

Technical Report

Nr. 2

hochschule 21

Langzeit-Kompressions- verhalten fluvialer Sedimentböden

Olaf Möller und Klaus-Peter Mahutka

hochschule 21 - Technical report, Nr. 2

2013

hochschule 21- Technical report

Herausgeber:
hochschule 21 gemeinnützige GmbH
Staatlich anerkannte private Fachhochschule
Harburger Straße 6

21614 Buxtehude

Telefon: +49 4161 648 0
Fax: +49 4161 648 123
E-Mail: info@hs21.de
<http://www.hs21.de>

ISSN 2196-5153

Langzeit-Kompressionsverhalten fluvialer Sedimentböden

Dr.-Ing. Olaf Möller, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, NL Hamburg

Prof. Dr.-Ing. Klaus-Peter Mahutka, hochschule 21 Buxtehude

ABSTRACT: In der klassischen Bodenmechanik wird das eindimensionale Kompressionsverhalten von kohäsiven Böden unter Vernachlässigung der Sofortkompression in zwei Phasen beschrieben. Nach der Lastaufbringung wird auf Grund des im Boden enthaltenen Porenwassers ein Porenwasserüberdruck aufgebaut, der während der ersten Phase der Kompression der so genannten Konsolidierung abgebaut wird. Die zweite Phase der Kompression wird als Kriechen bezeichnet. Das Kriechen verhält sich linear über die logarithmierte Zeit und hält nach den derzeitigen Theorien über Jahrzehnte an. Bei Kompressionsversuchen an Sedimentböden wurde während des Kriechprozesses eine plötzliche Zunahme der Kompressionsrate beobachtet. Dieses Phänomen ist bislang nur bei Torfen bekannt und wird im Folgenden an fluvialen Sedimentböden vorgestellt.

KEYWORDS: Kompression, Kriechen, Sediment, weicher Boden

Long-time compression behavior of fluvi al sediment soils: *In the classical soil mechanics the one dimensional compression test of soft soil is described of two phases. At the beginning of the compression test, after soil sample is loaded, the excess porewater pressure increases. During the first compression phase (primary consolidation) the pore water drains of soil and the excess porewater pressure decreases. After the excess porewater pressure is abolished the second phase of compression begins. The second compression is called creep. The behavior of creep is linear in logarithmic time. In the current theory the creep hold on over decades. Compression tests of soft organic soils show an increasing of compression rate during creep. To this day this phenomenon is observed only on peat. In this article the increasing of compression rate during creep is shown on soft organic soils.*

KEYWORDS: *compression, creep, sediment, soft soil*

1 Einleitung

Für die nächsten zehn Jahre ist eine Verdoppelung des Containerumschlags für den Hamburger Hafen prognostiziert. Um diese enormen Zuwachsraten zu bewältigen und damit den Logistikstandort Hamburg zu sichern, ist beabsichtigt, den Freihafen umzustrukturieren. Es ist geplant, mehrere nicht mehr benötigte Hafenbecken zu verfüllen, um die entstehenden Flächen beispielsweise für die Containerlagerung bereit zu stellen.

Aus ökologischen und ökonomischen Gründen ist es nach GRÖNKRÖFT et al. (1997) geplant, die im Hafenbecken lagernden Sedimentböden bei der Verfüllung zu belassen, sodass die Füllböden direkt auf diese aufgebracht werden. Als Verfüllmaterial sollen hierbei Sedimente aus den Baggerarbeiten der Elbvertiefung zum Einsatz kommen.

Im Labor durchgeführte Langzeit-Ödometerversuche an Hafensedimenten zeigen, dass die derzeitigen Beschreibungen des Setzungsverhaltens für Sedimentböden nicht ausreichend sind. Während des Kriechprozesses (sekundäre Kompression), die durch ein lineares Verhalten der Porenzahl in einem logarithmischen Zeitmaßstab charakterisiert ist, tritt plötzlich eine Zunahme der Kompressionsrate ein.

Dieses Phänomen wurde bis heute nur bei Torfen beobachtet und wird dort *tertiäre Kompression* genannt, siehe beispielsweise HAAN und EDIL (1994). Es ist jedoch zu beachten, dass Torfböden eine vollkommen andere Struktur und Kornzusammensetzung aufweisen als Hafensedimente. In diesem Artikel wird das Phänomen der beschleunigten Kompression während des Kriechens bei Hafensedimenten vorgestellt. Weiterhin werden Abhängigkeiten von verschiedenen Einflussfaktoren, wie die Beanspruchung und die Belastungsart, aufgezeigt.

Auch wenn bislang nicht geklärt ist, ob es sich bei der Zunahme der Kompressionsrate während des Kriechprozesses um eine weitere Phase der Kompression handelt, wird dieses Phänomen zum sprachlich leichteren Verständnis nachfolgend wie bei Torfen als *tertiäre Kompression* bezeichnet.

Die Ursachen der *tertiären Kompression* bei Sedimentböden sind noch unbekannt, daher wird in diesem Bericht eine mögliche Theorie für dieses Verhalten aufgestellt.

2 Probenmaterial und -nahme

Bei dem in diesem Artikel untersuchten Probenmaterial handelt es sich um einen fluvialen Sedimentboden, den so genannten Schlick, aus dem Bereich der Hamburger Speicherstadt. Während eines Niedrigwasserereignisses wurde das Probenmaterial mittels eines Schurfs aus einem Fleet zwischen der Straße St. Annenfufer und Neuer Wandrahm entnommen. Die Lufttemperatur betrug 19 °C. Die Bodentemperatur an der Geländeoberfläche lag bei etwa 15 °C.

Bodenmechanische Untersuchungen im geotechnischen Labor der TU Hamburg-Harburg ergaben, dass das Probenmaterial kornanalytisch als feinsandiger Schluff mit geringen tonigen Beimengungen anzusprechen ist, siehe Bild 1. Der Wassergehalt w liegt bei 109,8 %. Bei der Messung des Glühverlustes V_{gl} , der ein Indikator für den Anteil der organischen Substanzen im Boden ist, ergibt sich ein Wert von $V_{gl} = 5,1\%$. Damit ist das Probenmaterial nach DIN EN ISO 14688-2:2004-11 als schwach organisch einzuordnen. Der Anteil der organischen Substanzen liegt somit nach KIEKBUSCH (1984) im unteren Bereich der für Elbsedimente aus dem Raum Hamburg typischen Werte des Glühverlustes, die zwischen etwa 15 % und 20 % liegen.

