

# Kapitel 4

## Bodenmechanische Besonderheiten bei Flachgründungen in normalkonsolidierten weichen Böden – Fallbeispiele und Erklärungsversuch

Hans – Georg Kempfert

**Zusammenfassung** Vorliegende Setzungsmessungen an 10 Gebäuden mit Flachgründungen auf See- und Beckenton im süddeutschen Raum sind die Grundlage für eine statistische Auswertung der Konsolidations- und Kriechsetzung. Die Setzungsmessungen zeigen, dass die anhand von Standard – Kompressionsversuchen prognostizierten Setzungen i.d.R. erheblich größer sind als die tatsächlich eingetretenen Setzungen. Daraus konnte ein Korrekturbeiwert zur Setzungsberechnung in weichen Böden abgeleitet werden. Das Zeit – Setzungsverhalten wurde ebenfalls aus den Setzungsmessungen über rückgerechnete Konsolidation- und Kriechbeiwerte ermittelt.

Alternativ dazu wurde mit spannungsgesteuerten Kompressionsversuchen das Verformungsverhalten weicher Böden wirklichkeitsnäher beschrieben, da durch die Wahl einer geeigneten Spannungsrate eine Ähnlichkeit zu den Belastungsbedingungen in situ vorliegt. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Untersuchungen wurden Empfehlungen zu Setzungsprognosen in weichen Böden abgeleitet.

### 4.1 Einleitung

In geologischen Regionen bei denen normalkonsolidierte bindige Boden weicher bis breiig – flüssiger Konsistenz bis in sehr große Tiefen unterhalb der Geländeoberfläche vorhanden sind, können oftmals nur Flachgründungen von Bauwerken durchgeführt werden, da die Weichschichtmächtigkeiten (soft soils) so erheblich sind, dass Tiefgründungen z.B. mit Pfählen nicht mehr wirtschaftlich und teilweise auch technisch nicht mehr ausführbar sind. In Deutschland finden sich diese geologischen Verhältnisse bereichsweise an den süddeutschen Seen, z.B. Bodensee, Chiemsee,

---

Univ. – Prof. (em.) Dr.-Ing. Hans – Georg Kempfert  
ehemals Universität Kassel, privat: Potosistr. 27, 22587 Hamburg E-mail: kempfert@kup-geotechnik.de

usw.

Die Problematik einer zutreffenden Setzungsprognose von Flachgründungen in weichen bindigen Böden anhand von Ergebnissen aus Kompressionsversuchen ist bekannt, wobei mit Gebäudesetzungen durchaus im Dezimeter – Bereich zu rechnen ist. Jedoch liegen die errechneten Setzungen vorwiegend erheblich höher als die tatsächlich eingetretenen. Aus den unzureichenden Setzungsprognosen resultieren häufig konstruktive und ausführungstechnische Maßnahmen, die nicht erforderlich wären bzw. unwirtschaftlich sind.

Dem Verfasser liegen aus geotechnischen Beratungstätigkeiten [5] zahlreiche Setzungsmessungen von flachgegründeten Gebäuden aus praktischen Projekten im süddeutschen Raum vor, die weiche bindige Böden (See- und Beckentonen) als Baugrund aufweisen. Diese Messungen bilden im vorliegenden Beitrag zunächst eine Grundlage für eine empirische Untersuchung der Zusammenhänge zum Verformungsverhalten von Flachgründungen in wassergesättigten weichen bindigen Böden, s. a. [6, 7, 11, 12].

Im zweiten Teil des Beitrags werden die Differenzen zwischen den berechneten und den gemessenen Setzungen auf der Grundlage von spannungsgesteuerten Kompressionsversuchen, s. a. [11, 13] weitergehend analysiert und bewertet.

## 4.2 Vorliegender weicher Boden

Der als natürlicher, weicher bindiger Boden in dem vorliegenden Beitrag untersuchte See- und Beckenton (i. d. R. TL bis TM nach DIN 18196 mit weicher bis breiig – flüssiger Konsistenz) ist als Körnungsband in Bild 1 dargestellt. Als Vergleich dazu ist das u. a. in Abschnitt 4.5 bei Laborversuchen auch vergleichend verwendete aufbereitete Kaolin ebenfalls als Körnungslinie ergänzt. Daraus kann abgeleitet werden, dass eine Ähnlichkeit zwischen Kaolin und See-/ Beckenton besteht. Ergänzend sei darauf hingewiesen, dass die Begriffe Seeton und Beckenton in der Ingenieurpraxis oftmals geologisch nicht sauber voneinander getrennt verwendet werden. Die weiteren Baugrundprofile finden sich bei den Darstellungen der Fallbeispiele in Abschnitt 4.4.

