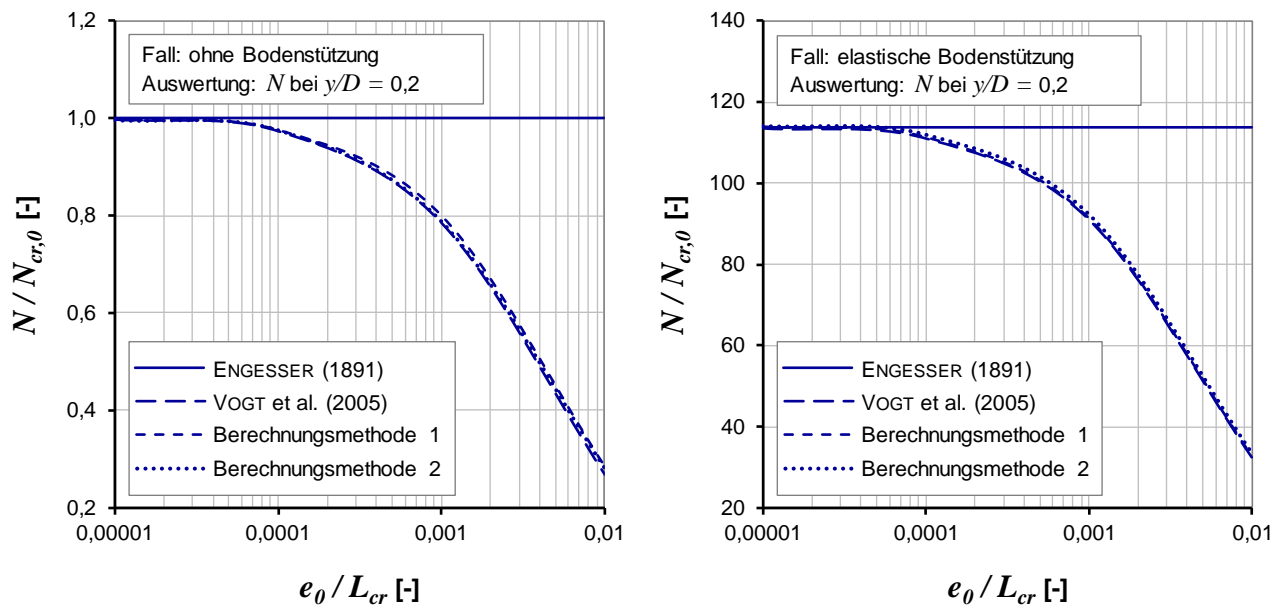
Die Parameter der in diesem Abschnitt gezeigten Berechnung beziehen sich auf einen vergleichsweise schlanken Pfahl mit  $D = 0,2$ ,  $EI = 100 \text{ kNm}^2$  und einer Knicklänge von  $L_{cr} = 10 \text{ m}$ . Die für die Berechnungsmethoden 1 und 2 notwendige Diskretisierung des Pfahles in einzelne gleich lange Abschnitte wurde in einer vergleichsweise hohen Auflösung durchgeführt ( $n = 100$ ). Die Diskretisierung der Lastaufbringung in Berechnungsmethode 2 erfolgte in Schritten von 1 kN. Als Ansatzfunktion für die Beschreibung der seitlichen Pfahlverschiebung wurde entsprechend der zum Vergleich herangezogenen Knickfigur mit einer Welligkeit  $n = 1$  bezogen auf  $L_{cr} = 10 \text{ m}$  nur die Grundform Typ S untersucht (siehe Abbildung 6.8 mit  $L = L_{cr}$ ).

Die aus den Rechenergebnissen folgende Pfahlnormalkraft  $N$  bei  $y/D = 0,2$  wird in den beiden Diagrammen der Abbildung 6.10 in Verhältnis zur Knicklast  $N_{cr,0}$  entsprechend dem ungestützten Pfahl mit beiderseitig gelenkigen Auflagerrandbedingungen gesetzt (Euler-Fall 2). Der angesetzte Wert  $e_0/L_{cr}$  variiert in den Berechnungen zwischen  $10^{-5}$  und  $10^{-2}$  sehr deutlich. Bei einem Wert von  $10^{-5}$  beträgt die Vorverformung in der Mitte der Knicklänge von  $L_{cr} = 10 \text{ m}$  nur noch  $e_0 = 0,1 \text{ mm}$ , womit von einer nahezu ideal geraden Pfahlachse ausgegangen werden kann.

Zunächst ist in Abbildung 6.10 zu erkennen, dass in beiden Diagrammen die zur Lösung nach ENGESSER (1891) gehörende Kurve eine Gerade darstellt.  $N$  bei  $y/D = 0,2$  ist hier unabhängig von der Imperfektion, da diese nicht in die analytische Lösung einfließt. Dagegen können die analytische Lösung nach VOGT et al. (2005) sowie die in dieser Arbeit gezeigten Modelle nach den Berechnungsmethoden 1 und 2 eine Vorverformung der Pfahlachse bei  $N = 0$  berücksichtigen, was im Ergebnis zu einer Reduzierung der Normalkraft  $N$  bei  $y/D = 0,2$  mit zunehmender Imperfektion  $e_0/L_{cr}$  führt.

Als weiteres Ergebnis der Berechnungen zur Modellvalidierung kann aus beiden Diagrammen der Abbildung 6.10 gut erkannt werden, dass für eine sehr geringe Imperfektion ab  $e_0/L_{cr} < 5 \cdot 10^{-5}$  der Unterschied zwischen den Werten aus den vier untersuchten Modellen sehr klein ist. Die bezogene Last  $N/N_{cr,0}$  berechnet aus den Modellen der Berechnungsmethoden 1 und 2 liegt somit sehr nah an der analytisch ableitbaren Lösung nach EULER (1744) (linkes Diagramm) bzw. ENGESSER (1891) (rechtes Diagramm). Dabei ist anzumerken, dass für kleine Imperfektionswerte  $e_0/L_{cr}$  und einer elastischen Stützung die Pfahlnormalkraft  $N$  bei einer bezogenen Verschiebung von  $y/D = 0,2$  immer sehr nah an der Verzweigungslast  $N_{cr}$  des Systems liegt (vgl. Abbildung 6.3).





**Abbildung 6.10: Vergleich der Ergebnisse aus dem Modell der Berechnungsmethode 2 zu den Lösungen für den elastisch gestützten Pfahl (ENGESSER 1891), den Lösungen unter Verwendung des Ansatzes nach VOGT et al. (2005) und den Lösungen aus der Berechnungsmethode 1**

Ferner ist der Einfluss größerer Imperfektionen auf die Lösung nach VOGT et al. (2005) gemäß Gleichung (6-9) und den Lösungen der Berechnungsmethoden 1 und 2 sehr ähnlich. Die Abweichungen der Werte aus den Berechnungsmethoden 1 und 2 liegen meist im Bereich von 1 % gegenüber dem Modell nach VOGT et al. (2005), welches analytisch geschlossen die Knicklast eines elastisch bzw. bi-linear elastisch-plastisch gestützten Pfahles unter Berücksichtigung einer sinusförmigen Vorverformung wiedergibt. Die Abweichungen vergrößern sich mit einer größeren Diskretisierung in Bezug auf die Pfahlabschnitte der Länge  $l_n$  und die Lastinkremente zur Lösung der Energiegleichungen.

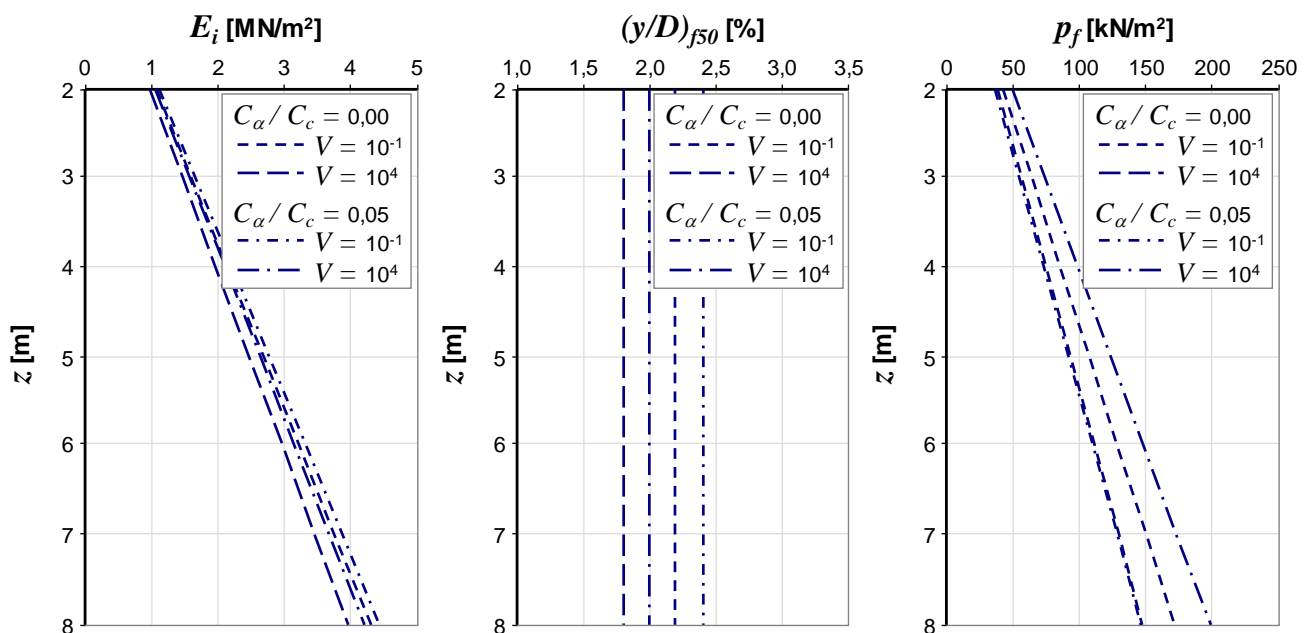
### 6.3.4 Beispielhafte Berechnungen

Im Folgenden werden Beispielrechnungen diskutiert, die die Prognosemöglichkeit des vorgeschlagenen Modells näher erläutern sollen. Wesentliche Randbedingungen der Beispielrechnungen werden in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

Der beispielhaft betrachtete Pfahl wird in einer Tiefenlage zwischen  $z = 2$  m und 8 m unter Geländeoberkante betrachtet. Aus dem Spannungsverlauf  $\sigma'_v = \gamma \cdot z$  ermitteln sich unter Berücksichtigung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  die in Abbildung 6.11 gezeigten Verläufe der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  in Abhängigkeit von der Koordinate  $z$ . Dabei wird für die Bodenkennwerte  $\varphi' = 25^\circ$  und  $C_c = 0,6$  entsprechend Tabelle 6.1 auf die Informationen der in diesen Bericht dargestellten Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen zurückgegriffen (siehe Abbildungen zu Extrapolationsrechnungen in Abschnitt 5.7). Es werden die tiefenabhängigen Größen für  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  für die Fälle  $C_\alpha / C_c = 0$  und 0,05 sowie für  $V = 10^4$  (rasche Belastung) und  $V = 10^{-1}$  (langsame Belastung) gezeigt.

**Tabelle 6.1: Randbedingungen der Beispielrechnungen  
 (Mikropfahl als Stahlrohr  $\varnothing$  219,1 x 6 mm, Stahlgüte S235JRH)**

Parameter	Größe
Pfahldurchmesser	0,219 m
Biegesteifigkeit	$EI = 4792 \text{ MN/m}^2$
Streckgrenze	$f_{y,k} = 240 \text{ N/mm}^2$
Imperfektion	$e_0 = 1 \text{ cm}$ bei $n_0 = 1$
Grundwasserspiegel	geländegleich
effektive Wichte	$\gamma' = 9 \text{ kN/m}^2$
Ruhedruckbeiwert	$K_0 = 0,6$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_v = k_h = 1 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$
Reibungswinkel	$\varphi' = 25^\circ$
Kompressionsbeiwert	$C_c = 0,6$
Bodenviskosität	$C_\alpha / C_c = 0,00$ und $0,05$
Fall: langsame Belastung	$V = 10^4$
Fall: rasche Belastung	$V = 10^{-1}$

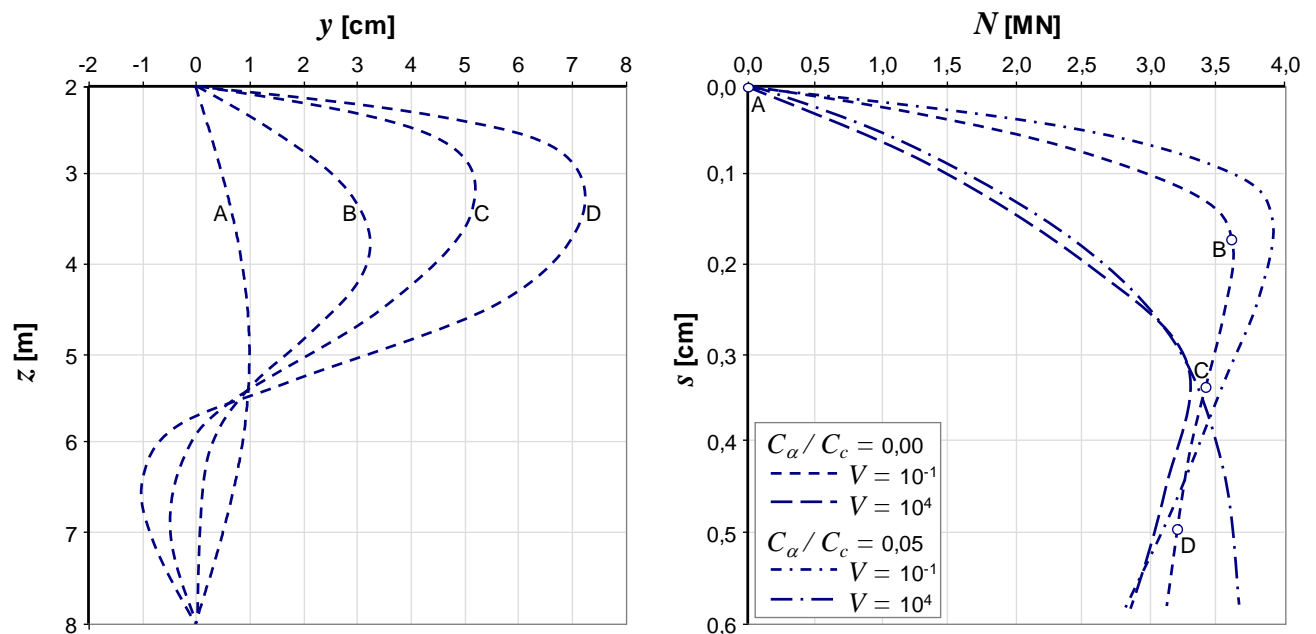


**Abbildung 6.11: Parameter der Mobilisierungsfunktionen zu den Beispielrechnungen**

Im Weiteren wird angenommen, dass sich der Pfahl in einer Tiefenlage von  $z = 2 \text{ m}$  sowie  $z = 8 \text{ m}$  frei verdrehen, jedoch sich horizontal nicht verschieben kann. Setzungen am Pfahlkopf  $s$  ergeben sich nur durch das seitliche Ausknicken des Pfahlschaftes. Die Dehnung des Pfahls sowie Verformungen aufgrund der äußeren Lastabtragung blieben unberücksichtigt.

Zu den Beispielrechnungen zeigt Abbildung 6.12 die sich einstellende Knickfigur (linkes Diagramm) für den Fall  $C_\alpha / C_c = 0$  und  $V = 10^{-1}$  sowie die Setzungen des Pfahlkopfes in Abhängigkeit von der wirkenden Pfahlnormalkraft. Die Knickfigur (bzw. Biegelinien) des Pfahlschaftes sind für alle 4 Beispielrechnungen sehr ähnlich. Zu erkennen ist zunächst im linken Diagramm die Vorverformung mit den Parametern  $y_0 = 1$  cm und  $n_0 = 1$  (Punkt A im rechten Diagramm). Ausgehend von dieser Vorverformung mit  $\Pi_b = \Pi_s = 0$  stellen sich mit wachsender Normalkraft  $N$  Verformungen  $y$  ein. Das Maximum der seitlichen Auslenkung  $y$  stellt sich im Bereich zwischen 3,0 m und 3,5 m ein. Die Verformungen im Bereich tieferer Bodenschichten sind geringer, was mit der linearen Zunahme der Anfangssteifigkeit  $E_i$  sowie des maximalen Stützdruckes  $p_f$  zu erklären ist.

Die Beispielrechnungen erfüllen ferner ein wichtiges Kriterium zur Anwendung der in dieser Arbeit ermittelten Mobilisierungsfunktionen: Der Pfahlabschnitt, in dem durch die sich einstellenden Knickfiguren teilweise eine Reduzierung des Stützdruckes  $p$  zu erwarten ist, ist kurz im Verhältnis zur betrachteten Gesamtpfahllänge. So ist in Abbildung 6.12 links zu erkennen, dass sich oberhalb einer Tiefe von 5,5 m positive Werte für  $y$  ergeben. In der tieferen Bodenschicht bewegt sich der Pfahlschaft in Richtung negativer  $y$ -Werte. Würde sich der zu deutende Drehpunkt bei 5,5 m während der Simulation mit steigender Pfahlnormalkraft  $N$  deutlich nach oben oder nach unten verschieben, so ergäben sich Pfahlabschnitte, in welchen die seitliche Verschiebung  $y$  die Richtung wechselt. Dieser Be- und Entlastungsvorgang ist durch die in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnisse aus den Extrapolationsrechnungen nicht abgedeckt.



**Abbildung 6.12:** Knickfigur für Fall  $C_\alpha / C_c = 0$  und  $V = 10^{-1}$  (links); aufnehmbare Pfahlnormalkraft  $N$  in Abhängigkeit von der Setzung am Pfahlkopf  $s$  (rechts, Setzung resultiert ausschließlich aus seitlicher Verformung  $y$  durch Ausknicken)

Die vom sich biegenden Pfahl und der seitlichen Bodenstützung aufnehmbare Normalkraft  $N$  ist in Abbildung 6.12 rechts in Abhängigkeit von der Setzung  $s$  am Pfahlkopf dargestellt. Es zeigt sich,

dass im Bereich geringer Setzungen eine langsame Belastung mit  $V = 10^{-1}$  größere Pfahlwiderstände bezogen auf das Biegeknicken wecken kann. Maximalwerte der Pfahlnormalkraft werden im Bereich um  $s = 0,15$  cm registriert. Darüber hinaus verkleinert sich  $N$  mit zunehmender Setzung  $s$ . Die Reduzierung ist im Fall, der eine Bodenviskosität  $C_\alpha / C_c = 0,05$  berücksichtigt, größer, da die Gesamtdauer der Beanspruchung zu einer Reduzierung der Bodenstützspannungen führt. Für den Fall einer raschen Beanspruchung mit  $V = 10^4$  dreht sich dieser Effekt um. Hier führt die Bodenviskosität gegenüber dem Fall mit  $C_\alpha / C_c = 0$  zu größeren Stützspannungen  $p$  und damit höheren Pfahlnormalkräften. Durch die Konsolidation erhöht sich die maximale Normalkraft für beide untersuchten Werte  $C_\alpha / C_c$ . Nur für größere Setzungen mit  $C_\alpha / C_c = 0,05$  bedingt  $V = 10^{-1}$  gegenüber  $V = 10^4$  geringere Normalkräfte  $N$  aufgrund der großen Gesamtdauer der Beanspruchung und der dadurch bedingten geringeren Stützspannungen  $p$  infolge der Bodenviskosität.

Die hier gezeigte Beispielrechnung basiert auf einer schrittweisen Berechnung der Knickfigur, wobei ein festes Verformungsinkrement angesetzt wird. Diese Modellierung entspricht einer vorschubgesteuerten Beanspruchung, bei der je Zeitschritt eine bestimmte Setzung am Pfahlkopf aufgebracht wird. Durch die geometrische Koppelung der Setzung  $s$  mit der Verformung  $y$  kann die Geschwindigkeit  $v$  und damit die sich in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser, vom Durchlässigkeitsbeiwert und von der Bodensteifigkeit zu berechnende normierte Geschwindigkeit  $V$  für jeden Pfahlabschnitt bestimmt werden. Damit der Biegeknickwiderstand entsprechend der aufnehmbaren Pfahlnormalkraft zeitabhängig berechnet werden kann, muss zunächst ein bestimmter Wert der normierten Geschwindigkeit  $V$  mit zugehörigen Parametern  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  für den ersten Berechnungslauf angenommen werden. Als Ergebnis wird ein entsprechend der Knickfigur tiefenabhängiges Profil der Geschwindigkeit der Pfahlschaftverschiebung  $v = (y/D) / t$  erhalten. Mit diesen Werten kann die normierte Geschwindigkeit  $V$  neu berechnet werden, was in einer entsprechenden Änderung der die Mobilisierungsfunktion bestimmenden Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  resultiert. Damit kann eine neue Berechnung erfolgen. Der Vorgang ist im Idealfall zu wiederholen, bis sich die Werte für  $V$  in jeder Tiefenlage des Pfahles nur noch geringfügig ändern. Bei Wahl von  $v = (y/D) / t$  in der Größenordnung der zu simulierenden Geschwindigkeit der Pfahlkopfsetzung  $(s/D) / t$  kann durch Vergleichsrechnungen gezeigt werden, dass die Änderung der normierten Geschwindigkeit  $V$  mit den einzelnen Iterationsschritten nur zu sehr geringen Änderungen der Pfahlnormalkraft führt. Dadurch kann in einer praxisnahen Berechnung des Biegeknickwiderstandes in der Regel auf eine Iteration verzichtet werden, wenn  $v \approx (s/D) / t$  gewählt wird, da wie bereits in Abschnitt 5.8.3 erläutert wird, Unsicherheiten bei der Ermittlung der Eingangsgrößen zur Bestimmung der Parameter der Bodenstützung überwiegen.

Aus dem rechten Diagramm der Abbildung 6.12 kann die Bandbreite der maximalen Normalkraft, welche als Knicklast  $N_{cr}$  zu charakterisieren ist, zwischen 3,3 MN und 3,9 MN abgelesen werden. Diese Kräfte liegen deutlich über dem charakteristischen Widerstand der vollplastischen Normalkraft  $N_{pl,Rk} = 964$  kN. Der Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes für das Stahlrohr liegt entsprechend den normativen Vorgaben für die Bemessung des inneren Bauteilwiderstandes dennoch unter dem Bemessungswert der vollplastischen Normalkraft  $N_{pl,Rd} = 876$  kN. Zu den hier gegebenen konkreten Beispielen berechnet sich der Bemessungswert des Widerstandes gegen Biegeknicken in einer Bandbreite zwischen  $N_{b,Rd} = 759$  kN und 778 kN. Aufgrund der Imperfektion

wird der Biegeknicknachweis für Pfähle, welche ihre Lasten vorwiegend über einen Stahlprofil in den tragfähigen Untergrund abtragen, maßgebend, sobald bezogen auf die charakteristischen Werte  $N_{cr} < 25 \cdot N_{pl}$  ist. Diese Ungleichung ist für schlanke Pfähle oder im Fall weicher Bodenschichten unter üblichen Randbedingungen meist erfüllt, was die praktische Relevanz eines Prognosemodells verdeutlicht. Alternativ kann eine Bemessung auch der inneren Tragfähigkeit unter Berücksichtigung eines Modellfaktors, der die im Vergleich zur Erschöpfung des Widerstandes aus Mantelreibung und Pfahlspitzendruck nicht-duktilen Versagensart Biegeknicken abdeckt, durch Pfahlprobelastungen erfolgen (siehe VOGT und VOGT 2013).

Die hier gezeigten Ausführungen zum geschaffenen Prognosemodell bieten einen knappen Überblick zu den Modellannahmen, der mathematischen Beschreibung der Gleichgewichtsbedingungen auf Basis der Energiemethode und den Lösungsansätzen mit der Prüfung unterschiedlichster Verformungsfiguren zur Findung der maßgebenden Normalkraft nach dem Prinzip der minimalen Energieaufnahme im System. Weiter werden einige Anwendungsgrenzen, die sich primär aus den angesetzten Mobilisierungsfunktionen bestimmen, erläutert. Dazu gehören etwa die nur indirekt und damit in einem iterativen Prozess zu bestimmende normierte Geschwindigkeit  $\dot{V}$  im Fall einer lastgesteuerten Beanspruchung sowie die Einschränkungen aufgrund der nicht ohne Weiteres beschreibbaren Einflüsse aus teilweisen Entlastungsvorgängen des sich horizontal ausbiegenden Pfahlschaftes.

## **6.4 Berechnungsmethode 3: Finite-Elemente-Modell**

### **6.4.1 Allgemeines**

Die Berechnungsmethode 3 basiert auf der rechnerischen Analyse des Problems eines stabilitätsgefährdeten Pfahles unter Verwendung eines Finite-Elemente-Programms. Zur Modellbildung des räumlichen Verformungsmechanismus im Boden sind in jedem Fall die drei-dimensionale Abbildung des Pfahles, der Auflagerrandbedingungen und die Beschreibung des Bodens als räumlicher Volumenkörper notwendig. Erste Arbeiten zur Stabilitätsanalyse von Pfählen wurden unter anderem von HÜBNER (2007), MEIER (2009), SCHALLÜCK und GRABE (2011) und FENG et al. (2013) durchgeführt. Zur Zielsetzung sowie zum Umfang dieser Arbeiten und deren Einschränkungen bezogen auf die hier bearbeitete Problemstellung werden in Abschnitt 1.3 Angaben gemacht.

Neben der Möglichkeit der Berücksichtigung komplexer geometrischer Randbedingungen und inhomogener Spannungsverhältnisse im Initialzustand vor der Pfahlbelastung, die z.B. die implizite Abbildung der Pfahlgruppenwirkung bei größeren Gründungen oder die Beschreibung des Einflusses der Pfahlherstellung im Verdrängungsverfahren ermöglicht, spielt die Anwendbarkeit von Stoffmodellen der Kontinuumsmechanik zur Wiedergabe des Verhaltens unterschiedlicher Bodenschichten und des Materials im Pfahlquerschnitt eine entscheidende Rolle. Auf die Anwendung der in dieser Arbeit vorgestellten Mobilisierungsfunktionen insbesondere zur Abbildung der Zeitabhängigkeit im Bodenverhalten kann so verzichtet werden, was bei der Übertragbarkeit der in dieser Arbeit validierten Randbedingungen zu den Mobilisierungsfunktionen auf reale Pfahlgründungen Vorteile bietet. Daraus ist z.B. die Wiedergabe komplexer zeitlicher Belastungsabfolgen der Grün-

ung ohne weitere explizite iterative Rechenschritte, wie sie z.B. bei der Verwendung der Berechnungsmethode 2 notwendig werden, relativ einfach möglich.

Für die in diesem Abschnitt gezeigten Untersuchungen wurde wie bereits für die Arbeiten zum Abschnitt 5 auf das Finite-Elemente Programm *Plaxis* zurückgegriffen. Bei den Berechnungen im dreidimensionalen Finite-Elemente-Programm wurde auf die programmseitig vorgeschlagenen Standarditerationsparameter zurückgegriffen. Der Einsatz der sog. „*updated lagrangian formulation*“ nach MCMEEKING und RICE (1975) sowie BATHE (1982) verbessert die Prognosegüte im Bereich größerer Verformungen. Auch diesem Algorithmus sind aber bei großen Verzerrungen des Finite-Elemente-Netzes Grenzen gesetzt, was zur Begrenzung der Auswertung der Analysen zu den Mobilisierungsfunktionen auf ein maximales „mittleres Dehnungsmaß“ von  $y/D = 0,2$  führte (vgl. Abschnitt 5).

## 6.4.2 Modellvalidierung

### 6.4.2.1 Allgemeines

Zur Bewertung der Simulation eines stabilitätsgefährdeten Pfahles mit der Berechnungsmethode 3 basierend auf einem Finite-Elemente-Programm wurden Berechnungen zur Validierung unterschiedlicher Teilaspekte der Modellbildung durchgeführt. Die in diesem Abschnitt gezeigten Arbeiten sollen neben der Modellvalidierung darauf abzielen, verschiedene Möglichkeiten zur Wiedergabe unterschiedlicher Einflussgrößen, die im Weiteren in den beispielhaften Berechnungen des Abschnittes 6.4.3 angewendet werden und für die Untersuchung des Biegeknickproblems bei Pfählen wichtig erscheinen, näher zu erläutern. Zu den betrachteten Teilproblemen zählen

- die geometrische Modellierung des Pfahlquerschnittes und die Wiedergabe seines elastisch-plastischen Materialverhalten,
- die Abbildung der Vorverformung (Imperfektion) bezogen auf eine ideal gerade Pfahlachse und
- die Erfassung der seitlichen Stützung des Pfahles durch eine Bettung (elastisch).

Im Anschluss zu diesem Abschnitt wird unter Abschnitt 6.4.3 das Prognoseergebnis zur Simulation einer Gründungssituation in Abhängigkeit von wenigen bodenspezifischen Parametervarianten und in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit vorgestellt. Auf umfassendere Variationsrechnungen zur Bewertung des Einflusses der vielen das in Abschnitt 6.4.3 dargestellte System beeinflussenden Parameter wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Die Ausführungen zur Berechnungsmethode 3 sind damit wie die Abschnitte zu den Berechnungsmethoden 1 und 2 eher als Anleitung zu sehen, wie eine Modellbildung zum Nachweis von stabilitätsgefährdeten Pfählen gelingen kann.

Der Fokus der Analysen dieses Abschnittes liegt in der Prognose von Verformungen eines Pfahles bis zu einem Maß, das i.d.R. zu größeren plastischen Verformungen im Pfahlquerschnitt bzw. üblicherweise nicht tolerierbaren Setzungen am Pfahlkopf führt. Die hier rechnerisch maximal analysierte Größe der Verformungen begrenzt somit die baupraktisch akzeptierte Gebrauchstauglichkeit oder die im System vorhandenen Traglastreserven. Diese Einschränkung ist notwendig, da die Prognosemöglichkeit größerer Verformungen der Pfahlachse durch die Anwendung der Finiten-Elemente-Methode beschränkt ist.

### 6.4.2.2 Ungestützter Pfahl

Um die prinzipielle Anwendbarkeit der Finiten-Elemente-Methode in der Programmimplementierung der Software *Plaxis* zum Problem eines stabilitätsgefährdeten Pfahles zu überprüfen, wurde in einem ersten Schritt der Validierung auf die Abbildung einer seitlichen Stützung verzichtet. Dieses Modell des ungestützten Pfahles umfasst den längs der Achse konstanten Pfahlquerschnitt aus Volumenelementen, denen elastisches Verhalten zugewiesen wurde. Der Pfahl in seiner durch den Ansatz einer definierten Imperfektion vorverformten Ausgangslage und der Pfahl in einer verformten Lage nach Aufbringung einer axialen Beanspruchung am Pfahlkopf ist in Abbildung 6.13 dargestellt.

Am oberen sowie unteren Ende wurden die Auflagerbedingungen derart definiert, dass eine Verdrehung der Pfahlachse nicht eintritt. Am unteren Modellrand ist ferner eine Verschiebung in  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Richtung unterbunden. Zur Wiedergabe der Belastung wurde am oberen Rand der Volumenelemente eine Verschiebung in  $z$ -Richtung definiert. Die Verschiebung in  $x$ - und  $y$ -Richtung ist am oberen Rand des Pfahles durch die entsprechende Eingabe von Verformungsrandbedingungen nicht möglich. Abbildung 6.13 links zeigt das daraus ableitbare statische System. Die Modellbildung folgt somit Randbedingungen, die einen Vergleich der numerischen Lösung aus dem Finite-Elemente Programm mit der analytischen Lösung nach EULER (1744) zum Knickproblem erlaubt. Um den Einfluss der Imperfektion auf das Ergebnis der Finiten-Elemente-Berechnung bewerten zu können, wurde zur Ermittlung der analytischen Lösung auf den Ansatz gemäß Formel (6-22) zurückgegriffen, der jedoch für  $y \rightarrow \infty$  und für  $e_0 \rightarrow 0$  die Lösungen von EULER (1744) nach (6-23) für den perfekt geraden Knickstab einschließt (vgl. VOGT et al. 2005 bzw. 2009).

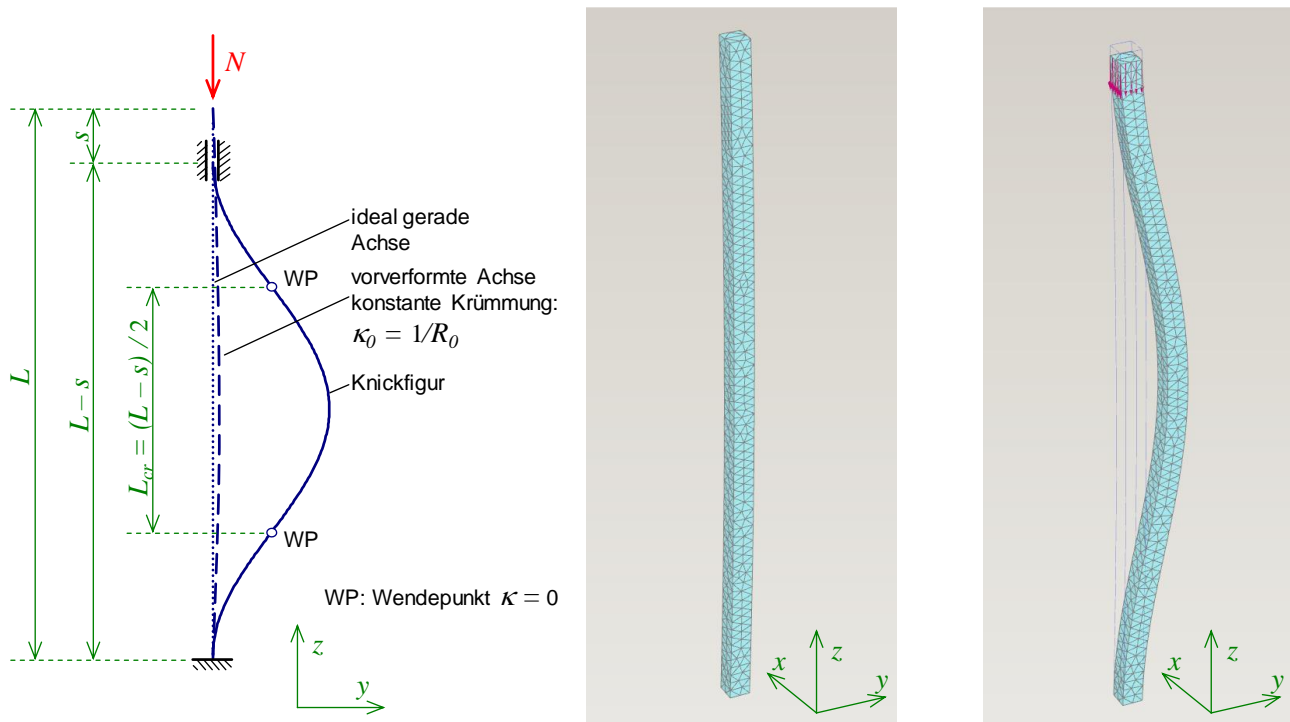
$$N = \frac{y \cdot \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot EI}{y + e_0} \quad (6-22)$$

$$N_{cr,0} = \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot EI \quad (6-23)$$

Die Pfahllänge im Modell beträgt für alle Berechnungen 10 m. Die Systemgeometrie einschließlich der vorverformten Achse des Pfahles wurde mit einem CAD-Programm erstellt und in das FE-Programm importiert. Für die Berechnungen, die in den Abschnitten 6.4.2.2 und 6.4.2.3 gezeigt werden, wurde auf die Abbildung eines quadratischen Pfahlquerschnittes zurückgegriffen. Es wurden in den folgend vorgestellten Berechnungen zum System nach Abbildung 6.13 zwei Abmessungen des Querschnittes untersucht (Kantenlänge des quadratischen Pfahlquerschnitts  $a = b = 0,15$  m und 0,30 m). Im Finite-Elemente-Modell wird in allen Berechnungen ein quadratischer Querschnitt angesetzt. Für die folgenden Auswertungen gilt in Näherung, dass die Kantenlänge  $a = b$  des Querschnittes gleich dem Durchmesser  $D$  eines kreisrunden Pfahls entspricht.

Zur Modellvalidierung wurden die Einflussgrößen der Imperfektion sowie der Biegesteifigkeit variiert. Für die Abbildung einer Imperfektion der Pfahlachse wurde auf die Vorgabe einer sinus-

förmigen Vorverformung über die gesamte Länge des Pfahles  $L$  zurückgegriffen. Für den hier untersuchten Fall ist eine Knicklänge im numerischen System von  $L_{cr} \approx 5$  zu erwarten, was bei der Ermittlung der Größe  $e_0$  zur Eingabe in die analytische Gleichung nach VOGT et al. (2006) berücksichtigt werden muss (vgl. Berechnungsmethode 1 in Abschnitt 6.2).



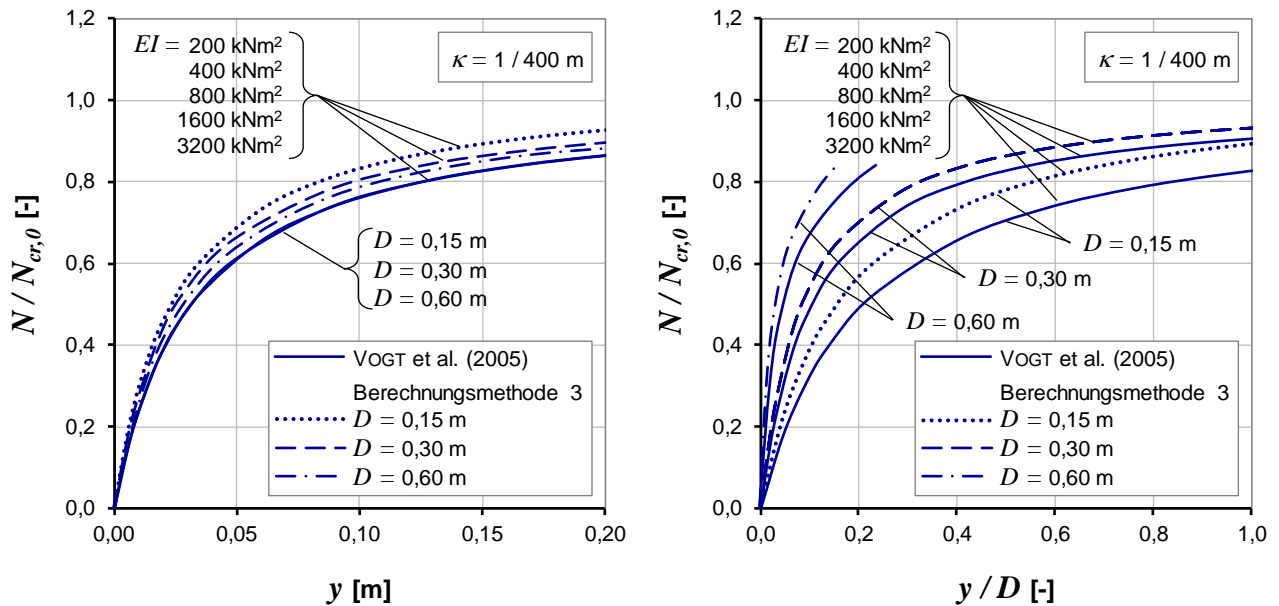
**Abbildung 6.13: Modell zur Validierung des durch Boden ungestützten Pfahles (Euler-Fall 4); alternative Betrachtung: Euler-Fall 2 zwischen den Wendepunkten (WP)**

Die Berechnungen im Finite-Elemente-Programm schließen die Bildung von Gleichgewicht am verformten System (Theorie 2. Ordnung) bei Verwendung der *updated mesh* Option implizit ein (MCMEEKING und RICE 1975, BATHE 1982). Durch die Definition der Modellrandbedingungen für die Wiedergabe der Auflager des Pfahles wird die Knicklänge  $L_{cr}$  durch die sich einstellenden Verformungen in  $z$ -Richtung (Pfahlkopfsetzung  $s$ ) beeinflusst, was in Abbildung 6.13 links mit eingetragen ist. Dieser Einfluss ist jedoch in Bezug auf den Vergleich mit der analytischen Lösung relativ klein. Daher wurde im analytischen Ansatz für alle Vergleichsrechnungen  $L_{cr} = 5$  m angenommen und eine mit steigender seitlicher Verformung  $y$  auftretende Verkürzung der möglichen Knicklänge  $L_{cr}$  nicht in Ansatz gebracht.

Zunächst wird in Abbildung 6.14 der Einfluss der Biegesteifigkeit  $EI$  auf die rechnerischen Werte  $N / N_{cr,0}$  dargestellt.  $N$  ist dabei die von der seitlichen Verschiebung  $y$  bzw.  $y / D$  abhängige aufnehmbare Pfahlnormalkraft.  $N_{cr,0}$  ist die aus der analytischen Lösung ermittelte Verzweigungslast nach EULER (1744). Im linken Diagramm der Abbildung 6.14 ist auf der Abszisse die Verschiebung  $y$  angetragen. Es zeigt sich, dass alle mit der Berechnungsmethode 3 ermittelten Werte  $N / N_{cr,0}$  oberhalb der analytischen Lösung unter Berücksichtigung der Imperfektion  $\kappa = 1/400$  m liegen. Die Abweichung nimmt mit sich verkleinerndem Pfahldurchmesser  $D$  zu, was vermutlich auf eine gewisse Netzabhängigkeit im Finite-Elemente-Modell hinweist. Die Werte  $N / N_{cr,0}$  sind bei einer be-



stimmten Verschiebung  $y$  unabhängig von der Biegesteifigkeit  $EI$ . Der Pfahldurchmesser  $D$  geht bei jeweils unverändert angesetzter Biegesteifigkeit  $EI$  in die Berechnung von  $N_{cr,0}$  nicht ein. Es ist klar, dass bei dieser Parametervariation die Kurven unter Ansatz der bezogenen Verformung  $y/D$  (Definition der Abszisse in Abbildung 6.14 rechts) eine Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser zeigen. Ein großer Pfahldurchmesser  $D$  gibt damit in Bezug auf eine relative seitliche Verformung  $y/D$  bei unveränderter Imperfektion und Biegesteifigkeit ein steiferes Verhalten wieder.

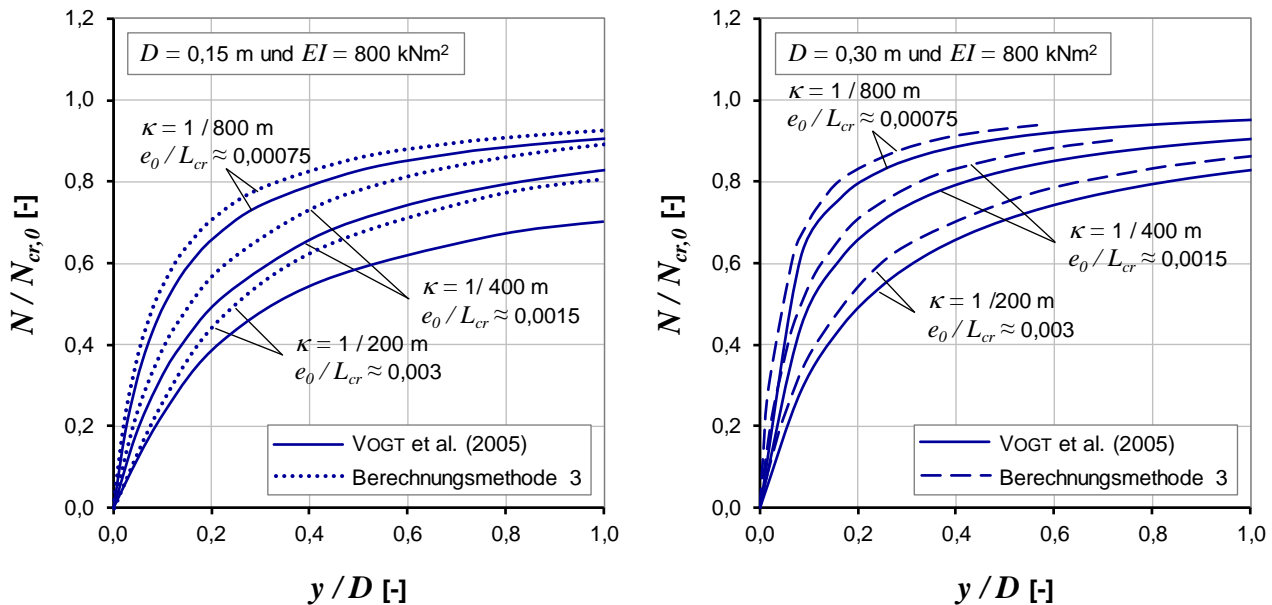


**Abbildung 6.14:** Einfluss der Biegesteifigkeit  $EI$  und der Größe des Pfahlquerschnitts (jeweils  $\kappa = 1/400 \text{ m}$ ); links Diagramm:  $N/N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der Verformung  $y$ , links Diagramm:  $N/N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verformung  $y/D$

Die relative Abweichung zwischen der analytischen Lösung und dem Ergebnis aus dem Finite-Elemente-Programm steigt bis zu einer Verformung von etwa  $y/D = 0,2$  an. Für größere Werte  $y/D$  bleibt der Absolutwert der Abweichung relativ konstant. Der relative Fehler, der im Maximum etwa 10 % erreicht, nimmt somit ab  $y/D = 0,2$  etwas ab. Die Größe der Abweichung hängt vermutlich deutlich von der Feinheit des Finite-Elemente-Netzes ab, was nach Abschluss der hier vorgestellten Validierungsrechnungen erkannt wurde. So zeigen sich in den beispielhaften Berechnungen des Abschnittes 6.4.3, in denen die Fälle ungestützter Pfähle mit einer elastischen sowie elastisch-plastischen Modellierung der Pfahlmaterialien analysiert werden, im Gegensatz zu den in diesem Abschnitt diskutierten Simulationsergebnissen sehr viel kleinere Abweichungen gegenüber der analytischen Lösung. Dahin gehend ist in Abbildung 6.13 sichtbar, dass z. B. über die Breite  $a = b \approx D = 0,3 \text{ m}$  des quadratischen Querschnittes nur zwei Volumenelemente in Ansatz gebracht worden sind, wobei Abbildung 6.21 und Abbildung 6.25 ein deutlich feineres Finite-Elemente-Netz im Bereich der Materialien des Pfahlquerschnittes erkennen lassen.