Die Zustandsgrenzen nach ATTERBERG (1911) wurden mit einer Fließgrenze von $w_L = 60,6\%$ und eine Ausrollgrenze von $w_P = 33,2\%$ ermittelt, sodass sich eine Konsistenzzahl von $I_C = -1,78$ ergibt. Das Probenmaterial weist somit eine flüssige Konsistenz auf.

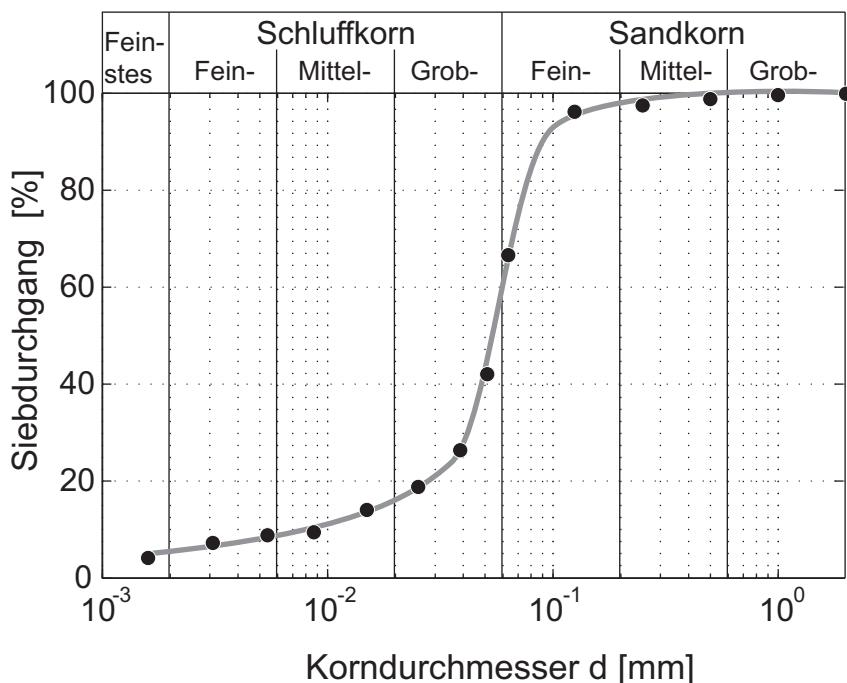


Bild 1: Kornverteilung des Versuchsmaterials (Sedimentboden aus der Hamburger Speicherstadt)
Grain-size distribution of sediment soil of the Hamburger Speicherstadt

3 Versuchsaufbau und -durchführung

Aus dem zuvor beschriebenen Versuchsmaterial werden sechs Probekörper hergestellt und das Setzungsverhalten insbesondere das Kriechverhalten näher betrachtet. Die Proben werden hierzu in Ödometergeräte eingebaut, die den Forderungen der DIN 18135:1999-06 bzw. der DIN ISO/TS 17892-5:2005-01 für eindimensionale Kompressionsversuche von Böden entsprechen.

Infolge der flüssigen Konsistenz des Probenmaterials besteht die Gefahr, dass sich die Kopfplatten der Ödometergeräte während der Versuchsdurchführung oberhalb der Proben durch eine Schieflage verkanten. Um daraus resultierende Messfehler zu minimieren, werden modifizierte Ödometerapparaturen verwendet, die aufgrund ihrer Konstruktion, wie in Bild 2 dargestellt, eine Führung der Kopfplatte aufweisen. Die hierdurch verursachte erhöhte Reibung zwischen Kopfplatten und Ödometerzellen ist gegenüber der aufgebrachten Kraft vernachlässigbar.

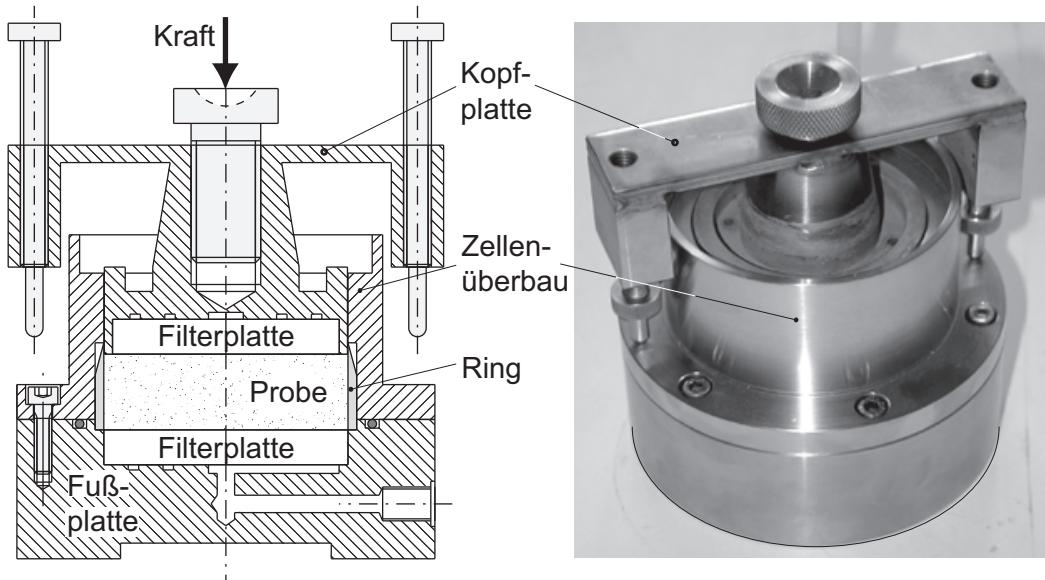


Bild 2: Verwendete Ödometerzelle (MÖLLER, 2010)

Oedometer cell in use (MÖLLER, 2010)

Fünf der Ödometerzellen erlauben aufgrund ihrer Konstruktion ein beidseitiges, vertikales Dränieren der Probekörper. Bei einer Zelle ist ein Abfließen des Porenwassers nur nach oben möglich. Im unteren Filterstein ist ein Messgeber (Porenwasserdruckmesser) installiert, sodass der absolute Porenwasserdruck u über die Zeit t gemessen wird. Mit dem zu Beginn des Versuchs gemessene Anfangsporenwasserdruck u_0 ist der Porenwasserüberdruckverlauf $\Delta u(t)$ nach Gleichung 1 zu bestimmen.

$$\Delta u(t) = u(t) - u_0 \quad (1)$$

Etwa 24 Stunden nach Probennahme wird das Versuchsmaterial in die Ödometerzellen eingebaut. Aufgrund der flüssigen Konsistenz ist ein Ausstechen der Probekörper aus dem Versuchsmaterial nicht möglich, sodass der Sedimentboden blasenfrei in die Stahlringe der Ödometergeräte ($d = 70 \text{ mm}$ und $h = 20 \text{ mm}$) gestrichen wird. Die Dichte aller Probekörper schwankt zu Beginn der Versuche zwischen $\rho = 1,47 \text{ g/cm}^3$ und $1,50 \text{ g/cm}^3$. Hieraus resultiert ein gemittelter Wert der Anfangsporenzahl $e_0 = 2,35$ für alle durchgeführten Versuche. In Tabelle 1 werden die Randbedingungen der durchgeführten Versuche zusammengefasst.