### 4.3 Konventionelle Setzungsermittlung von Bauwerken auf weichen Böden

#### 4.3.1 Grundlagen

Bei der Setzungsermittlung ist zu unterscheiden zwischen den Steifigkeitsgrößen  $E$  – Modul, Steifemodul  $E_s$  (Kompressionsversuch), Verformungsmodul  $E_v$  (Plattendruckversuch) und Zusammendrückungsmodul  $E_m$ . Der Zusammendrückungsmodul  $E_m$  sollte bevorzugt für die Setzungsberechnung verwendet werden und stellt im Wesentlichen eine Ableitung der Steifigkeit aus Rückrechnungen von gemessenen Setzungen ausgeführter Projekte bzw. ein über Korrekturfaktoren  $\kappa$  (ebenfalls aus Erfahrungswerten) verbesserter Steifemodul nach Gl. 4.1 dar.

$$E_m = \frac{E_s}{\kappa} \tag{4.1}$$

wobei der Steifemodul  $E_s$  als Sekantenmodul mit der Gleichung

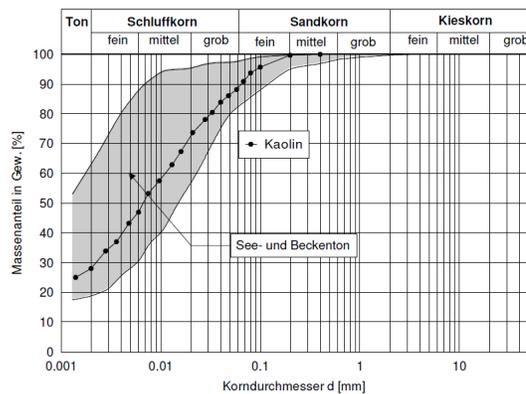
$$E_s = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon} \tag{4.2}$$

gegeben ist. DIN 4019 schlägt Korrekturbeiwerte für die Steifemoduln bzw. für die Setzungsberechnung nach Tabelle 4.1 vor: Da der Steifemodul eine spannungsab-

Tabelle 4.1: Korrekturbeiwerte für die Setzungsberechnung nach DIN 4019 (1979)

Bodenart	$\kappa$
Sand und Schluff	2/3
einfach und leicht überverdichteter Ton	1,0
stark überverdichteter Ton	0,5 bis 1,0

**Abb. 4.1** Körnungsband natürlicher See- und Beckentone in Süddeutschland (hier vorwiegend Konstanzer Raum) im Vergleich mit dem aufbereiteten Kaolin



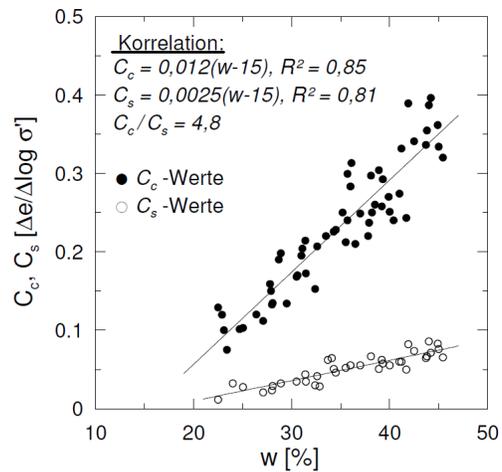
hängige Größe ist, werden häufig "konstante" Verformungsparameter für die Setzungsberechnung in Form von Kompressionsbeiwert  $C_c$  und Schwellbeiwert  $C_s$  bzw. Rekompansionsbeiwert  $C_r$  (mit  $C_s \approx C_r$ ) aus Druck – Porenzahl – Diagramm eines Kompressionsversuchs ermittelt.

Für süddeutsche See- und Beckentone sind die Zusammenhänge zwischen diesen Verformungsparameter und Wassergehalt beispielhaft von Versuchsergebnissen aus der Literatur und eigenen Untersuchungen in Abbildung 4.1 dargestellt.