Im Weiteren wurde für Breiten des Querschnittes  $a = b \approx D = 0,15 \text{ m}$  und  $0,3 \text{ m}$  bei einer Biegesteifigkeit von jeweils  $EI = 800 \text{ kN/m}^2$  der Einfluss der Imperfektion, die durch den Parameter  $\kappa$

wiedergegeben wird (Vorkrümmung), untersucht (siehe Abbildung 6.15). Die Größe von  $\kappa$  wurde mit 1/200 m, 1/400 m und 1/800 m angesetzt.



**Abbildung 6.15: Einfluss der Imperfektion  $\kappa$  bzw.  $e_0/L_{cr}$  (jeweils  $EI = 800$  kNm<sup>2</sup>); linkes Diagramm:  $D = 0,15$  m; rechtes Diagramm:  $D = 0,30$  m**

Grundsätzlich beeinflusst bei einem ungestützten sowie einem elastisch gestützten Pfahl der Wert  $\kappa$  nicht die analytische Verzweigungslast  $N_{cr,0}$ , was jedoch nicht für den Fall eines elastisch-plastisch gestützten Pfahls gilt (vgl. Ausführungen zur Berechnungsmethode 1 in Abschnitt 6.2 bzw. VOGT et al. 2005). Dennoch hat die Imperfektion auch für den Fall ohne Bodenstützung einen starken Einfluss auf die Entwicklung der Pfahlnormalkraft  $N$  bzw. hier  $N/N_{cr,0}$  in Abhängigkeit von der seitlichen Verschiebung  $y$  bzw.  $y/D$ . Die Reduzierung der „Steifigkeit“  $\Delta(N/N_{cr,0})/\Delta(y/D)$  mit zunehmender Imperfektion wird von Berechnungsmethode 3 wiedergegeben. Die Abweichungen gegenüber der analytischen Lösung liegen für die hier untersuchten Fälle bei unter 10 %.

Zur Abbildung des elastisch-plastischen Materialverhaltens des Pfahles ist eine möglichst genaue rechnerische Wiedergabe der Spannungen sowie damit der Schnittgrößen im Pfahlquerschnitt notwendig. Im Folgenden wird hier nur auf die für die Biegeknickproblematik entscheidenden Schnittgrößen des Biegemomentes  $M$  und der Normalkraft  $N$  sowie deren Interaktion eingegangen. Zur Bewertung, wie genau die Finite-Elemente-Methode in der hier untersuchten relativ speziellen Anwendung die Schnittgrößen eines Pfahles berechnet, wurden die Spannungen im Pfahlquerschnitt in der Mitte der Knickfigur genauer betrachtet. Die Analyse wurde in einem Schnitt durch den entsprechenden Pfahlquerschnitt, wie er in Abbildung 6.16 dargestellt ist, geführt. Die Verteilung der Normalspannungen parallel zur Pfahlachse wird ebenfalls in Abbildung 6.16 dargestellt. Je nach der Größe des Verhältnisses zwischen dem Biegemoment und der Normalkraft stellen sich unterschiedliche Spannungsverteilungen ein. In Abbildung 6.16 ist beispielhaft der Fall dargestellt, in dem das hier elastisch definierte Material im Pfahlquerschnitt vergleichsweise große Zugspannungen aufnimmt.

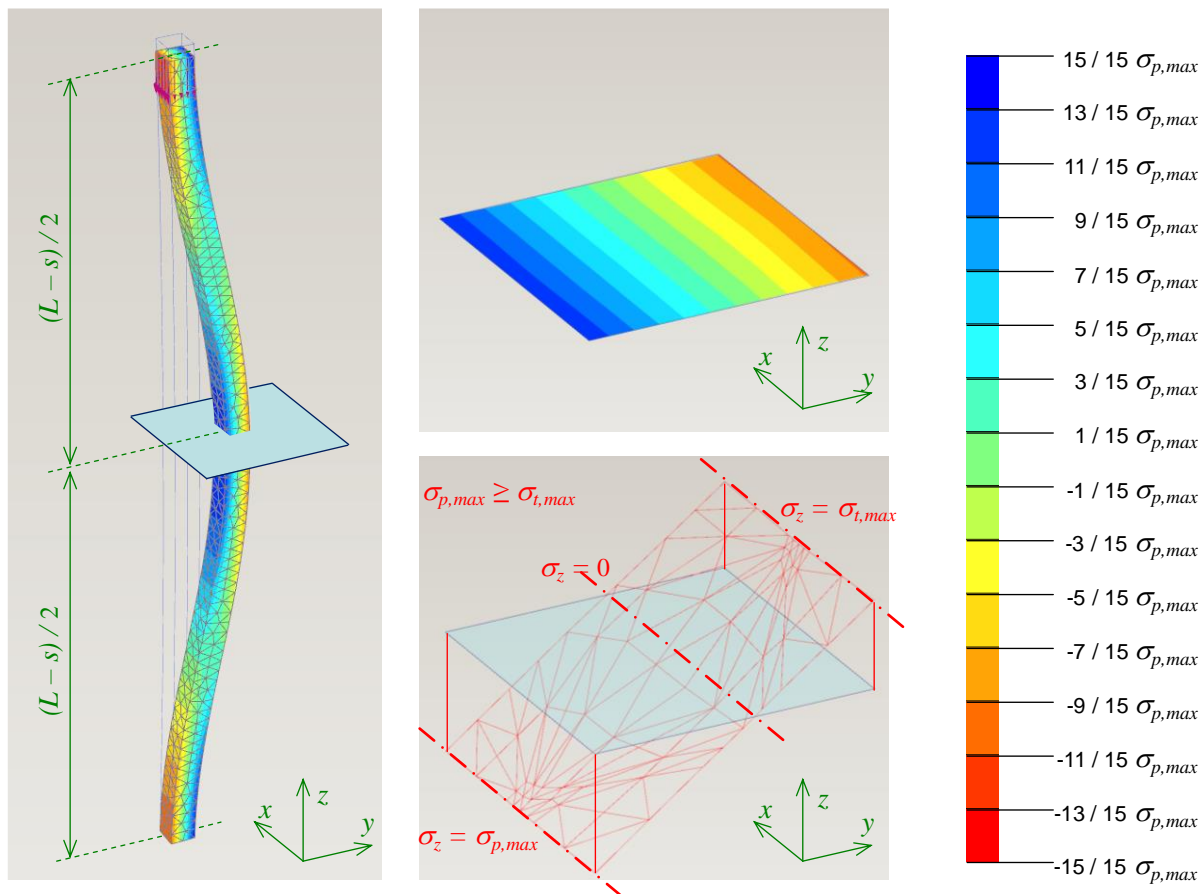


Abbildung 6.16: Schnittführung und Spannungsverteilung im Querschnitt

Die in Abbildung 6.16 beispielhaft gezeigte Verteilung von Spannungen senkrecht zur Schnittebene wurde bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnittes in Schnittgrößen  $N$  und  $M$  umgerechnet. Abbildung 6.17 zeigt hierzu den Vergleich des Biegemomentes  $M$  für die verschiedenen Berechnungen, in denen die Biegesteifigkeit  $EI$  variiert wurde. Analog zur Lösung  $M = (y + e_0) \cdot N$  ergibt sich aus den Ergebnissen der Finiten-Elemente-Methode ein linearer Anstieg mit steigender bezogener Verformung  $y / D$ . Eine höhere Biegesteifigkeit ergibt entsprechend der Gleichung (6-5) größere Biegemomente. Der Vergleich zwischen der analytischen Lösung und dem rückgerechneten Biegemoment aus der im Finite-Elemente-Modell berechneten Spannungsverteilung im Querschnitt zeigt vergleichsweise geringe Abweichungen. Es ist anzumerken, dass bei einer elastoplastischen Wiedergabe des mechanischen Verhaltens im Pfahlquerschnitt eine mit der Verformung  $y / D$  lineare Steigerung des Biegemomentes nicht eintritt. Hier wird, wie in Abschnitt 6.4.2.4 näher erläutert wird, beginnend in den Randbereichen, in denen die maximale Spannung herrscht, plastisches Fließen eintreten, was zu einer unterlinearen Vergrößerung des Biegemomentes mit zunehmender Verformung  $y / D$  führt.

Abbildung 6.18 stellt die mit steigenden Werten  $y / D$  verbundene Entwicklung des Biegemomentes  $M$  in Abhängigkeit von den drei untersuchten Größen der Imperfektion, die durch  $\kappa = 1/200$  m,  $1/400$  m und  $1/800$  m wiedergegeben werden, dar. Es zeigt sich, dass das Biegemoment  $M$  von der Größe der Imperfektion nicht stark beeinflusst wird. Dieses Ergebnis gibt sowohl die numeri-

sche Lösung aus der Finite-Elemente-Methode als auch die Berechnung des Biegemomentes aus dem Ansatz  $M = (y + e_0) \cdot N$  wieder.

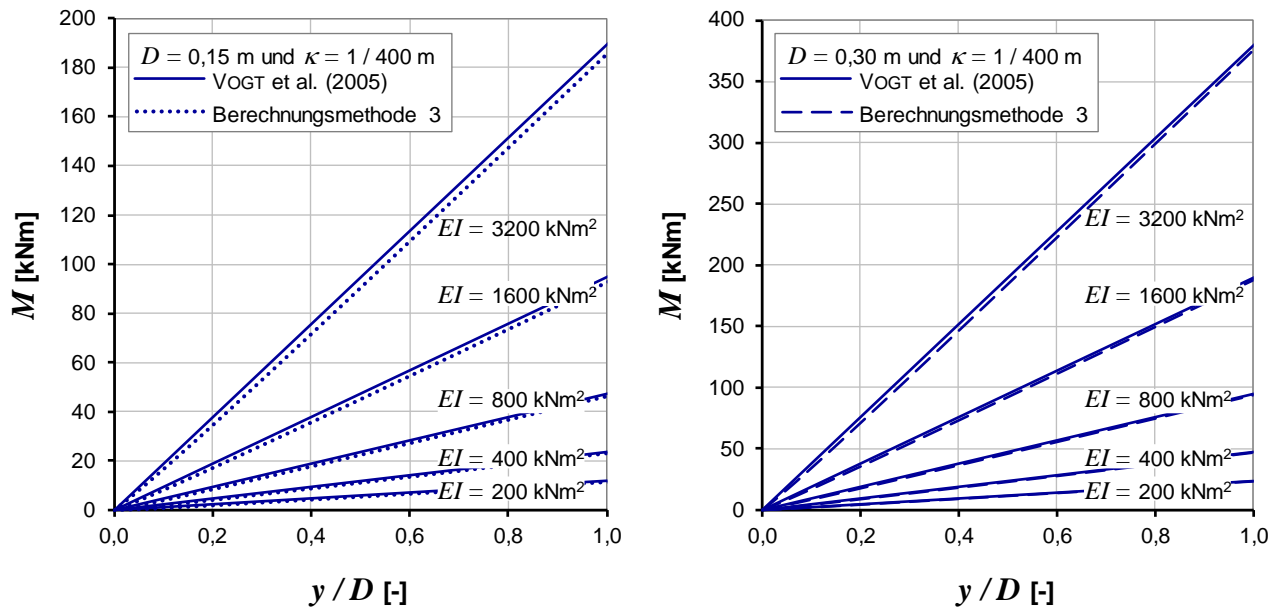


Abbildung 6.17: Überprüfung der Spannungen im Querschnitt für unterschiedliche Werte der Biegesteifigkeit  $EI$  (jeweils  $\kappa = 1 / 400$  m); linkes Diagramm:  $D = 0,15$  m; rechtes Diagramm:  $D = 0,30$  m

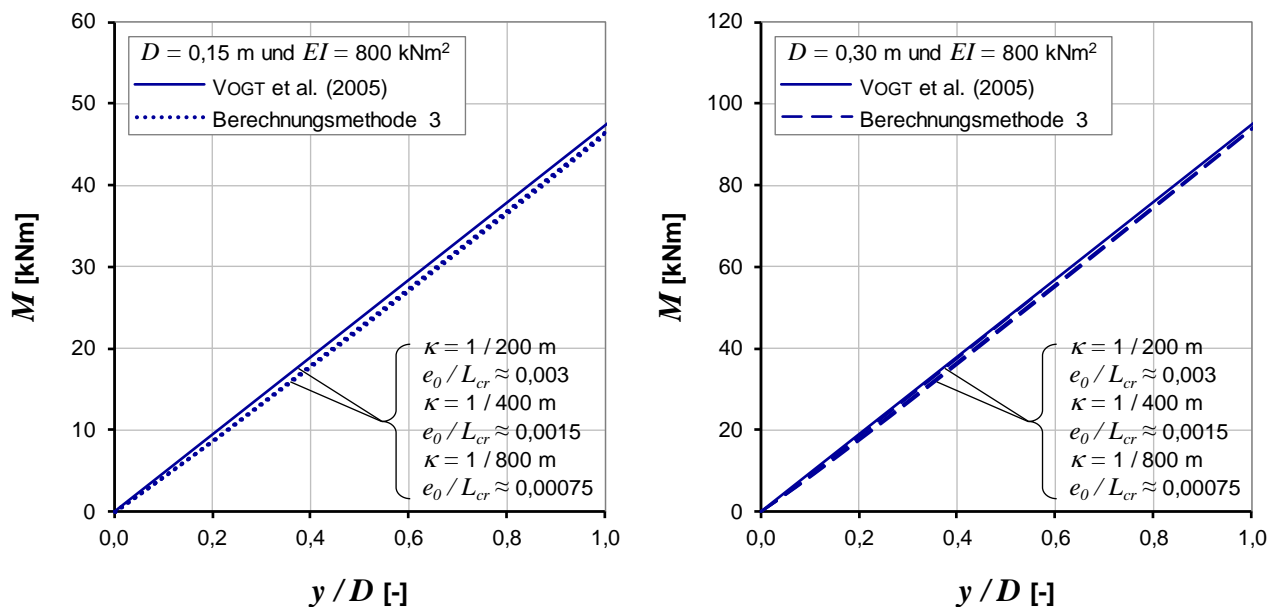


Abbildung 6.18: Überprüfung der Spannungen im Querschnitt für unterschiedliche Werte der Imperfektion  $\kappa$  bzw.  $e_0 / L_{cr}$  (jeweils  $EI = 800$  kNm<sup>2</sup>); linkes Diagramm:  $D = 0,15$  m; rechtes Diagramm:  $D = 0,30$  m

Die Vergleichsrechnungen zeigen zusammenfassend, dass die Abbildung eines ausknickenden Pfahles mit der hier herangezogenen Finite-Elemente-Methode grundsätzlich möglich ist. Sowohl

der Einfluss der Biegesteifigkeit  $EI$  als auch der Einfluss der Vorverformung bzw. Imperfektion werden vom numerischen Berechnungsmodell sowie von der jeweils zur Analyse herangezogenen analytischen Lösung sehr ähnlich prognostiziert. Die Abweichung liegt maximal bei 10 %. Dabei ist vorab anzumerken, dass sich diese Abweichung in den Fällen, in denen der Pfahl eine seitliche Stützung erfährt, reduziert (vgl. Abschnitte 6.4.2.3). Auch die Ergebnisse der beispielhaften Berechnungen unter Verwendung des SSC-Stoffmodells deuten diese Tendenz an (Abschnitt 6.4.3).

#### 6.4.2.3 Elastisch gestützter Pfahl

Die einfachste Beschreibung einer Stützwirkung des von Boden umgebenen Pfahls kann durch den Ansatz einer elastischen Bettung erfolgen. Für die Prognose realitätsnaher Biegeknickwiderstände von Pfählen ist eine derartige Idealisierung des Bodenverhaltens jedoch nicht geeignet, was in den Abschnitten 1.2, 1.3 und 1.4 ausführlich anhand von Literaturquellen, in denen Vergleichsrechnungen und Pfahlprobelastungen dokumentiert sind, dargestellt wird. Im Weiteren wird die elastische Bodenstützung mit dem Ziel der Modellvalidierung zur Berechnungsmethode 3 jedoch erneut aufgegriffen. Die Verwendung und Eignung dieses Ansatzes zur Validierung ist insbesondere dadurch begründet, dass für den Fall einer elastischen Stützung analytische Lösungen existieren (ENGESSER 1891 in PFLÜGER 1964).

Auch für den elastisch-plastisch gestützten Pfahl kann eine analytische Lösung der Verzweigungslast  $N_{cr}$  entwickelt werden. Hierzu existieren jedoch programmspezifische Einschränkungen, da durch Federelemente sowohl mit einer elastischen als auch elasto-plastischen Charakterisierung der Federkennlinie das Stabilitätsproblem mit der Finiten-Elemente-Methode unter Verwendung von *Plaxis 3D* nicht gelöst werden konnte. Zur Wiedergabe der Stützung mussten als Ersatz für die Federn Kontinuumelemente definiert werden, die eine ebene Scheibe bilden (Ebene in  $z$ - $y$ -Richtung, siehe Abbildung 6.19 rechte Darstellung). Verformungen in der  $x$ -Richtung werden im Modell nicht zugelassen. Somit kann auch ein elasto-plastisches Stoffmodell nur monoton ansteigende Stützspannungen wie im Ödometer am Pfahlschaft wiedergeben, da ein seitliches Ausweichen der Elemente in der Scheibe und damit ein Plastifizieren nicht möglich ist. Mit einer derartigen Modellbildung und den zur Verfügung stehenden elasto-plastischen Stoffmodellen kann die elasto-plastische Stützwirkung entsprechend den Ansätzen nach VOGT et al. (2005) nicht simuliert werden. Alternativ wurde die freie Verformbarkeit in  $x$ -Richtung betrachtet. Dadurch können die Elemente infolge steigender Spannungen in  $y$ -Richtung plastifizieren und somit eine elastisch-plastische Stützung des Pfahles annähern. Jedoch ist in diesem Fall eine Vergleichbarkeit zur analytischen Lösung eingeschränkt, da der Ansatz nach VOGT et al. (2005) eine bi-lineare Mobilisierungsfunktion vorsieht, bei welcher die Verzweigungslast  $N_{cr}$  stets mit dem Erreichen der maximal möglichen Bodenstützung  $p_f$  bei einer Verschiebung von  $y_f$  erreicht wird. Durch die schrittweise Plastifizierung der Elemente in der in Abbildung 6.19 rechts dargestellten Scheibe ist die Mobilisierungsfunktion auch vor Erreichen der Knicklast deutlich gekrümmt. Die Verschiebung  $y$ , für die sich  $N_{cr}$  ergibt, ist von weiteren Einflüssen abhängig und kann analytisch nicht mehr geschlossen ermittelt werden.

Bei einem seitlich gestützten Pfahl kann die Knickfigur in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Pfahles und des Bodens gegenüber dem Fall ohne seitliche Stützung unterschiedliche Formen ergeben,

die durch die Anzahl der Halbwellen  $n$  zwischen den Auflagerrandbedingungen beschrieben werden kann. Bei einer über die Länge des Pfahles  $L$  gleichmäßig verteilten elastischen Bettung  $k_s$  und konstanter Biegesteifigkeit  $EI$  stellen sich theoretisch nur Knicklängen

$$L_{cr} = \frac{L}{n} \quad (6-24)$$

ein, wobei  $n$  ein im Fall von Auflagerrandbedingungen, welche einer Rotation der Pfahlachse verhindern, ganzzahliger gerader Wert  $\mathbb{Z} n \geq 2$  ist (Eulerfall 3). Der Bettungsmodul  $k_s$  ist entsprechend

$$k_s = \frac{P}{y} \quad (6-25)$$

mit der seitlichen Stützspannung  $p$ , welche im Mittel am Pfahlschaft mit dem Durchmesser  $D$  angreift, verknüpft (vgl. Ausführungen im Abschnitt 3.4).

Das statische System basierend auf dem 4. Fall nach Euler für die analytische Berechnung der Knicklast  $N_{cr}$  ist in Abbildung 6.19 dargestellt. Darin eingetragen sind zusätzlich die Verformungsfiguren, die sich in den Fällen  $n = 2$ ,  $n = 4$  und  $n = 6$  einstellen.

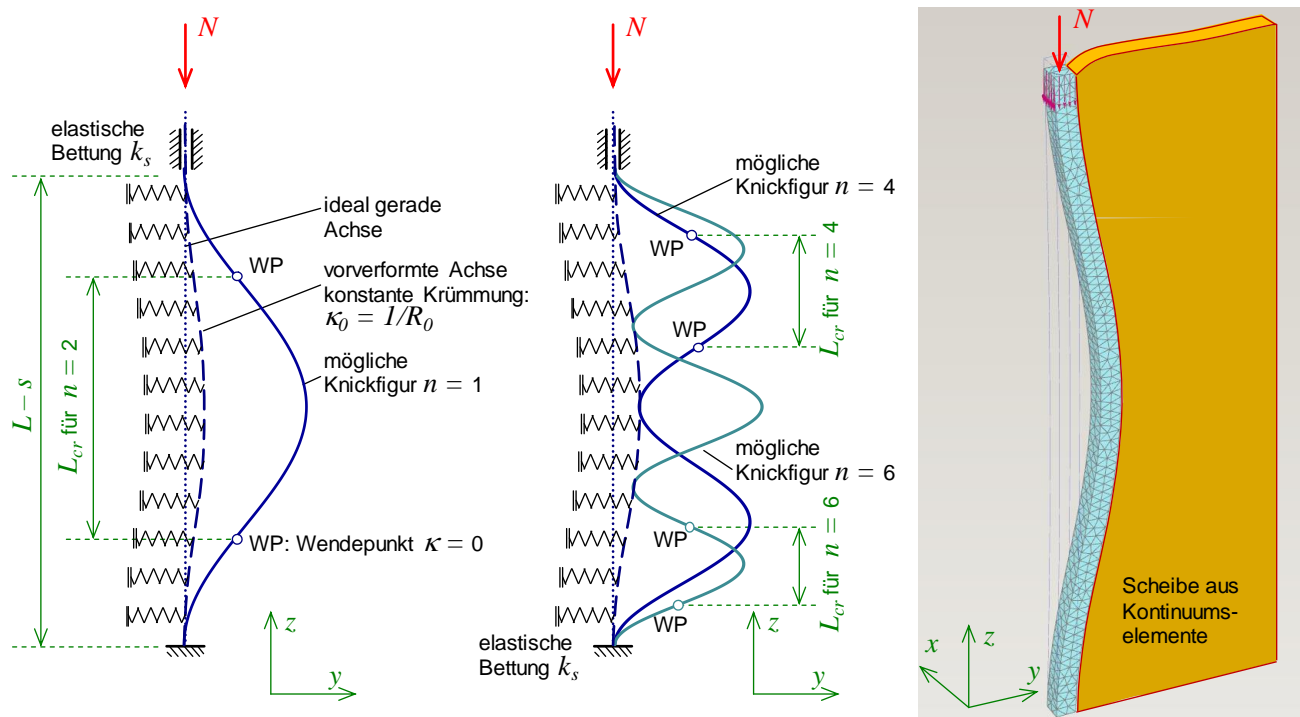


Abbildung 6.19: Elastisch gestützter Pfahl mit möglichen Knickfiguren

Für jeden Wert  $n$ , der die Welligkeit der Knickfigur ausdrückt, berechnen sich nach

$$N_{cr} = n^2 \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot EI + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot D \cdot k_s \quad (6-26)$$

die Lösung von ENGESSER (1891). Die für zwei Pfähle mit einer Länge von jeweils  $L = 10$  m und einer Biegesteifigkeit von  $EI = 200$  kN/m<sup>2</sup> bzw.  $EI = 2000$  kN/m<sup>2</sup> nach (6-26) berechneten Knicklasten  $N_{cr}$  für unterschiedliche Werte  $n$  in Abbildung 6.20 eingetragen. Es zeigt sich, dass bereits für sehr kleine Werte der Bettung  $k_s$  die Knicklast  $N_{cr}$  gegenüber dem Fall eines ungestützten Pfahles  $N_{cr,0}$  sehr stark ansteigt. Praktisch maßgebend wird jeweils der Wert  $N_{cr}$ , welcher für verschiedene Knicklängen, die durch  $n$  beschrieben werden, minimal wird. Für die untersuchten Fälle mit  $k_s = 1,25$  MN/m<sup>3</sup>, 2,5 MN/m<sup>3</sup> und 5 MN/m<sup>3</sup> wird eine Welligkeit mit  $n = 4$  maßgebend, was Abbildung 6.20 zeigt. Für  $k_s = 10$  MN/m<sup>3</sup> und 20 MN/m<sup>3</sup> wird  $n = 6$  für die Ergebnisse nach der Berechnungsmethode 3 maßgebend. Sowohl die Ergebnisse mit  $n = 4$  als auch mit  $n = 6$  stimmen mit der analytischen Lösung nach ENGESSER (1891) überein.

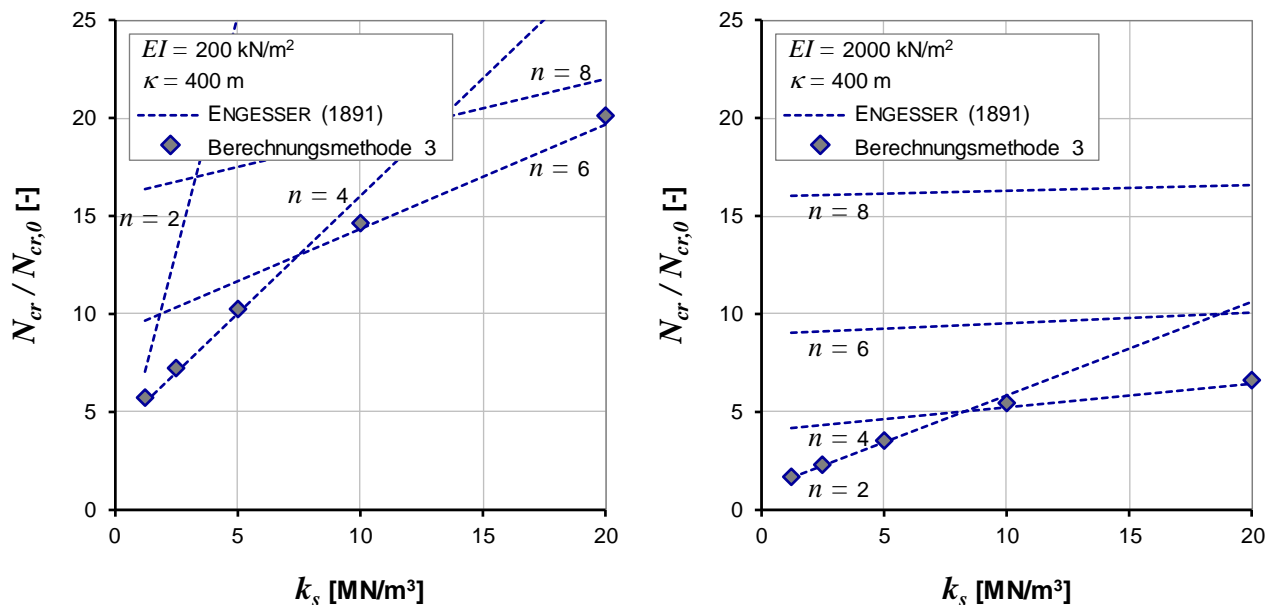


Abbildung 6.20: Vergleich der auf den ungestützten Fall bezogenen Knicklasten  $N_{cr} / N_{cr,0}$  für den elastisch gestützten Pfahl (links:  $EI = 200$  kN/m<sup>2</sup>, rechts:  $EI = 2000$  kN/m<sup>2</sup>)

Zur Simulation der Stützung im Zuge der Validierung der Berechnungsmethode 3 wurden für die in der in Abbildung 6.19 rechts dargestellten Volumenelemente, die sich in der in  $y$ - $z$ -Richtung ausdehnenden Scheibe befinden, einheitliche Parameter für das elastische Stoffmodell definiert. Der Elastizitätsmodul  $E$  sowie die Querdehnzahl  $\nu$  wurden entsprechend der Ausdehnung der Scheibe in  $y$ -Richtung derart angepasst, dass der Bettungsmodul  $k_s$  wiedergegeben wird. Es gilt

$$k_s = \frac{E}{a} \cdot \frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (6-27)$$

mit der Länge  $a$ , die den Abstand von der Oberfläche des Pfahlschaftes bis zur Festhaltung der elastischen Volumenelemente definiert.

Im Finite-Elemente-Modell wurde ferner eine in allen Berechnungen gleich bleibende Imperfektion ausgedrückt durch den Wert der Vorkrümmung  $\kappa = 400$  m bezogen auf die Länge  $L_{cr} = L/2$  angesetzt. Die Imperfektion beeinflusst dabei nicht die Verzweigungslast  $N_{cr}$  aus der analytischen Lösung nach (6-26). In den Finite-Elemente-Berechnungen nimmt  $\kappa$  jedoch Einfluss auf die Mobilisierung der Pfahlnormalkraft  $N$  in Abhängigkeit von der seitlichen Verschiebung in  $y$ -Richtung. Für genügend große Verschiebungen  $y$  strebt der numerisch berechnete Wert asymptotisch gegen eine Grenze, die in der Auswertung zum Vergleich mit der analytischen Lösung dargestellt in Abbildung 6.20 verwendet wurde.

Es zeigt sich bei Betrachtung der Abbildung 6.20, dass der numerisch mit der Finiten-Elemente-Methode berechnete Wert der maximal erreichbaren Pfahlnormalkraft für verschiedenen Bettungsmoduln  $k_s$  sehr nah an der Knicklast  $N_{cr}$  aus der analytischen Berechnung gemäß (6-26) liegt. Dabei werden sowohl bei Anwendung der analytischen Lösung nach ENGESSER (1891) als auch in der Finiten-Elemente-Simulation für den vergleichsweise biegesteifen Pfahl mit  $EI = 2000$  kN/m<sup>2</sup> im Bereich geringer Werte der Bettung  $k_s$  Knicklängen entsprechend  $L_{cr} = L/2$  maßgebend. Ab einem Bettungsmodul von  $k_s = 8$  MN/m<sup>2</sup> erhöht sich die Welligkeit und es gilt  $L_{cr} = L/4$  zur Berechnung der minimalen und damit maßgebenden Knicklast. Ähnlich verhält sich das Beispiel mit einem Pfahl, für den eine Biegesteifigkeit von nur  $EI = 200$  kN/m<sup>2</sup> definiert wurde, was im linken Diagramm der Abbildung 6.20 dargestellt wird. Zunächst ist für kleinere Werte  $k_s$   $n = 4$  maßgebend. Mit sich vergrößernder Bettung wird ab  $k_s = 8$  MN/m<sup>2</sup> eine Welligkeit  $n = 6$  für die Berechnung der minimal möglichen Knicklast maßgebend. Die Verringerung der Knickhalbwellenlänge  $L_{cr}$  mit steigender Steifigkeit der Bodenstützung lässt sich auch aus den Ergebnissen des Finite-Elemente-Programms im Fall des relativ biegeweichen Pfahles erkennen.

#### 6.4.2.4 Fließen des Pfahlquerschnittes

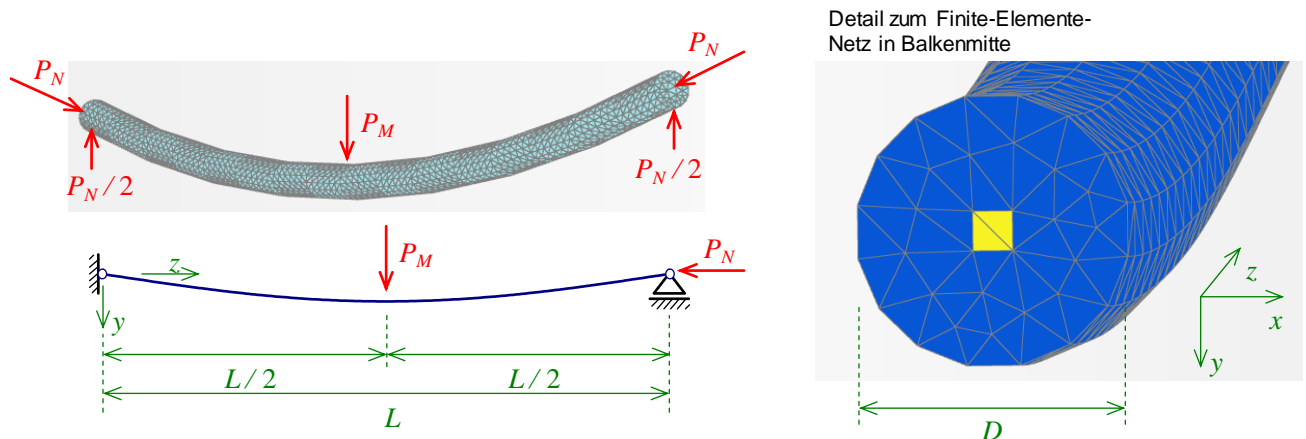
Zur Überprüfung, wie genau das Finite-Elemente-Modell das elastisch-plastische Verhalten des Pfahlquerschnittes mit den Grenzschnittgrößen  $N_{pl}$  und  $M_{pl}$  wiedergeben kann, wurde das Modell eines Biegebalkens geschaffen.  $N_{pl}$  und  $M_{pl}$  sind dabei diejenigen Schnittgrößen, bei denen die Spannungen im Querschnitt die jeweilige Festigkeit der abgebildeten Materialien (z. B. Beton und Stahl) erreichen und die sich durch Integration der Spannungen berechnen lassen. Abbildung 6.21 zeigt links das Finite-Elemente-Modell zum Biegebalken mit dem entsprechenden statischen System. Der Biegebalken wird in der Mitte bei  $L/2$  durch eine Einzellast  $P_M$  sowie am rechts in  $z$ -Richtung verschieblichen Ende mit einer Kraft  $P_N$ , welche die Normalkraft  $N$  im Balken bestimmt, beansprucht. Das maximale Biegemoment bei  $z = L/2$

$$M = \frac{P_M \cdot L}{4} \quad (6-28)$$

überlagert sich mit der Normalkraft  $N$ .

$$N = P_N \quad (6-29)$$





**Abbildung 6.21: Modell zur Untersuchung Fließen des Pfahlquerschnitts**

Zur Wiedergabe des nicht-linearen Materialverhalten von Pfählen bieten PAPAKYRIAKOPOULOS (2013) und GEROLYMOS et al. (2014) im Zusammenhang mit Prognosen zur Traglastermittlung horizontal belasteter Pfähle basierend auf der Finite-Elemente-Methode einen Ansatz an, der ein elastisch-plastisches Stoffmodell für den homogen abgebildeten Pfahlquerschnitt aus Volumenelementen verwendet. Dabei werden die Scherparameter  $\varphi$  und  $c$  des Stoffmodells sowie die Zugfestigkeit  $f_{t,s}$ , die entsprechend den Angaben in Abschnitt 3.3 die Fließflächen  $f_1$  bis  $f_6$  gemäß (3-14) und (3-15) definieren, derart angepasst, dass die  $M_{pl}$ - $N_{pl}$ -Interaktionskurve bestmöglich getroffen wird. Dieses Vorgehen zur homogenen Abbildung des Pfahlquerschnittes bietet sich insbesondere bei komplexen Querschnittsformen und Pfählen aus Stahlbeton an, in denen die Abbildung einzelner Bewehrungsstäbe aus Stahl mit dem Finite-Elemente-Programm *Plaxis* nicht praktikabel erscheint.

Alternativ dazu existieren für die Bemessung im Hochbau Finite-Elemente-Programme, welche geeignete Stoffmodelle zur Abbildung des Stahlbetons zur Verfügung stellen (z. B. *Ansys* und *Sofistik*). Diese Programme sind jedoch anders als die Software *Plaxis* in der Geotechnik nicht verbreitet. Der Stand der Erfahrungen in der geotechnischen Anwendung und damit die Beispiele zur Validierung hinsichtlich der für Boden geeigneten Stoffmodelle, sowie insbesondere die Möglichkeiten zur Abbildung des Zwei-Phasen-Mediums eines gesättigten Bodens mit der Berücksichtigung der Konsolidation sind eingeschränkt (Programme *Ansys* und *Sofistik*). Eine Alternative zur in dieser Arbeit verwendeten Software *Plaxis* stellt in diesem Zusammenhang das Finite-Elemente-Programm *Abaqus* dar, welches für Böden und viele weitere Materialien wie Stahl oder Stahlbeton bzw. unbewehrten Beton Stoffmodelle zur Verfügung stellt. Wie *Plaxis* kann *Abaqus* das Porenwasser und die Konsolidation abbilden. Darüber hinaus existiert ein – wenn auch begrenzter Anwenderkreis in der Geotechnik, was Grundvoraussetzung für die Validierung der Software ist. Stabilitätsberechnungen, bei denen Boden mit Volumenelementen und durch komplexere hypoplastische Stoffmodelle wiedergegeben wird und die Software *Abaqus* zur Anwendung kam, wurden von MEIER und CUDMANI (2006), HÜBNER (2007), MEIER (2009) sowie SCHALLÜCK und GRABE (2011) vorgestellt, was in Abschnitt 1.3 näher erläutert wird. Zum möglichen Plastifizieren von Querschnitten rohrförmiger Spundwandelemente infolge von mit Stabilitätsversagen einhergehenden Verformungen beschäftigt sich im Zusammenhang mit der Bodenstützung aus Sand nur HÜBNER (2007)

sowie SCHALLÜCK und GRABE (2011). Dabei liegt der Fokus jedoch auf dem Beulen von Rohren aus Stahl bzw. dem Biegedrillknicken.

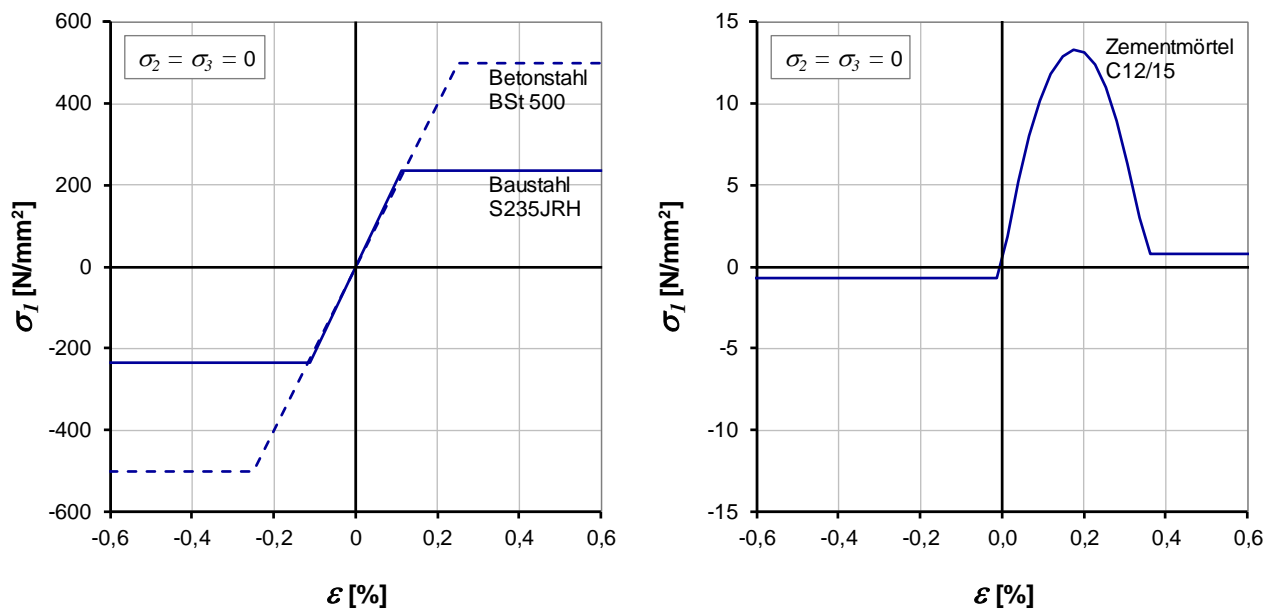
Auf den Schritt einer homogenen Abbildung des Pfahlquerschnittes aus Stahl und Beton unter Verwendung der oben genannten Idealisierungen wird im Rahmen der in dieser Arbeit gezeigten Berechnungen verzichtet. Die beiden in Tabelle 6.2 beschriebenen Pfähle stellen jedoch vergleichsweise einfache Querschnittsformen dar, was eine direkte Eingabe der Geometrie mit Hilfe der CAD-Methode sowie die Abbildung einzelner Stahltragglieder erlaubt. Im Fall eines Pfahles bestehend aus einem Stahlrohr ist die Abstimmung der Stoffmodellparameter auf nur ein Material, das gemäß Abbildung 6.22 elasto-plastisch im Zug- und Druckbereich sehr ähnlich reagiert, notwendig. Im Fall der Simulationen zum Einstabverpresspfahl wird das Tragglied aus Bewehrungsstahl durch eine idealisierte quadratische Querschnittsform im runden Querschnitt des Zementmörtels abgebildet. Dieser Querschnitt im Finite-Elemente-Modell wird in Abbildung 6.21 gezeigt. Die Anpassung der Parameter  $\varphi$ ,  $c$  und  $f_{t,s}$  erlaubt verglichen zum rechten Diagramm in Abbildung 6.22 nur eine bi-lineare Abbildung des einaxialen Zugversuches. Die Wiedergabe der für Beton typischen Werkstoffcharakteristik, welche eine ausgeprägte Entfestigung einschließt, kann nicht durch den hier gewählten vereinfachenden Ansatz abgebildet werden.

Tabelle 6.2 fasst die Kennwerte der beiden untersuchten Pfähle für die Validierung zum elastisch-plastischen Verhalten des Querschnittes zusammen. Die der weiteren Auswertung zur Ermittlung von  $\varphi$ ,  $c$  und  $f_{t,s}$  zugrunde gelegten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus einaxialen Zug- und Druckversuchen bei  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  werden in Abbildung 6.22 angegeben.