Versuch	<i>Spei01</i>	<i>Spei02</i>	<i>Spei03</i>	<i>Spei04</i>	<i>Spei05</i>	<i>SpeiΔu</i>
Dichte in ρ g/cm ³	1,50	1,49	1,47	1,47	1,47	1,47
Spannung σ in kN/m ²	16	28	54	105	207	26
Porenwasserdruckmessung	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Ja

Tabelle 1: Überblick über die Anfangsdichte und Spannungen der einzelnen Versuche

Summary of density at the beginning and applied pressures for the compression tests

Es besteht die Vermutung, dass die *tertiäre Kompression* ein zeitabhängiger Effekt ist, der einmalig bei jedem Probekörper auftritt. Daher werden unmittelbar nach dem Einbau des Bodens in die Ödometergeräte vier Probekörper direkt über ein mechanisches Hebelarmsystem mit der vorgesehenen Soll-Spannung belastet.

Bei den höchsten geplanten Lasten (105 kN/m² und 207 kN/m²) besteht infolge der flüssigen Konsistenz des Versuchsmaterials die Gefahr, dass durch die geringe Scherfestigkeit die Feinstpartikel des Bodens durch die baulich vorhandene Fuge zwischen Kopfplatte und Ring aus dem Ödometergerät gedrückt werden. Dies kann im ungünstigsten Fall zu einem Festsetzen der Kopfplatte führen, wodurch keine Setzungen mehr gemessen werden können. Daher werden die beiden Probekörper mit einer Spannung von 54 kN/m² etwa eine Stunde vorbelastet. Hierdurch konsolidieren die Probekörper und die Scherfestigkeit und Steifigkeit der Sedimentproben werden erhöht. Durch die nur geringe Vorbelastungszeit von $t = 1,0$ Stunde und einer daher nicht vollendeten Konsolidierung wird das Bodengefüge nicht wesentlich verändert, sodass das Kriechverhalten unbeeinflusst bleibt.

Über die Versuchszeit von 5 Monaten werden die Setzungen jedes Probekörpers aufgezeichnet. Bei dem Versuch *SpeiΔu* mit einseitiger Dränage des Versuchskörpers wird parallel dazu der absolute Porenwasserdruck u gemessen. Der Wasserspiegel in der Ödometerzelle wird über die gesamte Versuchszeit konstant gehalten.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Spannungsabhängigkeit

In Bild 3 sind die Ergebnisse der Kompressionsuntersuchungen in Form eines Zeit-Porenzahl-Diagramms aufgetragen. Die Zeit ist dabei im logarithmischen Maßstab dargestellt.

Mit der Lastaufbringung auf die Probekörper beginnt die Konsolidierung, d. h. der entstandene Porenwasserüberdruck $Δu$ wird abgebaut, indem das Porenwasser aus den Makroporen dräniert. Charakterisiert ist diese Phase der Kompression durch ein Ansteigen der Porenzahlrate $-Δe/Δ(\log t)$

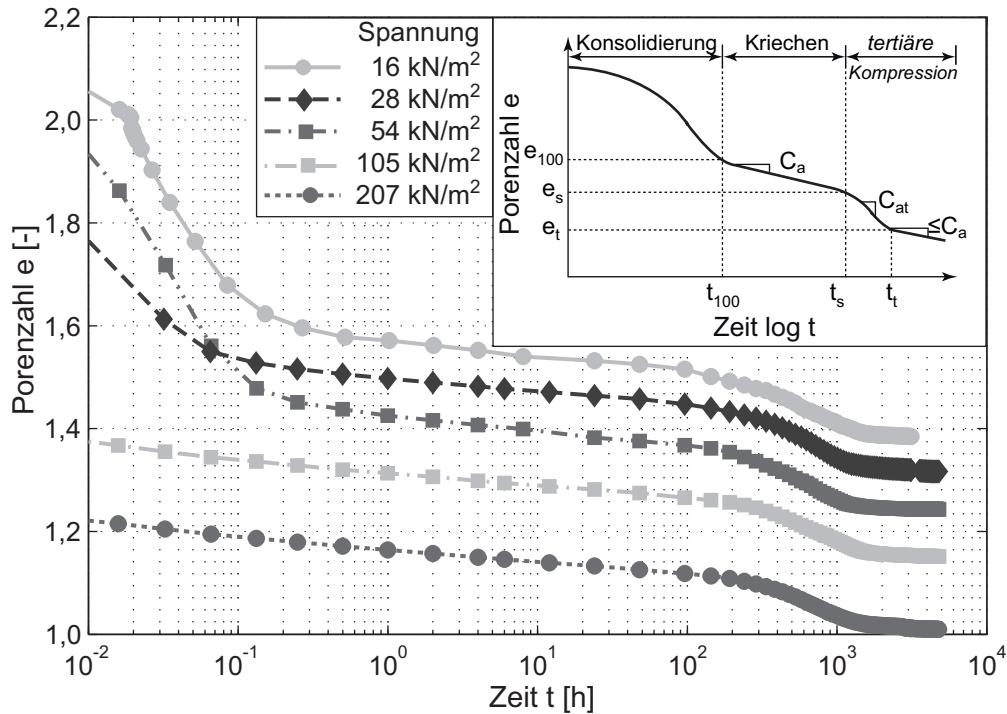


Bild 3: Porezahlverlauf e in Abhängigkeit der Zeit t für die Sedimentproben bei unterschiedlichen Belastungsspannungen σ und die schematische Darstellung des Kompressionsverlaufs mit der Definition der verwendeten Konventionen

Curve of void ratio e vs. time t for sediment samples with different pressures σ and schematic compression curve with convention used

bis auf ein Maximum, siehe Bild 4. Nach Erreichen des Maximalwertes nimmt die Porezahlrate $-\Delta e/\Delta(\log t)$ ab und konvergiert gegen einen konstanten Wert. Nach den Konventionen von Casagrande bzw. TAYLOR (1948) ist die Konsolidierung nach etwa 10 Minuten, das entspricht etwa 0,2 Stunden, abgeschlossen. Es ist anzumerken, dass bei den Versuchen *Spei04* und *Spei05* die Konsolidierungsverläufe aufgrund der Vorbelastungen der Proben mit einer jeweils kleineren Spannung, wie im vorangegangenen Abschnitt beschrieben, kaum ausgeprägt sind.