Der spannungsabhängige Steifemodul für die Erst- und Wiederbelastung kann als Tangentenmodul bekanntlich aus den folgenden Gleichungen errechnet werden

$$E_{s,E} = \frac{2,3 \cdot \sigma' \cdot (1+e)}{C_c} \quad (\text{Erstbelastung}) \quad (4.3)$$

$$E_{s,W} = \frac{2,3 \cdot \sigma' \cdot (1+e)}{C_r} \quad (\text{Wiederbelastung}) \quad (4.4)$$



**Abb. 4.2** Abhängigkeit des Kompressionsbeiwerts  $C_c$  und des Schwellbeiwertes  $C_s$  vom Wassergehalt und von der Fließgrenze bei See- und Beckentonen

### 4.3.2 Sekundär- und Kriechsetzungen

Konventionell sind Sekundärsetzungen die Verformungen, die nach dem Abschluss der Konsolidation noch anhalten. Es ist bekannt, dass im halblogarithmischen Zeit – Setzungs – Diagramm der Verlauf der Sekundärsetzung i.d.R. quasilinear ist.

Um das Kriechphänomen zu beschreiben findet sich in [2] die Gleichung,

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + C_B \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad \text{für } t > t_p \quad (4.5)$$

wobei  $t_p$  die Konsolidationszeit,  $\varepsilon_p$  die zugehörige Stauchung und  $C_B$  der sogenannte Buisman – Faktor sind. Die Porenzahl lässt sich nach der Gleichung

$$e_t = e_p + C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad \text{für } t > t_p \quad (4.6)$$

während der Sekundärsetzung bestimmen. Hierin sind  $C_\alpha$  der Kriechbeiwert und  $e_p$  die Porenzahl am Ende der Konsolidationsphase. Zwischen  $C_B$  und  $C_\alpha$  besteht der Zusammenhang

$$C_\alpha = C_B (1 + e_0) \quad (4.7)$$

Durch umfangreiche Versuche an weichen bindigen Böden werden in [10] folgende Werte für das Verhältnis  $C_\alpha / C_c$  vorgeschlagen

$$C_\alpha / C_c = 0,04 \pm 0,01 \quad (4.8)$$

Nach [8] ist das Verhältnis  $C_\alpha / C_c$  von dem Zähigkeitsbeiwert  $I_v$  und dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi'_s$  nach Gl. 4.9 abhängig.

$$C_\alpha / C_c = 2 I_v \tan \varphi'_s \quad (4.9)$$

Werden in Gl. 4.9 typische Werte für den Zähigkeitsbeiwert und den Winkel der Gesamtscherfestigkeit für normal konsolidierte Böden ( $I_v \approx 3 \%$ ,  $\varphi'_s \approx 26^\circ$ ) eingesetzt, so ermittelt sich das Verhältnis  $C_\alpha / C_c$  zu etwa 0,03.

## 4.4 Auswertung von Setzungsmessungen an Gebäuden

### 4.4.1 Vorgehensweise

Den nachfolgenden Auswertungen liegen zehn flachgegründete Ausführungsprojekte mit Setzungsmessungen zugrunde. Anhand der Zeit – Setzungsmessungen wurden mit den Verfahren nach [1] die Endsetzung  $s_\infty$  ermittelt.

Die Setzungsmessungen zeigen bei allen Projekten so geringfügige Setzungsunterschiede, dass man von starren Gründungsplatten ausgehen kann und damit Setzungsberechnungen für starre Fundamente im kennzeichnenden Punkt vorzunehmen sind. Die Setzungsberechnungen wurden zunächst auf eine Tiefe begrenzt, in der die Zusatzspannung nur noch etwa 20% der Überlagerungsspannung beträgt.

Verglichen wurden die gemessenen mittleren Setzungen mit den berechneten Setzungen.

Um möglichst wirklichkeitsnahe Berechnungsergebnisse zu erzielen, wurden die Setzungen mit Hilfe lotrechter Spannungen unter Berücksichtigung von Erst- und Wiederbelastung ermittelt. Die errechneten Setzungen für den einaxialen Spannungszustand ergeben sich dann nach den bekannten Vorgehensweisen zu:

$$s = \frac{H}{1 + e_0} \left[ C_r \cdot \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_c} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right] \quad (4.10)$$

wobei  $H$  die zusammendrückbare Schicht,  $e_0$  die Porezahl,  $\sigma'_c$  die effektive Spannung nach der Aushubentlastung,  $\sigma'_0$  die effektive Primärspannung und  $\Delta\sigma$  die Zusatzspannung aus dem Anteil der Erstbelastung bzw. die Nettobelastung sind. Hierbei ist zu erwähnen, dass die Primärspannung in normal konsolidierten Böden gleich der überlagerungsspannung ist. Bei fehlenden Angaben von den Schwellbeiwerten  $C_s$  bzw. Rekompansionsbeiwert  $C_r$  wurde in Anlehnung an Bild 2 ein Wert von  $C_s = 0,2 \cdot C_c$  verwendet. Weitergehende Angaben hierzu finden sich in [11].