**Tabelle 6.2: Kennwerte zu den für die Validierung beispielhaft herangezogenen Pfahlquerschnitten**

Parameter	Mikropfahl als Stahlrohr $\varnothing$ 219,1 x 6 mm, Stahlgüte S235JRH	Mikropfahl als Einstabverpresspfahl GEWI $\varnothing$ 50, Stahlgüte BSt500 Zementmörtel C12/15
Pfahldurchmesser	0,219 m	0,300 m
Dehnsteifigkeit	$EA = 843,5$ MN	$EA = 1397,4$ MN
Biegesteifigkeit	$EI = 4792$ kN/m <sup>2</sup>	ungerissen: $EI = 5870$ kN/m <sup>2</sup> halbseitig ger.: $EI = 1735$ kN/m <sup>2</sup>
Streckgrenze Stahl	$f_{y,k} = 240$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{y,k} = 500$ N/mm <sup>2</sup>
Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze Stahl	$\varepsilon_{fy} = 0,11$ %	$\varepsilon_{fy} = 0,25$ %
Festigkeit Zementmörtel	-	Druck: $f_c = 13,33$ N/mm <sup>2</sup> Zug: $f_{c,t} = 0,67$ N/mm <sup>2</sup>

Parameter	Mikropfahl als Stahlrohr Ø 219,1 x 6 mm, Stahlgüte S235JRH	Mikropfahl als Einstabverpresspfahl GEWI Ø 50, Stahlgüte BSt500 Zementmörtel C12/15
Dehnung bei Erreichen Festigkeit des Zementmörtels	-	$\varepsilon_{fc} = 0,18 \%$
plastische Normalkraft (Druck)	$N_{pl} = 943 \text{ kN}$	$N_{pl} = 1434$
maximales plastisches Biegemoment bei Normalkraft als Druckkraft	$M_{pl} = 64 \text{ kNm}$	$M_{pl} = 26 \text{ kNm}$
plastisches Biegemoment bei $N = 0$	$M_{pl} = 64 \text{ kNm}$	$M_{pl} = 24 \text{ kNm}$



**Abbildung 6.22: Im Rahmen der Simulationen zur Validierung verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Werkstoffe Baustahl S235JRHS, Betonstahl BSt 500 und Zementmörtel C12/15 im einaxialen Zug- bzw. Druckversuch**

Wie die Ermittlung der das Fließen im FE-Modell bestimmenden Parameter  $\varphi$ ,  $c$  und  $f_{t,s}$  erfolgen kann, erläutern die Mohr'schen Spannungskreise im  $\sigma$ - $\tau$ -Diagramm der Abbildung 6.23. Für den Zugversuch an Stahl gilt  $\sigma_{l,max} = f_y = f_{t,s}$ , wobei  $\sigma_{l,max}$  die im Versuch gemessene axiale Spannung bei Fließen ist. Die in Bezug auf Richtung von  $\sigma_l$  in einem Rechtssystem orthogonal definierten Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  sind im einaxialen Zugversuch  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ . Eine direkte Messung der Druckfestigkeit von Stahl ist durch die Überlagerung der Stabilitätsproblematik schwer auszuführen (ASTM E9 – 09). Bei der Untersuchung gedrungener Probekörper ist stets ein starkes Ausbauchen der Probe zu beachten, was analog zur in dieser Arbeit im Zusammenhang mit den Triaxialversuchen beschriebenen notwendigen Korrektur für die Erfassung einer wirksamen Quer-

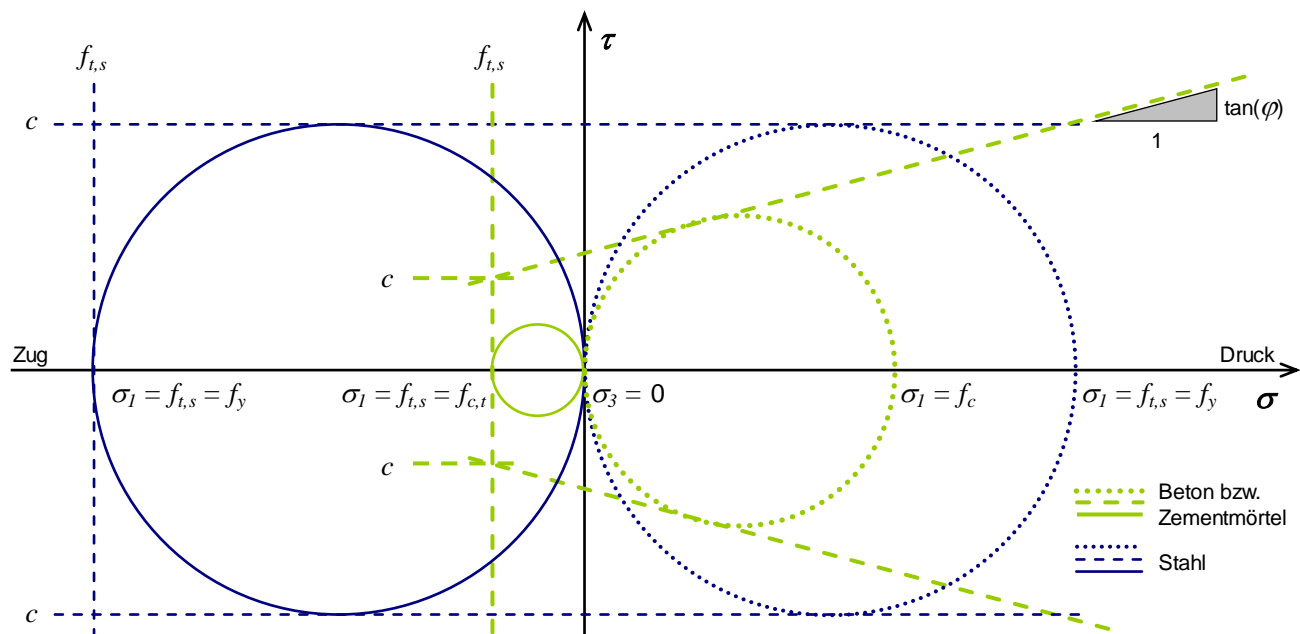
schnittsfläche verbunden ist (siehe Abschnitt 4.4.5). Zur Bemessung von Bauteilen aus Stahl wird eine maximale Druckfestigkeit angesetzt, die der Zugfestigkeit entspricht. Somit ist für Stahl:

$$\begin{aligned} \varphi &= 0 \\ c &= f_y / 2 \\ f_{t,s} &= f_y \end{aligned} \tag{6-30}$$

Für den Beton oder Zementstein, der im Zug- bzw. Druckversuch ein Verhalten entsprechend der Kurve im linken Diagramm der Abbildung 6.22 zeigt, ist  $\sigma_1 = f_{c,t} = f_{t,s}$  (Zug) sowie  $\sigma_1 = f_c = f_{t,s}$  (Druck). Die Festigkeitsparameter können gemäß HARS (2006) mit

$$\begin{aligned} \varphi &= 36^\circ \\ c &= \frac{f_c}{2} \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ f_{t,s} &= f_{c,t} \end{aligned} \tag{6-31}$$

abgeschätzt werden.



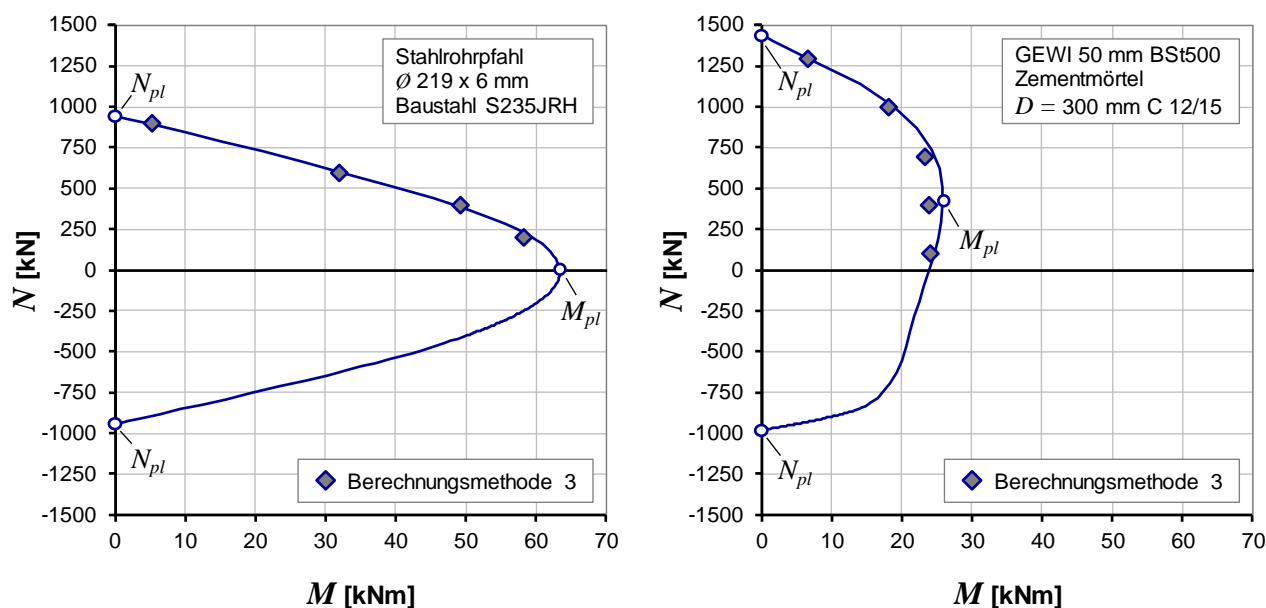
**Abbildung 6.23: Anpassung der Parameter  $\varphi$ ,  $c$  und  $f_{s,t}$  zur Abbildung der Zug- und Druckfestigkeit von Stahl und Beton bzw. Zementmörtel**

Mit den in Abbildung 6.23 skizzenhaft dargestellten Zusammenhängen können unter Verwendung der Beziehungen in (6-30) und (6-31) die die Festigkeit beschreibenden Parameter für eine Simulation des Materialverhaltens von Stahl und Beton bzw. Zementstein gemäß den Informationen der Diagramme in Abbildung 6.22 bestimmt werden. Es ist zu beachten, dass die Werte  $c$  und  $f_{t,s}$  zur Wiedergabe des Stahls, Betons oder Zementsteins sehr weit über den für weiche Böden möglichen Bandbreiten liegen. Damit haben die aus dem Boden folgenden stützenden Spannungen, welche zu einer Vergrößerung der Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  führen, im Gegensatz zum Biegeknickwi-

derstand des Systems Pfahl – Boden kaum Einfluss auf die entsprechend der Materialfestigkeit möglichen Spannungen  $\sigma_l$ , die zu Fließen im Querschnitt führen können.

Zur Definition der Parameter des herangezogenen elastisch-plastischen Stoffmodells ist neben den Parametern  $\varphi$ ,  $c$  und  $f_{s,t}$  auch die Festlegung der Steifigkeit im elastischen Bereich notwendig. Hier wurde vereinfachend der Wert  $E = f_{y,k} / \varepsilon_{fy} \approx 210\,000 \text{ MN/m}^2$  für Stahl sowie der Wert  $E = f_c / \varepsilon_{fc} \approx 7\,400 \text{ MN/m}^2$  für den Zementmörtel der Güte C12/15 angesetzt. Die Querdehnzahl der Materialien im Pfahlquerschnitt wird mit  $\nu = 0,2$  abgebildet.

Abbildung 6.24 zeigt das Resultat der Auswertung zur Validierung am Beispiel des durch eine Normalkraft beanspruchten Biegebalkens. Es wurde nur der für die Biegeknickproblematik entscheidende Fall einer positiven Normalkraft (in dieser Arbeit: Druckkraft) in Kombination mit einem Biegemoment untersucht. Die durchgezogenen Linien in den Diagrammen, welche die  $M_{pl}$ - $N_{pl}$ -Interaktionskurven der beiden analysierten Pfahlquerschnitte wiedergeben, zeigen Rechenergebnisse nach PFEIFFER (2011). Dabei wurden die numerisch ermittelten Ergebnisse nach PFEIFFER (2011) durch geschlossene (analytische) Kontrollrechnungen für  $N = 0$  und  $M = 0$  überprüft.



**Abbildung 6.24:** Interaktionsdiagramme zu den plastischen Schnittgrößen  $N_{pl}$  und  $M_{pl}$  für zwei beispielhafte Pfähle (Stahlrohrpfahl  $\varnothing 219 \times 6 \text{ mm}$  aus Baustahl S235JRH und GEWI  $\varnothing 50 \text{ mm}$  aus BS500 umhüllt von Zementmörtel C12/15  $D = 300 \text{ mm}$ ) und Vergleich zum Rechenergebnis aus der Berechnungsmethode 3 (Biegebalken unter Normalkraft)

Mit der in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungsmethode 3 basierend auf der Finiten-Elemente-Methode wurden insgesamt 9 Berechnungen an den beiden beispielhaft untersuchten Pfahlquerschnitten durchgeführt. Dabei wurde jeweils eine bestimmte Normalkraft  $P_N = N$  vorgegeben und durch eine verformungsgesteuerte Beanspruchung die Last  $P_M$  gesteigert. Die Rauten in den beiden Diagrammen der Abbildung 6.24 zeigen die maximalen Widerstände – ausgedrückt durch die Interaktion der plastischen Schnittgrößen  $N_{pl}$  und  $M_{pl}$  – im System des Biegebalkens. Es zeigt sich

gut, dass die mit einem anderen numerisch arbeitenden Programm ermittelten Kurven (durchgezogene Linien) durch die Berechnungen mit dem Finite-Elemente-Modell eines Biegebalkens gut reproduziert werden können. Die Lösungen zu  $N_{pl}$  und  $M_{pl}$  wurden ergänzend für die Fälle  $N = 0$  und  $M = 0$  durch analytische Berechnungen verifiziert. Es ist anzumerken, dass die Berechnung im Finite-Elemente-Programm abbricht, wenn zumindest über einen gewissen Teilbereich des Querschnittes Fließen eintritt. Für den Fall, dass das Biegemoment  $M$  relativ klein ist, wird die plastische Normalkraft gut getroffen. In diesem Fall erreicht der Pfahlquerschnitt den Zustand der vollen Plastifizierung relativ gleichmäßig. Bei einer gegenüber der Normalkraft überwiegenden Biegemomentenbeanspruchung bricht die Berechnung ab, sobald ein vergleichsweise kleiner Teil des Querschnittes im Bereich der Randfasern plastifiziert. In diesem Zustand hat der Querschnitt noch gewisse Tragreserven.

### 6.4.3 Beispielhafte Berechnungen

Der Grund für die in den vorangehenden Abschnitten durchgeführten Berechnungen zur Validierung der Berechnungsmethode 3 anhand von Beispielen, für die relativ einfache und genaue Lösungen von alternativen Modellansätzen existieren, liegt darin, dass die Genauigkeit oder sogar mögliche Fehler in der Simulation der im Folgenden gezeigten beispielhaften Belastungssituationen eines Einzelpfahles kaum zu bewerten bzw. zu erkennen sind. Dieser Umstand folgt vor allem aus

- der viskosen spannungsabhängig nichtlinearen Wiedergabe der Bodenstützung durch das in Abschnitt 5.3 beschriebene Stoff- sowie Strömungsmodell, welches Einflüsse aus der Konsolidation erfasst, und
- der geometrisch wie stofflich nicht-linearen Problematik des ausknickenden Pfahlschaftes, dessen Verformungsverhalten von der Imperfektion, den sich einstellenden Eigenformen zur Stabilitätsproblematik sowie dem elastisch-plastischen Verhalten der Materialien im Pfahlquerschnitt geprägt ist.

Die in diesem Abschnitt gezeigten Berechnungen sollen nur einen kurzen Überblick zu den Möglichkeiten von Simulationen für Prognose des Tragverhaltens von stabilitätsgefährdeten Pfählen unter Verwendung der Berechnungsmethode 3 geben. Darauf aufbauend können vertiefende Vergleichsrechnungen zur Variation z. B.

- des analysierten Pfahlsystems (Biegesteifigkeit, Festigkeit der Pfahlmaterialien, Imperfektion, Pfahldurchmesser),
  - der bodenspezifischen Einflussgrößen (Steifigkeit, Viskosität, Scherfestigkeit, Durchlässigkeit) sowie
  - der von der äußeren Belastung abhängigen Randbedingungen (Belastungsgeschwindigkeit, Länge der Kriechphasen, Ent- und Wiederbelastungsvorgänge, passive Belastung am Pfahlschaft)
- erfolgen.

Die Randbedingungen der in dieser Arbeit gezeigten beispielhaften Simulationsrechnungen sind in Tabelle 6.3 angegeben. Untersucht wurde ein Mikropfahl, der als Einstabverpresspfahl System GEWI mit einem zentrischen Tragglied aus einem Stabstahl  $\emptyset$  50 mm der Stahlgüte BSt500 ausgeführt wird. Der das Stahltragglied umgebende Zementmörtel in der Qualität C12/15 füllt einen

Raum mit einem Durchmesser von  $D = 300$  mm um die zentrische Pfahlachse aus. Die Bodenkennwerte bzw. Stoffmodellparameter geben entsprechend den Ausführungen des Abschnittes 2 weiche ausgeprägt plastische Tone wieder. Für die geringen Verformungswiderstände ist neben der in den Parametervarianten angesetzten hohen Kompressibilität des Bodens vor allem das im Finite-Elemente-Modell abgebildete geringe Niveau der Effektivspannungen verantwortlich, das aus dem geländegleichen Grundwasserspiegel und dem Ansatz einer geringen Wichte  $\gamma' = 9$  kN/m<sup>3</sup> der normalkonsolidierten Bodenschicht folgt. Der Kompressionsbeiwert variiert zwischen  $C_c = 0,3$  und  $2,4$ , wobei auch Rechenvarianten mit dazwischen liegenden Werten  $C_c = 0,6$  und  $1,2$  untersucht wurden. Zur Abbildung des Einflusses der Bodenviskosität wurde  $C_\alpha / C_c = 0,05$  angesetzt. Die in der Simulation wiedergegebenen weichen Böden sind mit  $k_v = k_h = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s vergleichsweise gering durchlässig.

Eine Variation der effektiven Scherparameter des Bodens  $\varphi'$  und  $c'$  sowie anderen Größen wie z. B. der Effektivspannung und dem Überkonsolidierungsverhältnis, die eine Änderung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  im Zusammenhang mit der hier gewählten Analyseverfahren (siehe Abschnitt 5.2.2) zur Folge hätten, wurde nicht vorgenommen. Da sich  $c_u$  im Fall eines strukturlosen normalkonsolidierten Bodens proportional zur Effektivspannung ändert, kann von einer mit der Tiefe linearen Zunahme entlang der Pfahlachse im geschaffenen Finite-Elemente-Modell ausgegangen werden. Für  $c_u$ -Werte, die aus einem Spannungspfad entsprechend dem konventionellen triaxialen Kompressionsversuch bestimmt werden (vgl. Abschnitte 2.3.1 und 2.3.5), können Bandbreiten zwischen  $c_u = 10$  kN/m<sup>2</sup> und  $15$  kN/m<sup>2</sup> in einer Tiefe von  $5$  m unter Geländeoberfläche sowie  $c_u = 20$  kN/m<sup>2</sup> und  $30$  kN/m<sup>2</sup> für eine Tiefe von  $10$  m abgeschätzt werden (vgl. Simulationsrechnungen im Abschnitt 5.4.3 mit Abbildung 5.10).

Es wurden zwei Belastungsgeschwindigkeiten, mit denen die am Pfahlkopf angreifende axiale Beanspruchung aufgebracht wurde, analysiert, die sich in ihren Größen um den Faktor  $100$  unterschieden. In den Simulationen gilt, dass die auf den Pfahldurchmesser  $D$  bezogene Eindringgeschwindigkeit in  $z$ -Richtung am Pfahlkopf  $\Delta(s/D) / \Delta t$  konstant ist (Geschwindigkeit der Pfahlkopfsenkung  $s$ ). Es wurden Eindringgeschwindigkeiten von  $v_{s/D} = \partial(s/D) / \partial t = 1/d$  sowie  $v_{s/D} = 100/d$  untersucht.

**Tabelle 6.3: Randbedingungen der Beispielrechnungen**

Parameter	Mikropfahl als Einstabverpresspfahl GEWI Ø 50 mm, Stahlgüte BSt500 Zementmörtel C12/15 $D = 300$ mm		
Pfahllänge	$L = 10$ m		
Auflagerrandbedingungen	Verdrehung oben	nicht möglich	frei um Achse in $x$ -Richtung
	Verdrehung unten	nicht möglich	frei um Achse in $x$ -Richtung
	Verschiebung oben	keine horizontale Verschiebung (frei in $z$ -Richtung)	
	Verschiebung unten	nicht möglich	
maximal mögliche Knicklänge	$L_{cr,0} = 5$ m	$L_{cr,0} = 10$ m	
Imperfektion	$\kappa = 400$ m		

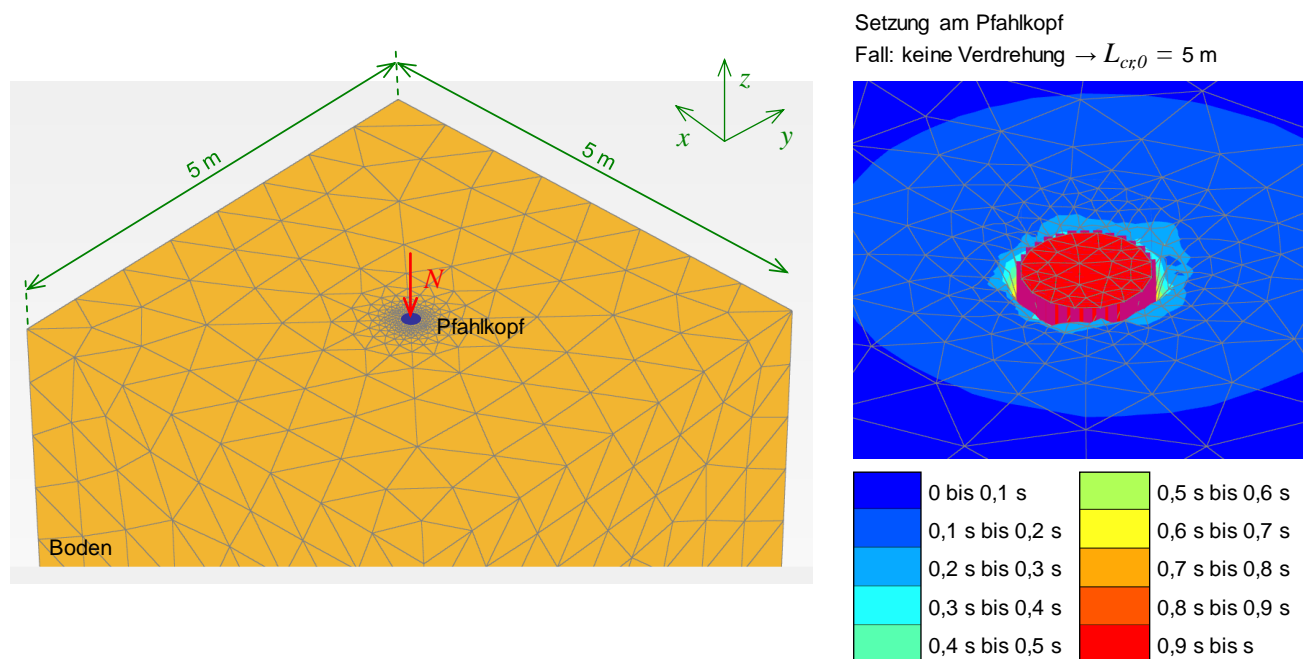
Parameter		Mikropfahl als Einstabverpresspfahl GEWI Ø 50 mm, Stahlgüte BSt500 Zementmörtel C12/15 $D = 300$ mm			
Stahltragglied	Zugfestigkeit	$f_{t,s} = 500 \text{ N/mm}^2$			
	Kohäsion	$c = 250 \text{ N/mm}^2$			
	Reibungswinkel	$\varphi = 0^\circ$			
	Elastizitätsmodul	$E = 200\,000 \text{ N/mm}^2$			
	Querdehnzahl	$\nu = 0,2$			
	Wichte	$\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$			
Zementmörtel	Zugfestigkeit	$f_{t,s} = 0,667 \text{ N/mm}^2$			
	Kohäsion	$c = 3,396 \text{ N/mm}^2$			
	Reibungswinkel	$\varphi = 36^\circ$			
	Elastizitätsmodul	$E = 13\,291 \text{ N/mm}^2$			
	Querdehnzahl	$\nu = 0,2$			
	Wichte	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$			
plastische Normalkraft im Fall $M = 0$		$N_{pl,0} = 1403 \text{ kN}$			
Knicklast im ungestützten Fall		$N_{cr,0} = 2109 \text{ kN}$		$N_{cr,0} = 527 \text{ kN}$	
Grundwasserspiegel		geländegleich			
Wichte Wasser		$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$			
Zugfestigkeit Porenwasser		$f_{t,w} = 70 \text{ kN/m}^2$			
Boden	Überkonsolidierungsverhältnis	$OCR = \sigma'_{v,c0} / \sigma'_v = 1$			
	Vorkonsolidationsspannung	$POP = \sigma'_{v,c0} = 0$			
	Anfangsporenzahl	$e_0 = 1$			
	effektive Wichte	$\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$			
	Ruhedruckbeiwert	$K_0 = 0,6$			
	Durchlässigkeitsbeiwert	$k_v = k_h = 1 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$			
	Änderung der Durchlässigkeit	$c_k = 10^6 \rightarrow \partial k_v / \partial e = \partial k_h / \partial e \approx 0$			
	Zugfestigkeit	$f_{t,s} = 0$			
	Kohäsion	$c' = 0$			
	Reibungswinkel	$\varphi' = 25^\circ$			
	Dilatanzwinkel	$\psi = 0$			
	Kompressionsbeiwert	$C_c = 0,3$	$C_c = 0,6$	$C_c = 1,2$	$C_c = 2,4$
	Verhältnis Ent- und Wiederbel.	$C_s / C_c = 0,2$			
	Verhältnis Bodenviskosität	$C_\alpha / C_c = 0,05$			
Dauer bis $s / D = 0,1$ erreicht wird		0,001 Tag ( $v_{s/D} = 100 \text{ 1/d}$ )		0,1 Tage ( $v_{s/D} = 1 \text{ 1/d}$ )	

Zur Analyse des ausknickenden Pfahls im Boden gemäß Berechnungsmethode 3 wurde ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell erstellt. Es besteht aus 35982 Elementen und 48054 Knoten. Die Erstellung des Bodenblockes und des vorverformten Pfahles erfolgte mit einem CAD-



Programm. Die Berechnungszeit bis zum Erreichen einer bezogenen Setzung am Pfahlkopf von  $s/D = 0,1$ , welche als Zielwert der Prognose definiert wurde, lag je nach Steifigkeit der Widerstände im System Pfahl – Boden zwischen 3 und 10 Stunden unter Verwendung eines i7-3612QM Prozessors mit 4 Kernen zu je 2,1 GHz, 8 GB RAM und SSD Festplatte.

Das Finite-Elemente-Netz des Modells und die Verteilung von Setzungen im Bereich des Pfahlkopfs werden in Abbildung 6.25 dargestellt. Der unteren begrenzenden Fläche im Modell wurde eine Festhaltung in  $z$ -Richtung zugewiesen. Die vertikalen Flächen an den Seiten des Bodenblocks können sich jeweils senkrecht zur Ebene nicht verschieben. Die Oberfläche, auf deren Höhe der Grundwasserspiegel definiert wurde, kann sich frei verformen. Am Pfahlkopf wurden die Verschiebungsrandbedingungen derart gewählt, dass nur eine Verschiebung in  $z$ -Richtung möglich ist (vgl. Abbildung 6.13 und Abbildung 6.19).



**Abbildung 6.25: Finite-Elemente-Modell zur beispielhaften Analyse eines durch viskosen wassergesättigten Ton gestützten schlanken Pfahls; rechts: Setzungen am Pfahlkopf**

Der Ablauf der Simulation wurde in 12 Phasen unterteilt. Zunächst wird der Bodenblock mit einer Grundfläche in  $x$ - und  $y$ -Richtung von  $a = b = 5 \text{ m}$  und mit einer Höhe von  $10 \text{ m}$  aktiviert und der Primärspannungszustand berechnet. In der 2. Phase wird das Volumen, das den Pfahl einnimmt und in der 1. Phase noch dem Boden zugewiesen ist, durch die entsprechenden Materialien im Pfahlquerschnitt (Stahl und Zementmörtel) „ersetzt“. In den ersten beiden Phasen ist der Aufbau von Porenwasserdrücken unterbunden (drainierte Analyse). Nach dem Ende der Phase 2 werden die Verformungen infolge der Kompression unter Eigengewicht während der Aktivierung des Bodens und die sich bis dahin einstellenden viskosen Verformungen „auf null“ zurückgesetzt.

Die Länge der Phase 1 und 2 vor der eigentlichen Pfahlbeanspruchung steuert bei Anwendung des Stoffmodells *Soft Soil Creep* (Abschnitt 5.3.2) auch das sich zeitabhängig ändernde Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$  bzw. die dazu entsprechende tiefenabhängige Vorkonsolidationsspannung. In

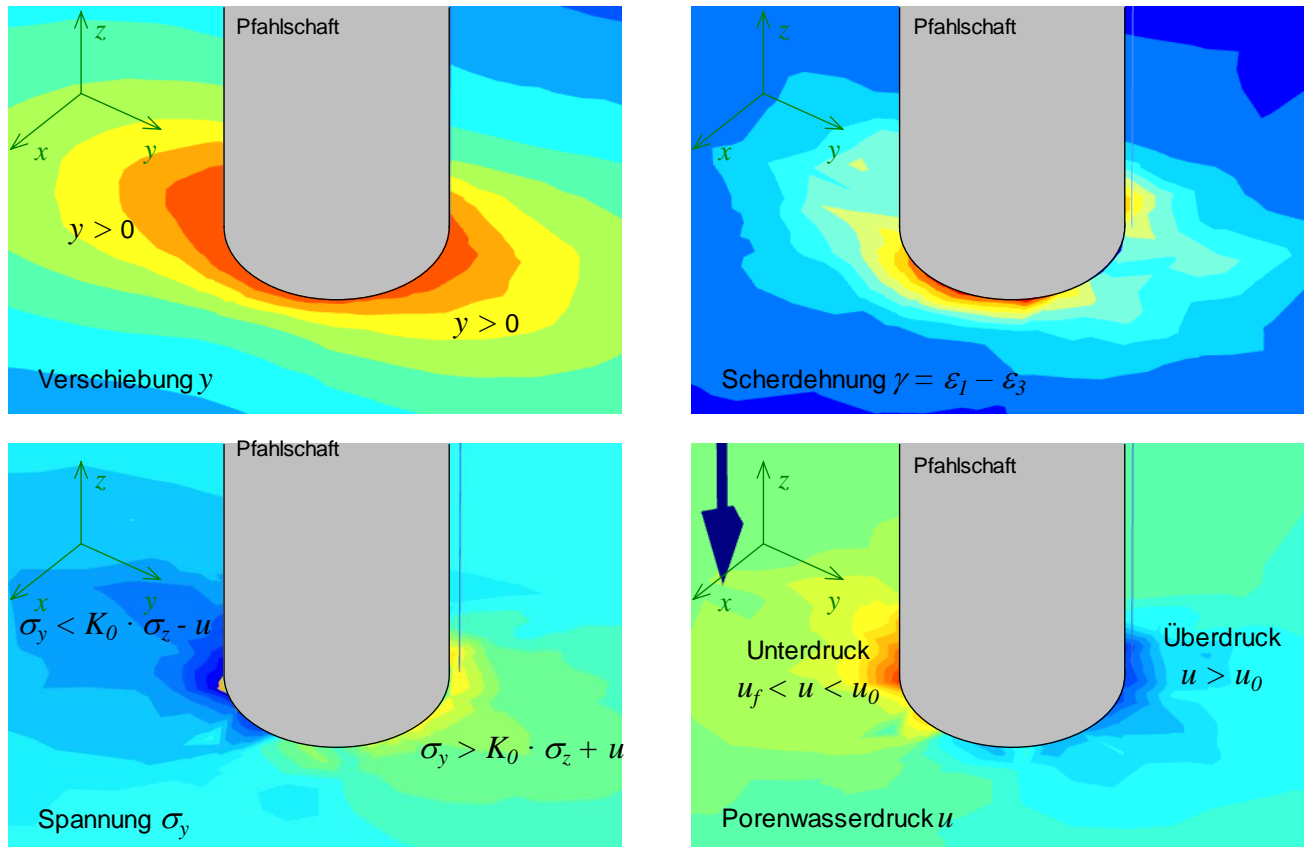
den hier gezeigten Berechnungen wurde die Dauer der 1. und 2. Phase zusammen mit genau einem Tag definiert. Daraus folgt gemäß den Ausführungen des Abschnitts 2.2.3, dass am Ende der 2. Phase – d. h. unmittelbar vor der Pfahlbeanspruchung in den Phasen 3 bis 12 – der Boden einen Überkonsolidierungsverhältnis von  $OCR = 1$  erreicht. Die Porenzahländerungsrate  $\dot{e} = \partial e / \partial t$  entspricht hier nach (2-11) exakt dem Kriechbeiwert  $C_\alpha$ . Wäre es das Ziel, größere Werte  $OCR$  wiederzugeben, so könnte einerseits ein gegenüber  $OCR = 1$  im Referenzzustand abweichender Wert festgelegt oder die „Liegezeit“ des Bodens vor der Pfahlbelastung gemäß Formel (2-15) vergrößert werden. Es ist zu beachten, dass sich auch während der Phasen 3 bis 12 das Überkonsolidierungsverhältnis im Boden gemäß der Formulierung des viskosen Stoffmodells ändert. Eine Berücksichtigung dieses Effektes, der tendenziell die Verformungswiderstände vergrößert (siehe Ausführungen in den Abschnitten 2.2.3 und 2.3.3), scheint zumindest bei sehr langsamer Beanspruchung, welche jedoch im Rahmen dieser Arbeit rechnerisch nicht untersucht wurde, relevant. In diesem Zusammenhang sei auch erwähnt, dass sich an der Rückseite eines sich in  $y$ -Richtung verformenden Pfahles überlagernd zum zeitabhängigen Effekt aus der Bodenviskosität die Werte  $OCR$  allein infolge der Entlastung des Bodens analog zum aktiven Erddruck vergrößern. Dagegen reduziert sich das Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR$  durch die Vergrößerung der stützenden Effektivspannungen im Boden an der Vorderseite des Pfahlschaftes, was entgegen zu den Vorgängen an der Rückseite mit einer Vergrößerung der viskosen Dehnungen verbunden ist.

Ausgangspunkt der Beanspruchung des im Modell abgebildeten Einzelpfahls ist die Vorgabe einer bezogenen Setzung am Pfahlkopf  $s/D$  über einen bestimmten Zeitraum, der in einer Berechnungsphase definiert ist. Es werden demnach Simulationsrechnungen gezeigt, die durch frei wählbare Werte  $\partial(s/D) / \partial t = v_{s/D}$  eine weggesteuerte Beanspruchung wiedergeben. Alternativ ist das Aufbringen einer kraftgesteuerten axialen Belastung am Pfahlkopf mit der Definition  $\partial N / \partial t$  im Modell möglich. Diese Analyseart wurde jedoch in den in dieser Arbeit beispielhaft vorgestellten Berechnungsreihen nicht weiter verfolgt.

Die weggesteuerte Beanspruchung bis zu einer bezogenen Pfahlkopfssetzung von  $s/D = 0,1$  wurde in 10 gleich lange Teilphasen aufgeteilt, in denen jeweils  $s/D$  um einen Wert 0,01 gesteigert wird. Am Ende jeder Simulationsphase können die Ergebnisse ausgewertet und weiterführend analysiert werden. Hierzu werden in Abbildung 6.26 Ausschnitte einer Ebene gezeigt, die parallel zur  $x$ - und  $y$ -Richtung liegt und die den den Pfahlschaft umgebenden Boden wiedergibt

Neben der Verschiebung in  $y$ -Richtung wird die Scherdehnung  $\gamma = \varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$  sowie die totale Spannung  $\sigma_y$  und der Porenwasserdruck  $u$  beispielhaft darstellt. Der Pfahlschaft selbst ist gegenüber dem Boden starr und undurchlässig (vgl. zwei-dimensionales FE-Modell zum Pfahlsegment, Abschnitte 5.2.2 und 5.2.3). Die in den Farbabstufungen erkennbaren kleinräumigen zufällig erscheinenden Schwankungen folgen primär aus dem Umstand, dass die Knoten bzw. Spannungspunkte im FE-Modell nicht exakt auf der gezeigten ebenen Schnittführung liegen. Dies macht eine räumliche Interpolation notwendig, in der jeweils für einen Punkt auf der Ebene die drei am nächsten liegenden Knoten bzw. Spannungspunkte im FE-Netz verwendet werden. Der auf der Ebene berechnete Wert ist damit abhängig von den Abständen, die der Interpolation zugrunde liegen. Diese Art der Interpolation bereitet vor allem bei größeren Änderungen der jeweils betrachteten Analy-

segröße im Bereich weniger Knoten bzw. Spannungspunkte Probleme, die jedoch vorwiegend in Bezug auf die Darstellung derartiger Konturplots von Relevanz sind.



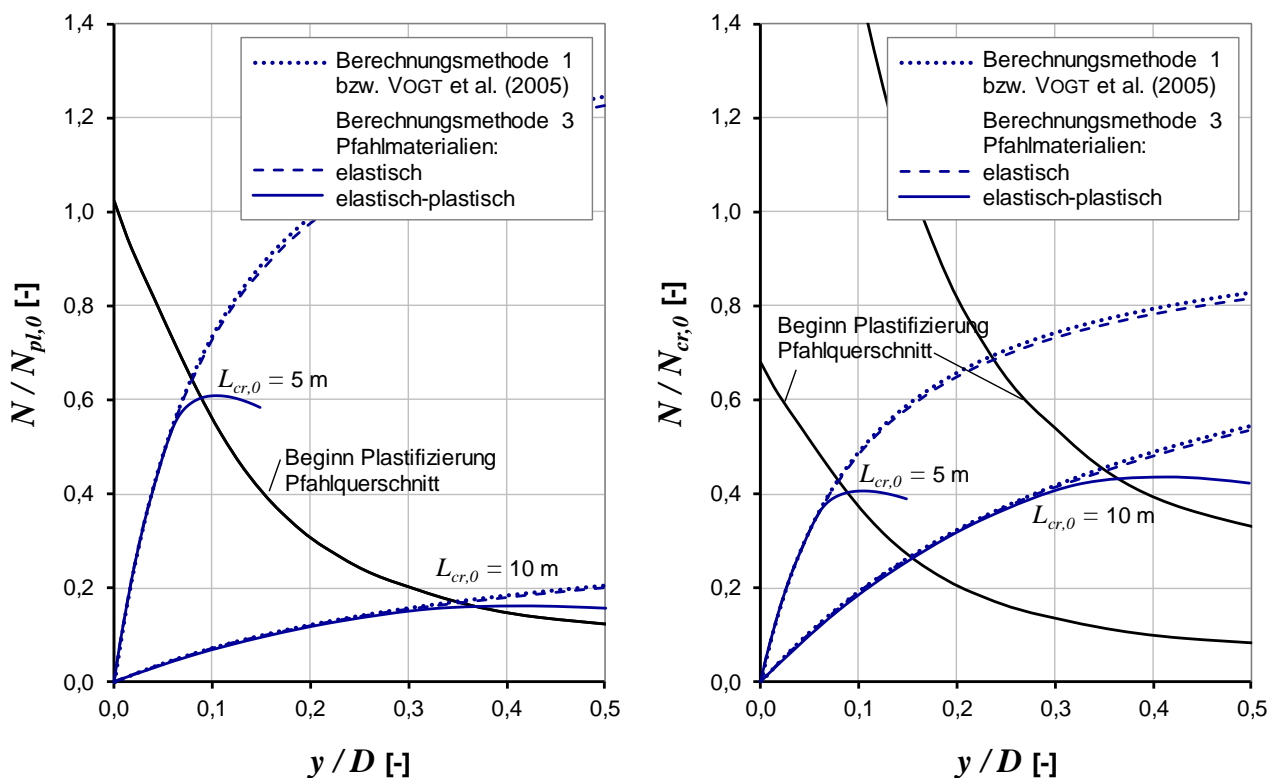
**Abbildung 6.26:** Beispielhafte Auswertung im Boden um den Pfahlschaft (Verschiebung  $y$ , Scherdehnung  $\gamma$  und Spannungen  $\sigma_y$ , betrachtete Ebene in  $x$ - und  $y$ -Richtung), Ebene in etwa auf Höhe der maximalen Verschiebung  $y$

In den Diagrammen der Abbildung 6.27 wird auf der Abszisse die bezogene Verschiebung  $y/D$  in der Mitte der Knickhalbwellen dargestellt. Die Ordinate gibt in Abbildung 6.27 links den Verhältnisswert  $N/N_{pl,0}$  wieder, wobei  $N_{pl,0} = 1403 \text{ kN}$  die Normalkraft bei Erreichen der Festigkeit der Pfahlmaterialien im Fall  $M = 0$  ist (siehe Tabelle 6.3). Die mit steigender Verschiebung  $y/D$  asymptotisch abfallende Kurve kennzeichnet das Fließen des Pfahlquerschnitts gemäß den Angaben in Abschnitt 6.4.2.4. Für  $N = 0$  und  $y/D = 0$  sowie daraus folgend  $M = 0$  ist diese Grenzkurve  $N/N_{pl,0} = 1$ . Mit zunehmender Verformung  $y/D$  können allein aufgrund der Festigkeit der Pfahlmaterialien fortschreitend immer kleinere Normalkräfte abgetragen werden, da ein Teil des inneren Querschnittswiderstandes durch die Aufnahme des Biegemomentes  $M = N \cdot (y + e_0)$  benötigt wird, was bereits im Rahmen der Erläuterungen zur Berechnungsmethode 1 in Abschnitt 6.2 diskutiert wurde.

Bevor die Berechnungen eines von weichem wassergesättigtem Boden umgebenen Pfahlschaftes durchgeführt wurden, wurde vorab in Ergänzung zu der Modellvalidierung, die in Abschnitt 6.4.2 gezeigt wird, ein 10 m langer Pfahl entsprechend den in Tabelle 6.3 aufgelisteten Kenngrößen und Randbedingungen im FE-Modell ohne Bodenstützung wiedergegeben und beansprucht. Die

ermittelten Kurven aus der zur Anwendung kommenden Berechnungsmethode 3, welche die Pfahlnormalkraft  $N$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $y/D$  in Halbwellenmitte zeigen, sind in Abbildung 6.27 für beide Knicklängen  $L_{cr,0}$  eingetragen. Gemäß den Auflagerbedingungen beträgt die für den Fall ohne Bodenstützung maximal mögliche Knicklänge  $L_{cr,0} = 5\text{ m}$  und  $10\text{ m}$  (Euler-Fall 2:  $L_{cr,0} = L$  und Euler-Fall 4:  $L_{cr,0} = L/2$ ).

Trägt man, wie im rechten Diagramm der Abbildung 6.27 gezeigt ist, als Ordinatenachse den Verhältnswert  $N/N_{cr,0}$  auf, so ergeben sich je nach Größe des Unterschieds zwischen den im Fall des ungestützten Pfahles begrenzenden Kräften  $N_{pl,0}$  und  $N_{cr,0}$  zwei getrennt liegende Kurven, welche den Beginn der Querschnittsplastifizierung markieren. Aus den Diagrammen in Abbildung 6.27 lässt sich auch der in diesen beispielhaften Berechnungen zum Tragen kommende Einfluss der Imperfektion gut erläutern: Zunächst beträgt im Fall  $L_{cr,0} = 5\text{ m}$  die Knicklast  $N_{cr,0} = 2109\text{ kN}$  und liegt damit über dem Wert der plastischen Normalkraft im Fall  $M = 0$   $N_{pl,0} = 1403\text{ kN}$ . Diese Normalkraft kann jedoch aufgrund der Biegemomentenbeanspruchung bei Weitem nicht erreicht werden. Der Verhältnswert  $N_f/N_{pl,0}$ , der in der Finite-Elemente-Simulation maximal berechnet wurde, beträgt nur ca. 0,6 und liegt damit deutlich unter dem Widerstand, der durch  $N_f/N_{pl,0} = 1$  für  $y/D = 0$  ohne Biegemomentenbeanspruchung bei einem ideal geraden Pfahl möglich wäre.



**Abbildung 6.27: Berechnungsergebnisse zum ungestützten Pfahl gemäß Tabelle 6.3 (links: Darstellung Ordinatenachse  $N_f/N_{pl,0}$ ; rechts: Darstellung Ordinatenachse  $N_f/N_{cr,0}$ )**

Für  $L_{cr,0} = 10\text{ m}$  ist gemäß Tabelle 6.3  $N_{pl,0} \approx 3 \cdot N_{cr,0}$ . Jedoch lassen sich auch für diesen Fall die seitlichen Verschiebungen  $y/D$  ohne ein Überschreiten des Querschnittswiderstandes nicht beliebig steigern: Das Berechnungsergebnis der Finiten-Elemente-Simulation  $N_f$  liegt bei 43 % des

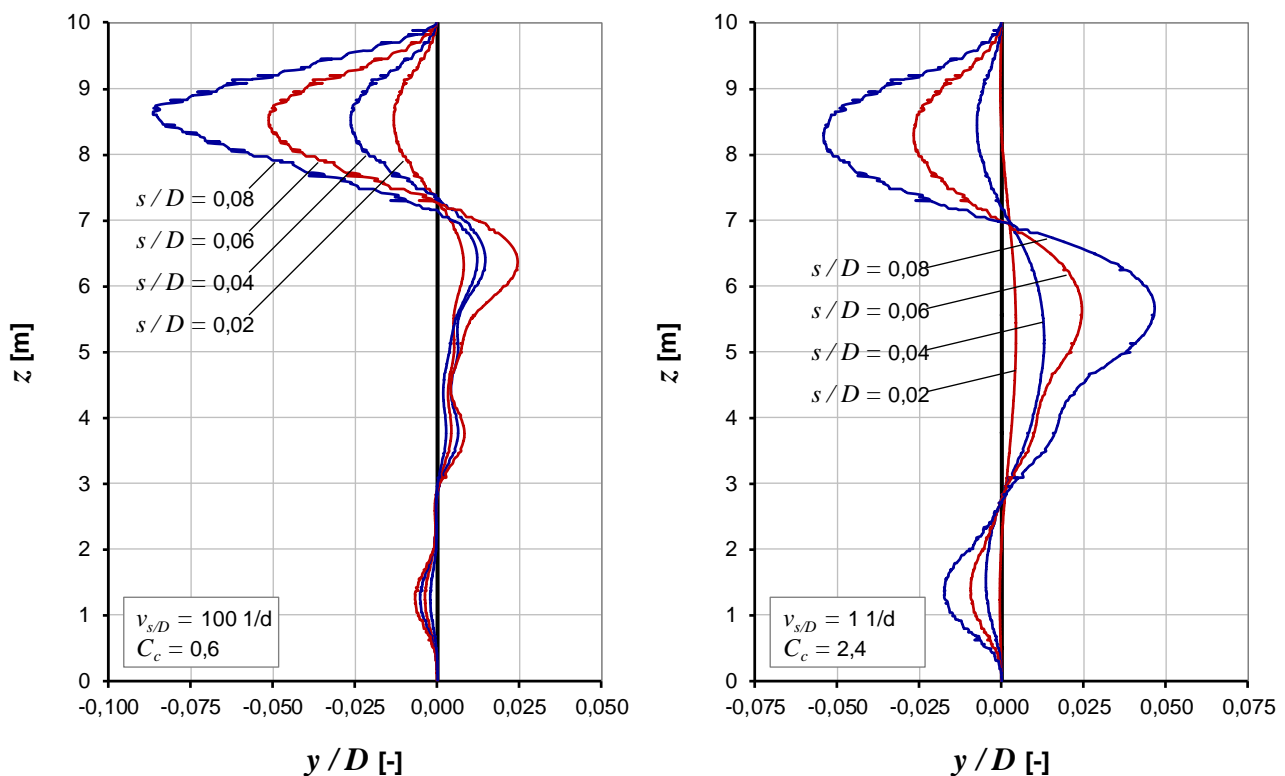
theoretischen Knickwiderstandes  $N_{cr,0} = 527$  kN, der sich bei Ansatz einer Vorverformung bzw. Imperfektion jedoch erst bei größeren Verschiebungen  $y/D$  und im Zusammenhang mit einem elastischen Verhalten der Materialien im Pfahlquerschnitt erreichen lässt.