In dem Zeitintervall des konstanten Porezahlratenverlaufs $-\Delta e/\Delta(\log t)$ wird das Kompressionsverhalten durch das Kriechen dominiert. Der Zeit-Porezahlverlauf ist in dieser Phase der Verformung linear im logarithmischen Zeitmaßstab. MESRI (1973) definierte die lineare Steigung entsprechend der Gleichung 2 durch den Kriechkoeffizienten C_α .

$$C_\alpha = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log t)} \quad \text{mit} \quad t_{100} \leq t \leq t_s \quad (2)$$

Die Zeitpunkte t_{100} , t_s bzw. t_t definieren mit den Porenzahlen e_{100} , e_s und e_t die Übergänge der einzelnen Kompressionsphasen, wie in den schematischen Darstellungen in den Bild 3 und Bild 4 beschrieben.

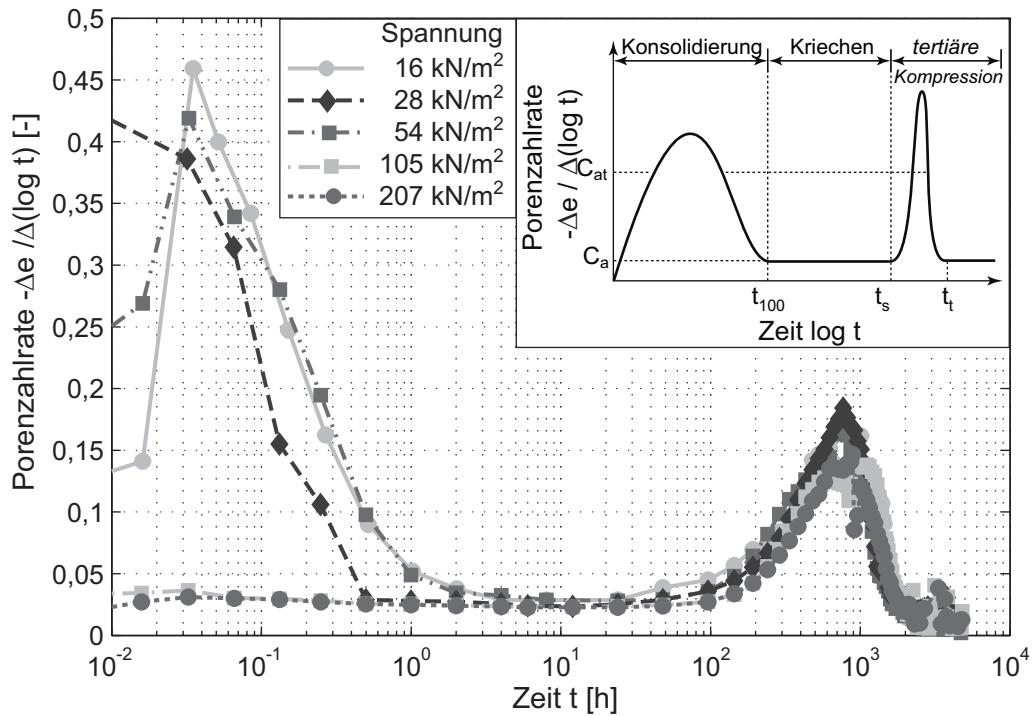


Bild 4: Porenzahlratenverlauf $-\Delta e / \Delta(\log t)$ in Abhängigkeit der Zeit t für die Sedimentproben bei unterschiedlichen Belastungsspannungen σ und die schematische Darstellung des Kompressionsratenverlaufs mit der Definition der verwendeten Konventionen

Rate of void ratio $-\Delta e / \Delta(\log t)$ vs. time t for sediment soil samples with different pressures σ and schematic curve of compression rate with convention used

Die Kriechkoeffizienten C_α für die fünf Versuche *Spei01* bis *Spei05* werden mit Werten zwischen 0,023 und 0,030 nach MESRI (1973) ermittelt. Der gemittelte C_α -Wert für die Versuche liegt bei 0,026. Nach etwa eineinhalb Wochen ($t_s = 150$ bis 240 Stunden) steigt plötzlich die Porenzahlrate $-\Delta e / \Delta(\log t)$ bei den fünf vorgenannten Versuchen wieder an. Im Zeit-Porenzahlendiagramm scheint sich der Kompressionsverlauf zunächst einer Geraden anzunähern. Ein ähnliches Verhalten wurde, wie zuvor bereits erwähnt, bei Torfen beobachtet. CEVIKBILEN und SAGLAMER (2003) beschrieben dieses Verhalten durch den Koeffizienten der *tertiären Kompression* C_{at} , vgl. Gleichung 3.

$$C_{at} = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log t)} \quad \text{mit} \quad t_s < t \leq t_t \quad (3)$$

Mit Fortschreiten der Zeit t sinkt die erhöhten Porenzahlrate $-\Delta e / \Delta(\log t)$ bei den Versuchen erneut ab und nähert sich einem konstanten Wert an. In den Zeit-Porenzahlratenverläufen in Bild 4 zeigt sich, dass der eingeführte C_{at} -Wert die gemittelte Porenzahlrate $-\Delta e / \Delta(\log t)$ im Zeitintervall $t_s < t \leq t_t$ ist. Ob die Porenzahlrate bei weiterem Fortschreiten der Versuche gegen den Wert des Kriechkoeffizienten C_α konvergiert, kann aufgrund der zu geringen Versuchszeit nicht geklärt

werden und bleibt zu überprüfen.

Zur Überprüfung der Spannungsabhängigkeit des Kriechens sind in Bild 5 die Koeffizienten C_α und C_{at} in Abhängigkeit der normierten Spannung σ/σ_0 für die einzelnen Versuche aufgetragen. Es folgt, dass die Verläufe beider Koeffizienten parallel verlaufen und annähernd konstant sind. Die C_{at} -Werte sind dabei etwa fünfmal größer als die C_α -Koeffizienten. Als Referenzspannung σ_0 wird der Wert der ersten Laststufe von 16 kN/m^2 gewählt.