Zielsetzung war die Ableitung von Korrekturbeiwerten  $\kappa$  nach Gl. 4.11 für die auf Grundlage von Standard – Kompressionsversuchen durchgeführten Setzungsrechnungen.

$$\kappa = s_\infty / s \quad (4.11)$$

Weiterhin können die aus den gemessenen Werten extrapolierten Endsetzungen  $s_\infty$  in die folgende Gleichung eingeführt werden, um daraus in situ  $C_c$  – Werte abzuleiten.

$$C_c = \frac{s_\infty \cdot (1 + e_0)}{H \cdot \left[ 0,2 \cdot \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_c} + \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right]} \quad (4.12)$$

Aus den in situ  $C_c$  – Werten lassen sich wiederum die Zusammendrückungsmodule  $E_m$  nach Gl. 4.1 und damit der Korrekturbeiwert  $\kappa$  ermitteln.

Die Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Primärsetzung  $s_p$  erfolgt nach der Konsolidationstheorie von *Terzaghi* über die Konsolidationsbeiwerte  $c_v$ . Für den eindimensionalen Fall lassen sich bekanntlich die  $c_v$  – Werte als Konstanten durch folgende Gleichung bestimmen:

$$C_v = \frac{T_v \cdot l_d^2}{t} \quad (4.13)$$

Mit  $T_v$  als normierter Zeitfaktor und  $l_d$  als längster Dränageweg, wobei für einseitige Entwässerung für  $l_d$  die Grenztiefe angesetzt wurde. Aus den Setzungsmessungen der Ausführungsprojekte können die  $c_v$  – Werte nach den Verfahren aus [1, 14] ermittelt werden. Ausführliche Hinweise zur Anwendung beider Verfahren sind in [11] dargestellt. Mit Hilfe der ermittelten  $c_v$  – Werte wurde die Konsolidationszeit  $t_p$

für alle Projekte nach Gl. 4.13 errechnet. Für praktische Anwendungen wird i.d.R.  $t_p \approx t_{98}$  verwendet, d.h. eine Zeit  $t$  bei 98% der Konsolidation mit einem Zeitfaktor von  $T_v = 1,5$ .

Das Kriechverhalten kann bei allen Projekten geprüft und weiter prognostiziert werden, indem die Zeiten  $t_i \geq t_p$  und die dazugehörigen Setzungsmessungen  $s_i$  in die Gleichung

$$C_B = \frac{l}{H} \left[ \frac{(s_2 - s_1)}{\log(t_2 / t_1)} \right] \quad \text{mit } t_1 \geq t_p \text{ und } t_2 \geq t_p \quad (4.14)$$

eingesetzt und daraus die in situ *Buisman* – Faktoren  $C_B$  abgeleitet wurden. Damit lassen sich auch die Kriechbeiwerte  $C_\alpha$  nach Gl. 4.7 ermitteln.

#### 4.4.2 Ein ausgewähltes Beispiel zur Vorgehensweise

Nachfolgend ist beispielhaft an einem Projekt (Studentenwohnheim in Konstanz) die Nachrechnung der Setzungsparameter durchgeführt. Bei dem Ausführungsprojekt handelt es sich um ein 10 – geschossiges Gebäude mit Flachgründung, das in einer See– bzw. Beckentonschicht mit einer Mächtigkeit von 36 m flach gegründet wurde. Alle weiteren bei den nachfolgend dargestellten statistischen Ergebnissen zugrunde liegenden Projekte (Projekte 1 bis 10) wurden in ähnlicher Weise rechnerisch analysiert.

Die Untergrundverhältnisse wurden durch fünf Rammkernbohrungen und fünf Sondierungen mit der schweren Rammsonde erkundet. Die Bodenschichten und die Gründungssituation sind in Bild 3 dargestellt. Weiterhin liegen Ergebnisse klassifizierender und von Kompressionsversuchen vor.