Erstaunlich gut ist die Übereinstimmung des Ergebnisses aus der Berechnungsmethode 3 im Vergleich zur analytischen Lösung, auf der die Berechnungsmethode 1 basiert. Der Unterschied zwischen den beiden Lösungen liegt im Bereich von unter 2 % bei Ansatz eines elastischen Verhaltens der Materialien im Pfahlquerschnitt (gestrichelte Kurven in Abbildung 6.27). Wird in Berechnungsmethode 3 elastisch-plastisches Materialverhalten für den Pfahl definiert (durchgezogene Linien), so weichen die Kurven der Rechenergebnisse aus der Finiten-Elemente-Methode und der analytischen Lösung, welche die Plastifizierung des Pfahles nicht abbilden kann, ab einer Verschiebung  $y/D$ , bei der erstmalig plastische Dehnungen im Pfahlquerschnitt auftreten, fortschreitend voneinander ab. Wird die innere Grenztragfähigkeit des Pfahlquerschnittes überschritten, so reduziert sich  $N$  mit einer sich weiter vergrößernden Verschiebung  $y/D$ .

Die gute Übereinstimmung zwischen der analytischen Lösung und dem Rechenergebnis des Finite-Elemente-Programms ist im Vergleich zu den im Abschnitt 6.4.2.2 vorgestellten Validierungsrechnungen, in denen die Abweichung bis zu 10 % betragen, vermutlich auf die Netzdiskretisierung zurückzuführen. So besteht der Pfahlquerschnitt, an dem die hier gezeigten Simulationen durchgeführt wurden, gegenüber dem stark idealisierten quadratischen Pfahlquerschnitt, der in den Berechnungen zur Validierung verwendet wurde, aus einer 20-fach höheren Anzahl an Volumenelementen.

Wird der stützende weiche Boden mit den in Tabelle 6.3 eingetragenen Werten der Stoffmodellparameter in Ansatz gebracht, so ändert sich i. A. die Knickfigur gegenüber dem Fall ohne Bodenstützung. Bei gleich bleibender Biegesteifigkeit  $EI$  des Pfahles nimmt  $L_{cr}$  mit zunehmenden Verformungswiderständen im Boden ab (vgl. Ausführungen zu den Berechnungsmethoden 1 und 2, Abschnitte 6.2 und 6.3). Die Länge der maßgebenden Knickhalbwelle  $L_{cr}$  ändert sich somit entsprechend den in Abschnitt 5.8 vorgestellten hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen zur Beschreibung der Bodenstützung.  $L_{cr}$  ist infolge der spannungsabhängig nicht-linearen und zeitabhängigen Mobilisierungsfunktionen auch während der Pfahlbeanspruchung, die ein seitliches Ausweichen des Pfahlschaftes gegenüber dem Boden zur Folge hat, gegenüber älteren Berechnungsansätzen bzw. den darin festgelegten Vereinfachungen nicht konstant (siehe Abschnitt 1.3). In Berechnungsmethode 3 ist  $L_{cr}$  eine sich entsprechend dem Belastungsniveau und der Zeit ändernde Größe, die direkt in die Ermittlung des Pfahlwiderstandes gegen Biegeknicken einfließt. Ob auch die Größe und Form der Vorverformung die Knickhalbwellenlänge  $L_{cr}$  beeinflusst, konnte nicht überprüft werden. Die Vereinfachung, die z. B. in Berechnungsmethode 1 zum Tragen kommt und  $L_{cr}$  als ein vorab festzulegender bzw. aus einer Iteration zu findenden konstanten Wert ansetzt, entfällt. Dabei geht die Iteration von einem konstanten Wert der Biegesteifigkeit des Pfahls und einer gleich bleibenden Bodensteifigkeit aus, die für eine bestimmte seitliche Verschiebung des Pfahlschaftes zur Prognose „repräsentativ“ zu wählen ist.

Zur Veranschaulichung der Änderung der Knickfigur  $L_{cr}$  während der Pfahlbeanspruchung dient Abbildung 6.28. Darin eingetragen sind Verschiebungen  $y/D$ , welche sich in Abhängigkeit von der Pfahlnormalkraft  $N$  für zwei unterschiedliche Belastungssituationen und Bodenkennwerte einstellen. Im linken Diagramm ist der Fall einer vergleichsweise steifen Bodenstützung sowie eine rasche Pfahlbeanspruchung, die zusätzlich viskose Widerstände im Boden hervorruft dargestellt ( $C_c = 0,6$  und  $v_{s/D} = 100$ ). Das rechte Diagramm in Abbildung 6.28 zeigt die seitliche Verschiebung des Pfahlschaftes bei einer langsameren Belastung, bei der geringere viskose Widerstände zu erwarten sind sowie eine deutlich höhere Kompressibilität des Bodens in Ansatz gebracht wurde ( $C_c = 2,4$  und  $v_{s/D} = 1$ ). Ferner sind die zusätzlich aus der Steifigkeit des Porenwassers abzuleitenden Widerstände im Fall der langsamen Belastung nahezu vernachlässigbar. Es kann hier von einem nahezu ideal drainierten Bodenzustand ausgegangen werden.

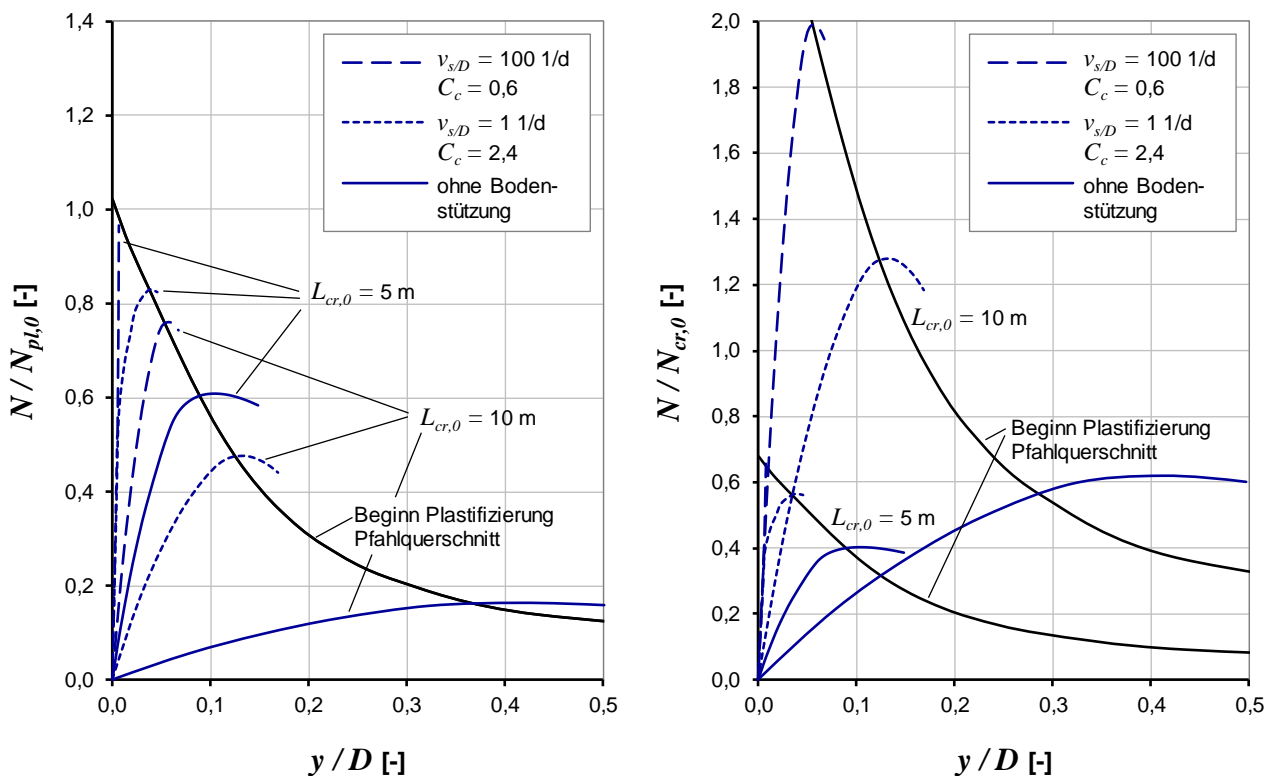


**Abbildung 6.28: Bezogene Verformungen  $y/D$  (Knickfiguren) in Abhängigkeit von der Pfahlnormalkraft  $N$  für zwei beispielhafte Berechnungen für unterschiedliche Werte  $C_c$  und  $v_{s/D}$  (links:  $v_{s/D} = 100$  1/d und  $C_c = 0,6$ ; rechts:  $v_{s/D} = 1$  1/d und  $C_c = 2,4$ )**

Die Verschiebungsfiguren zeigen im linken Diagramm einen höherwelligen Verlauf mit stärkeren Krümmungen. Im Fall  $v_{s/D} = 1$  1/d und  $C_c = 2,4$ , der im rechten Diagramm dargestellt ist, bilden sich zwei relativ gleichmäßige Knickhalbwellen aus. Das Verschiebungsmaß  $y/D$  ist hier in positiver wie negativer Richtung etwa gleich groß. Dagegen konzentriert sich die Biegeverformung im Fall des steifen Systems bei rascher Belastung im oberen Drittel der Pfahllänge. In der unteren Hälfte sind die Verformungen bei Halbwellenlängen im Bereich  $< 1$  m sehr gering. Interessant ist folgender Effekt: Im Fall des weichen langsam belasteten Systems nehmen die Verformungen

$y/D$  jeweils für alle Pfahlabschnitte im Bereich der 10 m langen Pfahlachse monoton mit steigender Beanspruchung am Pfahlkopf  $s/D$  zu. Dagegen tritt beim steifen System unter rascher Beanspruchung zwischen  $s/D = 0,06$  und  $s/D = 0,08$  eine Umkehr der Verformung  $y/D$  im Abschnitt der Pfahlachse zwischen  $z = 5$  m und 7 m auf. Die maximalen Verschiebungen liegen im Maximum bei  $y/D = 0,08$ . Dagegen sind die maximalen Verschiebungen  $y/D$  beim weichen und langsam belasteten Pfahl nur bei gut 0,05 für  $s/D = 0,08$ .

Analog zur Abbildung 6.27 für die ungestützte Pfähle zeigt Abbildung 6.29 die Entwicklung der Verhältniswerte  $N/N_{pl,0}$  (linkes Diagramm) und  $N/N_{cr,0}$  (rechtes Diagramm) in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $y/D$  für den jetzt mit Boden gestützten Pfahl. Die Verschiebung  $y/D$  wurde zur Auswertung an dem Ort  $z$  ermittelt, für den die seitliche Verschiebung bei großen Werten  $s/D$  maximal wird. Im Fall des linken Diagrammes der Abbildung 6.28 wird  $y/D$  bei  $z = 8,7$  m ausgewertet. Für die Berechnung, die im rechten Diagramm dargestellt wird, wurde die seitliche Verschiebung bei  $z = 8,3$  m ermittelt und der entsprechende Wert in Abhängigkeit von der durch den Pfahl aufgenommenen Normalkraft  $N$  in Abbildung 6.29 eingetragen. Zusätzlich zu den mit der Finiten-Elemente-Methode berechneten Kurven sind die Grenzkurven mit in Abbildung 6.29 dargestellt, für die Plastifizieren des Pfahlquerschnittes eintritt.

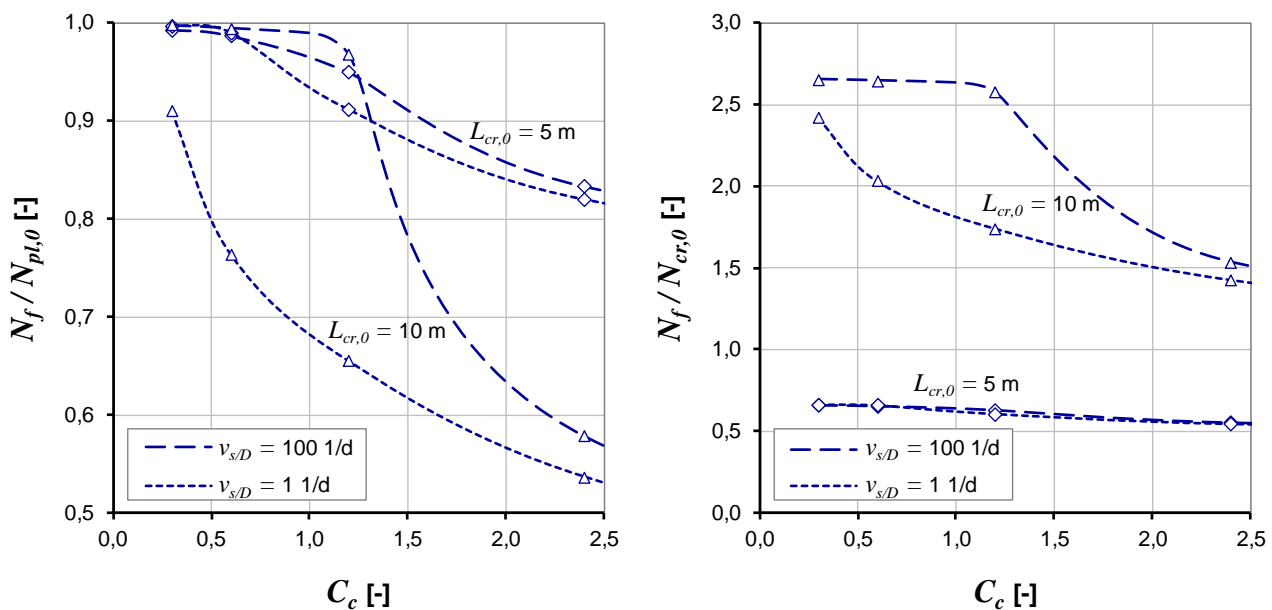


**Abbildung 6.29:** Entwicklung der Pfahlnormalkraft  $N$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung  $y/D$  für unterschiedliche Werte  $C_c$  und  $v_{s/D}$  (links: Darstellung Ordinatenachse  $N_f/N_{pl,0}$ ; rechts: Darstellung Ordinatenachse  $N_f/N_{cr,0}$ )

Wie zu erwarten war, nimmt die durch den Pfahl aufnehmbare maximale Normalkraft  $N$  bei Ansatz einer Bodenstützung deutlich zu. Dabei sind die größten relativen Steigerungen für das System mit

einer maximal möglichen Knicklänge  $L_{cr,0} = 10$  m feststellbar. Geringer sind die Zuwächse durch die Bodenstützung bei der Knicklänge von  $L_{cr,0} = 5$  m. Hier ist unabhängig von der Bodenstützung die Knicklast im ungestützten Fall bereits größer als die plastische Normkraft bei  $M = 0$  ( $N_{pl,0} > N_{cr,0}$ ). Der Anteil der Bodenstützung am Tragfähigkeitszuwachs ist für den Fall  $L_{cr,0} = 5$  m deutlich geringer als für eine Knicklänge von  $L_{cr,0} = 10$  m

Die Pfahlwiderstände des Systems, das durch  $v_{s/D} = 1$  1/d und  $C_c = 2,4$  charakterisiert ist, liegen unter den Widerständen des Systems mit  $v_{s/D} = 100$  1/d und  $C_c = 0,6$ . Dabei ist zu beachten, dass die Grenzstützspannung des Bodens  $p_f$ , welche grundsätzlich unabhängig von  $C_c$  ist (vgl. Abschnitte 5.5 und 5.7), bis auf den viskosen Anteil des Widerstandes, der sich über den Verhältniswert  $C_\alpha / C_c$  mit variierendem Kompressionsbeiwert  $C_c$  ändert, für beide Fälle sehr ähnlich ist (Ansatz konstanter Scherparameter bei gleich bleibendem Spannungsniveau). Die Größe des viskosen Anteils am Widerstand, den der Pfahl durch seine Normkraft abtragen kann, kann durch die Auswertung, die in Abbildung 6.30 gezeigt wird, veranschaulicht werden. Hier sind vergleichend alle unter den verschiedenen Randbedingungen der FE-Berechnung ermittelten maximalen Pfahlnormkräfte  $N_f$  eingetragen.



**Abbildung 6.30: Zusammenfassende Darstellung der mit der Finite-Elemente-Methode ermittelten maximalen Pfahlnormkräfte  $N_f$ , Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit  $v_{s/D}$  und der maximal möglichen Knicklänge  $L_{cr,0}$  für verschiedene Kompressionsbeiwerte  $C_c$**

Der Unterschied zwischen dem Fall einer raschen Belastung  $v_{s/D} = 100$  1/d und einer langsameren Belastung  $v_{s/D} = 1$  1/d ist in Bezug auf die Verhältniszerte  $N_f / N_{pl,0}$  bzw.  $N_f / N_{cr,0}$  nicht einheitlich. So werden die Berechnungsergebnisse für eine maximal mögliche Knicklänge  $L_{cr,0} = 5$  m kaum von  $v_{s/D}$  beeinflusst. Dieser Umstand verdeutlicht den vergleichsweise geringen Einfluss der Bodenstützung auf die Ermittlung der maximalen Traglast  $N_f$  des Systems. Hier werden die Widerstände primär durch im Pfahlquerschnitt mobilisierte Spannungen bestimmt, welche im gewählten elastisch-plastischen Stoffmodell nicht von viskosen Eigenschaften abhängig sind. Dagegen ist der



Einfluss der Bodenviskosität, der aus den Unterschieden der bezogenen Normalkräfte  $N_f/N_{pl,0}$  bzw.  $N_f/N_{pl,0}$  zwischen  $v_{s/D} = 1$  1/d und  $v_{s/D} = 100$  1/d gut ableitbar ist, für bestimmte Parameterkombinationen beim System mit  $L_{cr,0} = 10$  m erheblich. Der von der Beanspruchungsgeschwindigkeit verursachte Unterschied bezogen auf eine Auswertung der Verhältniswerte  $N_f/N_{pl,0}$  bzw.  $N_f/N_{pl,0}$  reduziert sich mit zunehmenden Kompressionsbeiwert  $C_c$ . In diesen Fällen ist analog zum Fall einer kleinen Knicklänge der Anteil der Bodenstützung am Gesamtwiderstand, der zu einer maximal erreichbaren Pfahlnormalkraft  $N_f$  führt, gering. Im Grenzfall  $C_c \rightarrow \infty$  ist der Widerstand des praktisch ungestützten Pfahls wieder unabhängig von der Viskosität des Bodens.

## 6.5 Vergleich der Berechnungsmethoden und Ausblick

Mit den Prognosemodellen wurde in mehreren Schritten ein Werkzeug zur praktischen Berechnung von Knicklasten stabilitätsgefährdeter Pfähle geschaffen. Zunächst bieten die in Abschnitt 5.7 vorgestellten Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen eine Basis, auf der die zeitabhängige Interaktion zwischen Pfahlschaft und einem viskosen Boden beschrieben werden kann, was in Abschnitt 5.8 weiter in Bezug auf eine praktische Anwendung dargestellt wird. Diese Informationen können unabhängig vom Randwertproblem eines stabilitätsgefährdeten Pfahles zur Prognose anderer Verformungs- bzw. Versagensmechanismen genutzt werden (z.B. Pfahl und Dalben unter Horizontalast oder Gründung von Rohrleitungen in sehr weichen Böden). Dazu werden allein die Erkenntnisse zur Mobilisierung zeitabhängiger Bodenwiderstände weicher wassergesättigter Schichten gegenüber einem starren Element eines Gründungssystems betrachtet. In einem weiteren Schritt wurden, wie in den Abschnitten 6.2 (Berechnungsmethode 1) und 6.3 (Berechnungsmethode 2) beschrieben wird, die mit dem Verfahren aus Abschnitt 5.7 ableitbaren Mobilisierungsfunktionen in Berechnungsverfahren genutzt, mit denen die Analyse der Verformung und der Traglast eines stabilitätsgefährdeten Pfahles erfolgen kann.

Insbesondere das Prognosemodell nach der Berechnungsmethode 1 soll durch seine relativ einfache Handhabung eine Brücke zur praxisorientierten Anwendung schaffen, da unter Berücksichtigung der komplexen Randbedingungen aus Geometrie, Einwirkung und Bodenverhalten die Simulation eines stabilitätsgefährdeten Pfahles mit Berechnungsmethoden, die z.B. die Anwendung eines Finite-Element Programms entsprechend der Berechnungsmethode 3 einschließen, aufwändig ist. Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Traglast stabilitätsgefährdeter Pfähle ist insoweit von großer Bedeutung, als das Vertrauen der Baupraxis in schlanke Pfahltragwerke durch Veröffentlichungen zum Thema Pfahlknicken und gut dokumentierte Schadensfälle bzw. entsprechendem Verhalten bei Pfahlprobelastungen in der letzten Zeit beeinträchtigt wurde (siehe auch Abschnitte 1.2 und 1.3, VOGT et al. 2005; PANDREA und THURNER 2007; PLANKL 2007; OFNER und WIMMER 2007a sowie OFNER und WIMMER 2007b). Die Berechnungsmethode 1 stellt gegenüber dem in der aktuellen Fassung der EA-Pfähle (2012) bzw. dem in VOGT et al. (2013a) aufgegriffenen Prognosemodell eine Erweiterung hinsichtlich der Abbildung der Bodenstützung zur Verfügung, welche die Berücksichtigung zeitabhängiger Effekte aus Konsolidation sowie Bodenviskosität erlaubt. Die Methode wird in einer softwaretechnischen Implementierung der praxisnahen Anwendung zur Verfügung gestellt. Der Pfahl kann als spannungslos vorverformter Stab mit nichtlinearer Biegesteifigkeit, der bei bestimmten Kombinationen des Biegemoments und der Normalkraft plasti-

fiziert, idealisiert werden. Zur Berechnung muss die seitliche Bodenstützung entsprechend der Diskretisierung für jeden Pfahlabschnitt tiefen- und damit spannungsabhängig mittels der nichtlinearen Mobilisierungsfunktionen angenähert werden. Sind die entsprechenden Anwendungsgrenzen hinsichtlich der Bodeneigenschaften eingehalten, so können die in Abschnitt 5.7 gewonnenen Prognoseergebnisse der Extrapolationsrechnungen zur Beschreibung der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  in Abhängigkeit von der normierten Geschwindigkeit  $V$  und der Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  herangezogen und für Prognosen im Rahmen der Berechnungsmethode 1 verwendet werden. Dabei geben die in Abhängigkeit von einer vorab für die Bemessungssituation festzulegenden bezogenen Geschwindigkeit  $V$  gewählten Größen zu  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  die aus der Bodenviskosität und Konsolidation folgenden zeitabhängigen Einflüsse indirekt wieder. So ist z. B. eine rechnerische Begrenzung von Kriechverformungen durch die Wahl einer entsprechend geringen bezogenen Geschwindigkeit  $V$  möglich. Drainiertes oder undrainiertes Bodenverhalten kann ebenfalls durch Festlegung einer entsprechenden bezogenen Geschwindigkeit  $V$  wiedergegeben werden. Ein wesentlicher weiterer Vorteil in Berechnungsmethode 1 gegenüber älteren auf Ersatzstabsystemen basierenden Prognosemodellen nach VOGT et al. (2005) oder VOGT et al. (2013a) liegt darin, dass die Mobilisierung der Bodenstützspannung nicht mehr aus Korrelationen – meist unter Verwendung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  – abgeleitet werden muss, sondern sich direkt aus den Ergebnissen bodenmechanischer Elementversuche ermittelt. Im Rahmen dieser Arbeit wird hierzu besonders auf die Parameter  $\phi'$ ,  $C_c$ ,  $C_\alpha$  und  $k_v$  bzw.  $k_h$  eingegangen.

Das Konzept zur Beschreibung der zeit- und verschiebungsabhängigen Mobilisierung von Verformungswiderständen in weichen viskosen Böden (*p-y-t-curves*) wird auch in einer gegenüber der Berechnungsmethode 1 erweiterten Modellbildung zur Ermittlung der Verformungen und der zeitlich veränderlichen Pfahltraglast bzw. Knicklast genutzt (Berechnungsmethode 2). Wie in Berechnungsmethode 1 wird das Tragverhalten eines Einzelpfahles ohne weitere räumliche Einflussgrößen aus benachbarten Gründungen oder Spannungsgradienten im Boden betrachtet. Grundidee des Berechnungsmodells ist die Prognose von Verformungen und aufnehmbaren Lasten des stabilitätsgefährdeten Pfahles unter Verwendung von Energiebilanzen für diskrete Zeitschritte bzw. Stufen der Aufbringung der Pfahlnormalkraft. Damit kann aus einer zeitabhängigen axialen Belastung des Pfahls die sich einstellende Biegelinie bzw. Knickfigur, welche sich aus den viskosen Bodenstützkräften sowie den sich überlagernden Effekten der Konsolidation und der Biegesteifigkeit des Pfahles ergibt, berechnet werden. Hierzu sind in jedem Berechnungsschritt während der Steigerung der Pfahlnormalkraft unterschiedliche Grundformen der Knickfigur zu prüfen. Nach einem iterativen Vorgehen wird in Abhängigkeit von der im Berechnungsschritt maßgebenden Energieverteilung in den Bodenstützspannungen und den inneren Widerständen infolge der Pfahlbiegung eine maßgebende Verformungsfigur nach dem Prinzip der minimalen Energieaufnahme im System ermittelt. Dieser Vorgang wiederholt sich je nach Anzahl der Berechnungsschritte. Mit dieser Vorgehensweise kann eine sich zeitlich und in Abhängigkeit von der Verschiebung ändernde Knickfigur berechnet werden, was in Berechnungsmethode 1, das auf einem Ersatzstab entsprechend der für die Modellbildung aus einem iterativen Verfahren vorab zu wählenden Knicklänge basiert, nicht möglich ist. Wie zur Berechnungsmethode 1 sind in Berechnungsmethode 2 die Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  zur Steuerung der Mobilisierungsfunktion im Allgemeinen aus den gegebenen Randbedingungen, dem örtlich anstehenden Baugrund und der äußeren Last aus dem zu grün-

denden Bauwerk abzuleiten. Zudem muss wie in Berechnungsmethode 1 beachtet werden, dass eine vertikale Verformung des Bodens, welche gegenüber einer reinen horizontalen Bewegung stets zu geringen Bodenwiderständen führt, ausgeschlossen sein muss.

Die Berechnungsmethode 3 greift auf die Methode der finiten Elemente zurück. Hierzu wurden in Zusammenhang mit der Berücksichtigung des Einflusses aus der Bodenstützung erste Arbeiten von HÜBNER (2007), MEIER (2009), ZOU et al. (2010) sowie SCHALLÜCK und GRABE (2011) präsentiert, die jedoch gegenüber der in dieser Arbeit behandelten Problemstellung andere Schwerpunkte der Untersuchung haben (vgl. Ausführungen im Abschnitt 1.3). Die Modellbildung im Finite-Elemente-Programm kann geometrisch komplexe Geometrien der Pfahlgründung mit unterschiedlichen Bodenschichten erfassen. Dabei kann auf leistungsfähige Stoffmodelle, welche das zeitabhängig viskose Verformungsverhalten weicher Böden gut erfassen können, zurückgegriffen werden. Der Pfahlquerschnitt und sein Verhalten infolge der Interaktion von Normalkraft und Biegemoment kann mit seinen elastisch-plastischen Materialeigenschaften zutreffend wiedergegeben werden. Es werden grundlegende Analysen zur Validierung der Finiten-Elemente-Methode zur Prognose von ausknickenden Pfählen beschrieben. Hierzu werden verschiedene Einflussgrößen in Teilmodellen getrennt betrachtet und die Ergebnisse aus dem FE-Programm mit analytischen Lösungen bzw. mit anderen bereits verifizierten numerischen Näherungslösungen verglichen. Es werden Angaben zum Verhalten eines ungestützten und elastisch gebetteten Pfahles gemacht. Ergänzt werden die beiden Teilprobleme durch Berechnungen zur Wiedergabe des Fließens der Materialien im Pfahlquerschnitt infolge der Interaktion zwischen dem Biegemoment und der Normalkraft. Im Anschluss an die Validierung werden beispielhafte Analysen zu Berechnungsvarianten gezeigt und die komplexe Änderung der Knickfigur sowie der Einfluss der Bodensteifigkeit diskutiert.

Die geschaffenen Modelle, die den Berechnungsmethoden 1, 2 und 3 zugrunde liegen, sind hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit zur Erfassung des Knickproblems bei Pfählen nicht gleichwertig. Verbunden mit dem sehr unterschiedlichen Aufwand zur Modellbildung, was die Erfassung

- der geometrischen Randbedingungen mit dem Pfahlquerschnitt, den Auflagerrandbedingungen und der Vorverformung,
- des spannungs- und zeitabhängig nichtlinearen Bodenverhaltens,
- der Wiedergabe des Tragverhaltens der für den Pfahlquerschnitt definierten Materialien sowie
- der äußeren Belastung mit möglicher nicht stetiger oder monotoner Steigerung der Beanspruchung

einschließt, sind unterschiedliche Prognoseergebnisse zu erwarten. Eine Übersicht zu den wichtigsten Eigenschaften der in dieser Arbeit diskutierten Berechnungsmethoden mit der Angabe der Prognosemöglichkeiten und Einschränkungen der Modellbildung wird in Tabelle 6.4 gegeben.

**Tabelle 6.4: Vergleich der Berechnungsmethoden 1, 2 und 3**

	Berechnungsmethode 1	Berechnungsmethode 2	Berechnungsmethode 3
Bezeichnung	Ersatzstabmodell mit gleichbleibendem Verformungsmodus	inkrementelles Modell basierend auf Energiebilanzen	Finite-Elemente-Modell
Bezug zu Literaturquellen	WENNERSTRAND und FREDRIKSSON (1988), VOGT et al. (2005)	REDDY und VALSANGKAR (1970), GABR und WANG (1994a), GABR et. al. (1994b), GABR (1997), SHERAFATI et al. (2012)	HÜBNER (2007), MEIER (2009), ZOU et al. (2010), SCHALLÜCK und GRABE (2011)
Ansatz der Bodenstützung	hyperbolische Mobilisierungsfunktion	hyperbolische Mobilisierungsfunktion	objektiv formuliertes Stoffmodell
Schichtgrenzen bzw. tiefenabhängige Definition von Bodenparametern	konstante Parameter der Mobilisierungsfunktion über die Länge der Knickfigur	tiefenabhängige Definition von Parametern der Mobilisierungsfunktion möglich	freie Modellierbarkeit der Unterschichtung und Verteilung der Bodeneigenschaften
Abbildung der Konsolidation und Bodenviskosität	indirekt entsprechend einer mittleren Belastungsrate	indirekt entsprechend einer mittleren Belastungsrate	direkt durch gekoppelte Simulation
Abbildung des Pfahlquerschnittes	indirekt durch Biegesteifigkeit $EI$ Pfahldurchmesser $D$ bzw. effektive Wirkfläche der Bodenstützung	indirekt durch Biegesteifigkeit $EI$ Pfahldurchmesser $D$ bzw. effektive Wirkfläche der Bodenstützung	beliebige Querschnittsformen mit z. B.: Aufweitungen und Verjüngungen
Abbildung des Pfahlmaterials	elastisches Materialverhalten	elastisches Materialverhalten	elastisch-plastisches Materialverhalten
Abbildung der Imperfektion	sinusförmig, affin zur Knickfigur	beliebige Funktionen der Stabachse	beliebige Formen
Berücksichtigung der Gruppenwirkung	indirekt über Parameter Mobilisierungsfunktion	indirekt über Parameter Mobilisierungsfunktion	direkt durch geometrisches Modell
Berücksichtigung einer passiven Pfahlbeanspruchung	indirekt über Parameter Mobilisierungsfunktion	indirekt über Parameter Mobilisierungsfunktion	direkt durch geometrisches Modell bzw. äußere Spannungen
Mögliche Verformungsfiguren des Pfahles	sinusförmig, Knickfigur entsprechend Länge des Ersatzsystems	je nach verwendeten Ansatzfunktionen freie Verformungsmöglichkeit	freie Verformungsmöglichkeit entsprechend der Randbedingungen
Ansatz der zeitabhängigen Pfahlbeanspruchung (Simulation Bauablauf bzw. versch. Belastungsszenarien wie z.B. Anprall oder Kriechen)	indirekt durch Wahl der Parameter zur Festlegung der zeitabhängigen Mobilisierungsfunktion	indirekt durch Wahl der Parameter zur Festlegung der zeitabhängigen Mobilisierungsfunktion	frei definierbare Pfahlbelastung und beliebiger weiterer äußerer Lasten bzw. Spannungen

Die Frage, wie genau die vorgestellten Prognosemodelle die Vorgänge in situ abbilden und

- welche in unterschiedlichen Abstufungen möglichen Reduzierungen der Einflussgrößen sowie
- welche auf Annahmen beruhenden Eingabeparameter die Genauigkeit des Rechenergebnisses beeinflussen,

kann in weiterführenden Untersuchungen geprüft werden. Hierzu bieten sich unter anderen Nachrechnungen dokumentierter Probelastungen (BERGFELT 1957, BRANDTZAEG und HARBOE 1957, VOGT et al. 2005, OFNER und WIMMER 2007b) und bekannte Schadensfälle (PANDREA und THURNER 2007) an.

Die hier gezeigten beispielhaften Berechnungsfälle sollen nur prinzipiell die Simulationsmöglichkeiten bei Anwendung der Finiten-Elemente-Methode zeigen. Mit der vorgeschlagenen und nach ausführlichen Berechnungen zur Validierung von Teilproblemen geschaffenen Modellbildung ist die Erfassung komplexer Randbedingungen aus der äußeren Belastung, die Abbildung der Bodenstützung mit einem zutreffenden Stoffmodell sowie die Wiedergabe des geometrisch wie stofflich nicht-linearen Verhaltens eines ausknickenden Pfahls möglich. In weiterführenden Arbeiten erscheinen insbesondere Berechnungen zu folgenden Themen interessant:

- Wiedergabe unterschiedlich langer Kriechphasen bei Definition einer kraftgesteuerten Beanspruchung am Pfahlschaft
- Simulationen zur Bewertung des Einflusses der Konsolidation bei variierender Durchlässigkeit des Bodens
- Einfluss strukturbedingter Bodenwiderstände z. B. durch Anpassung des Überkonsolidierungsverhältnisses
- Ermittlung der Gruppenwirkung bei geringen Pfahlabständen
- Berechnungen zur Analyse des Einflusses passiver Pfahlbeanspruchung auf den Biegeknickwiderstand

## 7 Zusammenfassung

### 7.1 Problemanalyse und Zielformulierung

Bei Pfählen, die teilweise frei oder in weichen bindigen und organischen Bodenschichten stehen, kann Biegeknicken die Tragfähigkeit des Gründungssystems bestimmen. Um die wirtschaftliche Ausnutzung einer Pfahlgründung zu gewährleisten, ist insbesondere bei schlanken Pfählen die seitliche Stützung des umgebenden Bodens auch in gering tragfähigen Schichten des Untergrundes notwendig. Im Gegensatz zur Stabilitätsanalyse von Tragwerkstrukturen des Hochbaus ist die Berechnung des Biegeknickwiderstandes von Pfählen bisher nur für wenige einfache Randbedingungen betrachtet worden. Regelungen zur Nachweisführung unter Anwendung des europäischen Sicherheitskonzeptes bestehen aktuell nicht und erste Ansätze dazu sind in der Baupraxis noch nicht etabliert. Eine geschlossene Nachweisführung basierend auf einem evaluierten mechanischen Modell wird in der deutschsprachigen Literatur erst in neueren Aufsätzen aufgegriffen (OFNER und WIMMER 2007, VOGT und VOGT 2013a). Zuvor wurden in Schweden ab Mitte der 1990er Jahre Empfehlungen zur Berechnung des Biegeknickwiderstandes gerammter Stahlpfähle veröffentlicht (siehe VOGT und VOGT 2013b).

Dagegen wurde das Problem, Knicklasten von Pfählen berechenbar zu machen, schon früh aufgegriffen. Die in einer Recherche analysierten Modelle basieren auf sehr unterschiedlichen Annahmen und Idealisierungen, die je nach Realitätsnähe der Abbildung die Zuverlässigkeit der Prognose des Tragverhaltens stabilitätsgefährdeter Pfähle beeinflussen. Die stützende Wirkung des umgebenden Bodens wird in den publizierten Aufsätzen stets stark vereinfacht. Die Erfassung des nichtlinearen Tragverhaltens des Pfahlmaterials (Verbundquerschnitte) und die Berücksichtigung von Imperfektionen bleiben in ihnen offen. Es werden allenfalls wenige Einflussparameter wie etwa die undrainierte Scherfestigkeit der weichen Bodenschicht und die Verformung bei Erreichen des maximalen Bodenwiderstandes berücksichtigt (WENNERSTRAND und FREDERIKSSON 1988, GABR und WANG 1994, VOGT et.al. 2005, SHERAFATI et al. 2012 und VOGT und VOGT 2013a).

Es konnten wesentliche Effekte bzw. Einflüsse identifiziert werden, bei deren Berücksichtigung bzw. genaueren Modellierung eine genauere Prognose des Biegeknickwiderstandes von Pfählen zu erwarten ist.

#### – **Nichtlinearer Verformungswiderstand der Pfahlstützspannungen**

Realitätsnahe Verformungswiderstände weicher Böden unterscheiden sich zum Teil erheblich von der für den Biegeknicknachweis oft verwendeten elastisch-plastischen Idealisierung des Bodenwiderstandes. In der Arbeit wurde untersucht, welche Grundformen die primär bodenspezifischen Mobilisierungsfunktionen annehmen können und wie eine geeignete Beschreibung gestaltet werden kann.

#### – **Anwendbarkeit von Mobilisierungsfunktionen bei Böden mit breiig-flüssiger Konsistenz**

Die in der Literatur angegebenen Hinweise zur Konstruktion von Mobilisierungsfunktionen beziehen sich auf Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit, welche in einem Bereich ab einer

stichfesten Konsistenz (ca.  $c_u > 20 \text{ kN/m}^2$ ) liegt (REESE und VAN IMPE 2001). Erkenntnisse für Böden im Übergangsbereich von der breiigen zur flüssigen Konsistenz liegen nicht vor. Einige Regelwerke sehen vor, für sehr weiche Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$  überhaupt keine Widerstände anzusetzen, was in jedem Fall eine sehr konservative Annahme ist. Mit neu entwickelten Experimenten wurde die Stützwirkung derart weicher Böden untersucht.

– **Einfluss Konsolidation**

In der Baupraxis wird der Nachweis der Biegeknicksicherheit bisher ausschließlich für den undrainierten Bodenzustand geführt. Bei weichen feinkörnigen Böden bietet der Ansatz drainierter Widerstände deutliche Traglaststeigerungen (SHAHROUR und ATA 2002, VOGT und VOGT 2013a). Dabei ist jedoch genau zu prüfen, unter welchen Umständen der Nachweis für (teil-)drainierte Bodenwiderstände geführt werden kann. Die Belastungsrate, die Durchlässigkeit des Bodens sowie der Pfahldurchmesser stellen die wesentlichen Parameter dar, welche die Konsolidation steuern. Der Einfluss dieser Größen wurde durch experimentelle Untersuchungen und numerische Berechnungen analysiert. Ziel war die Angabe systemabhängiger Grenzen, ab welchen der Verzicht auf einen Nachweis für den undrainierten Bodenzustand plausibel ist.

– **Einfluss Bodenviskosität**

Bei hohen Ausnutzungsgraden der Scherfestigkeit des stützenden Bodens können überproportionale Verformungen infolge der Bodenviskosität entstehen. Im Grenzfall kann bei stark kontraktanten Böden ein Kriechbruch, der zeitlich verzögert eintritt, den Versagensfall Pfahlknicken bestimmen (VOGT et al. 2005). Mit den durchgeführten Experimenten und Berechnungen ist die Bewertung des Einflusses der Bodenviskosität zentraler Bestandteil der Arbeit.

Die zu den oben genannten Problemkreisen gewonnenen Forschungsergebnisse fließen in ein Modell zur Ermittlung des Biegeknickwiderstandes ein, das auf einem Ersatzstab aufbaut, der den durch eine weiche Bodenschicht gebetteten Einzelpfahl wiedergibt. Gleichgewichtslagen nach Theorie 2. Ordnung werden in inkrementellen Belastungsschritten durch einen Vergleich der Energiebilanzen verschiedener Biegelinien ermittelt, die den Systemrandbedingungen genügen. Zum Ansatz der Bodenstützung wurden parametrisierte Mobilisierungsfunktionen geschaffen, die darüber hinaus für unterschiedliche Randwertprobleme in der Geotechnik anwendbar sind.

## 7.2 Experimentelle Untersuchungen

### 7.2.1 Allgemeines

Kernziel der Arbeiten war die experimentelle Untersuchung sehr weicher Böden in Bezug auf deren Stützwirkung auf pfahlartige Gründungselemente. Dabei wurden vor allem zeitabhängige Effekte, welche sich aus der Konsolidation und Viskosität des Bodens ergeben, näher betrachtet. Die Untersuchungen gliederten sich in zwei Arbeitsschritte. Zunächst wurden mit Elementversuchen die bodenmechanischen Eigenschaften eines ausgewählten Versuchsbodens ermittelt, um im Weiteren das Verhalten des Bodens in einem numerischen Modell abzubilden, mit dem die zeitabhängige Interaktion Pfahlschaft – Boden untersucht werden konnte. Im zweiten Schritt wurde der komplexe Verformungsmechanismus eines seitlich gestützten Pfahlsegmentes durch einen neu entwor-

fenen Modellversuch abgebildet, was zur Validierung des numerischen Modells genutzt wurde. Als Boden wurde ein Kaolinton aus dem Kemmlitzer Revier untersucht (Kaolinit 64 M.-%, Quarz 30 M.-%, Montmorillonit 6 M.-%, Fließgrenze  $w_L = 53$  %, Ausrollgrenze  $w_P = 29$  %).

## 7.2.2 Elementversuche

Die für die Problemstellung zu betrachtenden Böden charakterisieren sich vor allem durch ihre geringe Scherfestigkeit und ihre hohe Kompressibilität. Dies macht in Bezug auf den zu untersuchenden Bereich geringer Effektivspannungen eine sorgfältige Probenvorbereitung und den Einsatz spezieller Versuchstechnik notwendig. Ein Teilziel der Forschung war daher die Entwicklung von 2 speziell auf die Untersuchung sehr weicher feinkörniger Böden ausgelegter Triaxialzellen. Die wichtigste Zielsetzung bei der Konzeption war die Schaffung der Möglichkeit, einen flüssig kolloidal gemischten Boden zunächst eindimensional konsolidieren zu können, bevor die Probe in Kompressions- oder Extensionsrichtung scherbeansprucht wird. Das Konstruieren der dafür geplanten Spezialzellen geschah in Zusammenarbeit mit der hauseigenen Werkstatt, welche dann die feinmechanische Fertigung auf hohem technischem Niveau übernahm.

Die Ergebnisse aus Ödometer- und Triaxialversuchen dienten im Kontext des Forschungszieles primär zur Auswahl eines geeigneten Stoffmodells sowie zur Kalibrierung von dessen Parametern. Ferner konnten aus den Versuchen grundlegende Ergebnisse gewonnen werden, da das mechanische Verhalten im Übergangsbereich zwischen einer Suspension und einem Boden mit einer Struktur und direkten Partikelkontakten, die effektive Spannungen übertragen, bisher nur stichpunktartig erforscht ist. Hierzu können besondere Erkenntnisse genannt werden:

- Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  nimmt mit geringer werdenden Effektivspannungen im Übergangsbereich zur flüssigen Konsistenz deutlich zu und ist auch für normalkonsolidierte strukturlose Böden kein als konstant anzusehender Bodenkennwert.
- Der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  steigt ebenfalls mit geringer werdender Effektivspannung an. In Standardödometerversuchen  $\varnothing 100$  mm wurde am untersuchten Kaolinton in etwa  $C_\alpha / C_c = 0,025$  festgestellt, was unterhalb von aus Literaturquellen ableitbaren Erfahrungswerten liegt. Ein systematischer Versuchsfehler konnte ausgeschlossen werden, da die geringe Kriechneigung unter abweichenden Randbedingungen auch in 3 Großödometerversuchen  $\varnothing 300$  mm bestätigt wurde.
- Die Großödometerversuche wurden ferner genutzt, um den Ruhedruckbeiwert  $K_0$  zu bestimmen. Zum Einsatz kam ein dafür eigens entwickelter Spannungssensor. Es wurde ein leichter Anstieg des  $K_0$ -Wertes im Bereich geringer Effektivspannungen von 0,45 bei  $\sigma'_a = 3$  kN/m<sup>2</sup> auf 0,60 bei  $\sigma'_a = 50$  kN/m<sup>2</sup> festgestellt. Für größere Spannungen  $\sigma'_a$  bleibt  $K_0$  konstant.
- In einer speziellen Versuchsreihe wurde der Effekt der Strukturbildung während extrem langsamer Belastungsraten bei Erstbelastung untersucht. Die einzelnen Phasen betrugten 80 Tage, wobei die Spannungserhöhungen im Vergleich zum genormten Ödometerversuch, der jeden Tag eine Lastverdoppelung vorsieht, 100 bis 1000-fach langsamer aufgebracht wurden. Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  sowie die Größe  $C_\alpha$  reduzierten sich während der langsamen Belastungsphasen deutlich, wobei das Verhältnis  $C_\alpha / C_c$  etwa konstant blieb.