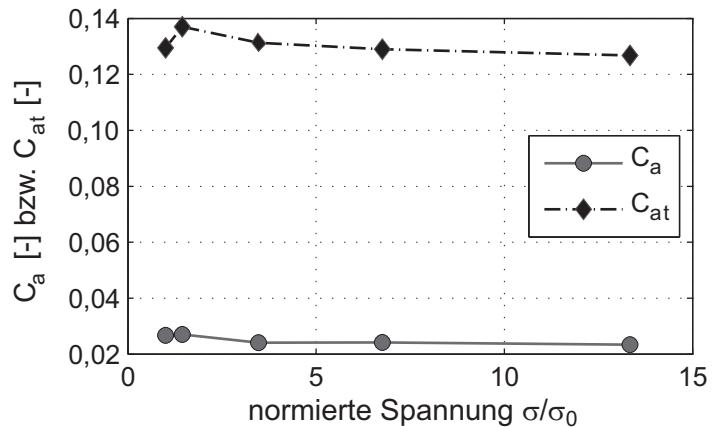


Bild 5: Koeffizienten des Kriechens C_α und der *tertiären Kompression* C_{at} in Abhängigkeit der normierten Beanspruchungsspannung σ/σ_0
Coefficients of creep C_α and tertiary compression C_{at} vs. normalized pressure σ/σ_0

4.2 Zusammenhang zwischen Kompressions- und Porenwasserüberdruckverlauf

Der Kompressionsversuch $Spei\Delta u$ mit gleichzeitiger Messung des Porenwasserdrucks wurde abweichend von den anderen Versuchen mit einer einseitig dränierenden Bodenprobe durchgeführt.

Das Zeit-Porenzahldiagramm in Bild 6 stellt alle Phasen der Kompression dar. Nach einer Versuchszeit von etwa $t_{100} = 0,43$ Stunden ist die Konsolidierung nach den Konventionen von CASAGRANDE bzw. TAYLOR (1948) abgeschlossen. Nach TERZAGHI (1925) ist die Konsolidierung beendet, wenn der Porenwasserüberdruck vollständig abgebaut ist ($\Delta u = 0$). Zum Zeitpunkt $t = 2$ Stunden wird in etwa der Nullwert des Porenwasserüberdrucks erreicht. Der Kompressionsverlauf weist ab dieser Zeit einen annähernd linearen Verlauf im logarithmischen Zeitmaßstab auf, d. h. die Porenzahlrate $-\Delta e/\Delta(\log t)$ ist konstant ($C_\alpha = 0,030$). Der Kriechkoeffizient C_α hat somit die gleiche Größe wie bei den vorgenannten Versuchen.

Nach einer Versuchszeit von etwa 100 Stunden ist eine plötzliche Beschleunigung des Zeit-Porenzahlverlaufs zu beobachten. Zum selben Zeitpunkt steigt der Porenwasserüberdruck erneut an (vgl.

Bild 6) und erreicht im Zeitintervall zwischen 250 Stunden und 1.100 Stunden, das entspricht in etwa 10 Tage bis 16 Tage, ein Maximum. Innerhalb dieses Zeitintervalls weist der Porenzahlverlauf einen Wendepunkt auf. Die Kompressionsgeschwindigkeit (Porenzahlrate $-\Delta e / \Delta(\log t)$) nimmt erneut ab.

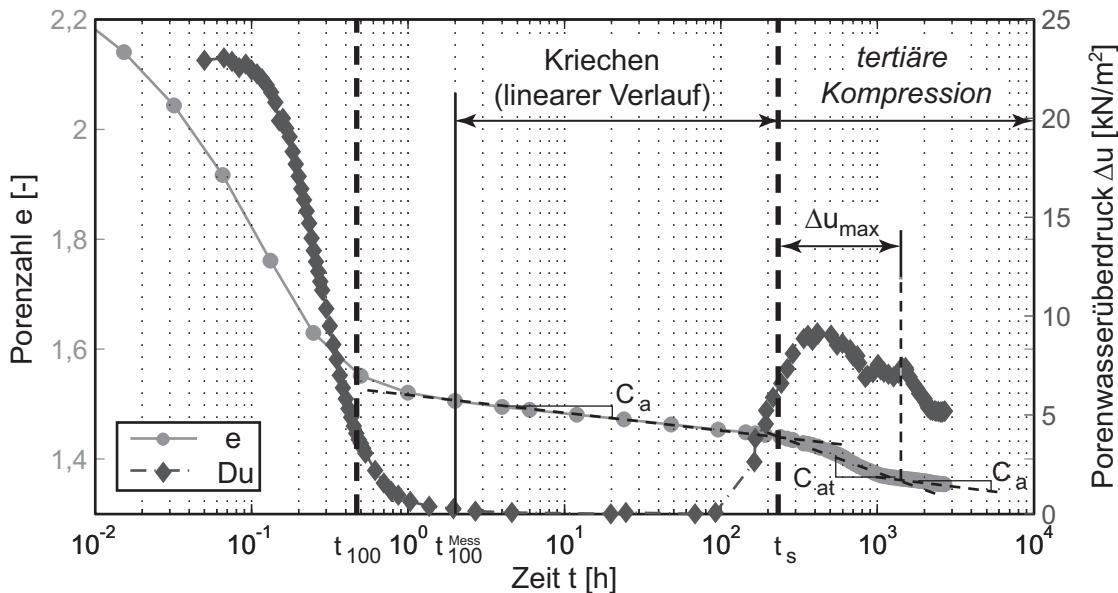


Bild 6: Porenzahl e und Porenwasserüberdruck Δu in Abhangigkeit der Zeit t bei einem eindimensionalen Kompressionsversuch an Sedimentboden

Void ratio e and excess porewater pressure Δu vs. time t of a one-dimensional compression test of sediment soil

Aufgrund einer zu geringen Versuchszeit kann nicht abschließend geklärt werden, ob der Verlauf der *tertiären Kompression* gegen eine Parallele des Kriechverlaufs konvergiert, d. h. $-\Delta e / \Delta(\log t) = \text{konstant}$, oder die Kompressionsrate gegen Null geht, siehe Abschnitt 4.1.

Tritt ein Stillstand der Kompression nach Durchlaufen der *tertiären Kompression* ein, d. h. die Porenzahlrate beträgt $-\Delta e/\Delta(\log t) = 0$, so folgt für fluviale Sedimentböden, dass es für jede Beanspruchungsspannung σ eine minimale Porenzahl e_{min} gibt, die nicht mehr unterschritten wird. Das Korngefüge kann nicht mehr weiter komprimiert werden.