Mit diesen Angaben sowie unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten ergab sich rechnerische Setzung in der Größenordnung von  $s = 9,5$  cm. Das Setzungsverhalten des Gebäudes wurde ab der Fertigstellung der Sohlplatte durch 6 Messpunkte über 884 Tage kontinuierlich überprüft. In Abbildung 4.4 sind die Lage der Setzungsmesspunkte und die durchgeführten Messungen in Form von Zeit – Setzungslinien dargestellt. Zum letzten Messzeitpunkt lagen die Setzungen bei rd. 6,5 cm an der nördlichen Gebäudeseite und 4 cm an der südlichen Gebäudeseite. Anhand der vorliegenden Messergebnisse wurden die Endsetzungen extrapoliert und die Isolinien gleicher Setzungen interpoliert, so dass eine mittlere Endsetzung in den kennzeichnenden Punkten von  $s_\infty = 6,45$  cm ermittelt wurde, siehe Abbildung 4.4.

Aus dem zeitlichen Verlauf der gemessenen Setzungen wurde nach dem Verfahren von *Taylor* die Zeitachse im Wurzelmaßstab skaliert und für den Konsolidati-



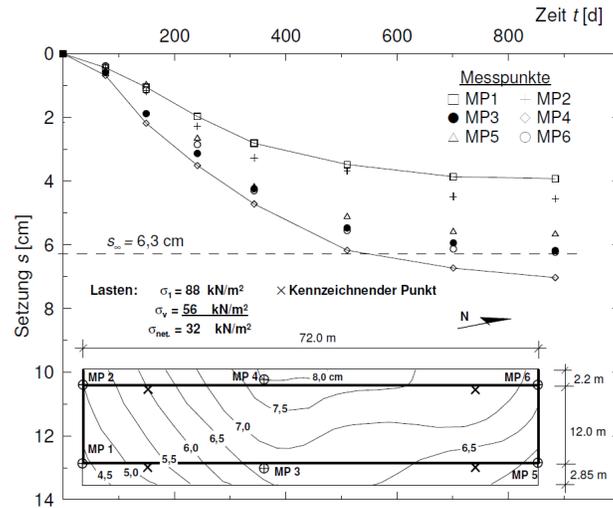


Abb. 4.4: Lasten, Zeit – Setzungslinien und Isolinien gleicher Setzungen

4.14 eingesetzt, um den *Buisman* – Faktor  $C_B$  abzuleiten. Für dieses Projekt wurde z.B. der Mittelwert  $C_B \approx 0,0027$  ermittelt.

#### 4.4.3 Zusammenfassung der Ergebnisse aus allen Projekten

Zur Vermeidung von Wiederholung sind nachfolgend nur die Ergebnisse der statischen Auswertung für die untersuchten Projekte zusammengestellt. Eine ausführliche Darstellung findet sich in [7, 11] *Kempfert / Soumaya* (2004) und *Soumaya* (2005)

##### a) Ergebnisse zur Setzungsberechnung

In Tabelle 2 wurden die nach Gleichung 4.10 berechneten Setzungen, die gemessenen Setzungen sowie die resultierenden Korrekturbeiwerte zusammengefasst. Werden die gewonnenen Korrekturbeiwerte als Werte einer normalverteilten Grundgesamtheit betrachtet, können die Vertrauensgrenzen des Mittelwertes nach der *Student* – Verteilung bestimmt werden. Für die extrapolierten Werte ergibt sich ein Mittelwert von

$$\bar{\kappa} \approx 0,7 \tag{4.16}$$

Für ein Konfidenzniveau von  $p = 1 - \alpha = 0,95$  (hier gewählt  $\alpha = 0,05$ ) liegt der geschätzte Mittelwert in einem Vertrauensintervall von:  $0,66 \leq \bar{\kappa} \leq 0,74$ . b)

Tabelle 4.2: Ermittelte Korrekturbeiwerte  $\kappa$  aus den Setzungsmessungen

Projekt Nr.	$s_{\infty}$ [cm]	$s$ [cm]	$\kappa = s_{\infty}/s$
1	6,30	9,50	0,66
2	9,45	12,70	0,74
3	7,75	11,60	0,67
4	4,85	7,50	0,65
5	4,80	7,10	0,68
6	5,15	7,10	0,73
7	4,40	6,80	0,65
8	4,45	7,10	0,63
9	5,35	7,30	0,73
10	5,05	6,70	0,75
Mittelwert $\approx$			0,7