- Mit den Triaxialversuchen konnte nachgewiesen werden, dass auch für Böden mit einem Wassergehalt nahe der Fließgrenze eine undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  reproduzierbar messbar ist. Es wurden Kompressions- ( $\lambda_{cu} = 0,34$ ) und Extensionspfade ( $\lambda_{cu} = 0,19$ ) untersucht.
- Bei drainierter Belastung wurde nur ein leichter Abfall des Reibungswinkels von  $\varphi' = 24^\circ$  auf  $22^\circ$  bei sehr geringen Konsolidationsspannungen von unter  $\sigma'_{a,c} = 10 \text{ kN/m}^2$  festgestellt.
- Auch für sehr weiche Proben ergab sich bei undrainierter Belastung eine vergleichsweise hohe Anfangssteifigkeit. Dagegen reduziert sich die Steifigkeit im drainierten Versuch signifikant.
- Je geringer das Effektivspannungsniveau im Triaxialversuch war, desto höher war der Anteil strukturbedingter Widerstände am „totalen“ Verformungswiderstand. Dieser Effekt konnte nach sehr geringen Beanspruchungsraten, Kriech- oder Relaxationsphasen festgestellt werden.
- Die Auswertung der Bodenviskosität im Triaxialversuch erfolgte unter Verwendung des Zähigkeitsindex  $I_v$ , welcher die verschiedenen Einflüsse der Viskosität auf den geschwindigkeitsabhängigen Verformungswiderstand sowie auf Kriech- und Relaxationsphasen beschreiben kann. In den vorschubgesteuerten Ödometerversuchen wurde  $I_v$  zwischen 0,02 und 0,03 gemessen. Die triaxialen Kompressionsversuche mit sprunghafter Änderung der Dehnungsrate zeigten Werte zwischen  $I_v = 0,015$  und 0,045. Dabei nahm die Größe des Wertes  $I_v$  mit sinkender Konsolidationsspannung zu.  $I_v$  vergrößerte sich tendenziell mit zunehmendem Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit. Ein ähnliches Verhalten war in den Triaxialversuchen mit Relaxations- bzw. Kriechphasen feststellbar. Neben der in der Literatur dokumentierten Auswirkung der Bodenviskosität auf die Deviatorspannung  $\sigma'_1 - \sigma'_3$  konnte auch eine Beeinflussung des Spannungsverhältnisses  $\sigma'_3 / \sigma'_1$  ermittelt werden.
- Mit den Ergebnissen konnte zumindest für bestimmte Randbedingungen auf eine Abhängigkeit des Zähigkeitsindex  $I_v$  vom Verformungsmechanismus geschlossen werden. Deutliche Schwankungen von  $I_v$  bei einer Versuchsart insbesondere nach sehr langsamer Beanspruchungsrate, Kriech- oder Relaxationsphasen sowie die Abhängigkeit von der Größe des Geschwindigkeitssprunges lassen vermuten, dass der gemessene Zähigkeitswert  $I_v$  von Struktureffekten beeinflusst wird. Das Bodenverhalten mit höheren Widerständen infolge Strukturbildung ist dabei gegenläufig zu den Auswirkungen der Bodenviskosität, welche eine Verringerung der Verformungswiderstände bedingt.

Sekundäre Effekte aus Strukturbildung und Anisotropie beeinflussen zusammen mit den zum Teil nicht einheitlich beschreibbaren Auswirkungen der Viskosität das Verhalten eines sehr weichen Bodens. Dennoch konnte gezeigt werden, dass sich das Verhalten des Versuchsbodens bei einem Wassergehalt nahe der Fließgrenze grundsätzlich nicht von der Charakteristik bei höheren Spannungen, welche Gegenstand konventioneller Untersuchungen ist, unterscheiden.

### 7.2.3 Belastungsversuche an einem Modell-Pfahlabschnitt

Es wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt, um die Wechselwirkungen zwischen Boden und Pfahlschaft unter definierten Randbedingungen zu erforschen. Hierfür wurde eine Versuchsanlage betrieben, in der Boden in einem zylindrischen Druckbehälter  $\varnothing 600 \text{ mm}$  eindimensional konsolidiert werden konnte. Über eine seitliche Führung gehalten, wurde vor dem Einbau des Bodens ein 450 mm langes Segment eines modellhaften Pfahles eingestellt. Nach der Konsolidati-

on konnte das Pfahlsegment über die seitliche Führung horizontal belastet werden, wobei der Weg  $y$  sowie der auf den Pfahlschaft wirkende mittlere Stützdruck  $p$  aufgezeichnet wurden.

Analog zu den Elementversuchen wurde eine stufenweise Lastaufbringung mit dazwischen geschalteten Kriechphasen unter konstanter Last vorgesehen. Mit Sensoren am Pfahlschaft wurden dabei die Änderungen der Porenwasserdrücke und der totalen Spannungen über die Zeit gemessen. Eine entscheidende Einflussgröße für die sich einstellenden zeitabhängigen Verformungen unter konstanter Last ist die Geschwindigkeit der Porenwasserdruckdissipation. Um ein Modell entwickeln zu können, ist daher die Variation der Dissipationsgeschwindigkeit notwendig. Dazu wurden neben der Belastungsgeschwindigkeit mit Kriechzeiten zwischen  $t_c = 0,001$  d und 10 d zwei unterschiedliche Modellpfahldurchmesser  $\varnothing 30$  mm und  $\varnothing 60$  mm untersucht. Mit der Änderung des Pfahldurchmessers konnte der Drainweg, welcher sich aus dem Strömungsweg zwischen den Bereichen mit Porenwasserunterdruck an der Pfahlrückseite und mit Porenwasserüberdruck an der Pfahlvorderseite ableiten lässt, gesteuert werden.

Es wurden insgesamt 19 Einzelversuche durchgeführt. Die vertikale Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$ , welche durch einen Sensor im Boden direkt gemessen werden konnte, wurde zwischen  $13 \text{ kN/m}^2$  und  $40 \text{ kN/m}^2$  variiert, was einer undrainierten Scherfestigkeit im triaxialen Kompressionsversuch von  $c_u = 4 \text{ kN/m}^2$  bis  $14 \text{ kN/m}^2$  entspricht. Neben der Vertikalspannung konnte durch den Sensor die horizontale Spannung und damit der Ruhedruckbeiwert  $K_0$  sowie die Porenwasserdruckentwicklung während der Konsolidation gemessen werden. Im Anschluss an die horizontale Belastung des modellhaften Pfahls wurden der Wassergehalt und damit die Dichteänderung im Nahbereich um den Pfahlschaft ermittelt. Ferner wurden an entnommenen Proben Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Mit den festgestellten Durchlässigkeitsbeiwerten  $k$  konnte unter Berücksichtigung einer erheblichen Bandbreite zufällig erscheinender Streuungen der Versuchsergebnisse der in den Ödometerversuchen festgestellte Konsolidationsverlauf reproduziert werden. Die Informationen zur Durchlässigkeit flossen unmittelbar in die Kalibrierung des numerischen Modells ein.

Zur Auswertung der zeit- und verformungsabhängigen Stützspannungen wurden verschiedene Kenngrößen verwendet. Es wurden der maximale Stützdruck  $p_f$  sowie die daraus folgenden Größen  $(y/D)_f$  und  $(y/D)_{f50}$ , welche die bezogene Verformung  $y/D$  bei Erreichen der Spannung  $p_f$  bzw.  $0,5 \cdot p_f$  beschreiben, sowie die Anfangssteifigkeit  $E_i$  erfasst. Nachdem  $p$  in den meisten Versuchen auch nach größeren Verformungen von bis zu  $y/D = 20\%$  zumindest geringfügig zunahm und ein Zustand mit  $\partial p / \partial (y/D) = 0$  nicht klar ermittelt werden konnte, war die Festlegung von Auswertekriterien zur Bestimmung der Größe  $p_f$  notwendig. Hierzu wurde primär das Kriechmaß  $k_{y/D}$ , das sich auf die horizontale Verformung  $y/D$  während einer Kriechphase  $t_c$  bezieht, herangezogen. Es gilt  $k_{y/D} = \Delta(y/D) / \log(t_0/t_1)$ , wobei  $t_0 < t_1$  Zeitpunkte innerhalb einer Kriechphase sind. Somit sind im Allgemeinen  $p_f$  sowie die Größen  $(y/D)_f$  und  $(y/D)_{f50}$  vom frei gewählten jedoch auf die Anforderungen des Bauwerkes abzustimmenden Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f}$  abhängig.

Zunächst wurde die maximale Stützspannung  $p_f$  ausgewertet und diskutiert. Der Einfluss des effektiven Spannungsniveaus war dominant, wobei eine direkte Proportionalität zwischen  $\sigma'_{v,c}$  und  $p_f$  entsprechend der undrainierten Scherfestigkeit im Triaxialversuch ableitbar war. Dabei boten die

Versuche mit  $t_c = 10$  d aufgrund der Konsolidation und der auftretenden Verfestigung infolge sekundärer Struktureffekte die größten Widerstände  $p_f$ . Weit geringer waren die Werte  $p_f$ , welche für eine rasche Belastung mit einer Kriechzeit von etwa  $t_c = 0,1$  d bis 0,001 d gemessen wurden. Der Einfluss der Konsolidation auf den maximalen Stützdruck  $p_f$  wurde durch eine Bestimmung des Wassergehaltes im Nahbereich des Pfahlquerschnittes nachgewiesen (VOGT und VOGT 2011). So konnte nach langsamer Belastung eine deutliche Erhöhung der Dichte und damit des Scherwiderstandes an der Vorderseite des horizontal belasteten Pfahlsegmentes festgestellt werden. Erfolgte die Belastung rasch, so blieben Wassergehalte an der Pfahlvorderseite gegenüber dem übrigen Bereich des Bodens im Versuchsbehälter nahezu unverändert.

Die Anfangssteifigkeit  $E_i$  ist insbesondere für eine Bemessung im Fall, dass nur geringe Verformungen toleriert werden, entscheidend. Über den großen Einfluss der Anfangssteifigkeit  $E_i$  bei der Simulation der Knickproblematik wurden bereits von MEIER (2009) erste Hinweise gegeben. Daneben wurde von VOGT und VOGT (2013a) in Vergleichsrechnungen der große Einfluss des Wegs zur vollen Mobilisierung von  $p_f$  beispielhaft dargestellt. So bieten vor allem Pfähle mit geringer initialer Vorverformung bei einer hohen Anfangssteifigkeit des Bodens große Biegeknickwiderstände. Analog zur Größe  $p_f$  zeigte die Anfangssteifigkeit  $E_i$  eine direkte Proportionalität zur Konsolidationsspannung  $\sigma'_{v,c}$ . Wie bereits die Auswertung zur Größe  $p_f$  ergab, hatte auch bezogen auf die Steifigkeit  $E_i$  der Pfahldurchmesser  $D$  einen nicht eindeutig bestimmbar jedoch unter den hier gegebenen Randbedingungen einen stets untergeordneten Einfluss.

Zur Auswertung der Zeitabhängigkeit mit einer Berücksichtigung der Konsolidation und der Bodenviskosität wurde auf Erkenntnisse aus dem Bereich der Interpretation von Drucksondiererergebnissen zurückgegriffen. Dazu wurde die von FINNIE und RANDOLPH (1994) eingeführte bezogene Geschwindigkeit  $V = (v \cdot D) / c_h$  benutzt, um den Einfluss der Konsolidation darstellen zu können. Neben der Belastungsgeschwindigkeit  $v$  und dem Pfahldurchmesser  $D$  ist hier der Beiwert  $c_h$ , der die Konsolidation mit einer horizontal gerichteten Strömung um den Pfahlschaft herum bzw. in geringer belastete Bodenschichten beschreibt, von Bedeutung. Zur Berechnung von  $c_h$  wurden die Ansätze nach LEHANE et al. (2009) verfolgt, der für Penetrationsversuche einen sog. *operativen Konsolidationsbeiwert* unter Berücksichtigung des Spannungs- und Steifigkeitsniveaus entwickelt hat.

Wird die im Versuch bestimmten Größen für  $p_f / \sigma'_{v,c}$  gegenüber der normierten Geschwindigkeit  $V$  angetragen, so zeigt sich ein deutlicher Zuwachs des Bodenwiderstandes hin zu kleineren Werten  $V$ . Dabei ist zunächst zu beachten, dass in den Versuchsreihen  $V$  um den Faktor  $10^5$  variiert wurde, was baupraktisch gesehen einen großen Wertebereich darstellt. Mit den gewonnenen Kurvenverläufen lässt sich eine Ähnlichkeit zum Trend der Messwerte nach RANDOLPH und HOPE (2004) zeigen. Es scheint, dass ein nahezu ideal undrainierter Zustand auch bei den in dieser Arbeit durchgeführten modellhaften Pfahlprobelastungen ab einer bezogenen Geschwindigkeit  $V = 10^1$  erreicht wurde ( $p_f / \sigma'_{v,c} \approx 2$  bei  $y / D = 10\%$ ). Demgegenüber kennzeichnet der Bereich  $V < 10^1$  drainierte Bodenzustände ( $p_f / \sigma'_{v,c} \approx 4,5$  bei  $y / D = 10\%$ ). Ein durch die Bodenviskosität zu erwartendes erneutes Ansteigen des Widerstandes  $p_f / \sigma'_{v,c}$  bei Geschwindigkeiten  $V > 10^1$  konnte aufgrund der dafür notwendigen sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten nicht beobachtet werden.

Die Entwicklung des Kriechmaßes  $k_{y/D}$  wurde in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad  $p/p_f$  diskutiert. Die Kriechmaße  $k_{y/D}$  für die Versuche mit  $t_c = 10$  Tagen nahmen zunächst mit steigendem Ausnutzungsgrad  $p/p_f$  ab, was auf eine Konsolidationswirkung, viskose Alterung und strukturbildende Prozesse zurückgeführt werden kann. Erst ab  $p/p_f = 0,8$  wurde ein deutlicher Anstieg registriert. Demgegenüber stieg  $k_{y/D}$  bei rascherer Belastung ( $t_c = 0,001$  d bis 0,1 d) mit größer werdendem  $p/p_f$  schnell an. In diesen Versuchen lag für geringe Ausnutzungsgrade  $p/p_f$  das Kriechmaß  $k_{y/D}$  deutlich unter den entsprechenden Werten der langsamen Belastungsversuche mit 10-tägiger Kriechzeit. Dies ist durch den Umstand erklärbar, dass die Kriechkurven unter Berücksichtigung einer logarithmischen Skalierung der Zeitachse gekrümmt sind und das Kriechmaß erst nach längeren Kriechzeiten  $t_c$  bei geringeren Ausnutzungsgraden als konstant anzusehen ist. Dagegen nimmt bei größerem Wert  $p/p_f$  das Kriechmaß  $k_{y/D}$  in jedem Fall zu, wobei dann die maximale Stützspannung  $p_f$  durch das definierte Grenzkriechmaß  $k_{y/D,f}$  begrenzt ist. Der Fall eines Kriechbruches, der durch einen Zustand  $\hat{\partial}p/\hat{\partial}(y/D) = 0$  mit zunehmender Kriechzeit  $t_c$  definiert ist, konnte in den durchgeführten Versuchen nicht beobachtet werden.

### 7.3 Simulationsrechnungen zu den Modellversuchen eines seitlich belasteten Pfahlsegments

Es wurden zur Abbildung der zeitabhängigen Interaktion eines quer zur Achse beanspruchten Pfahlabschnittes mit dem weichen gesättigten viskosen Boden Finite-Elemente Modelle eingesetzt, wobei ein ebener Verformungszustand in einer Ebene senkrecht zur Pfahlachse abgebildet wurde. Das Modell ermöglicht keine Dehnungen senkrecht zur Modellebene, was die Simulation eines oberflächennah liegenden Pfahlabschnittes ausschließt. Der Pfahlschaft wurde als zylindrisches Volumenelement modelliert. Die Übertragung von Spannungen zwischen der Oberfläche des Pfahles und dem Boden erfolgte über sog. Interface-Elemente. Das tatsächliche Bodenverhalten im engen Bereich nahe der Oberfläche des Pfahles ist komplex und wird empirisch stark vereinfacht mit einem Faktor  $0 \leq \alpha \leq 1$ , welcher die Rauheit der Pfahloberfläche bzw. die Verzahnung des Bodens mit dem Pfahlmantel phänomenologisch quantifiziert, beschrieben.

Als Stoffmodell für den weichen Boden wurde das elasto-viskoplastische Stoffmodell nach NEHER und VERMEER (1998) verwendet. Ausgegeben werden für jeden Spannungspunkt im FE-Modell entsprechend der gekoppelten Berechnung unter Verwendung der drei-dimensionalen Strömungstheorie nach BIOT (1956) und dem in Bezug auf die effektiven Spannungen des Partikelgerüsts des Bodens definierten Stoffmodell Porenwasserdrücke und Effektivspannungen. Bei dieser Analyseart wurden die Parameter der Scherfestigkeit, Steifigkeit und Viskosität vorab aufgrund der Ergebnisse der Elementversuche festgelegt. Die Entwicklung von Effektivspannungen und Porenwasserdrücken während einer Belastung sind abhängig von der Wahl des Stoffmodells und den Größen der Stoffmodellparameter. Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ist dabei kein Parameter des Stoffmodells, sondern einhergehend mit dem undrainierten bzw. teildrainierten Bodenverhalten ein Ergebnis der gekoppelten numerischen Berechnung.

Mit der Nachrechnung der Modellversuche zu einem seitlich belasteten Pfahlsegment erfolgte die Validierung des numerischen Modells. Die von der Effektivspannung  $\sigma'_{v,c}$  abhängige Zunahme des maximalen Stützdruckes  $p_f$  konnte durch das numerische Modell vergleichsweise gut wiedergege-

ben werden. Bei langen Kriechphasen wurde der im Versuch gemessene Widerstand  $p_f$  jedoch in den Simulationsergebnissen deutlich unterschätzt. Das kann in Zusammenhang mit den Erkenntnissen aus den Ödometer- und Triaxialversuchen gebracht werden, wenn dort Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter aus vergleichsweise raschen Belastungsvorgängen abgeleitet werden. Strukturbedingte, sich langsam entwickelnde Widerstände können durch das ausgewählte Stoffmodell nicht abgebildet werden. Nachdem die Anfangssteifigkeit  $E_i$  nur sehr gering von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt, konnte diese vergleichsweise gut durch das Modell reproduziert werden, was für die Prognose des Biegeknickwiderstandes von besonderer Bedeutung ist.

Basis des unten beschriebenen Prognosemodells sind zusätzliche Berechnungen, die die Simulationsrechnungen zu den Modellversuchen auf erweiterte Randbedingungen hinsichtlich Geometrie und Zeit extrapolieren und verallgemeinern. Dazu wurden Kennwerte einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  angegeben und genutzt, um den Stützdruck  $p$  in Abhängigkeit von der bezogenen Verformung  $y/D$  beschreiben zu können. Für eine praktische Nutzung wurden Diagramme erstellt, in denen die Kennwerte bezogen auf die Effektivspannung und in Abhängigkeit von der normierten Belastungsgeschwindigkeit  $V$  dargestellt werden. Variiert wurden ferner die Größe der Bodenviskosität sowie weitere Parameter des Stoffmodells mit dem Ziel, zumindest das Verhalten leicht bis ausgeprägt plastischer vorwiegend strukturloser toniger Böden gegenüber einem pfahlartigen Element abbilden zu können. Für sehr geringe Belastungsraten im Bereich drainierter Bodenzustände kann die Prognosegüte anhand der Daten aus den Modellversuchen nicht ohne weitere Versuche bewertet werden.

Einen untergeordneten Einfluss auf die Parameter  $p_f$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i$  haben der Pfahldurchmesser  $D$  sowie die Pfahlrauheit  $\alpha$ . Dagegen überwiegt der Einfluss der Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$ . Werden die Parameter  $p_f$  und  $E_i$  in Bezug zur Effektivspannung  $\sigma'_{h,c}$  gesetzt, so kann der gekoppelte Einfluss aus Bodenviskosität und Konsolidation in einer ersten Annäherung unabhängig vom Effektivspannungsniveau dargestellt werden. Dabei zeigt sich, dass für den Grenzfall  $C_\alpha/C_c = 0$  eine eindeutige Beziehung zwischen der normierten Geschwindigkeit  $V$  und den Werten der Größen  $p_f/\sigma'_{h,c}$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $E_i/\sigma'_{h,c}$  herrscht. Unabhängig davon, ob bei konstantem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  die Beanspruchungsgeschwindigkeit  $v = (y/D)/t$  variiert wird oder umgekehrt, ergibt sich ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen  $V$  und den Größen  $p_f/\sigma'_{h,c}$ ,  $(y/D)_{f50}$  sowie  $E_i/\sigma'_{h,c}$ . Mit dem Ansatz der Bodenviskosität, die durch  $C_\alpha/C_c$  ausgedrückt wird, ergeben sich jeweils Teilkurven für den Fall einer konstanten Durchlässigkeit (Isopermen) und den Fall einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit  $v$  (Isotachen). Dabei vergrößert die Bodenviskosität insbesondere im undrainierten Zustand den Bodenwiderstand bzw. die mobilisierbaren Stützspannungen. Nimmt die Beanspruchungsdauer infolge einer geringen Belastungsgeschwindigkeit zu, so reduzieren sich die Stützspannungen entsprechend der Größe des Wertes  $C_\alpha/C_c$ .

Bei Betrachtung weiterer bodenspezifischer Einflussgrößen ist festzustellen, dass die maximale Stützspannung  $p_f$  primär durch den Reibungswinkel  $\varphi'$  und die Bodenviskosität  $C_\alpha/C_c$  gesteuert wird. Der Kompressionsbeiwert  $C_c$  und damit die Steifigkeit des Bodens haben keinen Einfluss auf den Wert  $p_f$ . Die Größe  $(y/D)_{f50}$  ist proportional zum Kompressionsbeiwert  $C_c$  und fast unabhängig vom Effektivspannungsniveau. Mit höheren Werten für  $\varphi'$  nimmt  $(y/D)_{f50}$  nur leicht zu. Eine ähnliche Charakteristik zeigt die Anfangssteifigkeit  $E_i$ . Auch hier resultiert eine Halbierung des Beiwer-

tes  $C_c$  in einer Verdoppelung der Steifigkeit  $E_i$ . Der Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi'$  ist geringer. Verschwindend ist bei konstantem  $C_c$  der Einfluss des Wertes  $C_\alpha / C_c$  auf  $E_i$ . Hier zeigt sich, dass die Bodenviskosität und die Konsolidation insbesondere bei einer längeren Dauer der Beanspruchung zu einer Steifigkeitsabnahme führen.

## 7.4 Prognosemodell

### 7.4.1 Allgemeines

Mit Prognosemodellen wurden in mehreren Schritten Werkzeuge zur praktischen Berechnung von Knicklasten stabilitätsgefährdeter Pfähle geschaffen. Zunächst stellen die Ergebnisse der zuletzt genannten Extrapolationsrechnungen die Basis dar, wie die zeitabhängige Interaktion zwischen Pfahlschaft und einem viskosen Boden beschrieben werden kann. Diese Informationen können unabhängig vom Randwertproblem eines stabilitätsgefährdeten Pfahles zur Prognose anderer Verformungs- bzw. Versagensmechanismen genutzt werden (z.B. Pfahl und Dalben unter Horizontallast oder Gründung von Rohrleitungen in sehr weichen Böden). Dazu werden allein die Erkenntnisse zur Mobilisierung zeitabhängiger Bodenwiderstände weicher wassergesättigter Schichten gegenüber einem praktisch starren Element eines Gründungssystems im ebenen Verformungszustand betrachtet.

### 7.4.2 Modell basierend auf Ersatzstabsystem (Berechnungsmethode 1)

Die ideale Verzweigungslast  $N_{cr}$  des Systems Pfahl – stützender Boden kann nach den analytischen Ansätzen gemäß WENNERSTRAND und FREDERIKSON (1988) bzw. VOGT et.al. (2005) berechnet werden. Diese Lösung, die aus Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen an einem Ersatzstab entsprechend der Knicklänge  $L_{cr}$  abgeleitet werden kann, wurde in der in dieser Arbeit beschriebenen Modellbildung aufgegriffen und erweitert. Dabei kommen die aus Ergebnissen modellhafter Belastungsversuche sowie aus den Extrapolationsrechnungen abgeleiteten hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen  $p(y/D)$  zur Wiedergabe der seitlichen Bodenstützung  $p$  in Abhängigkeit von der bezogenen seitlichen Verschiebung quer zur Pfahlachse  $y/D$  zum Einsatz. Zur numerischen Lösung ist eine Diskretisierung des Pfahls im Bereich der Knicklänge  $L_{cr}$  notwendig. Auf den einzelnen Längsabschnitten des Pfahles wird eine Bodenstützkraft  $P$  entsprechend dem Pfahldurchmesser  $D$  und der bezogenen seitlichen Verschiebung  $y/D$  gemäß der hyperbolischen Funktion mit  $P = D \cdot p(y/D)$  berechnet. Diese Stützkräfte gehen für jeden Berechnungsschritt, der durch eine schrittweise Erhöhung der Pfahlnormalkraft  $N$  charakterisiert werden kann, in die Gleichgewichtsbedingung ein.

Entscheidend dabei ist die abhängig vom Bodenverhalten zutreffende Wahl einer Mobilisierungsfunktion und die damit verbundene Festlegung der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$ . Diese ergeben sich zunächst aus den bodenmechanischen Parametern des Reibungswinkels  $\varphi'$ , des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  und des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$  für unterschiedliche Effektivspannungen im weichen Boden. Die Zeitabhängigkeit wird durch die sog. bezogene Geschwindigkeit  $V$  berücksichtigt. Diese Größe beeinflusst neben den genannten bodenmechanischen Parametern ebenfalls die Bodenstützung  $p(y/D)$ . Die bezogene Geschwindigkeit  $V$  ist in Abhängigkeit von der Beanspruchungs-

geschwindigkeit des Pfahles, dem Drainweg sowie der Bodensteifigkeit zu wählen. Dabei kann ferner durch eine geeignete Wahl von  $V$  indirekt die Begrenzung viskoser Verformungen bei der rechnerischen Analyse des Pfahls erfolgen.

In verschiedenen beispielhaften Berechnungen wurde insbesondere die Eingabe unterschiedlicher Werte der Pfahlimperfektion charakterisiert durch den Biegestich  $e_0$  einer spannungslos vorverformten Pfahlachse innerhalb der Knicklänge  $L_{cr}$  untersucht. Die gewählte Analysegröße  $e_0 / L_{cr}$  beeinflusst die Knicklast  $N_{cr}$  im Fall eines von Boden gestützten Pfahls deutlich. Dabei ist zu beachten, dass eine Begrenzung der maximalen Pfahlbeanspruchung durch Plastifizierung der Materialien im Pfahlquerschnitt mit dem hier beschriebenen Modellansatz nicht ermittelt werden kann. Zur Nachweisführung für die Ermittlung eines Bemessungswertes zum Biegeknickwiderstand, der auch den Grenzfall der Kombination maximal möglicher Schnittgrößen bei Erreichen der Festigkeiten der Materialien im Pfahlquerschnitt einschließt, wird daher auf die Vorschläge gemäß VOGT et al. (2013) verwiesen. Darin werden Biegeknicklinien aus der Tragwerksplanung im Hochbau und daraus abzuleitende Abminderungsbeiwerte in Abhängigkeit von der Imperfektion des Pfahlquerschnittes zur Anwendung gebracht. Gegenüber Berechnungen im Hochbauwerken können mit dem Parameter  $e_0$  zusätzliche Imperfektionen, die aus dem Baugrund, der Pfahlherstellung oder der Konstruktion des Pfahlsystems (z.B. Länge der Schüsse des Traggliedes, Ausführung der Verbindung und Anschlüsse) folgen, erfasst werden.

Die maßgebende Knicklänge  $L_{cr}$  des Ersatzsystems muss durch Iteration mit dem Ziel der Findung einer minimalen Knicklast  $N_{cr}$  des Systems Pfahl – Boden ermittelt werden. Dabei ist im Gegensatz zu den weiteren in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungsmethoden 2 und 3 die Wahl einer für den Belastungsvorgang repräsentativen Steifigkeit des weichen Bodens  $\Delta p / \Delta(s/D)$  bzw.  $\partial p / \partial(s/D)$  und der Biegesteifigkeit  $EI$  des Pfahls notwendig.

#### **7.4.3 Modell basierend auf der Analyse von Energiebilanzen in diskreten Berechnungsschritten (Berechnungsmethode 2)**

In einem weiteren Schritt wurden die Mobilisierungsfunktionen zur Analyse des Tragverhaltens eines stabilitätsgefährdeten Einzelpfahles ohne weitere räumliche Einflussgrößen aus benachbarten Gründungen oder Spannungsgradienten im Boden betrachtet. Grundidee des Berechnungsmodells ist die Berechnung von Energiebilanzen unterschiedlicher Verformungsfiguren für diskrete Zeitschritte (TIMOSHENKO und GERE 1961). Es werden verschiedene Ansatzfunktionen zur Beschreibung der Knickfigur untersucht, welche auf Basis trigonometrischer Funktionen formuliert sind. Bei der iterativen Berechnung der maßgebenden Energiebilanz werden Frequenz und Phasenverschiebung der Ansatzfunktionen variiert, wobei eine Abstimmung auf die Auflagerrandbedingungen zu erfolgen hat. Die jeweils maßgebende Verformung ergibt sich aus dem Minimum der Energiesumme aus den mobilisierten Größen von Biege- und Bodenstützung. Der Pfahl kann als spannungslos vorverformter Stab mit nichtlinearer Biegesteifigkeit, der bei einer bestimmten Kombination des Biegemomentes und der Normalkraft plastifiziert, idealisiert werden. Die Berechnung der seitlichen Bodenstützung erfolgt entsprechend der Diskretisierung der Pfahlachse für jeden Pfahlabschnitt tiefen- und damit spannungsabhängig unter Verwendung hyperbolischer Mobilisierungsfunktionen. Sind die entsprechenden Anwendungsgrenzen hinsichtlich der Bodeneigenschaften

ten eingehalten, so können die Ergebnisse der Extrapolationsrechnungen zur Beschreibung der Mobilisierungsfunktion mit den Parametern  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  herangezogen werden. Dabei ist die normierte Geschwindigkeit  $V$  zunächst aus der Belastungscharakteristik abzuschätzen, was zu einem iterativen Vorgehen bei der Berechnung führt.

Gegenüber den Rechenmodellen nach VALSANGKAR (1970), GABR und WANG (1994), GABR et al. (1994), GABR et al. (1997) berücksichtigt nur SHERAFATI et al. (2012) eine nichtlineare Mobilisierung des seitlichen Bodenstützdruckes entsprechend den  $p$ - $y$ -Mobilisierungsfunktionen für weiche Tone nach den *API codes* (MATLOCK 1970). Das hier entwickelte Verfahren baut auf dem Konzept nach SHERAFATI et al. (2012) auf, wobei einige Verallgemeinerungen bzw. Erweiterungen neu aufgenommen wurden:

- Der große Einfluss der Anfangssteifigkeit  $E_i$  auf den Biegeknickwiderstand wird durch den Ansatz einer hyperbolischen Mobilisierungsfunktion besser erfasst.
- Es ist möglich, Einflüsse der Konsolidation und der Bodenviskosität prognostizierbar zu machen.
- Mit der Diskretisierung ist eine tiefenabhängige Wahl der Parameter  $E_i$ ,  $(y/D)_{f50}$  und  $p_f$  möglich, was die Abbildung unterschiedlicher Bodenschichten erlaubt.
- Durch verschiedene Untervarianten der trigonometrischen Ansatzfunktionen, in welchen Frequenz und Phasenversatz variiert wird, kann das Ausknicken in einer gering mächtigen Weichschicht beschrieben werden.
- Nach jedem Berechnungsschritt wird die maßgebende Biegelinie überprüft. Damit können entsprechend der Charakteristik der hyperbolischen Mobilisierungsfunktionen größer werdende Halbwellenlängen mit einer Abnahme der Steifigkeit  $\partial p / \partial (y/D)$  simuliert werden.

#### **7.4.4 Prognose unter Verwendung der Finiten-Elemente-Methode (Berechnungsmethode 3)**

Mit der Anwendung der Finiten-Elemente-Methode zur Berechnung von Stabilitätsproblemen bei durch Boden gestützten schlanken und gegenüber dem Boden hochfesten und sehr steifen Pfählen, Lanzen und Teilen von Verbauwänden beschäftigten sich MEIER und CUDMANI (2006), HÜBNER (2007), MEIER (2009) sowie ZOU et al. (2010), SCHALLÜCK und GRABE (2011). Die in dieser Arbeit behandelte Problemstellung eines schlanken Pfahls, der durch zeitlich sich infolge Konsolidation und Viskosität ändernde Stützspannungen beeinflusst wird, wurde von den genannten Arbeiten nicht aufgegriffen.

Die drei-dimensionale Abbildung der Interaktion zwischen Gründung und Boden mittels Volumenelementen in Finite-Elemente-Modellen bietet zahlreiche Vorteile bei Randbedingungen, welche nicht durch die in dieser Arbeit entwickelten Mobilisierungsfunktionen für weiche feinkörnige Böden gedeckt sind. Diese betreffen insbesondere Eigenschaften, die auf die Mobilisierungsfunktion deutlich Einfluss nehmen wie vom Kreisprofil abweichende Geometrien des Pfahlschaftes, stark schwankende Beanspruchungsraten mit der Berücksichtigung von Kriechphasen und die passive Beanspruchung des Pfahles. Ferner kann die Interaktion mit weiteren Bauteilen wie Verbauwänden oder nahen Fundamenten analysiert werden. Die Wirkung von Pfahlgruppen, bei denen im Fall geringer Pfahlabstände eine Reduzierung der Bodenstützung zu erwarten ist, kann berechnet werden. Auswirkungen einer positiven sowie negativen Mantelreibung, Geländeneigung und eine stark unterschiedliche Schichtenabfolge im Untergrund auf den Biegeknickwiderstand können in der Mo-



dellbildung wiedergegeben werden. Die komplexe Modellgenerierung, die nötige Festlegung einer Vielzahl boden- und materialspezifischer Parameter und die nur mit größerem Aufwand zu realisierende Modellvalidierung lassen den Einsatz eines derartigen Prognosewerkzeuges jedoch nur für spezielle Fragestellungen als sinnvoll erscheinen.

Das in dieser Arbeit vorgestellte Modell basierend auf der Finiten-Elemente-Methode wurde anhand von drei Teilmodellen validiert. Hierzu wurde ein Vergleich mit analytischen Lösungen bzw. anderen bereits umfangreich verifizierten numerischen Rechenverfahren aufgestellt. Neben den Beispielen eines ungestützten sowie elastisch gestützten Pfahls wurde das Problem des Biegebalkens mit der Finiten-Elemente-Methode analysiert. Zur Bewertung wurden die Knicklasten im Fall des ungestützten und elastisch gestützten Pfahles, dessen Querschnitt ebenfalls mit einem elastischen Materialverhalten wiedergegeben wurde, herangezogen (EULER 1744, ENGESSER 1891). Im Modell des Biegebalkens wurde das Rechenergebnis aus dem Finiten-Elemente-Programm in Bezug auf die Interaktion zwischen den maximal aufnehmbaren Schnittgrößen Normalkraft und Biegemoment bei Ansatz eines elastisch-plastischen Verhaltens der Materialien im Pfahlquerschnitt untersucht (PFEIFFER 2011). Die Ergebnisse der Rechnungen zur Validierung des Finite-Elemente-Modells zeigen überwiegend eine sehr gute Übereinstimmung mit den bekannten Lösungen aus analytischen Ansätzen bzw. einem in der Tragwerksplanung etablierten numerisch arbeitenden Programm zur Berechnung plastischer Grenzschnittgrößen. Dabei hat die angesetzte Netzfeinheit einen größeren Einfluss auf die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der einzelnen Lösungsmethoden.

In weiterführenden beispielhaften rechnerischen Analysen wurde der von Boden gestützte Pfahl untersucht. Als Stoffmodell zur Abbildung des Bodenverhaltens wurde das *Soft-Soil-Creep* Modell nach NEHER und VERMEER (1998) in Ansatz gebracht. Analog zu den Berechnungen zur Validierung der Modellbildung im Zusammenhang mit den modellhaften Belastungsversuchen eines Pfahlsegmentes wurden zur Wiedergabe drainierter, teildrainierter bzw. undrainierter Zustände in Abhängigkeit von den Randbedingungen, welche die Konsolidation steuern (Durchlässigkeit, Drainweg, Belastungszeit und Steifigkeit), in den Berechnungen die Änderungen der Porenwasserdrücke infolge von Kompression und Scherung berücksichtigt. Die entsprechend dem wiederzugebenden Bodenverhalten zu wählenden Stoffmodellparameter zur Beschreibung der spannungsabhängigen Kompressibilität, Scherfestigkeit und Bodenviskosität definieren das Bodenverhalten in Bezug auf die Effektivspannungen und in Bezug auf die Zeit bzw. die Beanspruchungsrate. Sie sind unabhängig vom Porenwasserdruck sowie Konsolidationseinflüssen. Bei dieser Vorgehensweise sind z. B. die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  und damit die maximale Bodenstützspannung  $p_f$  sowie im Weiteren die inkrementell wirksame Steifigkeit der Bodenstützspannung  $\partial p / \partial(y/D)$  im verwendeten elasto-viskoplastischen Stoffmodell ein Rechenergebnis der Simulation und kein Wert der Eingabe (vgl. Methode 1 nach WEHNERT 2006).

In den beispielhaften Berechnungen wurden zwei unterschiedliche maximal mögliche Knicklängen  $L_{cr,0} = 5$  m und  $L_{cr,0} = 10$  m untersucht. Der im Modell abgebildete Pfahl stellt einen Mikropfahl als Verpresspfahl  $\varnothing 300$  mm mit zentrischem Stahltragglied  $\varnothing 50$  mm dar. Die Steifigkeit und Festigkeit des Stahls sowie des Zementmörtels werden im Finite-Elemente-Modell abgebildet. Die plastische Normalkraft  $N_{pl,0}$  im Fall, dass kein Biegemoment wirkt, ist für  $L_{cr,0} = 5$  m kleiner als die

Knicklast  $N_{cr,0}$  des ungestützten Pfahles. Hier begrenzt das Erreichen der plastischen Schnittgrößen auch im theoretischen Fall einer ideal geraden Pfahlachse immer die maximal erreichbare Pfahlnormalkraft  $N_f$ . Der Einfluss der Bodenstützung auf die für die verschiedenen Parametervarianten berechneten Kräfte  $N_f$  ist somit vergleichsweise gering. Dies liegt auch an der relativ hohen Biegesteifigkeit  $EI$  des zur rechnerischen Untersuchung ausgewählten Pfahlquerschnittes. In diesem Fall ist der innere Widerstand des Pfahles gegenüber der Bodenstützung maßgebend.

Bei der Berechnung des Pfahles mit einer Knicklänge  $L_{cr,0} = 10$  m werden die maximal erreichbaren plastischen Schnittgrößen bei Ansatz einer realitätsnahen Vorverformung bzw. Imperfektion für die Berechnung von  $N_f$  ebenfalls maßgebend. Bei dieser relativ großen maximal möglichen Knicklänge ist neben der vom Pfahlquerschnitt aufnehmbaren Beanspruchung jedoch auch die Stützung durch den Boden von großer Bedeutung. Dies zeigt sich ferner bei der Analyse der Ergebnisse zu  $N_f$ , die für unterschiedliche Beanspruchungsgeschwindigkeiten durch eine Vorgabe der Geschwindigkeit der Pfahlkopfsetzung  $v_{s/D}$  berechnet wurden. Die Bodenviskosität sowie in Teilen auch die zusätzlich stützende Wirkung aus der Steifigkeit des Porenwassers verbunden mit dem zeitlich verzögerten Porenwasserdruckausgleich führt hier bei großen Werten  $v_{s/D}$  zu größeren maximal im Finite-Elemente-Modell ermittelten Pfahlnormalkräften  $N_f$ . Reduziert sich der Anteil der Bodenstützung im Verhältnis zum inneren Widerstand des Pfahlquerschnittes, was in den beispielhaften Berechnungen durch eine deutliche Vergrößerung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  wiedergegeben wurde, so reduziert sich auch der Einfluss der Zeitabhängigkeit. Der ungestützte Pfahl ergibt dann wieder Verformungswiderstände, die entsprechend der elastisch-plastischen Wiedergabe der Materialien im Pfahlquerschnitt unabhängig von der Zeit bzw. der Beanspruchungsgeschwindigkeit sind.