4.3 Vergleich einer direkten und einer inkrementellen Beanspruchung

Nach Beendigung des Versuchs mit der direkten Aufbringung der Soll-Spannung, siehe Abschnitt 3, wurde der Probekörper *Spei01* inkrementell über die Spannungen weiterbelastet. Bei jeder weiteren Belastungsstufe wurde die Setzung über mindestens drei Monate gemessen. Die Versuchsdurchführung wird in Bild 7 dargestellt. In dem Diagramm sind die gemessenen Porenzahlen e

über die normierten Beanspruchungsspannungen σ/σ_0 für die direkt beanspruchten Versuchskörper mit den Soll-Spannungen dem inkrementell belasteten Probekörper *Spei01* gegenüber gestellt. Als Referenzspannung σ_0 wurde, wie im vorangegangenen Abschnitt, die Spannung der ersten Laststufe von 16 kN/m^2 gewählt.

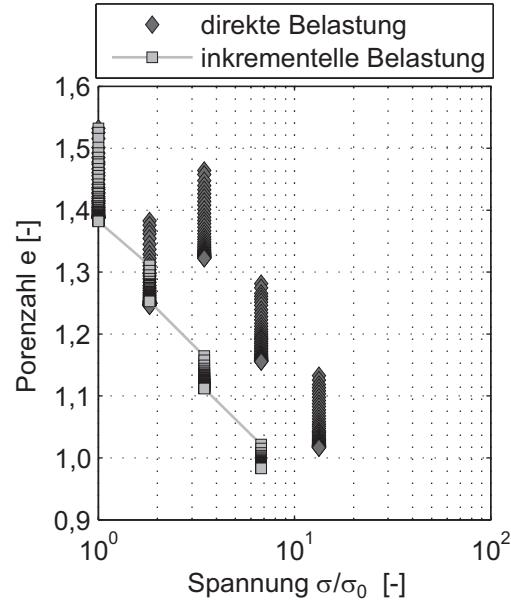


Bild 7: Porenzahlverlauf e über die normierten Spannungen σ/σ_0 für direkt mit der Soll-Spannungen beanspruchte Proben und einer inkrementell beanspruchte Probe

Curve of void ratio e vs. normalized pressures σ/σ_0 for directly loaded soil samples with ideal pressures and for incrementally loaded soil sample

Wird, wie in Bild 8 dargestellt, der Porenzahlverlauf über die logarithmische Zeit des inkrementell beanspruchten Ödometerversuchs den direkt mit den Soll-Spannungen belasteten Versuchen gegenübergestellt, so folgt, dass sich mit Zunahme der Last der Effekt der *tertiären Kompression* abschwächt, bis dieser kaum noch messbar ist. Bereits bei der zweiten Laststufe ist das Phänomen der beschleunigten Kompression kaum noch erkennbar. Aufgrund der linearen Porenzahlverläufe aller Kompressionsverläufe in Bild 8 sind die Kriechkoeffizienten annähernd konstant und betragen im Mittel über alle Belastungsstufen $C_\alpha = 0,025$.

Aus dem Vergleich der Kompressionsversuche mit direkter und inkrementeller Beanspruchung folgt, dass die Kriechkoeffizienten C_α bei beiden Versuchen in etwa die gleiche Größe aufweisen. Somit ist der Kriechprozess unabhängig von der Belastungsart. Die *tertiäre Kompression* hingegen nimmt bei der inkrementellen Beanspruchung mit zunehmender Laststufe ab. Bei der direkten Beanspruchung der Proben ist der Verlauf unabhängig von der Spannung. Aus der Korrelation beider Versuche folgt, dass es sich bei der *tertiären Kompression* um ein scheinbar einmaliges Phänomen bei jeder Probe handelt. Ist die beschleunigte Kompression (*tertiäre Kompression*) bereits bei

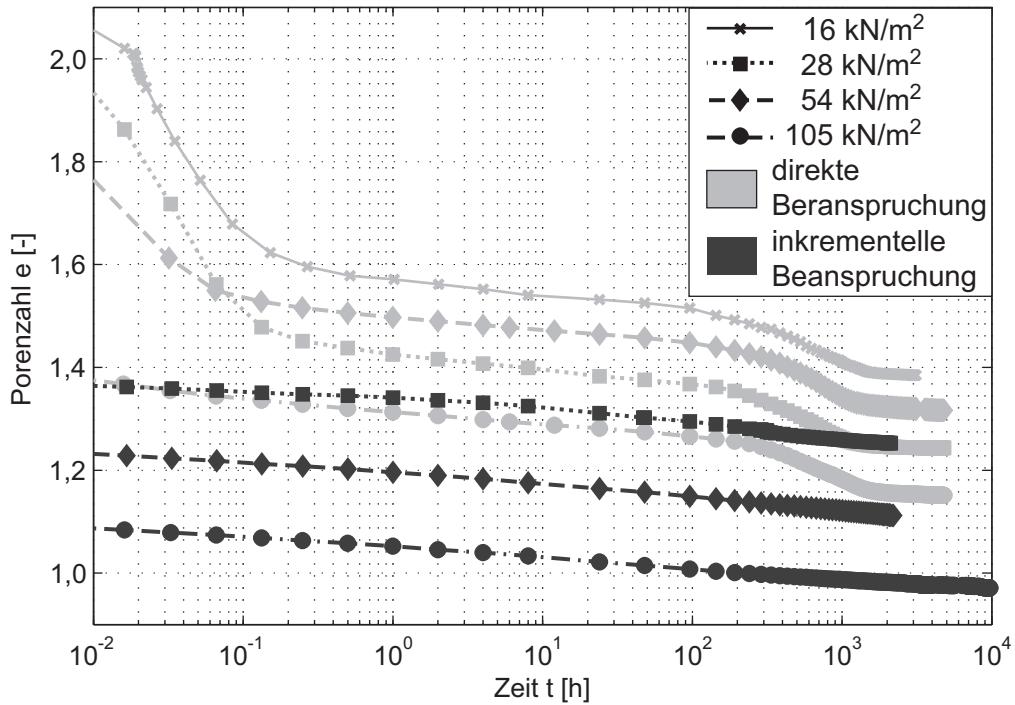


Bild 8: Porenzahlverlauf e in Abhängigkeit der Zeit t für die inkrementell und direkt mit den Soll-Spannungen beanspruchten Sedimentproben in eindimensionalen Kompressionsversuchen
Curve of void ratio e vs. time t for incrementally and directly loaded sediment soil samples with ideal pressures in one-dimensional compression tests

der ersten Laststufe eingetreten, so wird dieses Phänomen bei einer weiteren Laststufe nur noch abgemindert oder gar nicht mehr auftreten.