*Primrsetzungen (Konsolidation)*

Das Zeit – Setzungsverhalten wurde ebenfalls aus den Setzungsmessungen der Projekte über rückgerechnete Konsolidationsbeiwerte bestimmt. Die Ergebnisse der Ermittlung des Konsolidationsbeiwertes nach [1, 14] für alle Projekte sind mit den aus Kompressionsversuchen prognostizierten Werten in der Tabelle 4.3 zusammengefasst. Hierbei ergaben sich bei den einzelnen Projekten sehr unterschiedliche  $c_v$  – Werte (5 bis 20 mal größer als prognostiziert). Die stark differierenden Konsolidationsbeiwerte der einzelnen Projekte können eventuell durch die Feinsandbänderung im Ton begründet werden, die eine horizontale Entwässerung über diese durchlässigen Schichten und somit eine schnellere Konsolidation des Bodens zulassen. Ein weiterer Grund kann in der Annahme eindimensionaler Konsolidation für die Berechnung des  $c_v$  – Wertes sein. Die genannten Gründe lassen sich aber anhand der Setzungsmessungen nicht quantifizieren. Weitergehende Erklärungen finden sich in Abschnitt 4.5 und 4.6. c) *Kriechensverhalten*

Tabelle 4.3: Prognostizierte und rückgerechnete  $c_v$  - Werte

Projekt Nr.	$c_v$ (prognostiziert) [m <sup>2</sup> /Jahr]	$c_v$ (Taylor) [m <sup>2</sup> /Jahr]	$c_v$ (Asaoka) [m <sup>2</sup> /Jahr]
1	4-6	31,9	32,0
2	2-4	42,4	43,4
3	3-6	19,2	19,5
4	2-6	35,5	36,4
5	3-6	3,2	3,1
6	3-6	3,4	3,1
7	3-7	41,5	41,6
8	3-7	32,5	33,0
9	3-7	41,1	41,8
10	2-6	15,1	15,8

Mit Hilfe der gewonnenen in situ  $c_v$  – Werte wurde zu jedem Ausführungsprojekt eine Konsolidationszeit  $t_p$  ermittelt. Wegen der schnellen Konsolidation in den untersuchten Böden lagen die Primärsetzungen  $s_p$  innerhalb der gesamten Beobachtungszeit, sodass das Sekundär– bzw. das Kriechverhalten überprüft werden konnte. Hierfür wurden weitere Setzungsmessungen nach der Konsolidation in die Gl. 4.14 eingesetzt. In Tabelle 4.4 sind die Beobachtungs– und Konsolidationszeit, die Primärsetzung  $s_p$  und die abgeleiteten Buisman – Kriechbeiwerte  $C_B$  zusammengefasst.

Für die Kriechbeiwerte liegt ein Mittelwert von  $\bar{C}_B = 0,003$  vor, mit einem Vertrauensintervall von  $0,002 \leq \bar{C}_B \leq 0,004$ . Damit weisen mit der Klassifizierung nach [9] die See– und Beckentonen im süddeutschen Raum nur eine geringe Kriechneigung auf.

Wird beim Verformungsverhalten angenommen, dass das Kriechen in der Konsolidationsphase geringfügig und deswegen zu vernachlässigen ist, kann das Ende der Konsolidation  $t_p$  gleichzeitig als Beginn der Sekundärsetzung betrachtet werden. Damit lässt sich der Kriechanteil  $s_\alpha$  an der prognostizierten Endsetzung mit der folgenden Gleichung ermittelt und ist in Tabelle 4.5 dargestellt.

$$s_\alpha = \left( \frac{s_\infty - s_p}{s_\infty} \right) \cdot 100 \quad [\%] \quad (4.17)$$

Die Ergebnisse in Tabelle 4.5 zeigen, dass der Anteil der Sekundärsetzungen bei

Tabelle 4.4: Ergebnisse zum Kriechverhalten bei den Ausführungsprojekten

Projekt Nr.	Beobachtungszeit [Tage]	Konsolidationszeit $t_p$ [Tage]	$s_p$ (Feld) [cm]	$C_B$ [-]
1	884	748	6,15	0,0027
2	961	365	9,10	0,0026
3	363	275	7,40	0,0027
4	2340	677	4,60	0,0016
5	779	318	4,40	0,0034
6	779	330	4,70	0,0036
7	881	445	4,00	0,0027
8	881	560	4,10	0,0027
9	1633	670	4,85	0,0039
10	474	380	4,70	0,0038
Mittelwert $\approx$				0,0030

den See– und Beckentonen etwa  $7 \pm 2$  [%] an der gesamten Setzung beträgt.