**Anhang 1: Formelzeichen und Symbole mit Formelsammlung**

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$a$	[m]	Abmessung engl.: <i>dimension</i>
$a$	[-]	Parameter zur Beschreibung des geschwindigkeitsabhängigen Drucksondierwiderstandes nach LEHANE et al. (2009) engl.: <i>parameter for describing the rate dependency of cone penetration resistance according to LEHANE et al. (2009)</i>
$a_s$	[1/m <sup>2</sup> ]	Parameter zur Beschreibung der Bindungsanzahl $S$ in Abhängigkeit von der effektiven Spannung $\sigma'$ engl.: <i>parameter for describing the number of bonds <math>S</math> in respect to the effective stress <math>\sigma'</math></i> $S = a_s + b_s \cdot \sigma'$
$A$	[-]	Parameter zur Beschreibung des Kriechens im Triaxialversuch engl.: <i>parameter for describing creep in triaxial tests</i> SINGH und MITCHELL (1968): $\dot{\varepsilon}_1 = A \cdot e^{\alpha \cdot D_q} \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^m \quad \text{mit} \quad \varepsilon_1 = \frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t}$ im konventionellen Triaxialversuch ist $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$
$A$	[m <sup>2</sup> ]	Fläche engl.: <i>area</i>
$A_0$	[m <sup>2</sup> ]	Fläche vor Zustandsänderung engl.: <i>initial area</i>
$b$	[-]	Parameter zur Beschreibung des geschwindigkeitsabhängigen Drucksondierwiderstandes nach LEHANE et al. (2009) engl.: <i>parameter for describing the rate dependency of cone penetration resistance according to LEHANE et al. (2009)</i>
$b_s$	[1/kN]	Parameter zur Beschreibung der Bindungsanzahl $S$ in Abhängigkeit von der effektiven Spannung $\sigma'$ engl.: <i>parameter describing the effective stress <math>\sigma'</math> dependent number of bonds <math>S</math></i> $S = a_s + b_s \cdot \sigma'$
$B$	[1/s]	Konstante im Rahmen der RPT engl.: <i>constant in context of the RPT</i> $B = X \left( \frac{k_B T}{h} \right)$
$c$	[-]	Parameter zur Beschreibung des geschwindigkeitsabhängigen Drucksondierwiderstandes nach LEHANE et al. (2009) engl.: <i>parameter for describing the rate dependency of cone penetration resistance according to LEHANE et al. (2009)</i>
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion bezogen auf effektive Spannungen engl.: <i>cohesion related to effective stress</i>

Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden  
und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle

Anhang 1: Formelzeichen und Symbole mit Formelsammlung

Seite 2

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition	
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion bezogen auf totale Spannungen engl.: <i>cohesion related to total stress</i>	
$c'_{inter}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion in der Kontaktfläche (Interface) engl.: <i>cohesion of the interface</i>	
$c_u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	undrainierte Scherfestigkeit engl.: <i>undrained shear strength</i> $c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	
$c_{u,fl}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	undrainierte Scherfestigkeit gemessen im Flügelscherversuch engl.: <i>undrained shear strength measured from vane shear testing</i>	
$c_v$ bzw. $c_h$	[m <sup>2</sup> /s]	Konsolidationsbeiwert engl.: <i>coefficient of consolidation</i>  vertikale Konsolidation: $c_v$ horizontale Konsolidation: $c_h$ $c_v = \frac{T \cdot \ell_d}{t} \text{ bzw. } c_h = \frac{T \cdot \ell_d}{t}$	klassische Formulierung nach TERZAGHI (1943): $c_v = \frac{k_v \cdot E_s}{\gamma_w} \text{ und } c_h = \frac{k_h \cdot E_s}{\gamma_w}$
			nach LEHANE et al. (2009): $c_h = \frac{k_{h0} \cdot \sigma'_h (1 + e_0)}{\gamma_w \sqrt{\lambda \cdot \kappa}}$
$c_k$	[m <sup>2</sup> /s]	Parameter zur Beschreibung der Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes $k$ von der Porenzahl $e$ engl.: <i>parameter describing the dependency of the conductivity coefficient <math>k</math> on the void ratio <math>e</math></i>  Ansatz nach TAVENAS et al. (1983): $c_k = \frac{e - e_0}{\ln\left(\frac{k}{k_0}\right)}$	Näherung nach TAVENAS et al. (1983): $c_k \approx 0,5 \cdot e_0$
			Näherung nach WONG (2013): $c_k \approx 0,007 \cdot (w_L - 10) \approx C_c$ $w_L$ in [%]
$C_B$	[-] bzw. [%]	Buisman-Konstante (im Fall $\varepsilon_h = 0$ , Ödometerversuch) engl.: <i>Buisman-constant (for <math>\varepsilon_h = 0</math>, oedometer test)</i> $C_B = \frac{\varepsilon_{v,1} - \varepsilon_{v,0}}{\log\left(\frac{t_1}{t_0}\right)} = \frac{\varepsilon_{v,1} - \varepsilon_{v,0}}{\log\left(\frac{\dot{\varepsilon}_{v,1}}{\dot{\varepsilon}_{v,0}}\right)}$	
$C_B^*$	[-] bzw. [%]	modifizierte Buisman-Konstante (im Fall $\varepsilon_r = \varepsilon_h \neq 0$ , Triaxialversuch) engl.: <i>Buisman-constant (for <math>\varepsilon_r = \varepsilon_h \neq 0</math>, triaxial test)</i> $C_B^* = \frac{\varepsilon_{v,2} - \varepsilon_{v,1}}{\log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)}$	

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$C_c$	[-]	Kompressionsbeiwert (im Fall $\varepsilon_r = \varepsilon_h = 0$ , Ödometerversuch) engl.: <i>Compression index (for <math>\varepsilon_r = \varepsilon_h = 0</math>, oedometer test)</i> $C_c = \frac{e_1 - e_0}{\log\left(\frac{\sigma'_{v,1}}{\sigma'_{v,0}}\right)}$
$C_s$	[-]	Schwellbeiwert (auch Rekompansionsbeiwert $C_r$ , Definition gem. $C_c$ ) engl.: <i>Swelling index (definition according to <math>C_c</math>)</i>
$C_\alpha$	[-]	Kriechbeiwert (im Fall $\varepsilon_h = 0$ , Ödometerversuch) engl.: <i>Creep index (for <math>\varepsilon_h = 0</math>, oedometer test)</i> $C_\alpha = \frac{e_1 - e_0}{\log\left(\frac{t_1}{t_0}\right)}$ Zusammenhang zur Buisman-Konstante $C_B$ : $C_\alpha = C_B(1 + e_0)$
$D$	[m]	Durchmesser Pfahlschaft engl.: <i>diameter of the pile shaft</i> Hinweis: in Normung und Empfehlungen auch: $D_s$
$D$	[m]	Durchmesser zylindrische Probe im Triaxialversuch engl.: <i>diameter of a cylindrical sample during triaxial testing</i>
$D_q$	[-]	Ausnutzungsgrad bezogen auf die Deviatorspannung $q$ engl.: <i>utilisation factor in respect to the deviator stress <math>q</math></i> $D_q = \frac{2 \cdot c_u}{q}$
$D_\varphi$	[-]	Ausnutzungsgrad bezogen auf das Spannungsverhältnis $K$ engl.: <i>utilisation factor in respect to the stress ratio <math>K</math></i> $D_\varphi = \frac{\sin(\varphi'_{mob})}{\sin(\varphi'_s)}$
$e$	[-]	Porenzahl engl.: <i>void ratio</i> im Fall $\varepsilon_h = 0$ (Ödometerversuch) gilt: $e = \frac{h}{h_0}(1 + e_0) - 1$ $e = \exp(-\varepsilon_v) \cdot (1 + e_0) - 1$
$\dot{e}$	[1/s]	Porenzahländerungsrate engl.: <i>rate in change of void ratio</i> $\dot{e} = \frac{\partial e}{\partial t}$ im Fall $\varepsilon_h = 0$ (Ödometerversuch) gilt: $\dot{e} = \frac{C_\alpha}{t}$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$e_0$	[-]	Anfangsporenzahl engl.: <i>initial void ratio</i>
$e_0$	[m]	maximale laterale Verformung gegenüber der ideal geraden Pfahlachse in der Mitte der Knicklänge engl.: <i>maximum lateral deformation against the ideal straight pile axis in the middle of the buckling length</i>
$e_{ah,k}$	[-]	Aktive horizontale charakteristische Erddruckspannung engl.: <i>active horizontal characteristic earth pressure</i>
$e_{cs}$	[-]	Porenzahlen im kritischen Zustand engl.: <i>critical state void ratios</i>
$e_{cs,ref}$	[-]	Referenzporenzahl im kritischen Zustand engl.: <i>critical state reference void ratio</i>
$e_{EOP}$	[-]	Porenzahl am Ende der Primärkonsolidation engl.: <i>void ratio at the end of primary consolidation</i>
$e_{ph,k}$	[-]	Passive horizontale charakteristische Erddruckspannung engl.: <i>passive horizontal characteristic earth pressure</i>
$e^{ref}$	[-]	Referenzporenzahl engl.: <i>reference void ratio</i>
$E$	[J]	Energie engl.: <i>energy</i>
$E$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul (Youngscher Modul) engl.: <i>Young's modulus</i> Erläuterung: eindimensionale Steifigkeit bei unbehinderter Seitendehnung bei radialsymmetrischen Spannung gilt: $E = \frac{\partial \sigma_v}{\partial \varepsilon_v} \text{ bei } \sigma_r = 0 \text{ und } \varepsilon_r \neq 0$
$E_A$	[J] bzw. [kNm]	Aktivierungsenergie im Rahmen der RPT engl.: <i>activation energy in context of the RPT</i>
$E_c$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul Beton bzw. Zementmörtel engl.: <i>Young's modulus of concrete and cement mortar</i>
$E_{c1}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Anfangssteifigkeit der $p$ - $y$ Mobilisierungsfunktion als Sekantenmodul zwischen $p = 0$ und Verschiebung $y$ nach 1. Kriechphase $t = t_c$ engl.: <i>initial stiffness of the p-y curve as secant modulus between p = 0 and displacement y at the end of the 1st creep phase t = t_c</i>
$E_i$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Anfangssteifigkeit der $p$ - $y$ Mobilisierungsfunktion als Tangentenmodul bei $p = 0$ engl.: <i>initial stiffness of the p-y curve at p = 0</i>
$E_M$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul der Gummimembran im Triaxialversuch engl.: <i>Young's modulus of the rubber membrane in triaxial tests</i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition	
$E_s$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul engl.: <i>constrained (oedometric) modulus</i> Erläuterung: eindimensionale Steifigkeit bei behinderter Seitendehnung bei radialsymmetrischen Spannung gilt: $E_s = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial \varepsilon_v} \text{ bei } \sigma_r \neq 0 \text{ und } \varepsilon_r = 0$	
$E_{s,inter}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Steifigkeit in der Kontaktfläche (Interface) engl.: <i>constrained (oedometric) modulus in the interface</i>	
$E_u$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul im undrainierten Fall engl.: <i>undrained Young's modulus</i> Zusammenhang zum Elastizitätsmodul $E$ und Querdehnzahl $\nu$ bei drainierten Verhältnissen: $E_u = \frac{3}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot E$	Definition nach JARDINE et al. (1984) $E_u^* = \frac{q}{2 \cdot \varepsilon_a}$
			allg. Definition: $E_u = \frac{q}{\varepsilon_a}$
$E_{u50}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul im undrainierten Fall als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und $q_{f50} = c_u$ bei $\varepsilon_{a,f50}$ (50 % des maximalen Wertes $q = 2 \cdot c_u$ ) engl.: <i>undrained Young's modulus as secant-modulus between the origin and <math>q_{f50} = c_u</math> at <math>\varepsilon_{a,f50}</math> (50 % of the maximum deviator stress <math>q = 2 \cdot c_u</math>)</i> $E_{u50} = \frac{q_f}{\varepsilon_{a,f50}}$	
$EA$	[kN]	Dehnsteifigkeit engl.: <i>axial rigidity</i>	
$EI$	[kNm <sup>2</sup> ]	Biegesteifigkeit engl.: <i>flexural rigidity</i>	
$f_{1, 2, 3... 6}$	[-]	Fließfläche, Fließfunktion engl.: <i>yield surface, yield function</i> Bruchbedingung nach COULOMB (1776) und MOHR (1914): $f_1 = \frac{1}{2} \cdot  \sigma_2 - \sigma_3  + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi') - c' \cdot \cos(\varphi')$ $f_2 = \frac{1}{2} \cdot  \sigma_3 - \sigma_1  + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \sin(\varphi') - c' \cdot \cos(\varphi')$ $f_3 = \frac{1}{2} \cdot  \sigma_1 - \sigma_2  + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin(\varphi') - c' \cdot \cos(\varphi')$ Bruchbedingung zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit $f_{t,s}$ von Böden ( <i>tension cut-off</i> , BRINKGREVE 1994): $f_4 = \sigma_1 - f_{t,s}$ $f_5 = \sigma_2 - f_{t,s}$ $f_6 = \sigma_3 - f_{t,s}$	

Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden  
 und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle

Anhang 1: Formelzeichen und Symbole mit Formelsammlung

Seite 6

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$f$	[1/s]	Frequenz engl.: <i>frequency</i>
$f_c$	[kNm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit Beton bzw. Zementmörtel engl.: <i>compressive strength of concrete and cement mortar</i>
$f_{c,t}$	[kNm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit Beton bzw. Zementmörtel engl.: <i>tensile strength of concrete and cement mortar</i>
$f_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit engl.: <i>tensile strength</i>
$f'_{t,s}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit des Bodens bezogen auf effektive Spannungen engl.: <i>tensile strength of the soil related to effective stress</i> i.d.R. gilt: $f'_{t,s} = 0$
$f_{t,s}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit bezogen auf totale Spannungen engl.: <i>tensile strength related to total stress</i>
$f_{t,w}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit des Wassers engl.: <i>tensile strength</i> je nach bodenspezifischer Randbedingung $f_{t,w} = 70 \text{ kN/m}^2$ bis $100 \text{ kN/m}^2$
$f_y$	[kNm <sup>2</sup> ]	Festigkeit Stahl (Streckgrenze) engl.: <i>steel strength (yield strength)</i>
$f_{y,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische Streckgrenze bei Stahlpfählen engl.: <i>characteristic yield stress for steel piles</i>
$F$	[kN]	Kraft (Normalkraft bzw. Scherkraft) engl.: <i>force (normal force, shear force)</i>
$F_a$	[kN]	axiale Kraft bei der Beanspruchung zylindrischer Proben im Versuch engl.: <i>axial force for loading cylindrical samples during laboratory tests</i>
$F_{fr}$	[kN]	Reibkraft im Versuch engl.: <i>frictional force in laboratory tests</i>
$G$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubmodul engl.: <i>shear modulus</i> $G = \frac{\tau}{\tan(\gamma)}$ Zusammenhang mit Elastizitätsmodul $E$ , Schubmodul $G$ und Querdehnzahl $\nu$ : $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{3 \cdot K \cdot E}{9 \cdot K - E} = \frac{3 \cdot K \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{2 \cdot (1 + \nu)}$
$G_{inter}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubmodul der Kontaktfläche (Interface) engl.: <i>shear modulus of the interface</i>
$h$	[m]	Höhe, Probenhöhe engl.: <i>height, sample height</i>
$h$	[Js]	Planck-Konstante engl.: <i>Planck constant</i> $h = 6,626 \cdot 10^{-34} \text{ Js}$
$h_0$	[m]	Probenhöhe vor Zustandsänderung (Anfangsprobenhöhe) engl.: <i>initial height, initial sample height</i>



Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$i$	[-]	hydraulischer Gradient engl.: <i>hydraulic gradient</i> eindimensionaler Fall mit Wasserbewegung entlang eines geraden Stromfadens der Länge $\ell_d$ zwischen den Punkten 1 und 2 mit den Porenwasserdrücken $u_1$ und $u_2$ : $i = \frac{u_1 - u_2}{\gamma_w \cdot \ell_d}$
$i$	[-]	Nummer der Belastungsphase engl.: <i>number of loading phase</i>
$I$	[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment engl.: <i>second moment of area</i> zur Berechnung der Biegesteifigkeit gegenüber einer Stabverkrümmung in der y-z-Ebene gilt: $I = \iint y^2 dy dx$
$I_A$	[%]	Aktivitätszahl engl.: <i>activity</i> $I_A = \frac{I_p}{m_{d,Cl}/m_d \cdot 100}$ mit $m_{d,Cl}/m_d$ als Tonanteil bezogen auf die Trockenmasse
$I_C$	[-]	Konsistenzzahl engl.: <i>consistency index, CI</i> $I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P}$
$I_L$	[-]	Liquiditätsindex engl.: <i>liquidity index, LI</i> $I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = 1 - I_C$
$I_P$	[%]	Plastizitätszahl engl.: <i>plasticity index, PI</i> $I_P = w_L - w_P$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$I_v$	[-]	Viskositätsindex, klassische Definition (auch: Zähigkeitsindex) engl.: <i>viscosity index, classic definition</i>
		Formulierung nach GUDEHUS 1984: $I_v = \frac{\frac{\sigma_{v,b}}{\sigma_{v,a}}}{\log\left(\frac{\dot{\epsilon}_{v,b}}{\dot{\epsilon}_{v,a}}\right)}$
		Formulierung nach KRIEG 2000: $I_v = \frac{\ln\left(\frac{\sigma_{v,b}}{\sigma_{v,a}}\right)}{\ln\left(\frac{\dot{\epsilon}_{v,b}}{\dot{\epsilon}_{v,a}}\right)}$
		Formulierung nach NIEMUNIS 2010: $I_v = \frac{\frac{\sigma_{v,b}}{\sigma_{v,a}}}{\ln\left(\frac{\dot{\epsilon}_{v,b}}{\dot{\epsilon}_{v,a}}\right)}$
$I_{v,K}$	[-]	Viskositätsindex bezogen auf das Spannungsverhältnis $K$ zur Beschreibung der Geschwindigkeitsabhängigkeit engl.: <i>viscosity index related to the stress ratio <math>K</math> for describing rate dependency</i> $I_{v,K} = \frac{\ln\left(\frac{K_b}{K_a}\right)}{\ln\left(\frac{\dot{\epsilon}_{v,b}}{\dot{\epsilon}_{v,a}}\right)}$
$I_{v,q}$	[-]	Viskositätsindex bezogen auf die Deviatorspannung $q$ zur Beschreibung der Geschwindigkeitsabhängigkeit engl.: <i>viscosity index related to the deviator stress <math>q</math> for describing rate dependency</i> $I_{v,q} = \frac{\ln\left(\frac{q_b}{q_a}\right)}{\ln\left(\frac{\dot{\epsilon}_{v,b}}{\dot{\epsilon}_{v,a}}\right)}$
$I_{r,K}$	[-]	Viskositätsindex bezogen auf das Spannungsverhältnis $K$ zur Beschreibung der Relaxation engl.: <i>viscosity index related to the stress ratio <math>K</math> for describing relaxation</i> $\frac{K}{K_i} = 1 - I_{r,K} \cdot \ln\left(\frac{t_r}{t_{r,K}}\right)$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$I_{r,q}$	[-]	Viskositätsindex bezogen auf die Deviatorspannung $q$ zur Beschreibung der Relaxation engl.: <i>viscosity index related to the deviator stress <math>q</math> for describing relaxation</i> $\frac{q}{q_i} = 1 - I_{r,q} \cdot \ln\left(\frac{t_r}{t_{r,q}}\right)$
$J$	[-]	Parameter zur Ermittlung von $p_f$ nach MATLOCK (1970) engl.: <i>parameter for determining <math>p_f</math> according to MATLOCK (1970)</i>
$k$	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert engl.: <i>hydraulic conductivity</i>
$k_B$	[J/K] bzw. [kNm/K]	Boltzmann-Konstante engl.: <i>vertical or horizontal hydraulic conductivity</i>
$k^{ref}$	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert bei der Referenzporenzahl $e^{ref}$ engl.: <i>hydraulic conductivity at the reference void ratio <math>e^{ref}</math></i>
$k_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Bettungsmodul engl.: <i>bedding modulus</i>
$k_v$ bzw. $k_h$	[m/s]	vertikaler bzw. horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert engl.: <i>vertical or horizontal hydraulic conductivity</i>
$k_v^{ref}$ bzw. $k_h^{ref}$	[m/s]	vertikaler bzw. horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert bei der Referenzporenzahl $e^{ref}$ engl.: <i>vertical or horizontal hydraulic conductivity at the reference void ratio <math>e^{ref}</math></i>
$k_{y/D}$	[-] bzw. [%]	Kriechmaß engl.: <i>creep value</i> $k_{y/D} = \frac{y_1 - y_0}{D \cdot \log\left(\frac{t_1}{t_0}\right)}$
$k_{y/D,f}$	[-] bzw. [%]	Kriechmaß bei $p_f$ engl.: <i>creep value at <math>p_f</math></i>
$K$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kompressionsmodul engl.: <i>bulk modulus</i> $K = -V \frac{\partial p'}{\partial V}$ Zusammenhang mit Elastizitätsmodul $E$ , Schubmodul $G$ und Querdehnzahl $\nu$ : $K = \frac{E}{3 - 6 \cdot \nu} = \frac{G \cdot E}{9 \cdot G - 3 \cdot E} = \frac{2 \cdot G \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$
$K$	[-]	Spannungsverhältnis engl.: <i>stress ratio</i> $K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$ in der Regel sind Hauptspannungen $\sigma_{1,2,3}$ Effektivspannungen $\sigma'_{1,2,3}$ Erläuterung: bei behinderter Seitendehnung im eindimensionalen Verformungszustand ist $K = K_0$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$K$	[-]	materialspezifischer Parameter zur Beschreibung der dynamischen Viskosität $\eta$ engl.: <i>material specific parameter describing the dynamic viscosity <math>\eta</math></i> $K = \frac{\dot{\gamma}^{n-1}}{\eta}$
$K_0$	[-]	Ruhedruckbeiwert im Fall $\varepsilon_h = 0$ engl.: <i>rest lateral earth pressure</i> Fall: normalkonsolidiert, Näherungsformel nach JAKY (1944) $K_0^{nc} = 1 - \sin(\varphi')$ Fall: überkonsolidiert, Näherungsformel nach KULHAWY und MAYNE (1990) sowie MESRI und HAYAT (1993): $K_0^{oc} = K_0^{nc} \cdot OCR^{\sin(\varphi')}$
$K_a$	[-]	aktiver Erddruckbeiwert engl.: <i>active earth pressure coefficient</i> RANKINE (1857): $K_a = \frac{1 - \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')}$ Maximal mögliche Hauptspannung $\sigma_{1,max}$ für $\varphi' \neq 0$ und $c' \neq 0$ : $\sigma_{1,max} = \sigma_3 \cdot K_a - 2 \cdot c' \sqrt{K_a}$
$K_p$	[-]	passiver Erddruckbeiwert engl.: <i>passive earth pressure coefficient</i> RANKINE (1857): $K_p = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')}$ Maximale Hauptspannung $\sigma_{1,max}$ für $\varphi' \neq 0$ und $c' \neq 0$ : $\sigma_{1,max} = \sigma_3 \cdot K_p + 2 \cdot c' \sqrt{K_p}$
$l$	[m]	Länge bzw. Abstand engl.: <i>length or distance</i>
$l_i$	[m]	Länge Pfahlabschnittes engl.: <i>length of pile segment</i>
$\ell_d$	[-]	Drainweg (Länge eines Stromfadens) engl.: <i>drainage length (length of a stream filament)</i>
$L$	[m]	Pfahllänge engl.: <i>pile length</i>
$L_{cr}$	[m]	Knicklänge engl.: <i>buckling length</i>
$L_{cr,0}$	[m]	Knicklänge des ungestützten Pfahls engl.: <i>buckling length of the unsupported pile</i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition	
$m$	[-]	Exponent zur Beschreibung der undrainierten Scherfestigkeit für überkonsolidierte bindige Böden engl.: <i>exponent for describing the undrained shear strength in over-consolidated cohesive soils</i> LADD et al. (1977): $\frac{c_u}{\sigma'_v} = \lambda_{cu} \cdot (OCR)^m$	
$m$	[1/s]	Parameter zur Beschreibung des Kriechens im Triaxialversuch engl.: <i>parameter for describing creep in triaxial tests</i> SINGH und MITCHELL (1968): $\dot{\varepsilon}_1 = A \cdot e^{\alpha \cdot D_q} \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^m \quad \text{mit} \quad \varepsilon_1 = \frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t}$ im konventionellen Triaxialversuch ist $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$	
$m$	[-]	Parameter zur Beschreibung der Bodenviskosität bei einer geschwindigkeitsabhängigen Interpretation des Drucksondierwiderstandes nach LEHANE et al. (2009) engl.: <i>parameter for describing to soil viscosity for interpreting rate dependency of cone penetration resistance according to LEHANE et al. (2009)</i>	
$m_d$	[g]	Trockenmasse engl.: <i>dry mass</i> Trocknung im Ofen bei 105 °C bis zur Massenkonstanz	
$m_{d,cl}$	[g]	Trockenmasse der Tonfraktion engl.: <i>dry mass of the clay fraction</i>	
$M$	[-]	Steigung der Linie kritischer Zustände im $p'$ - $q$ -Diagramm engl.: <i>slope of the critical state line in the <math>p'</math>-<math>q</math>-diagram</i>	Kompression (aktiver Widerstand): $M = \frac{6 \cdot \sin(\varphi'_{cs})}{3 - \sin(\varphi'_{cs})}$ Extension (passiver Widerstand): $M = \frac{6 \cdot \sin(\varphi'_{cs})}{3 + \sin(\varphi'_{cs})}$
$M$	[kNm]	Biegemoment engl.: <i>bending moment</i> bei elastischem Materialverhalten und für das Biegemoment um die $x$ -Achse (Stabverkrümmung in der $y$ - $z$ -Ebene) gilt: $M = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial z^2}$ mit: $EI$ Biegesteifigkeit des Querschnitts $y$ Koordinate bzw. Verschiebung senkrecht zur Stabachse $z$ Koordinate entlang Stablängsachse	
$M_M$	[kNm]	Biegemoment in der Mitte des Ersatzsystems engl.: <i>bending moment in the middle of the equivalent system</i> $M_M$ bei $z = L_{cr} / 2$	

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$N$	[kN]	Normalkraft engl.: <i>normal force</i>
$N$	[-]	Tragfähigkeitsbeiwert engl.: <i>bearing capacity factor</i> $N = \frac{P_f}{c_u}$
$N_A$	[-]	Avogadro-Konstante engl.: <i>Avogadro constant</i> $N_A = 6,02214 \cdot 10^{23}$
$N_{cr}$	[kN]	ideal Verzweigungslast (Biegeknicken) engl.: <i>critical force (flexural buckling)</i>
$N_{cr,0}$	[kN]	ideal Verzweigungslast des ungestützten Pfahls engl.: <i>critical force of the unsupported pile</i> $N_{cr,0} = EI \cdot \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2$
$N_f$	[kN]	maximal aufnehmbare Normalkraft engl.: <i>ultimate normal force</i>
$N_{pl,0}$	[kN]	Plastische Normalkraft im Fall $M = 0$ engl.: <i>plastic normal force for <math>M = 0</math></i>
$n$	[-]	Anzahl der Pfahlabschnitte, Berechnungsschema 1 engl.: <i>number of pile segments, calculation scheme 1</i>
$n$	[-]	Anzahl der Halbwellen einer Knickfigur (Welligkeit), Berechnungsschema 2 engl.: <i>number of halve waves within a buckling figure (waviness), calculation scheme 2</i>
$n$	[-]	materialspezifischer Parameter zur Beschreibung der dynamischen Viskosität $\eta$ engl.: <i>material specific parameter describing the dynamic viscosity <math>\eta</math></i> $\eta = K \cdot \dot{\gamma}^{n-1}$
$n_0$	[-]	Anzahl der Wellenlängen zum Berechnungsverfahren 2 zur Abbildung von Imperfektion engl.: <i>number of wave lengths used in the calculation method 2 to reproduce imperfection</i>
$OCR$	[-]	Überkonsolidierungsverhältnis engl.: <i>over consolidation ratio</i> Klassische Formulierung: $OCR = \frac{\sigma'_{v,c0}}{\sigma'_v} \quad \text{oder} \quad OCR = \frac{\sigma'_{v,c}}{\sigma'_v}$ Formulierung in elastisch-plastischen Stoffmodellen der <i>Cam-Clay</i> Modellfamilie: $OCR = \frac{p'_{c0}}{p'} \quad \text{oder} \quad OCR = \frac{p'_c}{p'}$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$p'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	mittlere effektive Spannung (Roscoe Invariante) engl.: <i>mean effective stress (Roscoe invariant)</i> $p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$
$p'_c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maximale mittlere effektive Spannung während der Belastungsgeschichte engl.: <i>maximum mean effective stress within loading history</i>
$p'_{c0}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Vorkonsolidationsspannung als mittlere effektive Spannung engl.: <i>pre-consolidation stress in terms of the mean effective stress</i> Hinweis $p'_{c0}$ kann als Parameter zur Anpassung für die Wiedergabe von Struktureffekten bei weichen Böden dienen.
$p'_{eq}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mittlere effektive Spannung als äquivalente Spannung auf der Referenzisochrone der Erstbelastung zur Definition von OCR engl.: <i>mean effective stress as equivalent stress at the reference isochrones during virgin loading for defining OCR</i> $p'_{eq} = OCR \cdot p'$
$p'^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mittlere effektive Spannung als Referenzspannung bei der Porenzahl $e^{ref}$ gilt engl.: <i>mean effective stress as reference stress at the void rate <math>e^{ref}</math></i>
$p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse engl.: <i>soil resistance acting perpendicular to the pile shaft (stress)</i> $p = \frac{\int_{x=0}^{x=D_s} (\sigma_{y,p} - \sigma_{y,a}) dx}{D}$ mit Totalspannungen $\sigma_{y,p} = \sigma'_{y,p} + u_p$ und $\sigma_{y,a} = \sigma'_{y,a} + u_a$
$P$	[kN/m]	Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse engl.: <i>soil resistance acting perpendicular to the pile shaft (line load)</i> Erläuterung: Linienlast senkrecht auf Pfahlachse wirkend
$\Delta p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Spannungsinkrement des Bodenwiderstandes quer zur Pfahlachse bei stufenweiser Änderung der Beanspruchung engl.: <i>stress increment of the soil resistance acting perpendicular to the pile shaft</i>
$p_f$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maximaler Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse $p$ (aktiver Fall) oder: Fließdruck bei passiver Pfahlbeanspruchung (Bodenbewegung gegen den Pfahlschaft) engl.: <i>maximum soil resistance <math>p</math> acting perpendicular to the pile shaft (or: soil pressure acting on pile shaft subjected to lateral loading from moving soil, passive loading)</i>
$p_{f,u}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maximaler Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse $p$ unter undrainierten Bedingungen engl.: <i>maximum soil resistance <math>p</math> acting perpendicular to the pile shaft under undrained conditions</i>
$P_f$	[kN/m]	maximaler Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse $p$ (aktiver Fall) engl.: <i>maximum soil resistance <math>p</math> acting perpendicular to the pile shaft</i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$p_i$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse $p$ bei Belastungsphase $i$ engl.: <i>soil resistance acting perpendicular to the pile shaft <math>p</math> in loading phase <math>i</math></i>
$P_i$	[kN/m <sup>2</sup> ]	mittlerer Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse für Pfahlabschnitt engl.: <i>medium soil resistance acting perpendicular to the pile segment</i>
$P_i$	[kN]	Kraft aus Bodenwiderstand quer zur Pfahlachse für Pfahlabschnitt engl.: <i>force resulting from soil resistance acting perpendicular to the pile segment</i> $P_i = p_i \cdot l_i \cdot D$
$POP$	[-]	Vorkonsolidationsspannung engl.: <i>pre overburden pressure</i> $POP = \sigma'_{v,c0}$ oder $POP = \sigma'_{v,c}$
$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Deviatorspannung (Roscoe Invariante) engl.: <i>deviator stress (Roscoe invariant)</i> $q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)}$ $= \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2) + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2)}$ Fall $\sigma_2 = \sigma_3$ (radialsymmetrischer Spannungszustand auf zylindrischem Bodenelement im Triaxial- oder Ödometerversuch): $q = \sigma_1 - \sigma_3$
$q_f$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maximal mobilisierbare Deviatorspannung im Bruchzustand (bei undrainierter Belastung $q_f = 2 \cdot c_u$ ) engl.: <i>maximum deviator stress at failure</i> (for undrained loading $q_f = 2 \cdot c_u$ )
$q_{f50}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Deviatorspannung $q_{f50} = q_f / 2$ engl.: <i>deviator stress <math>q_{f50} = q_f / 2</math></i>
$q_{k0}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Deviatorspannung bei $\varepsilon_r = 0$ bzw. $\varepsilon_h = 0$ engl.: <i>deviator stress at <math>\varepsilon_r = 0</math> and <math>\varepsilon_h = 0</math></i>
$Q$	[kN]	Querkraft engl.: <i>shear force</i> Querkraft $Q$ ist senkrecht zur verformten Stabachse bei elastischem Materialverhalten gilt: $Q = \frac{\partial}{\partial z} \left( EI \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} \right)$ mit: $EI$ Biegesteifigkeit des Querschnitts $y$ Koordinate bzw. Verschiebung senkrecht zur Stabachse $z$ Koordinate entlang der Stablängsachse
$R$	[J/K mol]	Gaskonstante engl.: <i>gas constant</i> $R = N_A \cdot k_B = 8,3144598 \text{ J/K} \cdot \text{m}$
$R_{inter}$	[-]	Parameter zur Beschreibung der Scherfestigkeit in der Kontaktfläche (Interface) engl.: <i>parameter defining the shear strength within the interface</i>



Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$S$	[-]	Anzahl der Bindungen in einer Ebene engl.: <i>number of bonds within a plane</i>
$S_t$	[-]	Sensitivität engl.: <i>sensitivity</i>  $S_t = \frac{\tau_f}{\tau_{f,r}} \text{ bzw. } S_t = \frac{c_u}{c_{u,r}} \text{ bzw. } S_t = \frac{q_u}{q_{u,r}}$ $\tau_f$ Scherfestigkeit des Bodens $\tau_{f,r}$ Scherfestigkeit des entsprechenden ideal unstrukturierten Bodens (intrinsischer Zustand bzw. remoulded soil)
$s$	[m]	Setzung engl.: <i>settlement</i>
$SEOP$	[m]	Setzung am Ende der Primärkonsolidation engl.: <i>settlement at the end of primary consolidation</i>
$t$	[s] bzw [d]	Zeit engl.: <i>time</i>
$t_{95}$	[s] bzw [d]	Zeit beim Erreichen eines Verfestigungsgrades $U = 95 \%$ (Konsolidation) engl.: <i>time at average degree of consolidation <math>U = 95 \%</math> (consolidation)</i>
$t_c$	[s] bzw [d]	Zeitraum innerhalb dem Konsolidation und Kriechen abläuft (konstante Spannung) engl.: <i>period within consolidation and creep takes place (constant stress)</i>
$t_f$	[s] bzw [d]	Zeitraum bis zum Erreichen von $p_f$ engl.: <i>period until <math>p_f</math> is reached</i>
$t_{K0}$	[s] bzw [d]	Zeitraum innerhalb der Konsolidation und Kriechen unter $\varepsilon_r = 0$ bzw. $\varepsilon_v = 0$ vor Beanspruchung engl.: <i>period of consolidation and creep under <math>\varepsilon_r = 0</math> and <math>\varepsilon_v = 0</math> before loading</i>
$t_r$	[s] bzw [d]	Zeitraum innerhalb der Relaxation abläuft (konstantes Probenvolumen) engl.: <i>period within consolidation and creep takes place (constant loading)</i>
$t_{r,K}$	[s] bzw [d]	Referenzzeit zur Auswertung der Änderung des Spannungsverhältnisses $K$ infolge Relaxation engl.: <i>reference time for evaluating the change in stress ratio <math>K</math> due to relaxation</i>
$t_{r,q}$	[s] bzw [d]	Referenzzeit zur Auswertung der Änderung der Deviatorspannung $q$ infolge Relaxation engl.: <i>reference time for evaluating the change in deviatoric stress <math>q</math> due to relaxation</i>
$t_{\Delta\sigma}$	[s] bzw [d]	Zeitraum innerhalb dem eine Belastung verändert wird engl.: <i>time period within loading changes</i> Hinweis: In den Simulationen wird die Beanspruchung innerhalb $t_{\Delta\sigma}$ linear geändert.
$T$	[-]	Dimensionsloser Zeitfaktor (Konsolidation) engl.: <i>consolidation time factor</i> Hinweis: je nach Konsolidationsrandbedingung gilt $T = f(U_z)$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$T$	[K]	Temperatur engl.: <i>temperature</i>
$T$	[kN]	Transversalkraft engl.: <i>transverse force</i> innere Schnittkraft eines Querschnittes senkrecht zur unverformten Stabachse (Theorie 2. Ordnung), Querkraft $Q$ ist senkrecht zur verformten Stabachse
$u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserdruck engl.: <i>pore water pressure</i>
$u_0$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserdruck im Ausgangszustand engl.: <i>pore water pressure at initial state</i>
$\Delta u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserüber- bzw. unterdruck engl.: <i>excess pore water pressure</i>
$u_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserdruck an der Pfahlseite mit aktiver Beanspruchung (Pfahlrückseite) engl.: <i>pore water pressure acting on the pile shaft subjected to active loading (back of the pile)</i>
$u_o$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserdruck an der Probenoberseite engl.: <i>pore water pressure at top of the soil sample</i>
$u_p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserdruck an der Pfahlseite mit passiver Beanspruchung (Pfahlvorderseite) engl.: <i>pore water pressure acting on the pile shaft subjected to passive loading (front of the pile)</i>
$u_u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Maximaler Porenwasserdruck in einer Probe während Konsolidation (z.B. an der Probenunterseite bei zur Probenoberseite gerichteten Strömung) engl.: <i>maximum pore water pressure within a sample during consolidation (e.g. at the bottom of the soil sample draining to the top of the sample)</i>
$U$	[-] bzw [%]	Verfestigungsgrad (Konsolidation) engl.: <i>average degree of consolidation</i> bezogen auf Setzungsberechnungen gilt: $U = \frac{s}{s_{EOP}} \quad \text{allgemeine Formulierung: } U = \frac{e}{e_{EOP}}$
$U_z$	[-] bzw [%]	Konsolidierungsgrad engl.: <i>average degree of consolidation</i> bezogen auf Setzungsberechnungen gilt: $U_z = \frac{u}{u_0} = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{EOP}}$
$v$	[m/s]	Geschwindigkeit engl.: <i>velocity</i>
$V$	[-]	bezogene Geschwindigkeit engl.: <i>normalized velocity</i> Definition in Anlehnung an FINNIE und RANDOLPH (1994): horizontal gerichtete Porenwasserdruckdissipation: $V = v \cdot D / c_h$ vertikal gerichtete Porenwasserdruckdissipation: $V = v \cdot D / c_v$

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$v_{s/D}$	[-]	Geschwindigkeit der Setzung $s$ bezogen auf den Pfahldurchmesser $D$ engl.: <i>velocity of the settlement <math>s</math> related to the pile diameter <math>D</math></i>
$w$	[m]	Verschiebung engl.: <i>deformation</i>
$w$	[%]	Wassergehalt engl.: <i>water content</i>
$w_L$	[%]	Wassergehalt $w$ an der Fließgrenze engl.: <i>water content at liquid limit, LL</i> Erläuterung: Wassergehalt $w$ bei Konsistenzzahl $I_c = 0$ bzw. bei Liquiditätsindex $I_L = 1$
$w_P$	[%]	Wassergehalt $w$ an der Ausrollgrenze engl.: <i>plastic limit, PL</i> Erläuterung: Wassergehalt $w$ bei Konsistenzzahl $I_c = 1$ bzw. bei Liquiditätsindex $I_L = 0$
$x$	[m]	Koordinate bzw. Verschiebung (Rechtssystem: $z$ -Koordinate entspricht der unverformten Pfahlachse) engl.: <i>coordinate and displacement</i> ( <i>right-handed coordinates: <math>z</math>-coordinate according to the undeformed pile axis</i> )
$X$	[-]	bodenspezifischer Parameter im Rahmen der RPT engl.: <i>soil specific parameter in context of the RPT</i>
$y$	[m]	Koordinate bzw. Verschiebung (Rechtssystem: $z$ -Koordinate entspricht der unverformten Pfahlachse) engl.: <i>coordinate and displacement</i> ( <i>right-handed coordinates: <math>z</math>-coordinate according to the undeformed pile axis</i> )
$y_i$	[m]	Verschiebung normal zur Pfahlachse am Pfahlabschnitt engl.: <i>displacement normal to the pile axis for pile segment</i>
$y_0$	[m]	Verschiebung normal zur Pfahlachse infolge einer Vorverformung (Imperfektion) engl.: <i>displacement normal to the pile axis resulting from a pre-deformation (imperfection)</i>
$y_{0,n,max}$	[m]	Maximalmaß der Amplitude innerhalb einer Ansatzfunktion zum Berechnungsverfahren 2 zur Abbildung von Imperfektion engl.: <i>maximum value of the amplitude within a form-function used in the calculation method 2 to reproduce imperfection</i>
$y_f$	[m]	Verschiebung normal zur Pfahlachse bei Erreichen von $p_f$ engl.: <i>displacement normal to the pile axis by reaching <math>p_f</math></i>
$y_{f50}$	[m]	Verschiebung normal zur Pfahlachse bei Erreichen von $0,5 \cdot p_f$ engl.: <i>displacement normal to the pile axis by reaching <math>0.5 \cdot p_f</math></i>
$y_M$	[m]	seitliche Verschiebung in der Mitte des Ersatzsystems, $y_M$ bei $z = L_{cr} / 2$ engl.: <i>lateral displacement in the middle of the equivalent system, <math>y_M</math> at <math>z = L_{cr} / 2</math></i>
$y / D$	[-] bzw. [%]	Verschiebung normal zur Pfahlachse $y$ bezogen auf den Pfahldurchmesser $D$ engl.: <i>displacement normal to the pile axis <math>y</math> relative to the pile diameter <math>D</math></i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$(y/D)_f$	[-] bzw. [%]	bezogene Verschiebung normal zur Pfahlachse $y$ bezogen auf den Pfahldurchmesser $D$ bei Erreichen von $p_f$ engl.: <i>relative displacement normal to the pile axis <math>y</math> relative to the pile diameter <math>D</math> by reaching <math>p_f</math></i>
$(y/D)_{f50}$	[-] bzw. [%]	Verschiebung normal zur Pfahlachse bei Erreichen von $0,5 \cdot p_f$ engl.: <i>displacement normal to the pile axis by reaching <math>0.5 \cdot p_f</math></i>
$(y/D)_{f95}$	[-] bzw. [%]	bezogene Verschiebung normal zur Pfahlachse bei Erreichen von $0,95 \cdot p_f$ engl.: <i>relative displacement normal to the pile axis by reaching <math>0.95 \cdot p_f</math></i>
$z$	[m]	Koordinate bzw. Verschiebung (Rechtssystem: $z$ -Koordinate entspricht der unverformten Pfahlachse) engl.: <i>coordinate and displacement</i> (right-handed coordinates: $z$ -coordinate according to the undeformed pile axis)
$z_{P,i}$	[m]	Hebelarm zwischen der Mitte des Pfahlabschnitts und dem oberen Gelenk des Ersatzsystems engl.: <i>lever defined between the center of a pile segment and the top hinge of equivalent system</i>
$\alpha$	[-]	Scherfestigkeitskoeffizient an der Grenzfläche zwischen Boden und Pfahl engl.: <i>shear strength coefficient at the interface between soil and pile</i> (roughness factor) keine Reduzierung der Scherfestigkeit des Bodens in der Grenzfläche zwischen Boden und Pfahlschaft: $\alpha = 1$ keine Übertragung von Schubspannungen zwischen Boden und Pfahlschaft: $\alpha = 0$
$\alpha$	[-]	Parameter zur Beschreibung des Kriechens im Triaxialversuch engl.: <i>parameter for describing creep in triaxial tests</i> SINGH und MITCHELL (1968): $\dot{\varepsilon}_1 = A \cdot e^{\alpha \cdot D_q} \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^m \quad \text{mit} \quad \varepsilon_1 = \frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t}$ im konventionellen Triaxialversuch ist $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$
$\alpha$	[-]	Verhältnisswert zwischen Lösung zu $N_{cr}$ nach VOGT et al. (2005) und Berechnungsmethode 1 (diese Arbeit) engl.: <i>ratio for <math>N_{cr}</math> calculated from VOGT et al. (2005) and using calculation method 1 (this work)</i>
$\gamma$	[-] bzw. [%]	Scherdehnung engl.: <i>shear strain</i>
$\gamma$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Wichte engl.: <i>unit weight</i>
$\gamma'$	[g/cm <sup>3</sup> ]	effektive Wichte engl.: <i>effective unit weight</i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition	
$\dot{\gamma}$	[1/s] bzw. [%/s]	Scherdehnungsrate engl.: <i>shear strain rate</i> $\dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma}{\partial t}$	
$\gamma_w$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Wichte des Wassers engl.: <i>unit weight of water</i>	
$\delta$	[m]	Verschiebung im Rahmen der RPT engl.: <i>rate of deformation in context of the RPT</i>	
$\delta_y$	[m]	Verschiebungsincrement senkrecht zur Pfahlachse, Berechnungsverfahren 2 engl.: <i>deformation increment lateral to the ideal straight pile axis, calculation scheme 2</i>	
$\varepsilon$	[-] bzw. [%]	Dehnung engl.: <i>strain</i>	
$\varepsilon_1$	[-] bzw. [%]	größte Hauptdehnung engl.: <i>maximum principal strain</i>	$\varepsilon_1 < \varepsilon_2 < \varepsilon_3$ $\varepsilon_1 = \max(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$ $\varepsilon_2 = I_1 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ $\varepsilon_3 = \min(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$ mit Invariante $I_1$ und Eigenwerten $\lambda_1, \lambda_2$ und $\lambda_3$ des Dehnungstensors
$\varepsilon_2$	[-] bzw. [%]	mittlere Hauptdehnung engl.: <i>intermediate principal strain</i>	
$\varepsilon_3$	[-] bzw. [%]	kleinste Hauptdehnung engl.: <i>minimum principal strain</i>	
$\varepsilon_a$	[-] bzw. [%]	axiale Dehnung (Auswertung Laborversuche) engl.: <i>axial strain (evaluation of laboratory tests)</i>	
$\varepsilon_{a,f}$	[-] bzw. [%]	axiale Dehnung bei Bruch (Auswertung Laborversuche) engl.: <i>axial strain at failure (evaluation of laboratory tests)</i>	
$\varepsilon_{a,f50}$	[-] bzw. [%]	axiale Dehnung bei 50 % der Beanspruchung bei Bruch (Auswertung Laborversuche) engl.: <i>axial strain at 50 % of failure load (evaluation of laboratory tests)</i>	
$\varepsilon_{fy}$	[-] bzw. [%]	Dehnung im einaxialen Zugversuch, bei der das Fließens von Stahl erreicht wird engl.: <i>strain at start of yielding of steel during uniaxial tension test</i>	
$\varepsilon_{fc}$	[-] bzw. [%]	Dehnung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit im Beton engl.: <i>strain at reaching uniaxial compression strength of concrete</i>	
$\varepsilon_q$	[-] bzw. [%]	deviatorische Dehnung engl.: <i>deviatoric strain</i> Fall $\sigma_2 = \sigma_3$ (radialsymmetrischer Spannungszustand auf zylindrischem Bodenelement im Triaxial- oder Ödometerversuch): $\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$	
$\varepsilon_r$	[-] bzw. [%]	radiale Dehnung (Auswertung Laborversuche) engl.: <i>radial strain (evaluation of laboratory tests)</i>	