Beim Vergleich des Porenwasserüberdrucks- mit dem Kompressionsverlauf wird deutlich, dass die Ursachen der Kompression während der Kriechphase im Zeitintervall t_{100} bis t_s aus einer strukturellen Veränderung des Korngefüges resultiert, da dort kein Porenwasserüberdruck messbar ist ($\Delta u(t) = 0$). Die Phase ist somit unbeeinflusst vom Porenwasser. Der Einfluss der organischen Zersetzung ist zu vernachlässigen, da es aufgrund der geringen Versuchszeit zu keinem wesentlichen Abbau der ohnehin nur gering vorhandenen Organik kommt.

Mit einem Anstieg des Porenwasserüberdrucks ($\Delta u > 0$) während der *tertiären Kompression* ($t_s \leq t$) bis auf ein Maximum und einer anschließenden Abnahme von $\Delta u(t)$ folgt, dass es sich hierbei nach der Definition von TERZAGHI (1925) bei der *tertiären Kompression* um eine erneute Konsolidierung handelt.

Werden die Porenzahlen e_{100} bei Beendigung der Konsolidierung nach den Konventionen von CASAGRANDE bzw. TAYLOR (1948) mit den Porenzahlen e_s bei Beginn der *tertiären Kompression* gegenübergestellt, siehe Bild 9, so folgt $e_{100}/e_s \approx \text{konstant}$. Nach MÖLLER (2010) ist dieses Ver-

halten infolge einer ähnlichen Genese aller fluvialen Sedimentböden kein Zufall und wurde an weiteren Sedimentböden aus dem norddeutschen Raum ebenfalls nachgewiesen. Mit den Erkenntnissen, dass der Porenwasserüberdruck während der *tertiären Kompression* ansteigt und aus dem Zusammenhang zwischen den Porenzahlen e_{100} und e_s ergibt sich ein direkter Zusammenhang zwischen Porenraum bzw. Porenwasser und dem Phänomen der *tertiären Kompression*.

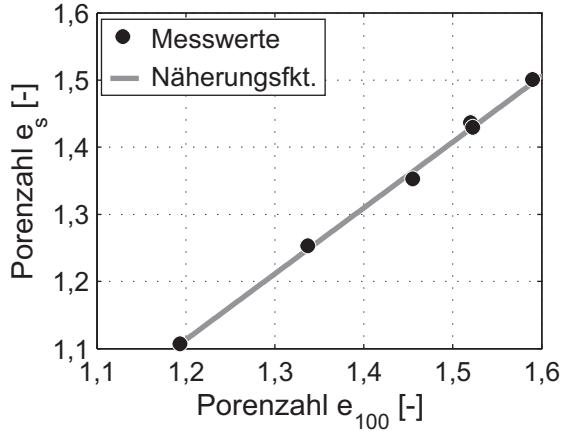


Bild 9: Korrelation der Porenzahl e_{100} bei Beendigung der Konsolidierung nach den Konventionen von TERZAGHI und der Porenzahl e_s zum Zeitpunkt des Beginns der tertiären Kompression

Correlation of void ratio e_{100} at the end of primary compression for convention of TERZAGHI and of void ratio e_s at beginning of tertiary compression

5 Versuchsinterpretation

Bei dem untersuchten Boden handelt es sich um einen fluvialen Sedimentboden, dessen Entstehung einen entscheidenden Einfluss auf das Phänomen der *tertiären Kompression* hat. Hierbei sinken die im Flusslauf transportierten Partikel unterschiedlicher Kornfraktionen, sogenannt Schwebstoffe, zur Sohle und bilden das Bodengefüge. Insbesondere der Ton sedimentiert nicht als einzelnes Korn. Die Tonpartikel bestehen aus oberflächengeladenen Plättchen, die zu einer Kartenhausstruktur akkumulieren, die von Sand und Schluffkörner umgeben sind, vgl. Bild 10. Aufgrund der gebildeten Bodenstruktur entstehen zwischen den Festpartikeln Poren unterschiedlicher Größe. Überwiegend bilden sich Makroporen in denen sich das Porenwasser frei bewegen kann. Zwischen den akkumulierten Tonpartikeln hingegen werden Poren vorwiegend mit einem äquivalenten Poren-durchmesser $\leq 2 \mu\text{m}$ (Mikroporen) gebildet.

Gemäß der Theorie von TERZAGHI (1925) wird bei der Konsolidierung (Primärkompression) das im Boden enthaltene Porenwasser aus den Makroporen dräniert. Das Wasser in den Mikroporen

bleibt unbeeinflusst. Mit dem vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks ($\Delta u = 0$) geht der Kompressionsverlauf von der Primär- in die Sekundärkompression (Kriechen) über. Während des Kriechens findet eine strukturelle Umlagerung des Bodengefüges statt. Hierbei werden nicht nur die einzelnen Bodenkörper umgelagert, sondern nach der Theorie von FREESER (1986) werden die bei der Sedimentation gebildeten Kartenhausstrukturen der akkumulierten Tonplättchen neu ausgerichtet. Aufgrund der andauernden Beanspruchung werden die Tonpartikel senkrecht zur Lastrichtung angeordnet. Das Porenvolumen zwischen den Tonpartikeln wird dabei vermindert, so dass der Porenwasserüberdruck erneut ansteigt, da das Wasser aus den Mikroporen herausgedrückt wird. Es handelt sich somit bei der *tertiären Kompression* nach der Definition von TERZAGHI, siehe auch TERZAGHI und JELINEK (1954), um eine weitere Konsolidierung des Bodens.