Tabelle 4.5: Ermittelte Anteile der Sekundärsetzung  $s_\alpha$  bei den Ausführungsprojekten

Projekt Nr.	$s_\infty$ [cm]	$s_p$ [cm]	$s_\alpha$ [%]
1	6,30	6,15	2,4
2	9,45	9,10	3,7
3	7,75	7,40	4,5
4	4,85	4,60	5,2
5	4,80	4,40	8,3
6	5,15	4,70	8,7
7	4,40	4,00	9,1
8	4,45	4,10	7,9
9	5,35	4,85	9,3
10	5,05	4,70	6,9
Mittelwert $\approx$			6,6

## 4.5 Untersuchungen zum Verformungsverhalten weicher Böden in spannungsgesteuerten Kompressionsversuchen

### 4.5.1 Allgemeines

Seit Jahrzehnten stellt der Kompressionsversuch im sogenannten Oedometergerät (KD – Versuch) fast das einzige Verfahren zur Untersuchung des eindimensionalen Verformungsverhaltens bindiger Böden dar. In der bodenmechanischen Laborpraxis hat sich der Kompressionsversuch mit inkrementeller Belastung trotz dessen Nachteile, wie z.B. Einfluss des Lastinkrements und der Belastungsdauer auf die ermittelte Steifigkeit, durchgesetzt und wurde in den nationalen und internationalen Normen geregelt. Dies ist auf die einfache erforderliche Labortechnik sowie auf die unkomplizierte bodenmechanische Interpretationsgrundlage nach der klassischen Konsolidationstheorie zurückzuführen.

Demgegenüber kann in monoton beanspruchten Kompressionsversuchen (spannungs- bzw. verformungsgesteuerte Versuche) das Verformungsverhalten weicher Böden wirklichkeitsnäher beschrieben werden, da insbesondere bei spannungsgesteuerten Versuchen (CRL – Versuche: Eng. Constant Rate of Loading Test) eine Ähnlichkeit zu den Belastungsbedingungen in situ vorliegt. Die Versuchsergebnisse werden in kontinuierlichen Kurven dargestellt, die eine lückenlose Interpretation der Versuchsergebnisse ermöglichen [4]. Außerdem kann eine erhebliche Reduzierung der Versuchsdauer erreicht werden. Trotz aller Vorteile fanden solche Versuche, wenigstens auf nationaler Ebene, bis heute keine praktische Anwendung. Dies kann durch folgende Punkte begründet werden:

- a) Zusätzliche Laborausstattung zur automatisierten Datenerfassung und Messung von Verformungen und Porenwasserüberdrücken ist erforderlich.

- b) Die mathematischen Grundlagen sind unbekannt.
- c) Unsicherheiten bei der Durchführung und Interpretation solcher Versuche sind vorhanden.
- d) Es gibt kein Regelwerk für spannungs- bzw. verformungsgesteuerte Kompressionsversuche.

Heutzutage erfüllt jedes moderne bodenmechanische Labor die Anforderungen nach Punkt a). Die Punkte b) und c) wurden in [11, 13] behandelt. Nachfolgend sind dazu einige Ergebnisse zusammengefasst und im Hinblick auf die Ergebnisse in Abschnitt 4 aus praktischen Setzungsmessungen an Projekten interpretiert.

#### ***4.5.2 Nachteile von konventionellen Kompressionsversuchen***

Im Standardkompressionsversuch wird das Bodenverhalten durch die Belastungsdauer und das Lastinkrement beeinflusst. Konventionell wird die Last gemäß dem Inkrement  $\Delta\sigma/\sigma = 1$  in jeder Stufe nach 24 Stunden verdoppelt. Diese Vorgehensweise ist für die Praxis vor allem aus laborbetrieblichen Gründen so festgesetzt, damit bei relativ niedrigem Aufwand die Verformungs- und Konsolidationsparameter gewonnen werden können.

Häufig ist die Konsolidation von Bodenproben nach kurzer Zeit (z.B. 2,0 bis 4,0 Stunden für den hier behandelten See- und Beckenton) aufgrund der geringen Probenhöhe abgeschlossen, so dass die Verformungen innerhalb der übrigen Belastungsdauer durch das Kriechen verursacht werden. Dies kann einen erheblichen Einfluss auf die Ermittlung der Steifigkeit des Bodens und somit auf eine Setzungsprognose haben.