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$\varepsilon_v$	[-] bzw. [%]	vertikale Dehnung engl.: <i>vertical strain</i> in Laborversuchen gilt: $\varepsilon_v = -\ln\left(\frac{h}{h_0}\right)$
$\dot{\varepsilon}_v$ $\dot{\varepsilon}_{v,a}$ $\dot{\varepsilon}_{v,b}$	[1/s] bzw. [%/s]	vertikale Dehnungsrate engl.: <i>vertical strain rate</i> $\dot{\varepsilon}_v = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}$ Größen $\dot{\varepsilon}_{v,a}$ und $\dot{\varepsilon}_{v,b}$ zur Auswertung des geschwindigkeits- bzw. ratenabhängigen Bodenverhaltens  im Fall $\varepsilon_h = 0$ (Ödometerversuch) gilt: $\dot{\varepsilon}_v = \frac{C_B}{t}$
$\varepsilon_v^\Delta$		technische vertikale Dehnung engl.: <i>vertical engineering strain</i> in Laborversuchen gilt: $\varepsilon_v^\Delta = \frac{h_0 - h}{h_0}$
$\varepsilon_{vol}$	[-] bzw. [%]	Volumendehnung engl.: <i>volumetric strain</i> $\varepsilon_{vol} = -\ln\left(\frac{V}{V_0}\right) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$
$\eta$	[-]	dynamische Viskosität engl.: <i>dynamic viscosity</i> $\eta = \frac{\partial \tau}{\partial \dot{\gamma}}$
$\kappa$	[-]	Kompressionsindex bei Ent- und Wiederbelastung engl.: <i>swelling index during unloading and reloading</i> $\kappa = \frac{e - e^{ref}}{\ln\left(\frac{p'}{p'^{ref}}\right)}$
$\kappa$	[-]	Maß für die Imperfektion engl.: <i>imperfection parameter</i>
$\lambda$	[m]	Abstandsmaß zwischen zwei Energiemaxima bzw. Minima im Rahmen der RPT engl.: <i>distance between two maximum and minimum energies respectively in context of the RPT</i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$\lambda$	[-]	Kompressionsindex bei Erstbelastung engl.: <i>compression index during primary loading</i> $\lambda = \frac{e - e^{ref}}{\ln\left(\frac{p'}{p'^{ref}}\right)}$
$\lambda_{cu}$	[-]	Proportionalitätsfaktor zwischen $\sigma'_v$ und $c_u$ im normalkonsolidierten Fall engl.: <i>proportionality factor between <math>\sigma'_v</math> and <math>c_u</math> for normally consolidated case</i> $\lambda_{cu} = \frac{c_u}{\sigma'_v} \text{ mit } \sigma'_v = \sigma'_{v,c}$
$\nu$	[-]	Querdehnzahl (Poissonzahl) engl.: <i>Poisson's ratio</i> für zylindrische Probekörper gilt: $\nu = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_a}$
$\nu_{inter}$	[-]	Querdehnzahl (Poissonzahl) der Kontaktfläche (Interface) engl.: <i>Poisson's ratio of the interface</i>
$\nu_u$	[-]	Querdehnzahl (Poissonzahl) im undrainierten Fall engl.: <i>undrained Poisson's ratio</i> i.d.R. gilt: $\nu_u = 0,5$ für gesättigte Böden für numerische Berechnungen wird oft $\nu_u = 0,490$ bzw. $0,495$ angesetzt
$\nu_{ur}$	[-]	Querdehnzahl (Poissonzahl) bei Ent- und Wiederbelastung (elastischer Bereich) engl.: <i>Poisson's ratio for un- and reloading (elastic domain)</i>
$\xi$	[-]	Parameter zur Ermittlung von $E_i$ gemäß DNV-OS-J101 (2014) engl.: <i>Parameter for determining <math>E_i</math> according to DNV-OS-J101 (2014)</i>
$\Pi_b$	[J] bzw. [Nm]	Energie infolge Pfahlbiegung engl.: <i>energy resulting from pile bending</i>
$\Pi_{b,0}$	[J] bzw. [Nm]	Energie zur Berücksichtigung einer Vorverformung des Pfahls engl.: <i>energy for taking into account a pre-deformed pile</i>
$\Pi_h$	[J] bzw. [Nm]	Energie infolge axialer Kraft am Pfahlkopf engl.: <i>energy resulting from axial force acting on the pile head</i>
$\Pi_s$	[J] bzw. [Nm]	Energie infolge lateraler Bodenstützung engl.: <i>energy resulting from lateral soil support</i>
$\rho$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Dichte engl.: <i>density</i> $\rho = \frac{m}{V}$
$\rho_d$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Trockendichte engl.: <i>dry density</i> $\rho_d = \frac{m_d}{V}$
$\rho_s$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Korndichte engl.: <i>particle density</i>

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition	
$\sigma$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Spannung engl.: <i>stress</i>	
$\sigma_1$	[kN/m <sup>2</sup> ]	größte Hauptspannung engl.: <i>maximum principal stress</i>	Hinweis: in der Regel sind Hauptspannungen $\sigma_{1,2,3}$ Effektivspannungen $\sigma'_{1,2,3}$ $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$ $\sigma_1 = \max(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$ $\sigma_2 = I_1 - \sigma_1 - \sigma_3$ $\sigma_3 = \min(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$ mit Invariante $I_1$ und Eigenwerten $\lambda_1, \lambda_2$ und $\lambda_3$ des Spannungstensors
$\sigma_2$	[kN/m <sup>2</sup> ]	mittlere Hauptspannung engl.: <i>intermediate principal stress</i>	
$\sigma_3$	[kN/m <sup>2</sup> ]	kleinste Hauptspannung engl.: <i>minimum principal stress</i>	
$\sigma_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	axiale Totalspannung (im Versuch an zylindrischen Proben) engl.: <i>total axial stress (during testing cylindrical samples)</i>	
$\sigma_h$	[kN/m <sup>2</sup> ]	horizontale Totalspannung engl.: <i>total horizontal stress</i>	
$\sigma_{p,max}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maximale Druckspannung im Pfahlquerschnitt engl.: <i>maximum compressive stress within the pile cross section</i>	
$\sigma_r$	[kN/m <sup>2</sup> ]	radiale Totalspannung (im Versuch an zylindrischen Proben) engl.: <i>total radial stress (during testing cylindrical samples)</i>	
$\sigma_{t,max}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	maximale Zugspannung im Pfahlquerschnitt engl.: <i>maximum tensile stress within the pile cross section</i>	
$\sigma_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	vertikale Totalspannung engl.: <i>total vertical stress</i>	
$\sigma'_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	axiale Effektivspannung (im Versuch an zylindrischen Proben) engl.: <i>total axial stress (during testing cylindrical samples)</i>	
$\sigma'_{a0}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	axiale Effektivspannung zu Beginn einer Relaxationsphase engl.: <i>total axial stress at the beginning of a relaxation phase</i>	
$\sigma'_{a,m}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	mittlere axiale Effektivspannung (im Versuch an zylindrischen Proben während eindimensionaler Konsolidation) engl.: <i>total mean axial stress (during testing on cylindrical samples under one-dimensional consolidation)</i> $\sigma'_{a,m} = \sigma_a - \frac{2}{3} \cdot u_u$	
$\sigma'_h$	[kN/m <sup>2</sup> ]	horizontale Effektivspannung engl.: <i>effective horizontal stress</i>	
$\sigma'_r$	[kN/m <sup>2</sup> ]	radiale Effektivspannung (im Versuch an zylindrischen Proben) engl.: <i>effective radial stress (during testing cylindrical samples)</i>	
$\sigma'_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	vertikale Effektivspannung engl.: <i>effective vertical stress</i>	



Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition	
$\sigma'_{h,c}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	horizontale Konsolidationsspannung engl.: <i>horizontal consolidation pressure</i> ( <i>maximum horizontal consolidation pressure within loading history</i> ) Erläuterung: während der Belastungsgeschichte maximal erreichte horizontale Effektivspannung	
$\sigma'_N$	[kN/m <sup>2</sup> ]	effektive Normalspannung engl.: <i>effective normal stress</i>	
$\sigma'_{v,c}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	vertikale Konsolidationsspannung engl.: <i>vertical consolidation pressure</i> ( <i>maximum vertical consolidation pressure within loading history</i> ) Erläuterung: während der Belastungsgeschichte maximal erreichte vertikale Effektivspannung	
$\sigma'_{v,c0}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	vertikale Vorkonsolidationsspannung engl.: <i>vertical pre-consolidation pressure (vertical effective stress at which a significant drop in stiffness can be observed in one-dimensional confined compression tests, resulting from over-consolidation or structural effects)</i> Erläuterung: vertikale Effektivspannung bei der ausgehend von einer Belastung ab der Anfangsporenzahl $e_0$ im Ödometer ein deutlicher Steifigkeitsabfall erkennbar ist Ursachen: überkonsolidierter Boden und Struktureffekte	
$\sigma'_{v,eq}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	äquivalente vertikale Effektivspannung engl.: <i>equivalent vertical effective stress</i> auf Erstbelastungskurve projizierte Spannung bei konstanter Porenzahl $e$	
$\sigma_{y,a}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	aktive Totalspannung am Pfahlschaft infolge seitlicher Verschiebung $y$ engl.: <i>active total stress acting on the pile shaft resulting from a lateral displacement y</i>	$p = \frac{\int_{x=0}^{x=D_s} (\sigma_{y,p} - \sigma_{y,a}) dx}{D_s}$ mit Totalspannungen $\sigma_{y,p} = \sigma'_{y,p} + u_p$ und $\sigma_{y,a} = \sigma'_{y,a} + u_a$
$\sigma_{y,a}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	passive Totalspannung am Pfahlschaft infolge seitlicher Verschiebung $y$ engl.: <i>passive total stress acting on the pile shaft resulting from a lateral displacement y</i>	
$\sigma'_{y,a}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	aktive Effektivspannung am Pfahlschaft infolge seitlicher Verschiebung $y$ engl.: <i>active effective stress acting on the pile shaft resulting from a lateral displacement y</i>	
$\sigma'_{y,p}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	passive Effektivspannung am Pfahlschaft infolge seitlicher Verschiebung $y$ engl.: <i>passive effective stress acting on the pile shaft resulting from a lateral displacement y</i>	

Symbol	Einheit	Bezeichnung und Definition
$\tau$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Scherwiderstand engl.: <i>shear resistance</i> $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$
$\tau$	[s] bzw. [d]	Parameter zu Isotachen-Modellen (z.B. SSC-Modell nach NEHER und VERMEER 1998): Zeit der Referenz-Isochrone bei der $OCR = 1$ gilt engl.: <i>parameter used in isotach-type models (e.g. SSC-model according to NEHER and VERMEER 1998): Time of the reference isochrones for which <math>OCR = 1</math></i>
$\tau_f$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Scherfestigkeit bzw. maximaler Scherwiderstand engl.: <i>shear strength, maximum shearing resistance</i>
$\tau_{f,r}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Scherfestigkeit des ideal unstrukturierten Bodens engl.: <i>shear strength of an ideal unstructured soil</i>
$\tau_{f,rt}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Dauerhaft verfügbare Scherfestigkeit engl.: <i>long-term shear strength</i>
$\varphi$	[°]	Reibungswinkel bezogen auf totale Spannungen engl.: <i>angel of friction related to total stress</i>
$\varphi'$	[°]	Reibungswinkel bezogen auf effektive Spannungen engl.: <i>angel of friction related to effective stress</i> $\sin(\varphi') = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$
$\varphi'_{cs}$	[°]	kritischer Reibungswinkel engl.: <i>critical angel of friction</i> Erläuterung: Zustand der Scherung bei konstantem mittleren Effektivdruck $p'$ und Deviatorspannung $q$ sowie konstantem Volumen bzw. Porenzahl $e$
$\varphi'_{inter}$	[°]	Reibungswinkel der Kontaktfläche (Interface) engl.: <i>angel of friction of the interface</i>
$\varphi'_s$ bzw. $\varphi'_p$	[°]	Reibungswinkel der Gesamtscherfestigkeit (oder Peak-Reibungswinkel) engl.: <i>peak angel of friction (angel of friction of the total shear strength)</i> Erläuterung: maximal erreichbares Hauptspannungsverhältnis $K = \sigma_3 / \sigma_1$ bei überkonsolidierten (bindige Böden), dichten (granulare Böden) oder strukturfesten Böden
$\psi$	[°]	Dilatanzwinkel engl.: <i>angle of dilatancy</i> $\tan(\psi) = \tan(\varphi'_p) - \tan(\varphi'_{cs})$

## Anhang 2: Literaturverzeichnis

- Aboshi, H., (1973): An Experimental Investigation on the Similitude in the Consolidation of a Soft Clay including the Secondary Creep Settlement; Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moskau, Band 4.3, Seite 88
- Ahmadi, M., M.; Ahmari, S., (2007): A Simple Approach to Investigate Laterally Loaded Pile-Soil Interaction in Clay; 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering Paper No. 1761
- AIJ (2001): Recommendation for the Design of Building Foundations, Architectural Institute of Japan
- Alpan, I., (1967): The empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  and  $K_{0,R}$ ; Soils and Foundations, Jhg. 7, Heft 1, Seite 31 – 40
- Amin, J., M.; Taha, M., R.; Ahmed, J.; Kassim, A.; Jamaludin, A.; Jaadil, J., (1997): Prediction and Determination of Undrained Shear Strength of Soft Clay at Bukit Raja; Pertanika Journal of Science & Technology (JST), University Putra Malaysia, UPM Press, Jhg. 5, Heft 1, Seite 111 - 126
- Anagnostou, G., (2002): Urban tunnelling in water bearing ground – Common problems and soil-mechanical analysis methods; 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zurich
- API RP2A (2007): Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, Working stress design, 22nd edition, API (American Petroleum Institute), Washington, DC
- Arrhenius, S., (1889): Zeitschrift für physikalische Chemie, Heft 4, Seite 226 – 248
- Aschrafi, J.; Moormann, C.; Labenski, J; Grandas Tavera, C. .E., (2015): Time dependent passive lateral thrust on piles in soft soils; International Conference on Soft Ground Engineering, Singapore
- Aschrafi, J.; Moormann, C., (2016): Passive Lateral Thrust and Deformation Effects of Embankments on Piled Bridge Abutments on Soft Ground; Geo-China 2016, Shandong, China, Seite 152 – 158
- Ashrafi, M., A., H., (2014): Implementation of a Critical State Soft Soil Creep Model with Shear Stiffness; Master's Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim
- Aubram, D. (2014): Über die Berücksichtigung großer Bodendeformationen in numerischen Modellen; Ohde Kolloquium 2014, Seite 109 - 122
- Augustesen, A., (2006): The Effects of Time on Soil Behaviour and Pile Capacity: PhD Thesis defended public at Aalborg University, Department of Civil Engineering

- Bagherpour, I., (2016): Study on the Compacted Organic Soils in Unsaturated condition; Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München, Druck in Vorbereitung
- Bałachowski, L., (2006): Soft Soil Overconsolidation and CPTu Dissipation Test; Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, Jhg. 53, Heft 2, Seite 155 – 180
- Barden, L., (1965): Consolidation of Clay with Non-linear Viscosity; Geotechnique, Jhg. 15, Heft 4, Seite 321 – 344
- Barden, L., (1969): Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats; Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jhg. 95, Heft 1, Seite 1 – 32
- Barden, L.; Sides, G. R. (1970): Engineering behavior and structure of compacted clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), Jhg. 96, Heft 4, Seite 1171 – 1200
- Barros, P., L., A; Tinto, P., R., O., (2008): Oedometer Consolidation Test Analysis by Nonlinear Regression; Geotechnical Testing Journal, ASTM, Jhg. 31, Heft 1, Seite 76 – 83
- Bathe, K., J., (1982): Finite element analysis in engineering analysis; Prentice-Hall, New Jersey
- Bauer, J., (2016): Seitendruck auf Pfahlgründungen in bindigen Böden infolge quer zur Pfahlachse wirkender Bodenverschiebungen; Schriftenreihe des Fachgebietes Geotechnik, Band 14, Universität Kassel
- Bažant, Z.; Prat, P., (1987): Creep of Anisotropic Clay: New Microplane Model; Journal of Engineering Mechanics, Jahrgang 113, Heft 7, Seite 1050 – 1064
- Becker, P., (2009): Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden; Schriftenreihe des Fachgebietes Geotechnik, Heft 22, Universität Kassel
- Bemben, S., M.; Myers, H., J., (1974): The Influence of Rate of Penetration on Static Cone Resistance in Connecticut River Valley Varved Clay; Proceedings of the European symposium on penetration testing, Stockholm, Seite 33 – 34
- Berengo, V.; Simonini, P.; Leoni, M.; Vermeer, P., A., (2009): Numerical creep analysis of the Treporti test embankment; Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement, Taylor & Francis Group, London, Seite 371 – 377
- Bergfelt, A., (1957): The axial and lateral Load Bearing Capacity and Failure by Buckling in Soft Clay, Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Band 2, Seite 8 – 13
- Berre, T.; Iversen, K., (1972): Oedometer Tests with Different Specimen Heights on a Clay Exhibiting Large Secondary Compression; Geotechnique, Jhg. 22, Heft 1, Seite 53 – 70
- Betten, J., (1973): Die Traglasttheorie der Statik als mathematisches Modell; Schweizerische Bauzeitung, Jhg. 91, Heft 1, Seite 6 – 9
- Bhattacharya, S., (2003): Pile instability during earthquake liquefaction, PhD Thesis; University of Cambridge

- Bhattacharya, S.; Madabhushi, S., P., G; Bolton, M., D. (2004): An alternative mechanism of pile failure in liquefiable deposits during earthquakes; *Geotechnique*, Jhg. 54, Heft 3, Seite 203 - 213
- Bhushan, K.; Haley, S.; Fong, P., (1979): Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clays; *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, Jhg. 105, Heft 8, Seite 969 – 985
- Biot, M., A. (1937): Bending of Infinite Beams on an Elastic Foundation; *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Jhg. 59, Seite A1 - A7
- Biot, M., A., (1956): General Solutions of the Equations of Elasticity and Consolidation of Porous Material; *Journal of Applied Mechanics*, Jhg. 23, Heft 2, Seite 91 – 96
- Bishop, A., W., (1966): The Strength of Soils as Engineering Materials; *Geotechnique*, Jhg. 16, Heft 2, Seite 91 – 130
- Bjerrum, L., (1954): Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays; *Geotechnique*, Jhg. 4, Heft 2, Seite 49 – 69
- Bjerrum, L.; Rosenqvist, I., T., (1956): Some experiments with artificially sedimented clays; *Geotechnique*, Jhg. 6, Heft 3, Seite 124 – 136
- Bjerrum, L.; Huder, J., (1957): Measurement of the permeability of compacted clays, *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, Seite 6 – 8
- Bjerrum, L.; Simons, N., E, (1960): Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay; *Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Seite 1771 – 1726
- Bjerrum, L.; Lo, K., Y., (1963): Effect of Aging on the Shear-Strength Properties of a Normally Consolidated Clay; *Geotechnique*, Jhg. 13, Heft. 2, Seite 147 – 157.
- Bjerrum, L., (1967): Engineering Geology of Norwegian Normal Consolidated Marine Clays as related to Settlements of Buildings; *Geotechnique*, Jhg. 17, Heft 2, Seite 83 – 118
- Bjerrum, L., (1972): Embankment on soft ground; *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University, Lafayette
- Bjerrum, L., (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clays; *Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moskau, Band 3, Seite 111 – 159
- Bjerrum, L.; Aitchison, G., (1973): Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay Soils and Structurally Unstable Soils (Collapsible, expansive and others); *Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moskau, Band 3, Seite 111 – 159
- Blum, M., D.; Roberts, H., H., (2009): Drowning of the Mississippi Delta due to insufficient sediment supply and global sea-level rise, *Nature Geoscience* 2, Seite 488 – 491

- Bo, M., W., (2008): Compressibility of Ultra-Soft Soil; World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., Singapur
- Boltzmann, L. (1877): Über die Beziehung zwischen dem zweiten Hauptsatz der mechanischen Wärmetheorie und der Wahrscheinlichkeitsrechnung respektive den Sätzen über das Wärmegleichgewicht; Wissenschaftliche Abhandlungen von Ludwig Boltzmann, Band 2, Seite 164–223
- Bond, A., J.; Jardine, R., J., (1991): Effects of installing displacement piles in a high OCR clay; Geotechnique, Jhg 41, Heft 3, Seite 341 – 363
- Borja, R.; Kavazanjian, Jr., E., (1985): A Constitutive Model for the  $\sigma$ - $\varepsilon$ - $t$  Behaviour of wet Clays; Geotechnique, Jhg. 35, Heft 3, Seite 283 – 298
- Boukpeti, N.; White, D., J.; Randolph, M., F.; Low, H., .E. (2012): Strength of fine grained soils at the solid-fluid transition; Géotechnique, Jhg 62, Heft 3, Seite 213 – 226
- Brandtzaeg, A.; Harboe, E., (1957): Buckling Tests of Slender Piles in Soft Quick Clay; Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Band 2, Seite 19 – 23
- Brettmann, T.; Duncan, J., M., (1996): Computer Application of CLM Lateral Load Analysis to Piles and Drilled Shafts; Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Jhg. 122, Heft 6, Seite 496 – 498
- Briaud, J., L., (1992): The pressuremeter; Balkema, Rotterdam
- Brinch Hansen, J., Lundgren, H., (1960): Hauptprobleme der Bodenmechanik; Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg
- Brinch Hansen, J., (1961): The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces, Geoteknisk Institute, Copenhagen, Bulletin No. 12
- Brinkgreve, R., B., J., (1994): Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening; Dissertation, Delft University of Technology
- Broms, B., B., (1964): Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils; Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Jhg. 90, Heft 2, Seite 27 – 64
- Brooker, E., W.; Ireland, H., O., (1965): Earth Pressures at Rest Related to Stress History; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 2, Heft 1, Seite 1 – 15
- Brooker, E., W.; Ireland, H., O., (1965): Earth Pressures at Rest Related to Stress History; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 2, Heft 1, Seite 1 – 15
- Bruce, D., A., Di Millio, A., F., Juran, I., (1997): Micropiles: the state of practice Part 1: Characteristics, definitions and classifications; Proceedings of the ICE - Ground Improvement, Jhg. 1, Heft 1, Seite 25 – 35
- Burland, J., B., (1990): On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays; Geotechnique, Jhg. 40, Heft 3, Seite 329 – 378

- Buisman, A., S., K., (1936): Results of Long Duration Settlement Tests; Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Band 1, Seite 103 – 106
- Bujang, B., K.; Huat, A., P.; Afshin, A.; Kazemian, S., (2014): Geotechnics of Organic Soils and Peat; CRC Press, Taylor & Francis Group
- Burns, S., E., Mayne, P., W. (1995), Coefficient of consolidation from type 2 piezocone dissipation in overconsolidated clays, Proceedings of the Int. Symposium on Cone Penetration Testing, Vol. 2, Swedish Geotechnical Society, Linköping, Sweden, Seite 137 – 14
- Butterfield, R., (1979): A Natural Compression Law for Soils; Geotechnique, Jhg. 29, Heft 4, Seite 469 – 480
- Cadden, A., W., Gómez, J., E., (2002): Buckling of Micropiles – A Review of Historic Research and Recent Experiences; ADSC-IAF Micropile Committee
- Cadden, A., W., Gómez, J., E., Bruce, D., A., Armour, T., (2004): Micropiles: Recent Advances and Future Trends, Proceeding of Current Practices and Future Trends in Deep Foundations, Seite 140 – 165
- Candler, R., J., (2000): Clay Sediments in Depositional Basin: The Geotechnical Cycle; Journal of Engineering Geology and Hydrology, Jhg. 33, Heft 1, Seite 7 – 39
- Carter, I., P.; Booker, J., R.; Yeung, S., K., (1986): Cavity expansion in cohesive frictional soils Geotechnique, Jhg. 36, Heft 3, Seite 349 – 358
- Casagrande, A.; Fadum, R., E., (1940): Notes on Soil Testing for Engineering Purposes; Harvard University Graduate School of Engineering, Publication No. 8
- Casagrande, A., (1947): Classification and identification of soils; Transactions, ASCE, Seite 783 - 810
- JGJ 94 (2008): Technical code for Building Pile Foundations; Chinese Code, Ministry of Construction of P.R.China
- Chen, W., F.; Scawthorn, C., R., (1968): Limit Analysis and Equilibrium Solutions in Soil Mechanics; Fritz Engineering Laboratory Report No. 355.3, Department of Civil Engineering Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania
- Chen, W., F.; Liu, X., L. (1990): Limit Analysis in Soil Mechanics; Elsevier Science
- Christie, I., F.; Tonks D., M., (1985): Developments in the Time Lines Theory of Consolidation; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Band 2, Seite 423 – 426
- Christensen, R., W.; Kim, J., S., (1969): Rheological Model Studies in Clay; Clays and Clay Minerals, Jhg. 17, Seite 83 – 93

- Chu, J.; Bo, M.; Chang, M.; Choa, V., (2002): Consolidation and Permeability Properties of Singapore Marine Clay; *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Jhg. 128, Heft 9, Seite 724 – 732
- Chung, S., G.; Giao, P., H.; Kim, G., J.; Leroueil, S., (2002): Geotechnical properties of Pusan clay; *Canadian Geotechnical Journal*, Jhg. 39, Seite 1050 – 106
- Chung, S., G.; Randolph, M., F.; Schneider, J., A., (2006): Effect of Penetration Rate on Penetrometer Resistance in Clay; *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Jhg. 132, Heft 9, Seite 1188 – 1196
- Clough, G., W.; Hansen, L., A., (1983): Clay anisotropy and braced wall behavior; *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Jhg. 107, Heft 7, Seite 893 – 913
- Cudny, M.; Vermeer, P., A., (2004): On the Modelling of Anisotropy and Destructuration of Soft Clays within the Multi-laminate Framework; *Computers and Geotechnics*, Jhg. 31, Heft. 1, Seite 1 – 22
- Clayton, C., R., I.; Matthews, M., C.; Simons, N., E., (1995): *Site Investigation*; 2. Auflage, Wiley-Blackwell
- Coulomb, C., A., (1776): Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture; *Mem. Acad. Roy. Div. Sav.*, Ausgabe 7, Seite 343 – 387
- Coussot, P., (2005): *Rheometry of Pastes, Suspensions, and Granular Materials: Applications in Industry and Environment*; John Wiley & Sons, New York
- Dal Cin, R., (1983): I litorali del delta del Po e alle foci dell'Adige e del Brenta: caratteri tessiturali e dispersione dei sedimenti, cause de ll'arretramento e previsioni sull'evoluzione future. *Bollettino Società Geologica Italiana*, 102, Seite 9 – 56
- Darcy, H., (1856): *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon, Exposition et Application des Principes a suivre et des Formules a Employer Dans les Questions de Distribution D'eau*; Victor Dalmont Editeur, Paris
- Davis, R., O.; Selvadurai, A., P., S., (2005): *Plasticity and Geomechanics*; Cambridge University Press
- Davison, L.; Springman, S., (2000): Typical values of shear strength; GeotechniCAL reference package, 1997, <http://environment.uwe.ac.uk/geocal/>
- Davisson, M., T., (1963): Estimating Buckling Loads for Piles; *Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering*, Band 1, 1963
- Davisson, M., T.; Robinson, K., E., (1965): Bending and Buckling of Partially Embedded Piles; *Proceedings of the 6th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2
- Davisson, M., T., (1970), *Lateral Load Capacity of Piles*; Highway Research Record, Transportation Research Board , Washington, DC



- Degago, S., A.; Grimstad, G.; Jostad, H., P.; Nordal, S., (2013): Misconceptions about experimental substantiation of creep hypothesis A; Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, Band 1, Seite 215 – 218
- Degen, W., (1994): Sekundärsetzungen in reinen Tonen – Untersuchungen zur Nichtlinearität des Gesetzes von Darcy bei sehr kleinen hydraulischen Gradienten, Band 206, Veröffentlichungen Institut für Geotechnik, ETH Zürich
- Diaz-Rodriguez, J., A.; Leroueil, S.; Aleman, J., D., (1992): Yielding of Mexico City clay and other natural clays; Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Jhg. 118, Heft 7, Seite 981 – 995
- DIN EN 1054 (2010): Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 1536 (2015): Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 1992 (2013): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 1994 (2006): Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 1995 (2010): Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 1997 (2009): Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1 und Teil 2; Beuth Verlag, Berlin
- DIN 4085 (2011): Baugrund - Berechnung des Erddrucks; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 12063 (1999): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten im Spezialtiefbau - Spundwandkonstruktionen; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 12699 (2015): Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verdrängungspfähle; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN 14199 (2015): Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Mikropfähle; Beuth Verlag, Berlin
- DIN EN ISO 19902 (2014): Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen; Beuth Verlag, Berlin
- DNV-OS-J101 (2014): Design of offshore wind turbine structures; DNV (Det Norske Veritas), Oslo
- Donohue, S.; Long, M., (2009): Suction measurements as indicators of sample quality in soft clay; Geotechnical Testing Journal, Jhg. 32, Heft 3, Seite 286 – 296
- Donohue, S.; Long, M., (2010): Assessment of sample quality in soft clay using shear wave velocity and suction measurements; Geotechnique, Jhg. 60, Heft 11, Seite 883 – 889

- Drucker, D., C.; Prager, W., (1952): Soil Mechanics and Plastic Analyses for Limit Design; Quarterly of Applied Mathematics, Brown University, Jhg. 10, Heft 2, Seite 157 – 165
- Duncan, J., M.; Seed, H., B., (1966): Anisotropy and stress reorientation in clay; Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Jhg. 92, Heft 5, Seite 21 – 50
- Duncan, J., M.; Buchignani, A., L., (1976). An engineering manual for settlement studies; Geotechnical Engineering Report, University of California, Berkeley
- Duncan, J., M.; Wright, S., G.; Brandon, T., L., (2005): Soil Strength and Slope Stability, John Wiley and Sons, New York
- Eden, W., J.; Law, K., T., (1980): Comparison of undrained shear strength results obtained by different testing methods in soft clay; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 17, Heft 3, Seite 369 – 381
- Edil, T., B. (2001): Site characterization in peat and organic soils; Tagungsband International Conference on In-situ Measurement, Soil Properties and Case Histories; Bali (Indonesia); Seite 49 – 59
- Edil, T., B. (2003): Recent advances in geotechnical characterization and construction over peats and organic soils. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conferences in Soft Soil Engineering and Technology; Putrajaya (Malaysia), Seite 3 – 26
- Elsworth, D., (1993): Analysis of piezocone dissipation data using dislocation methods; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Jhg. 119, Heft 10, Seite 1601 – 1623
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle (2007): Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle (2012): Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ – EAU (2012): Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 11. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Engel, J., (2002): Korrelationen für feinkörnig-bindige mineralische Böden; Bautechnik, Jhg. 79, Heft 2, Seite 91 - 100
- Engesser, F., (1891): Die Knickfestigkeit gerader Stäbe; Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 11 , Seite 483 – 486
- Euler, L., (1744): Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes; Lausanne Geneva, Übersetzt ins Englische von Oldfather, W., A.; Ellis, C., A.; Brown, D., M., (1933): Isis, Jhg. 20, Heft 1, Seite 72 – 160
- Evans, L., T.; Duncan, J., M., (1982): Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles; Report Number UCB/GT/82-04, University of California, Berkeley, Kalifornien
- Fatahi, B.; Le, T., M.; Khabbaz, H., (2012): The Effects of Initial Stress State on Performance of Embankments on Soft Soils, Australian Geomechanics, Jhg. 47, Heft 3, Seite 75 – 86

- Fellenius, B., H., (1972): Buckling of piles due to lateral soil movements; Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Band 2, Seite 282 – 284
- Feltham, P., (1968): A stochastic model of creep; *physica status solidi*, Jhg. 30, Heft 1, Seite 135 - 146
- Feltham, P., (1973): A stochastic model of crystal plasticity; *Journal of Physics D: Applied Physics*, Jhg. 6, Heft 17, Seite 2048 - 2056
- Feltham, P., (1979): Low-temperature anomalies in mechanical response of metals and alloys; *Scripta Metallurgica*, Jhg. 13, Heft 2, Seite 119 - 121
- Feda, J., (1989): Interpretation of creep of soils by rate process theory; *Geotechnique*, Jhg. 39, Heft 4, Seite 667 – 677
- Feng, G., B.; Ling, W., C.; Zhan, Y., G., (2013): *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Jhg. 18, Seite 2595 – 2603
- Floquet, V., (2006): Modelling Creep of Soft Finnish Clay; Research report, Laboratory of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki University of Technology (HUT)
- Finn, W., D., L.; Thavaraj, T., (2001): Deep Foundations in Liquefiable Soils: Case histories, centrifuge tests, and methods of analysis”, Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on recent advances in Earthquake Geotechnical Engineering, San Diego, Kalifornien
- Finnie, I., M., S.; Randolph, M., F., (1994): Punch-through and Liquefaction induced Failure of Shallow Foundations on Calcareous Sediments; Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Boston, Seite 217 – 230
- Fox, R., W.; McDonald A., T.; Pritchard, P., J., (2011): *Fluid Mechanics*; 8<sup>th</sup> edition, John Wiley & Sons, New York
- Frederiksson, A.; Bengtsson, P., E.; Bengtsson, Å. (1995): Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord. Linköping, IVA, Pålkommissionen, Rapport 84a
- Freitas, T., M.; Potts, D., M.; Zdravkovic, L., (2011): A time dependent constitutive model for soils with isotach viscosity; *Computers and Geotechnics*, Jhg. 38, Heft 6, Seite 809 bis 820
- Gabener, H., G., (1983): Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei bindigen Böden; *Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule Essen*, Heft 6
- Gabr, M., A.; Wang, J., (1994): Buckling of Friction Piles Supporting Bridge Foundations; Transportation Research Board Business Office, Washington DC, Transportation Research Record, Ausgabe 1447, Seite 93 – 101
- Gabr, M., A.; Wang, J.; Kiger, S., A., (1994): Effect of Boundary Conditions on Buckling of Friction Pile *Journal of Engineering Mechanics*, Jhg. 120, Heft 6, Seite 1392 – 1400

- Gabr, M., A.; Wang, J.; Zhao, M., (1997): Buckling of Piles with General Power Distribution of Lateral Subgrade Reaction; *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 2, Seite 123 – 130
- Galiläer, P.; Bennewitz, T. (2008): Autobahnbau auf Tagebaukippen im Südraum Leipzig; *Straße und Autobahn*, Heft 7, Seite 394 – 402
- Garlanger, J., E., (1972): The Consolidation of Soils Exhibiting Creep under Constant Effective Stress; *Geotechnique*, Jhg. 22, Heft 1, Seite 71 – 78
- Gebreselassie, B. (2003): Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils; *Schriftenreihe des Fachgebietes Geotechnik*, Band 14, Universität Kassel
- Geo Publication No. 1 (2006): Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong
- Georgiadis, K.; Georgiadis, M. (2010): Undrained Lateral Pile Response in Sloping Ground; *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Jhg. 136, Heft 11, Seite 1489 – d1500
- Gerolymos, N.; Papakyriakopoulos, O.; Brinkgreve, R., B., J., (2014): Macroelement modelling of piles in cohesive soil subjected to combined lateral and axial loading; *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis Group London, Seite 373 – 378
- Gibbs, J., W., (1873): A Method of Geometrical Representation of the Thermodynamic Properties of Substances by Means of Surfaces; *Transactions of the Connecticut Academy of Arts and Sciences* 2, Seite 382 – 404
- Gibson, R., E., (1952): Report on stability of long piles in soft clay; Imperial College, Report to Soil Mechanics Ltd., London
- Glasstone, S.; Laidler, K., J.; Eyring, H., (1941): *The Theory of Rate Processes*; Edition 1, McGraw-Hill, New York, Seite 611
- Golder, H., G.; Skipp, B., O., (1957): The Buckling of Piles in Soft Clay; *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Band 2, Seite 35 – 39
- Grabe, J.; König, F. (2006): Zeitabhängige Traglaststeigerung von Pfählen am Beispiel der Elbphilharmonie. *Bautechnik*, Jhg. 83, Heft 3, Seite 167 – 175
- Grabe, J.; Stefanova, B., (2014): Large displacements and fluidization of sand due to seepage; *Proceedings of 7th International Conference on Scour and Erosion*, Perth, Australia, Seite 411 – 418
- Grabe, J.; Wu, L., (2016): Coupled Eulerian-Lagrangian simulation of the penetration and braking behaviour of ship anchors in clay; *Geotechnik*, Jhg. 39, Heft 3, Seite 168 – 174
- Graham, J.; Noonan, M., L.; Lew, K., V., (1983): Yield states and stress–strain relationships in a natural plastic clay; *Canadian Geotechnical Journal*, Jhg. 20, Heft 3, Seite 502 – 516

- Granholm, H., (1929): On the elastic stability of piles surrounded by a supporting medium; Ingeniörs Vetenskaps Akademien Handlingar, Stockholm, Nummer 89, Seite 1 – 56
- Grimstad, G.; Degago, S., A.; Nordal, S.; Karstunen, M., (2010): Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays; Acta Geotechnica, Jhg. 5, Heft 1, Seite 69 – 81
- Guía De Micropilotes (2005): Guía para el proyecto y ejecución de muros de escollera en obras de carretera; Series normativas, Centro de Publicaciones Secretaria General Tecnica Ministerio de Fomento
- DeGroot, D., J.; DeJong, J., T.; Yafrate, N., J.; Landon, M., M.; Sheahan, T., C., (2007): Application of recent developments in terrestrial soft sediment characterization methods to offshore environments; Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas
- DeGroot, D., J.; Landon, M., M.; Lunne, T., (2008): Synopsis of recommended practice for sampling and handling of soft clays to minimize sample disturbance; Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Site Characterization, Taipei
- Grosch, J., J.; Reese, L., G., (1980): Field Tests of Small-Scale Pile Segments in a Soft Clay Deposit under Repeated axial Loading; 12<sup>th</sup> Offshore Technology Conference, Houston
- Grotzinger, J.; Jordan, T., H; Press, F.; Siever, R, (2008): Allgemeine Geologie, Spektrum Akademischer Verlag; 5. Auflage
- Gudehus, G., (2000): On the physical background of soil strength; In: Constitutive Modelling of Granular Materials, Hrsg. Kolymbas, D., Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Seite 291 – 301
- Gudehus, G., (2001): Stoffgesetze für Böden aus physikalischer Sicht; In: Grundbautaschenbuch 2001, Ernst & Sohn, Seite 203 – 254
- Gudehus, G., (2004): A Visco-hypoplastic Constitutive Relation for Soft Soils; Soils and Foundations, Jhg. 44, Heft 4, Seite 11 – 25
- Gudehus, G., (2011): Physical Soil Mechanics; Advances in Geophysical and Environmental Mechanics and Mathematics, Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Guo, W., D., (2012): Theory and Practice of Pile Foundations, CRC Press, Taylor & Francis Group
- Haan, E., J., den; Edil, T. B. (1994): Secondary and Tertiary Compression of Peat; Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, Balkema, Rotterdam, Seite 49 – 60
- Haan, E., J., den (1996): A Compression Model for Non-brittle Soft Clays and Peat; Geotechnique Jhg. 46, Heft 1, Seite 1 – 16
- Hamad, F., M., (2014): Formulation of a Dynamic Material Point Method and Applications to Soil–Water–Geotextile Systems; Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen Heft 70
- Hamada, M., (1992): Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake; Technical report NCEER-92-0001, Volume 1

- Hamann, T.; Qiu, G.; Grabe, J., (2014): Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on pile installation problems under partially drained conditions; *Computers and Geotechnics*, Jhg. 63, Seite 279 – 290
- Hansbo, S., (2003): Deviation from Darcy's law observed in one-dimensional consolidation; *Geotechnique*, Jhg. 53, Heft 6, Seite 601 – 605
- Hansen, B., J., (1961): The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces; *Bulletin No. 12*, Geoteknisk Institute, Copenhagen
- Hansen, B., J., (1969): A Mathematical Model for Creep Phenomena in Clay; *Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Speciality Session No. 11, Advances in Consolidation Theories for Clays*, Seite 12 – 18
- Hars, E., (2006): Zum Querkraftwiderstand von Stahl- und Spannbetonträgern mit dünnen Stegen; These N° 3551, *Faculté environnement Naturel, Architectural et Construit, Laboratoire de construction en béton, Section de génie civil, Ecole Polytechnique Fédérale De Lausanne*
- Havel, F. (2004): Creep in Soft Soils; *Doctoral thesis, Geotechnical Division, Department of Civil and Transport Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim*
- Hawlder, B., C.; Muhunthan, B.; Imai, G. (2008): State-dependent Constitutive Model and Numerical Solution of Self-weight Consolidation; *Geotechnique*, Jhg. 58, Heft 2, Seite 133 – 141
- Heezen, B., C.; Hollister, C., D. (1964): Deep sea current evidence from abyssal sediments; *Marine Geology*, 141–174
- Hight, D., W.; Shibuya, S.; Symes, M., J., (1988): Discussion of "The Engineering Application of Direct and Simple Shear Testing"; *Geotechnique*, Jhg. 38, Heft 1, Seite 139 – 140
- Hencky, H., Z., (1924): Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen; *Zeitung für technische Physik*, Heft 4, Seite 323 – 334
- Hencky, H., Z., (1928): Über die Form des Elastizitätsgesetzes bei ideal elastischen Stoffen; *Zeitung für technische Physik*, Heft 9, Seite 215 – 220
- Hendl, M.; Liedtke, H. (1997) *Lehrbuch der Allgemeinen physischen Geographie*; Verlag Klett; 3. Auflage
- Herle, I., (1997): Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste; *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe* Heft 142
- Heyer, D., (2001): Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges; *Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München*, Heft 30
- Hjulström, F., (1935): Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fyris; *University of Uppsala, Geological Institute, Bulletin Nummer 25*, Seite 221 – 557.