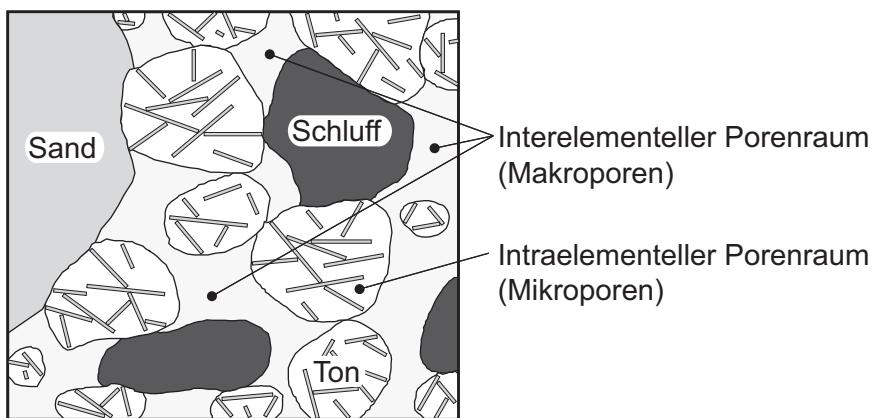


Bild 10: Schematische Darstellung der Mikro- und Makroporen nach NAGARAJ und MIURA (2001)

Schematic figure of micro- and macro pores (NAGARAJ und MIURA, 2001)

Der hier einfach dargestellte Mechanismus der *tertiären Kompression* ist jedoch deutlich komplexer. Zur Vereinfachung der komplexen Gefügestrukturen wurde nur ein Poresystem aus Makro- und Mikroporen betrachtet. Die Übergänge zwischen den einzelnen Porengrößen sind aber fließend. Zusätzlich wird das Phänomen der *tertiären Kompression* durch Kolloidwechselwirkungen wie beispielsweise der Van-der-Waals Anziehung und elektrostatische Abstoßungskräfte beeinflusst, die stark abhängig von dem umgebenden Milieu sind.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

An eindimensionalen Kompressionsversuchen an einem Sedimentboden aus der Hamburger Speicherstadt wird gezeigt, dass die Kompression bei einer konstanten Beanspruchung in mehreren Phasen abläuft. Direkt nach Lastaufbringung wird auf Grund der geringen Durchlässigkeit des Bodens ein Porenwasserüberdruck Δu aufgebaut. Während der ersten Phase der Kompression (Kon-

solidierung) dräniert das Porenwassers aus den Makroporen und der Porenwasserüberdruck wird abgebaut.

Nach dem vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks, d. h. bei $\Delta u = 0$, dominiert (bei der Bodenkompression) eine strukturelle Umlagerung des Bodengefüges. Dies ist die zweite Phase der Kompression und wird als Kriechen bezeichnet. Der Porenraum zwischen den einzelnen Bodenkörpern wird dabei verringert. Zusätzlich wird die Kartenhausstruktur der akkumulierten Tonpartikel zerstört und die Tonteilchen richten sich senkrecht zur Lastrichtung aus. Hierbei wird das Volumen der Mikroporen vermindert. Dieser Kompressionsprozess verhält sich entsprechend der klassischen Bodenmechanik linear im logarithmischen Zeitmaßstab.

Die dritte Phase (*tertiäre Kompression*) ist bislang weitestgehend unbekannt und bleibt daher in der Setzungsabschätzung bislang unberücksichtigt. Charakterisiert ist diese Phase durch eine Zunahme der Kompressionsrate während des Kriechprozesses. Die Ursachen der *tertiären Kompression* liegen in dem in den Mikroporen enthaltenen Porenwasser begründet. Durch die Volumenmindehung der Mikroporen während des Kriechens steigt der Porenwasserüberdruck Δu erneut an und das Wasser dräniert aus dem Boden. Die Folge ist eine Veränderung des Bodengefüges.

Das hier beschriebene Modell für die *tertiäre Kompression* ist vereinfacht dargestellt. Aufgrund verschiedener Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Bodenphasen ist das Verhalten deutlich komplexer. Durch den in Abschnitt 4.2 dargestellten Zusammenhang zwischen der Porenzahlen e_{100} und e_s kann ein erster Ansatz zur Berücksichtigung dieses Phänomen bei Setzungsprognosen erarbeitet werden. Aufgrund des Umfangs der Arbeit und der Komplexität wird hierfür auf die Arbeit von MÖLLER (2010) oder auf zukünftige Veröffentlichungen verwiesen.

Literatur

- ATTERBERG, A. (1911). Ueber die physikalische bodenuntersuchung. *Internationale Mitteilung für Bodenkunde* 1:7–9.
- CEVIKBILEN, G. und SAGLAMER, A. (2003). Effects of organic content on secondary and tertiary compression behavior of a soft clay. In: Proceedings of International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, S. 403–409.
- FREESER, V. (1986). Geomechanisches Konzept zur Gefügeentwicklung und Spannungsgeschichte glazialtektonisch überprägter Tone, Diss.–Technische Univ. Braunschweig, 1986., Band 4 aus *Braunschweiger geologisch-paläontologische Dissertationen*. Braunschweig, erstausg. Auflage.
- GRÖNGRÖFT, A., KUSSMAUL, M. und MIEHLICH, G. (1997). Ökologische Folgewirkungen der Hafenbeckenverfüllung mit Schlick. *HANSA – International Maritime Journal* 134:58–63.
- HAAN, E. J. und EDIL, T. B. (1994). Secondary and tertiary compression of peat. In: Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, S. 49–60, Rotterdam. A. A. Balkema.
- KIEKBUSCH, M. (1984). Laborversuche zur Simulation der Schlickentwässerung im Spülfeld. In: Fachseminar Baggergut: Ergebnisse aus dem Baggergutprogramm, S. 227–241, Hamburg. Freie und Hansestadt Hamburg: Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft Strom- und Hafenbau.
- MESRI, G. (1973). Coefficient of secondary compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 99:123–137.
- MÖLLER, O. (2010). Zum Langzeit-Kompressionsverhalten weicher organischer Sedimente: Techn. Univ., Diss.–Hamburg-Harburg, 2010., Band 21 aus *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb*. Technische Univ. Hamburg-Harburg Inst. für Geotechnik und Baubetrieb, Hamburg, erstausg. Auflage.
- NAGARAJ, T. S. und MIURA, N. (2001). Soft clay behaviour – Analysis and assessment. A. A. Balkema, Rotterdam.
- TAYLOR, D. (1948). Fundamentals of soil mechanics. J. Wiley, New York.
- TERZAGHI, K. (1925). Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke Verlag, Leipzig.
- TERZAGHI, K. und JELINEK, R. (1954). Theoretische Bodenmechanik. Springer-Verlag, Berlin/ Göttigen/ Heidelberg.

Kontakte

Dr.-Ing. Olaf Möller
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Niederlassung Hamburg
Brandstwiete 4
20457 Hamburg
Tel.: +49 (0)40 790 214 -56
Fax: +49 (0)40 790 214 -57
E-Mail: moeller@gudconsult.de

Prof. Dr.-Ing. Klaus-Peter Mahutka
hochschule 21 Buxtehude
Fachbereich Geotechnik
Harburger Straße 6
21614 Buxtehude
Tel.: +49 (0)4161 648 -205
Fax: +49 (0)4161 648 -123
E-Mail: mahutka@hs21.de