- Höfle, R.; Fillibeck, J.; Vogt, N. (2008): Time dependent deformations during tunnelling and stability of tunnel faces in finegrained soils under groundwater; *Acta Geotechnica*, Jhg. 3, Heft 4, Seite 309 – 316
- Holeman, J., N., (1968); *The Sediment Yield of Major Rivers of the World*; *Water Resources Research*, Jhg. 4, Heft 4, Seiten 737 – 747
- Hong, Z., S.; Yin, J.; Cui, Y., J. (2010): Compression behaviour of reconstituted soils at high initial water contents; *Geotechnique*, Jhg. 60, Heft 9, Seite 691 – 700
- Houlsby, G., T.; Puzrin, A., M., (2002): Rate-Dependent Plasticity Models Derived from Potential Functions; *Journal of Rheology*, Jhg. 46, Heft 1, Seite 113 – 126
- Hsiung, Y., M.; Chen, Y., L., (1997): Simplified method for analyzing laterally loaded single piles in clay; *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Jhg. 123, Heft 11, Seite 1018 – 1029
- Hübner, A., (2007): *Tubular Piles – Buckling Design in a Complex Situation*; *Veröffentlichungen der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (VAKA) in Karlsruhe*, Heft 109
- Hvorslev, M., J., (1937): *Über die Festigkeitseigenschaften gestörter Böden*; *Ingenieurvidenskabelige Skrifter, Series A, Nr. 45*, Kopenhagen
- Hvorslev, M., J., (1960): *Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays*; *Technical Report*, University of Colorado
- Imai, G., (1981): *Experimental Studies on Sedimentation Mechanism and Sediment Formation of Clay Minerals*; *Soils Foundation*, Jhg. 21, Heft 1, Seite 7 – 20
- Ishihara, K., (1993): Rankine Lecture: Liquefaction and flow failure during earthquakes; *Geotechnique*, Jhg. 43, Heft 3, Seite 351 – 415
- Janoyan, K., D.; Stewart, J., P; Wallace, J., W., (2001): *Analysis of p-y curves from lateral load test of large diameter drilled shaft in stiff clay*; *Caltrans 6th seismic design workshop*, Sacramento, Kalifornien, Seite 5 – 105
- Juran, I., Bruce, D., A., Di Millio, A., F., Benslimane, A., (1999): *Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of micropiles*; *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, Jhg. 3, Heft 3, Seite 89 – 110
- Jakob, C.; Konietzky, H., (2012): *Partikelmethode – Eine Übersicht*; *Technische Universität Bergakademie Freiberg Fakultät für Geowiss., Geotechnik und Bergbau, Institut für Geotechnik, Lehrstuhl für Felsmechanik*
- Jaky, J., (1944): *The Coefficient of Earth Pressure at Rest*; *Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye (Journal der ungarischen Gesellschaft für Ingenieure und Architekten)*, Seite 355 – 358
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C., C.; Germaine, J., T.; Lancellotta, R., (1985): *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*; *Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Band. 1, Seite 57 – 153

- Janbu, N., (1969): The Resistance concept applied to Deformations of Soils; Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Band 1, Seite 191 – 196
- Janbu, N., (1985): Soil models in offshore engineering; Geotechnique, Jhg. 35, Heft 3, Seite 241 - 281
- Jardine, R., J.; Symes, M., J.; Burland, J., B. (1984): The measurement of soil stiffness in triaxial apparatus; Geotechnique, Jhg. 34, Heft 3, Seite 323 – 340
- Jardine, R., J.; Standing, J., R.; Chow, F., C., (2006): Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand, Geotechnique, Jhg. 56, Seite 227 – 244
- Karlsrud, K.; Haugen, T., (1985): Axial Static Capacity of Steel Model Piles in Overconsolidated Clay; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Band 3, Seite 1401 – 1406
- Karlsrud, K.; Mahan, A., (2010): Evidence of Long Term Ageing Effects on Axial Capacity of Piles in Soft Clay; Art of Foundation Engineering Practice Congress, West Palm Beach, Florida
- Karlsrud, K.; Jensen, T., G.; Wensaas Lied, E., K.; Nowacki, F.; Simonsen, A., S., (2014): Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests. In Offshore Technology Conference, Houston, Texas
- Karlsrud, K.; Nowacki, F., (2014): Time Effects on Pile Capacity. Summary and evaluation of pile test results; Report No. 20061251-00-279-R, NGI, Oslo
- Kausch, F. (2010): Geotechnische Charakterisierung des Hamburger Baugrundes; Behörde für Stadtentwicklung und Umwelt Hamburg
- Kavazanjian, E.; Mitchell, J., K., (1984): Time Dependence of Lateral Earth Pressure; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Jhg. 110, Heft 4, Seite 530 – 533
- Kempfert, H., G.; Stadel, M.,(1997): Berechnungsgrundlagen für Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden; Bauingenieur, Jhg. 72, Heft 5, Seite 400 – 409
- Khemissa, M., (2011): Characterization of the Anisotropy of a Normally Consolidated Soft Clay; Studia Geotechnica et Mechanica, Jhg. 33, Heft 2, Seite 41 – 65
- Klar, A.; Randolph, M., F., (2008): Upper-bound and Load-displacement Solutions for Laterally Loaded Piles in Clays Based on Energy Minimisation; Geotechnique, Jhg. 58, Heft 10, Seite 815 – 820
- Klohn, E., J., Hughes, G., T., (1964): Buckling of Long Unsupported Timber Piles; Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 90, No. SM6, Seite 107 – 123
- Kolymbas, D., (1978): Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz für Böden; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 109



- Kolymbas, D., (1988): Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 109
- Kondner, R., L., (1963): Hyperbolic Stress-strain Response: Cohesive soil; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Jhg. 89, Heft 1, Seite 11 – 143
- Kontopoulos, N., S., (2012): The Effects of Sample Disturbance on Preconsolidation Pressure for Normally Consolidated and Overconsolidated Clays; Doctoral Thesis, Massachusetts Institute of Technology
- Krieg, S., (2000): Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 150
- Krieg, R., D.; Swearingen, J. C.; Jones, W., B., (2012): A Physically Based Internal Variable Model for Rate Depended Plasticity; Unified Constitutive Equations for Creep and Plasticity, Miller, A. K., Springer Science & Business Media, Seite 245 – 271
- Kuhlmann, U.; Grabe, J.; Froschmeier, B.; Pavlovicic, L.; Schümann, B.; Schallück, C., (2009): Biegedrillknicken von Hauptträgern. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 19, Seite 167 – 190
- Kutter, S.; Hansen, J., P.; Sprik, M.; Boek, E. (2000): Structure and phase behavior of a model clay dispersion: a molecular-dynamics investigation; The Journal of Chemical Physics, Jhg. 112, Seite 311 – 322
- Kuhn, M.; Mitchell, J. (1993): New Perspectives on Soil Creep; Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Jhg. 119, Heft 3, Seite 507 – 524
- Kulhawy, F., H.; Mayne, P., W., (1990): Manual in Estimating Soil Properties for Foundation Design; Schlussbericht Forschungsvorhaben 1493-6, Bericht-Nr. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, USA
- Kuntsche, K.,(1982): Materialverhalten von wassergesättigtem Ton bei ebenen und zylindrischen Verformungen; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 91
- Lacasse, S.; Berre, T.; Lefebvre, G., (1985): Block Sampling of Sensitive Clays; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Band 2, Seite 887 – 892
- Lacerda, W., A.,(1976): Stress-Relaxation and Creep Effects on Soil Deformation; Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley
- Lacerda, W., A.; Houston, W., N., (1973): Stress Relaxation in Soils; Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moskau, Band 1, Seite 221 – 227

- Ladd, C., C.; Foot, R., (1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clays; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Jhg. 100, Heft 7, Seite 763 – 786
- Ladd, C., C.; Foot, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F.; Poulos, H., G., (1977): Stress-Deformation and Strength Characteristics; Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Band 2, Seite 421 – 494
- Ladd, C., C.; DeGroot, D., J., (2003): Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization; The Arthur Casagrande Lecture, Proceedings of the 12<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, Massachusetts, Vol. 1, Seite 3 – 57
- Lambe, T., W., (1954): The permeability of compacted fine-grained soils, Symposium on Permeability of Soils, ASTM STP 163, Seite 56 – 67
- Lambe, T., W.; Whitman, R., V., (1969): Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
- Landon, M.; DeGroot, D.; Sheahan, T., (2007): Nondestructive Sample Quality Assessment of a Soft Clay Using Shear Wave Velocity; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Jhg. 133, Heft 4, Seite 424 – 432
- Larsson; R., (1980): Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankments on Soft Clays; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 17, Seite 591 – 602
- Lee, Jin (1979): Measurement and prediction of  $K_0$ ; Journal of the Korean Society of Civil Engineering, Jhg. 27, Seite 57 – 66
- Lehane, B., (1992): Experimental Investigations of Pile Behaviour Using Instrumented Field Piles; PhD Thesis, University of London, Faculty of Engineering
- Lehane, B., M.; Jardine, R., J., (1994): Displacement-Pile Behavior in a Soft Marine Clay; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 31, Heft 2, Seite 181 – 191
- Lehane, B., M.; O’Loughlin, C., D.; Gaudin, C.; Randolph, M., F., (2009): Rate Effects on Penetrometer Resistance in Kaolin; Geotechnique, Jhg. 59, Heft 1, Seite 41 – 52
- Leinenkugel, H.; Nahrgang, E., (1972): Rheologisches Verhalten bindiger Erdstoffe im biaxialen Scherversuch und im Baugrund; Spezialsitzung der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/ Main-Höchst: Monotone zeitabhängige Vorgänge im Baugrund. Hrsg.: DGEG, Eigenverlag
- Leinenkugel, H., (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 66
- Leonards, G., A., (1962): Foundation Engineering; McGraw-Hill Book Company
- Leonards, G., A.; Altschäffl, A., G., (1964): Compressibility of Clay; Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jhg. 90, Seite 133 – 155
- Leoni, M.; Vermeer, P.; Yu, X., (2007): A new Anisotropic Model for Creep in Soft Soils; Proceedings of the International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation and Application, Hong Kong, Seite 409 – 414

- Leroueil, S.; Tavenas, F., A.; Brucy, F.; LaRochelle, P.; Roy, M., (1979): Behaviour of Destructured Natural Clays; Journal of the Geotechnical Engineering Division, Jhg. 105, Heft 6, Seite 759 - 778
- Leroueil, S.; Tavenas, F.; Le Bihan, J., P., (1983): Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 20, Heft 4, Seite 681 – 705
- Leroueil, S.; Bouclin, G.; Tavenas, F.; Bergeron, L.; La Rochelle, P., (1990): Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 27, Heft 5, Seite 568 – 579
- Leroueil, S.; Marques, M., E., S., (1996): Importance of Strain Rate and Temperature Effects in Geotechnical Engineering; Measuring and Modelling Time Dependent Soil Behavior, Geotechnical Special Publication No. 61, ASCE, Seite 1 – 60
- Leroueil, S., (2006): The Isotache Approach - Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje?; Proceedings of the 13<sup>th</sup> Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, Band 1, Seite 55 – 88
- Liang, R., Y.; Shatnawi, E., S.; Nusairat, J., (2007): Hyperbolic P-Y Criterion for Cohesive Soils; Jordan Journal of Civil Engineering, Vol. 1, Heft 1, Seite 38 – 57
- Likitlersuang, ; Teachavorasinskun, ; Surarak, ; Oh, ; Balasubramaniam, , (2013): Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok Clays
- Liu, S., Y.; Shao, G., H.; Du, Y., J.; Cai, G., J., (2011): Depositional and geotechnical properties of marine clays in Lianyungang, China; Engineering Geology, Jhg. 121, Seite 66 – 74
- Lizzi, F., (1998): What future for micropiles?; Proceedings of the ICE - Ground Improvement, Jhg. 2, Heft 1, Seite 49 – 50
- Lo, K., Y.; Milligan, V., (1967): Shear strength properties of two stratified clays; Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Jhg. 93, Heft 1, Seite 1 – 15
- Lo, K., Y.; Morin, J., P., (1972): Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 9, Heft 3, Seite 261 – 277
- Long, J., H.; Kerrigan, J., A.; Wysockey, M., H., (1999): Measured Time Effects for Axial Capacity of Driven Piling; Transportation Research Record 1663, Paper No. 99-1183
- Long, M., (2005): Review of Peat Strength, Peat Characterisation and Constitutive modelling of Peat with Reference to Landslides; Studia Geotechnica et Mechanica, Jahrgang 72, Hefte 3 – 4, Seite 67 – 90
- Long, M., (2003); Sampling disturbance effects in soft laminated clays; Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering, Ausgabe 156, Heft 4, Seite 213 – 224
- Long, M., (2006): Use of a Downhole Block Sampler for Very Soft Organic Soils; Geotechnical Testing Journal, ASTM, Jhg. 29, Heft 5, Seite 426 – 438

- Lunne, T.; Robertson, P., K.; Powell, J., J., M., (1997): Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice; Blackie Academic & Professional, London
- Lunne, T.; Berre, T.; Strandvik, S., (1997): Sampling Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay; Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Hrsg.: Almeida, M., CRC Press, Taylor & Francis Group, Seite 81 – 102
- Markl, G., (2008); Minerale und Gesteine; 2. Auflage, Spektrum akademischer Verlag, Heidelberg
- Maniak, U., (2010); Hydrologie und Wasserwirtschaft: eine Einführung für Ingenieure; Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg
- Martin, C., M.; Randolph, M., F., (2006): Upper-bound Analysis of Lateral Pile Capacity in Cohesive Soil; Geotechnique, Jhg. 56, Heft 2, Seite 141 – 145
- Mašín, D., (2006): Hypoplastic models for fine-grained soils; Dissertation, Institute of Hydrogeology, Engineering Geology and Applied Geophysics, Charles University, Prague
- Massarsch, K., R., (1979): Lateral earth pressure in normally consolidated clay, The 7<sup>th</sup> European conference on soil mechanics and foundation engineering, Buch Nr. 2, Brighton, England, Seite 245 – 250
- Matlock, H., (1970): Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay; Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Band 1, Paper 1204, Seite 577 – 594
- Matsui, T.; Ito, T., (1977): Flow mechanism of clay-water system and microscopic meaning on shear parameters of soils, Proceedings of Special Session 9, Constitutive Equations of Soils, Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Seite 143 - 152
- Mattiasson, K., (1981). Numerical results from large deflection beam and frame problems analyzed by means of elliptic integrals; Internation Journal for Numerical Methods in Engineering, Jhg. 17, Heft 1, Seite 145 – 153
- Mayne, P., W.; Holtz, R., D., (1985): Effect of Principal Stress Rotation on Clay Strength; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Band 2, Seite 579 – 582
- Mayne, P., W.; Burns, S., E., (2000): An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils Discussion; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 37, 1395–1397
- Meek, J., W., (1996): Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden; Bautechnik, Jahrgang 73, Heft 3, Seite 162 – 168
- Meek, J., W., (1999): Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet?; Pfahl-Symposium, TU Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Tagungsband Seite 221 – 234
- Mc Meeking, R., M.; Rice, J., R., (1975): Finite-element formulations for problems of large elastic-plastic deformation; International Journal of Solids and Structures, Jhg. 11, Heft 5, Seite 601 – 616.

- Meier, T.; Cudmani, R., (2006): FE simulations of the installation of granular columns in soft soils; Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Taylor&Francis Group, London, Seite 133 – 140
- Meier, T., (2009): Application of Hypoplastic and Viscohypoplastic Constitutive Models for Geotechnical Problems; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe (Heft 171)
- Melan, E., (1938): Zur Plastizität des räumlichen Kontinuums; Ingenieurarchiv, Jhg. 9, Heft 2, Seite 116 - 126
- Mesri, G.; Olson, R., E., (1971): Mechanisms Controlling the Permeability of Clays; Clays and Clay Minerals, Jhg. 19, Seite 151 – 158
- Mesri, G., (1973): Coefficient of secondary compression; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Jhg. 99, Heft 1, Seite 123 – 137
- Mesri, G., (1975): Discussion on New Design Procedure for Stability of Soft Clays; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Jhg. 101, Heft 4, Seite 409 – 412
- Mesri, G.; Godlewski, P., M., (1977): Time- and Stress-Compressibility Interrelationship; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Jhg. 103, Heft 5, Seite 417 – 430
- Mesri, G.; Castro, A., (1987):  $C_a/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Jhg. 113, Heft 3, Seite 230 – 247
- Mesri, G.; Hayat, T., M., (1993): Coefficient of earth pressure at rest; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 30, Heft 4, Seite 647 – 666
- Mesri, G.; Shahien, M.; Feng, T., W., (1995). Compressibility parameters during primary consolidation; Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, Band 2, Seite 201 – 217
- Mesri, G., (2003): Primary and secondary compression; Soil behaviour and soft ground construction, Germaine, J., T.; Sheahan, T., C.; Whitman, R., V., ASCE Geotechnical Special Publication 119, Seite 122 – 166
- Mesri, G., (2006): Primary Compression and Secondary Compression; Proceedings of the CREBS Workshop, Oslo
- Mesri, G.; Ajlouni, M. (2007): Engineering Properties of Fibrous Peats; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Jhg. 133, Heft 7, Seite 850 – 866
- von Mises, R., (1913): Mechanik der festen Körper im plastisch deformablen Zustand; Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse 1913, Seite 582 – 592
- Milliman, J., D.; Shen, H., T.; Yang, Z., S.; Meade, R., H., (1985): Transport and deposition of river sediment in the Changjiang estuary and adjacent continental shelf; Continental Shelf Research, Jhg. 4, Heft 1, Seite 37 – 45

- Milliman, J., D., (1997): Blessed dams or damned dams? Nature 388, Seite 325 – 326
- Mitchell, J., K., (1964): Shearing Resistance as a Rate Process; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jhg. 90, Heft 1, Seite 29 – 61
- Mitchell, J.; Hooper, D.; Campanella, R., (1965): Permeability of compacted clay; Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jhg. 91, Heft 4, Seite 41 – 65
- Mitchell, J., K.; Campanella, R., G.; Singh, A., (1968): Soil Creep as a Rate Process; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jhg. 94, Heft 1, Seite 231 – 253
- Mitchell, J., K., (1976): Fundamentals of soil behaviour; John Wiley and Sons Inc., New York
- Mitchell, J., K.; Soga, K., (2005): Fundamentals of Soil Behaviour; Wiley, New York
- MODIS (2013): Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer (MODIS); Curator: Maccherone, B.; NASA Official: Frazier, S.; <http://modis.gsfc.nasa.gov/>
- Mohr, O., (1914): Abhandlungen aus dem Gebiete der Mechanik; Ernst und Sohn, Berlin
- Moldenhauer, F., (2014): Wasserbewegung in weichen bis flüssigen feinkörnigen Böden; Master-Thesis, Zentrum Geotechnik Technische Universität München
- Moormann, C.; Fatemizadeh, F.; Aschrafi, J., (2015): Comparison of advanced numerical methods for geomechanical problems with large deformations. Proceedings of the XVI ECSMGE, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, September 14-17, 2015, Edinburgh
- Moormann, C., (2002): Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion; Mitteilungen Institut für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 59
- Murayama, Shibata (1958): On the Rheological Characteristics of Clays, Part I; Bulletin No. 26, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto, Japan
- Murayama, N.; Shibata, J., (1961): Rheological Properties of Clays; Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Seite 269 – 273
- Nakase, A.; Kamei, T., (1988): Undrained Shear Strength of Remoulded Marine Clays; Soils and Foundations, Jhg. 28, Heft 1, Seite 29 – 40
- Neher, H., P.; Vermeer, P., A., (1998): Formulation and Application of a Soil Model that Accounts for Creep; International Journal for Numerical Analysis Methods in Geomechanics
- Neher, H., P.; Wehnert, M.; Bonnier, P., G., (2001): An evaluation of soft soil models based on trial embankments; 10<sup>th</sup> International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, Arizona, USA, Contractor, D., et al., CRC Press, Taylor & Francis Group
- Neher, H., P., (2008): Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung; Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen Heft 60
- O'Neill, M., W.; Gazioglu, S., M., (1984): An Evaluation of p-y Relationships in Clays; Research Report No. UHCE-84-3, University of Houston, Department of Civil Engineering

- Niemunis, A., (2010): Über die Anwendung der Kontinuumstheorie auf bodenmechanische Probleme; Vorlesung für Grundbau- und Tunnelbauvertiefer, Überarbeitete Auflage 2015, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruher Institut für Technologie
- Niemunis, A., (2003): Extended Hypoplastic Models for Soils; Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34
- Niemunis, A.; Grandas-Tavera, C., E.; Prada-Sarmiento, L., F., (2009): Anisotropic viscohypoplasticity; Acta Geotechnica, Jhg. 4, Heft 4, Seite 293 – 314
- Nitka, M.; Combe, G.; Dascalu, C.; Desrues, J., (2011): Two-scale modelling of granular materials: a DEM-FEM approach; Granular Matter, Jhg. 13, Seite 277 – 281
- Norton, F., H., (1929): The creep of steel at high temperatures; McGraw Hill Book Company, Inc., New York
- Nowacki, E., H., F., (1973): Endimensjonal konsolidering med spennings- og tidsavhengige materi-alegenskaper; Doctoral Thesis, Norwegian Institute of Technology (NTH), Trondheim
- Nova, R., (1985): Prediction of  $K_0$  Variation with Time for Normally Consolidated Clays; Constitutive Laws of Soils, Elsevier Applied Science, Amsterdam
- Ofner, R.; Wimmer, H., (2007a): Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden; Bauingenieur, Jhg. 82, Heft 5, Seite 206 – 213
- Ofner, R.; Wimmer, H., (2007b): Knicknachweis von Mikropfählen in geschichteten Böden; Bautechnik, Jhg. 84, Heft 12, Seite 881 – 890
- Ohde, J., (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund; Der Bauingenieur, Jhg. 20, Seite 451 – 459
- Olson, R., E., (1974): Shearing Strength of Kaolinite, Illite, and Montmorillonite; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Jhg. 100, Heft 11, Seite 1215 – 1229
- Olszak, W.; Perzyna, P., (1964): The Constitutive Equations the Flow Theory for a Non-stationary Yield Condition; Proceedings of the 11<sup>th</sup> Congress of Applied Mechanics, München, Seite 545 – 553
- Olszak, W.; Perzyna, P., (1966): On Elastic-viscoplastic Soils; Proceedings of the IUTAM Symposium on Rheology and Soil Mechanics, Grenoble, Seite 47 – 57
- Ostermayer, H., (1977): Die Zusammendrückbarkeit gemischtkörniger Böden; Bautechnik, Jhg. 52, Heft 6, Seite 269 – 276
- Ostermayer, H.; Gollub, P., (1996): Baugrube Karstadt in Rosenheim; Tagungsband Baugrundtagung 1996 in Berlin, Seite 341 – 360
- Paikowsky, S., G.; Hart, L., J., (2000): Development and Field Testing of Multiple Deployment Model Pile (MDMP); Research Report FHWA-RD-99-194, Office of Infrastructure Research and Development, Massachusetts Highway Department

- Palmer, L., A., Thompson, J., B., (1948): The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust; Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Buch 5, Seite 156 – 161
- Pandrea, P.; Thurner, R., (2007): Erfahrungen bei der Ausführung von knickgefährdeten Gründungen; Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag, Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München
- Papakyriakopoulos, O., (2013): Macroelement modelling of piles in cohesive soil subjected to combined lateral and axial loading; Diploma Thesis, National Technical University of Athens School of Civil Engineering Geotechnical Division
- Perzyna, P., (1963): The Constitutive Equations for Rate-sensitive Plastic Materials; Quarterly of Applied Mathematics, Jhg. 20, Heft 4, Seite 321 – 332
- Pfeiffer, U., (2011): Interactive Nonlinear Cross-Section Analysis Biaxial (INCA2); Berechnungsprogramm zu beliebig zusammengesetzten Massivbauquerschnitten unter zweiachsiger Biegung mit Längskraft
- Pflüger, A., (1964): Stabilitätsprobleme der Elastostatik, Dritte Auflage, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York
- Plankl, A., (2007): Planung und Qualitätssicherung bei knickgefährdeten Gründungselementen; Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag, Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München
- Plaxis bv (2016): Knowledge Base, Verifications, <http://kb.plaxis.nl/verifications>, Delft, Die Niederlande
- Poulos, H., G.; Davis, E., H., (1980): Pile Foundation Analysis and Design; John Wiley and Sons, New York
- Prandtl, L., (1923): Anwendungsbeispiele zu einem Henckyschen Satz über das plastische Gleichgewicht; Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik; Jhg. 3, Heft 6, Seite 401 - 406
- Pusch, R., (1979): Creep of soils; Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Heft 5, Ruhr-Universität Bochum
- Puzrin, A., M.; Houlsby, G., T., (2003): Rate Dependent Hyperplasticity with Internal Functions; Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Engineering Mechanics Division, Jhg. 129, Heft 3, Seite 252 – 263
- Qiu, G., (2012): Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Interaction Problems; Promotionsschrift, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg
- Rackwitz, F.; Schüßler, M., Savidis, S., A.; Ney, M., (2011): Bodenmechanische Eigenschaften organischer Ablagerungen der brandenburgischen Niederungs- und Luchgebiete; Geotechnik, Jhg. 34, Heft 2, Seite 97 – 107



- Raithel, M.; Kirchner, A.; Schade, C., Leusink, E. (2005): Foundation of Constructions on Very Soft Soils with Geotextile Encased Columns - State of the Art; GeoFrontiers 2005, Innovations in Grouting and Soil Improvement, Seite 1 – 11
- Rajashree, S., S.; Sitharam, T., G., (2001): Nonlinear finite element modeling of batter piles under lateral load; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, Volume 127, Heft 7, Seite 604 – 612
- Raju, V., R.; Wegner, R.; Hari Krishna, Y., (2004): Ground Improvement using Vibro Replacement in Asia 1994 to 2004 - A 10 Year Review; 5<sup>th</sup> International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur, Malaysia, Technical paper 10-60E
- Raju, V., R.; Sondermann, W. (2005): Foundation of Constructions on Very Soft Soils with Geotextile Encased Columns - State of the Art; Ground Improvement Case Histories: Compaction, Grouting and Geosynthetics, Butterworth-Heinemann, Seite 175 – 213
- Randolph, M., F.; Houlsby, G., T., (1984): The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil; Geotechnique, Jhg. 34, Heft 4, Seite 613 – 623
- Randolph, M., F.; Hope, S., (2004): Effect of Cone Velocity on Cone Resistance and Excess Pore Pressures; Proceedings of the International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka, Seite 147 – 152
- Rankine, W., (1856): On the Stability of Loose Earth; Proceedings of the Royal Society of London (1854-1905), Heft 8, Seite 185 – 187
- Rankka, K.; Andersson-Sköld, Y.; Hultén, C.; Larsson, R.; Leroux, V.; Dahlin, T, (2004): Quick clay in Sweden; Swedish Geotechnical Institute, Report No. 65, Linköping
- Reddy, A., S.; Valsangkar, A., J., (1970): Buckling of Fully and Partially Embedded Piles; Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Heft 11, Seite 1951 – 1965
- Reese, L., C., (1958): Discussion of Soil Modulus for Laterally Loaded Piles; by McClelland and Focht, Transactions, ASCE, Jhg.123, Seite 1071
- Reese, L., C.; Welch, R., C., (1975): Lateral Loading of Deep Foundation in Stiff Clay; Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Jhg. 101, Heft 7, Seite 633 – 649
- Reese, L, C.; Cox, W., P.; Koop, F., D., (1975): Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay; Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 2, Seite 671 – 690
- Reese, L., C.; Van Impe, W., F., (2001): Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading; A A Balkema Publishers, Rotterdam
- Kempfert, H., G.; Gebreselassie, B., (2006): Excavations and Foundations in Soft Soils; Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg
- Rijk, L., de (1978): The Calculation of Secondary Settlement in One-dimensional Compression; Delft Progress Report, Band 3, Seite 237 – 255

- Roberts, H., H., (1997): Dynamic Changes of the Holocene Mississippi River Delta Plain: The Delta Cycle; *Journal of Coastal Research*, Jahrgang 13, Heft 3, Seite 605 - 627
- Robertson, P., K., (1975): Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay; Thesis, University of British Columbia
- La Rochelle, P.; Sarrailh, J.; Tavenas, F.; Roy, M.; Leroueil, S., (1981): Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils; *Canadian Geotechnical Journal*, Jhg. 37, 1395–1397
- Roscoe, K., H.; Burland, J., B., (1968): On the Generalised Behaviour of „Wet“ Clay; *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, Seite 535 – 609
- Rouainia, M.; Wood, D., M. (2000): A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure; *Geotechnique*, Jhg. 50, Heft 2, Seite 153 – 164
- Rowe, P., W., (1956): The single pile subject to horizontal force; *Geotechnique*, Jhg. 6, Heft 2, Seite 70 – 85
- Rowe, P., W.; Barden, L., (1966): A new Consolidation Cell; *Geotechnique*, Jhg. 16, Heft 2, Seite 162 – 170
- Roy, M.; Tremblay, M.; Tavenas, F.; LaRochelle P., (1982): Development of Pore Pressures in Quasi-static Penetration Tests on Sensitive Clay; *Canadian Geotechnical Journal*, Jhg. 19, Heft 2, Seite 124 – 138
- Rudolph, C.; Mardfeldt, B.; Dührkop, J., (2011): Vergleichsberechnungen zur Dalbenbemessung nach Blum und mit der p-y-Methode; *Geotechnik*, Jhg. 34, Heft 4, Seite 237 – 251
- Sahdi, F.; Gaudin, C.; White, D., J., (2014): Strength properties of ultra-soft Kaolin; *Canadian Geotechnical Journal*, Jhg. 51, Heft 4, Seite 420 – 431
- Schad, H., (1992): Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse; Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen Heft 36
- Schallück, C.; Grabe, J., (2011): Rotational bedding of open-ended steel profiles in soil. Tagungsband zum Workshop Ports for Container Ships of Future Generations, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 22, Seite 329 – 344
- Schanz, T.; Vermeer, P., A.; Bonnier, P., G., (1999): The hardening soil model: Formulation and verification; *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS*, Balkema, Rotterdam
- Scherzinger, T., (1991): Materialverhalten von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Untergrund; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122
- Schildknecht, F.; Schneider, W., (1987): Über die Gültigkeit des Darcy-Gesetzes in bindigen Sedimenten bei kleinen hydraulischen Gradienten – Stand der wissenschaftlichen Diskussion; *Geol. Jahresband 1987*, C 48, Seite 3 – 21

- Schofield, A.; Wroth, P., (1968): Critical state soil mechanics; European civil engineering series, McGraw-Hill
- Schuppener, B.; Kiekbusch, M., (1988): Plädoyer für die Abschaffung und den Ersatz der Konsistenzzahl, Geotechnik, Heft 11, Seite 186 – 192
- Schwarz, W., (1984): Verdübelung toniger Böden; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 96
- Schwedische Pfahlkommission (1998): Dimensioneringsprinciper för pålar – lastkapacitet. Svensk Byggtjänst, Stockholm, Bericht Nummer 96:1
- Schwedische Pfahlkommission (2003): Supplement nr 1 till rapport 96:1 - Dimensioneringsprinciper för pålar. <http://www.palkommissionen.org>, Ergänzung Nummer 1 zum Bericht 96:1
- Schwedische Pfahlkommission (2011): Supplement nr 2 till rapport 96:1 – Dimensioneringsprinciper för pålar – Lastkapacitet. <http://www.palkommissionen.org>, Ergänzung Nummer 2 zum Bericht 96:1
- Schwedische Pfahlkommission (2011): Supplement nr 2 - Bilaga 1 till Pålkommisionen rapport 96:1, Beräkning – Pålelement betongpåle SP2. <http://www.palkommissionen.org>, Ergänzung Nummer 2 – Beiblatt 1 zum Bericht 96:1
- Schwedische Pfahlkommission (2011): Supplement nr 2 - Bilaga 2 till Pålkommisionen rapport 96:1, Beräkning – Stålrörspåle Ø114,3x6,3 med stål SS-EN 10219 S420J2H. <http://www.palkommissionen.org>, Ergänzung Nummer 2 – Beiblatt 1 zum Bericht 96:1, 2011
- Schwerdtner, G.; Anger, H.; Störr, M., (2007): Die Kaolinlagerstätten des Kemmlitzer Reviers; Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Bergbau in Sachsen, Band 13
- Seed, H., B.; Woodward, R., J.; Lundgren R., (1964): Clay Mineralogical Aspects of the Atterberg Limits; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Jhg. 94, Heft 1, Seite 21 – 46
- Sekiguchi, H., (1977): Rheological Characteristics of Clays; Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Band 1, Seite 289 – 292
- Sekiguchi, H., (1985a): Constitutive Laws of Soils; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco
- Sekiguchi, H., (1985b): Macrometric Approaches Static-intrinsically Time-dependent; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco
- Shahrour, I., Ata, N., (2002): Numerical Study of the Consolidation around Micropiles Submitted to Lateral Loading; Proceedings of the ICE - Ground Improvement, Jhg. 6, Heft 1, Seite 39 – 46
- Sherafati, A.; Chafi, M., S.; Azizinamini, A., (2012): Buckling of piles in cohesive soil supporting jointless bridges; Bridge Structures - Assessment, Design & Construction, IOS Press, Jhg. 8, Heft 1, Seite 15 – 24

- Sherif, M., A.; Koch, D., E., (1970): Coefficient of Earth Pressure at Rest as Related to Soil Recompression Ratio and Liquid Limit; Highway Research Record, Washington, Band 323, Seite 39 – 48
- Shields, D., R., (2007): General Stress-strain-time Function for Soils; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, Volume 133, Heft 3, Seite 334 – 337
- Shin, J., H.; Potts, D., M., (2002): Time-based two dimensional modelling of NATM tunnelling; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 39, Heft 3, Seite 710 – 724
- Shogaki, T.; Yano, S.; Jeong, G., H.; Suwa, S., (2002): Undrained strength properties of United Kingdom, Korea and Japanese clay deposits; Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance, Honjo et al., Swets & Zeitlinger, Lisse, Seite 175 – 182
- Singh, A.; Mitchell, J., K., (1968): General Stress-strain-time Function for Soils; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Volume 94, Heft 1, Seite 21 – 46
- Singh, A.; Wei-Hu, R., E.; Cousineau, R., D., (1971): Lateral Load Capacity of Piles in Sand and Normally Consolidated Clay; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Jhg. 41, Heft 8, Seite 52 – 54
- Sills, G., C., (1995): Time Dependent Processes in Soil Consolidation; Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, Seite 875 – 890
- Skempton, A., W., (1944): Notes on the Compressibility of Clays; Quarterly Journal of Geological Society of London, Jhg.100, Seite 119 – 135
- Skempton, A., W., (1951): The Bearing Capacity of Clays; Building Research Congress, London Institution of Civil Engineers, Band 1, Seite 180 – 189
- Skempton, A., W.; Northey, R., D. (1953): The Sensitivity of Clays; Geotechnique, Jhg. 3, Heft 1, Seite 30 – 53
- Skempton, A., W.; Sowa, V., A., (1963). The behaviour of saturated clays during sampling and testing; Geotechnique, Jhg. 13, Heft 4, Seite 269 – 290
- Skempton, A., W., (1970): The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction; Quarterly Journal of the Geological Society of London , Heft 125, Seite 373 – 412
- Skempton, A., W., (1985): Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata and the Laboratory; Geotechnique, Jhg. 35, Heft 1, Seite 3 – 18
- Soos, Von, P. (2008): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor. Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn
- Soumaya, B., (2005): Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden; Schriftenreihe des Fachgebietes Geotechnik, Heft 16, Universität Kassel

- van der Spoel, D.; Lindahl, E.; Hess, B.; Groenhof, G.; Mark, A., E.; Berendsen, H., J., (2005): GRO-MACS: fast, flexible and free; *Journal of Computational Chemistry*, Jhg. 26, Seite 1701 – 1718
- Stallebrass, S., E.; Atkinson, J., H.; Masin, D., (2007): Manufacture of samples of overconsolidated clay by laboratory sedimentation; *Geotechnique*, Jhg. 57, Heft 2, Seite 249 – 253
- Stefanova, B.; Grabe, J., (2015): Numerische Simulation der Boden-Wasser-Interaktion mittels eines Zweiphasenmodells im Rahmen der Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH); *Numerische Methoden in der Geotechnik*, Bundesanstalt für Wasserbau, BAWMitteilungen Nr. 98, Seite 117 – 128
- Stolle, D., F., E.; Bonnier, P., G.; Vermeer P., A., (1997): A Soft Soil Model and Experiences with two Intergration Schemes; *Numerical Models in Geomechanics*, Numog 1997, Seite 123 – 128
- Su, S., F.; Liao, H., J., (1999): Effect of strength anisotropy on undrained slope stability in clay; *Geotechnique*, Jhg. 49, Heft 2, Seite 215 – 230
- Šuklje, L., (1957): The Analysis of the Consolidation Process by the Isotache Method; *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Band 1, Seite 200 – 206
- Svanø, G., (1986): Program KRYKON, Documentation and Manual; STF69 F86017, SINTEF, Trondheim
- Svanø, G.; Christensen, S.; Nordal, S., (1997): A Soil Model for Consolidation and Creep; *Norwegian University of Science and Technology (NTNU)*, Trondheim, Bulletin 29, Seite 269 – 272
- Syvitski, J., P., M.; Vörösmarty, C., J.; Kettner, A., J.; Green, P., (2005). Impact of humans on the flux of terrestrial sediment to the global coastal ocean; *Science*, Vol. 308, Seite 376 – 380
- Syvitski, J., P., M.; Kettner, A., J.; Overeem, I.; Eric, W., H.; Hutton, M., T.; Hannon, G., Brakenridge, R.; Day, J.; Vörösmarty, C.; Saito, Y.; Liviu, G.; Nicholls, R., J., (2009): Sinking deltas due to human activities. *Nature Geoscience* 2, Seite 681 – 686
- Tatsuoka, F.; Santucci, F.; Hayano, K.; Momoya, Y.; Koseki, J., (2000): Some new Aspects of Time Effects on the Stress-strain Behaviour of Stiff Geomaterials; *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Symposium on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks*, Naples, Band 3, Seite 1285 – 1371
- Tatsuoka, F.; Ishihara, M.; Di Benedetto, H; Kuwano, R., (2002): Time-dependent deformation characteristics of geomaterials and their simulation; *Soils and Foundations*, Jhg. 42, Heft 2, Seite 103 – 129
- Tavenas, F.; Leblond, P.; Jean, P.; Leroueil, S., (1983): The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement; *Canadian Geotechnical Journal*, Jhg. 20, Heft 4, Seite 629 – 644

- Tavenas, F.; Leblond, P.; Jean, P.; Leroueil, S., (1983): The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 20, Heft 4, Seite 645 – 660
- Taylor, D., W.; Merchant, W., (1940): A theory of clay consolidation accounting for secondary compression; Journal of Mathematical Physics, Jhg. 19, Heft 3, Seite 167 – 185
- Taylor, D., W., (1948): Fundamentals of Soil Mechanics; Wiley, New York
- Termaat, R., J.; Vermeer, P. A.; Vergeer, G., J., H., (1985): Failure by large plastic deformation; Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, San Francisco, Band 4, Seite 2045 – 2048
- Terzaghi, K., (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage; Deuticke, Leipzig und Wien
- Terzaghi, K.; Fröhlich, O., K., (1936): Theorie der Setzung von Tonschichten – Eine Einführung in die analytische Tonmechanik; Deuticke, Leipzig und Wien
- Terzaghi, K., (1941): Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays; Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Jhg. 28, Heft 3, Seite 211 – 231
- Terzaghi, K.; Peck, R., B, (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice; John Wiley and Sons
- Terzaghi, K., (1955): Evaluation of coefficients of subgrade reaction; Geotechnique, Jhg. 5, Heft 4, Seite 297 – 326
- Terzaghi, K.; Peck, R., B.; Mesri, G., (1996): Soil Mechanics in Engineering Practice; 3. Ausgabe, Wiley-Interscience
- Timoshenko, S., P.; Gere, J., M., (1961): Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill Book Company, 2<sup>nd</sup> Edition
- Ting, C., M., R.; Sills, G., C.; Wijeyesekera, D., C., (1994): Development of  $K_0$  In Soft Soils; Geotechnique, Jhg. 44, Heft 1, Seite 101 – 109
- Tokimatsu K., Oh-oka Hiroshi, Satake, K., Shamoto Y. and Asaka Y (1997): Failure and deformation modes of piles due to liquefaction-induced lateral spreading in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake; Journal Structural Engineering, AIJ (Japan), Nr. 495, Seite 95 – 100
- Tomlinson, M.; Woodward, J., (2014): Pile Design and Construction Practice; 6. Auflage, CRC Press, Taylor & Francis Group
- Topolnicki, M.; Gudehus, G.; Mazurkiewicz B., (1990): Observed Stress-strain Behaviour of Remoulded Saturated Clay under Plan strain Conditions; Geotechnique, Jhg. 40, Heft 2, Seite 155 – 187
- Tsuchida, T; Watabe, Y.; Kang, M.; Kusakabe, O.; Terashi, M., (2002): Soft Ground Engineering in Coastal Areas; Proceedings of the Nakase Memorial Symposium, Yokosuka, Japan
- Tsutsumi, A.; Tanaka, H., (2011): Compressive behavior during the transition of strain rate changing; Soils and Foundations, Jhg. 51, Heft. 5, Seite 813 – 822

- Tzivakos, K., (2013): Numerical Investigation of the Lateral Load Response of Piles in Soft Clay; Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Young Geotechnical Engineers' Conference, IOS Press, Seite 238 - 241
- Vaid, Y., P.; Campanella, R., G., (1977): Time-dependent Behaviour of Undisturbed Clay; Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Jhg. 103, Heft 7, Seite 693 – 709
- Vardanega, P., J.; Bolton, M., D., (2011): Practical methods to estimate the non-linear shear stiffness of fine grained soils; International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul, Seite 372 – 379
- Vavrina, L.; Plohmann, P.; Moormann, Ch.; Wardinghus, P., (2016): Beitrag zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses des axialen Pfahlwiderstandes von Fertigrammpfählen
- Vermeer, P., A.; Vergeer, C., J., H.; Termaat, R., J., (1985): Failure by large plastic deformations; Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Seite 2045 – 2048
- Vermeer, P., A.; Meier, C., P., (1998): Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden; Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart, Seite 133 – 150
- Vermeer, P., A., (2006): From an isotropic to an anisotropic creep model; Proceedings of the CREBS Workshop, Oslo
- Vesic, A., B., (1961); Beams on Elastic Subgrade and Winkler's Hypothesis," Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Seite 845 – 850
- Vic, B., (1962): Über das Knickproblem bei Spitzenpfählen; Bauingenieur, Jhg. 37, Heft 1
- Viggiani, C.; Mandolini, A.; Russo, G., (2014): Piles and Pile Foundations, CRC Press, Taylor & Francis Group
- Vogt, N.; Vogt, S.; Kellner C., (2005): Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden; Bautechnik, Jhg. 82, Heft 12, Seite 889 – 901
- Vogt, N.; Vogt, S; Kellner, C., (2009): Buckling of slender piles in soft soils. Bautechnik Supplement: Geotechnical Engineering, Volume 86, Issue 1, Seite 98 – 112.
- Vogt, S.; Vogt, N., (2011): Zeitabhängigkeit von Stützspannungen sehr weicher Böden und ihre Relevanz bei der Bemessung stabilitätsgefährdeter Pfahlgründungen; Bauingenieur, Jhg. 86, Heft 2, Seite 84 – 94
- Vogt, N.; Vogt, S., (2013a): Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Eurocodes; Bautechnik, Jhg. 90, Heft 9, Seite 550 – 558
- Vogt, S., Vogt, N. (2013b): Schwedischer Nachweis zum Biegeknickwiderstand von Pfählen; [www.gb.bv.tum.de](http://www.gb.bv.tum.de)
- Vogt, S., Vogt, N. (2013c): Nachweis zum Biegeknickwiderstand im drainierten und undrainierten Fall sowie im Fall Seitendruck; [www.gb.bv.tum.de](http://www.gb.bv.tum.de)

- Vogt N., Heyer D., Birle E., Vogt S, Dahmen D., Karcher C., Vinzelberg G., Eidam F. (2013): Special Aspects for Building a Motorway on a 185 m Deep Dump;; Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris
- Vogt S., Birle E., Vinzelberg G (2014): Zeitabhängige Setzungen von Sand und FE Simulationen einer Tagebaukippe;; Ohde-Kolloquium, Dresden
- Vogt, S., (2015): Zeitabhängigkeit der Stützung pfahlähnlicher Elemente in weichen bis flüssigen Böden; Pfahl-Symposium 2015, TU Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Tagungsband Seite 549 – 568
- Vucetic, M.; Dobry, R., (1991): Effect of soil plasticity on cyclic response; Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Jhg. 117, Heft 1, Seite 89 – 117
- Wallrauch, E. (1969): Verwitterung und Entspannung bei überkonsolidierten tonigschluffigen Gesteinen Südwestdeutschlands; Dissertation, Tübingen
- Watson, P., G.; Newson, T., A.; Randolph, M., F., (1998): Strength profiling in soft offshore soils; Geotechnical site characterization, Balkema, Rotterdam, Seite 1389 – 1394
- Wehnert, M.; Neher, H., P.; Vermeer, P., A.; Zangl, L., W.; Dzengel, M., (2005): Analyse des Verformungsverhaltens einer Hausmülldeponie; Bautechnik, Jhg. 82, Heft 4, Seite 218 – 226
- Wehnert, M., (2006): Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik; Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen Heft 53
- Welch, R., C.; Reese, L., C., (1972): Laterally loaded behavior of drilled shafts; Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin
- Wenz, K., P., (1963): Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle; Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, TH Karlsruhe, Heft 12
- Wenz, K., P., (1972): Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen; Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 50.
- Weifner, T.; Kolymbas, D., (2008): Review of two Hypoplastic Equations for Clay considering Axisymmetric Element Deformations; Computers And Geotechnics, Jhg. 35, Heft 5, Seite 760 - 774
- Wennerstrand J.; Fredriksson A., (1988): Capacity of slender Steel Piles, 1st Geotechnical Seminar on Deep Foundations and Auger Piles, Gent
- Wiltafsky, C., (2003): A Multilaminate Model for Normally Consolidated Clay; PhD thesis, Gruppe Geotechnik Graz, Heft 18, Graz University of Technology
- Wheeler, S., J.; Näätänen, A.; Karstunen, M.; Lojander M., (2003): An Anisotropic Elastoplastic Model for Soft Clays; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 40, Heft 2, Seite 403 – 418
- Wheeler, S., J.; Cudny, M.; Neher, H., P.; Wiltafsky C., (2003): Some developments in constitutive modelling of soft clays; International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, Noordwijkerhout



- Whittle, A., J.; Ebrahimi, D.; Pellenq, R., J., M., (2015): Mesoscale Modeling and Properties of Clay Aggregates; Triantafyllidis, T., Holistic simulation of Geotechnical Installation Processes, Springer International Publishing
- Winter, H., (1979): Fließen von Tonböden: Eine mathematische Theorie und ihre Anwendung auf den Fließwiderstand von Pfählen; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 82
- Wolffersdorff von, P., A., (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface; Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Band 1, Heft 3, Seite 251 – 271
- Wong, Y., K., (2013): Comparison of Drainage Line Elements in PLAXIS 2D and 3D applied in Consolidating Marine Clay Deposits; Soft Soil Engineering International Conference 2013, Kuching, Sarawak, Malaysia
- Wood, D., M., (1991): Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics; Cambridge University Press
- Wroth, C., P.; Wood, D., M., (1978): The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 15, Heft 2, Seite 137 – 145
- Wu, T., H.; Resenditz, D.; Neukirchner R., J., (1966): Analysis of Consolidation by Rate Process Theory; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Jhg. 92, Heft 6, Seite 229 – 248
- Wu, T., H., (1992): Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe ,Heft 129
- Yang, S., L.; Milliman, J., D.; Li, P.; Xu, K., (2010): 50,000 dams later: Erosion of the Yangtze River and its delta; Yang, S., L.; Global and Planetary Change, Vol. 75, Iss. 1 – 2, Seite 14 – 20
- Yin, J., H.; Graham, J., (1989): Viscous-elastic-plastic Modelling of One-dimensional Time dependent Behaviour of Clays; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 26, Heft 2, Seite 199 – 209
- Yin, J., H.; Graham, J., (1999): Elastic viscoplastic Modelling of the Time dependent stress-strain Behaviour of Soils; Canadian Geotechnical Journal, Jhg. 36, Heft 4, Seite 736 – 745
- Yu, X., J.; Qi, Z., H., (2009): Destructuration Constitutive Model for Soft Clay; Proceedings of International Symposium on Geoenvironmental Engineering (ISGE) 2009, Hangzhou, China, Seite 487 – 491
- Zou, Y., (1998): Der Einfluss des gebundenen Wassers auf die Leitfähigkeit und die mechanischen Eigenschaften feinkörniger Böden; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 144
- Zou, X.; Yin, B.; Zhao, M.; Yang, X., (2010): Nonlinear Buckling Analysis of Piles with High-rise Pile Cap; Deep Foundations and Geotechnical In Situ Testing, ASCE, Geotechnical Special Publications (GSP), Nr. 205

Zdravković, L.; Potts, D., M.; Hight, D., W., (2002): The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground; *Geotechnique*, Jhg. 52, Heft 6, Seite 447 – 457

Zwanenburg, C.; Barends, F., B., J., (2005): Unrevealing the anisotropy of peat; *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Band 2, Seite 469 – 472