Die Beeinflussung der Belastungsdauer kann demgegenüber anhand von sogenannten EOP – Kompressionsversuchen (Eng.: (*E*)nd of (*P*)rimary (*C*)onsolidation) minimiert werden, indem die Verformungen am Ende der Konsolidation für die Druck – Setzungslinie zu Grunde gelegt werden. Dadurch wird eine Druck – Verformungslinie abgeleitet, die so weit wie möglich nur Konsolidationsverformungen beinhaltet, so dass die Steifigkeit des Bodens unabhängig von den Kriechverformungen ermittelt werden kann.

In [11, 13] wurde der Einfluss des Lastinkrements auf das Verformungsverhalten anhand von EOP – Kompressionsversuchen vergleichend mit den Inkrementen  $\Delta\sigma/\sigma = 1$  und  $\Delta\sigma/\sigma = 0,1$  an Seetonproben untersucht. Die EOP – Verformungen für jede Laststufe wurden nach dem bekannten Verfahren von [14] ermittelt. Bild 4.5 zeigt Versuchsergebnisse für die Laststufe 62,5 bis 125 kN/m<sup>2</sup> im Bereich der Erstbelastung. Die durch geringe Lasterhöhung gewonnene effektive Spannung – Setzungslinie bzw. Spannung – Porenzahllinie kann nun mit der effektiven Spannung – Setzungslinie einer verdoppelten Laststufe aus dem Standardkompressions-

versuch bzw. dem EOP – Versuch verglichen werden.

Quantitativ lässt sich somit der Einfluss des Lastinkrements auf die Steifigkeit z.B. durch die Gegenüberstellung der Kompressionsbeiwerte  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'$  beschreiben. Hierbei werden anhand von Bild 4.5 die  $C_c$  – Werte aus dem Standardkompressionsversuch (Pfad AD), EOP – Standardkompressionsversuch (Pfad AC) mit  $\Delta\sigma/\sigma = 1$  und EOP – Versuch (Pfad AB) mit  $\Delta\sigma/\sigma = 0,1$  für eine Gesamtlaststufe verglichen. Die ermittelten Korrekturbeiwerte  $\kappa$  sind ebenfalls in Bild 4.5 dargestellt. Wird für den untersuchten Seeton davon ausgegangen, dass die Probe

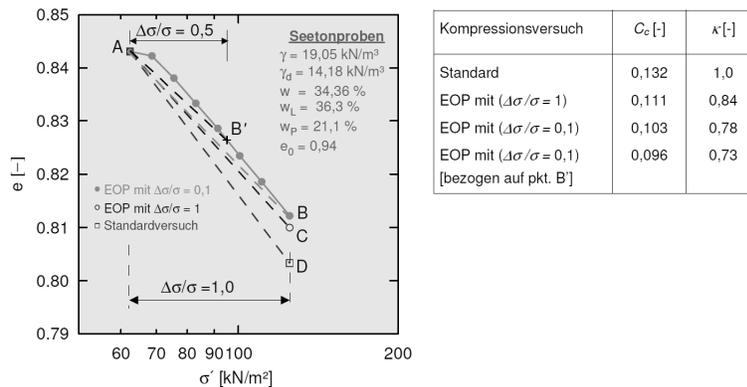


Abb. 4.5:  $C_c$  – Werte aus Standard– und EOP – Kompressionsversuchen mit unterschiedlichen Inkrementen und Korrekturbeiwerten  $\kappa$  bezogen auf den Standardkompressionsversuch

ausgehend von der Ausgangsspannung nur mit dem halben Inkrement ( $\Delta\sigma/\sigma = 0,5$ ) bezogen auf die Versuchskurve ( $\Delta\sigma/\sigma = 0,1$ ) belastet wird, so beträgt der Kompressionsbeiwert  $C_c$  aus dem EOP – Versuch mit kleinem Inkrement (Pfad AB') 0,096 und der Korrekturbeiwert bezogen auf das Verformungsverhalten zum Standardkompressionsversuch 0,73, siehe Bild 4.5.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Verformungsverhalten im Kompressionsversuch vom gewählten Spannungskrement abhängig wird, wobei wie bereits ausgeführt festzustellen ist, dass das Standardinkrement ( $\Delta\sigma/\sigma = 1$ ) willkürlich festgesetzt ist. Der Standardversuch beschreibt damit ein Verformungsverhalten bei schlagartig verdoppelter Lastaufbringung, was in situ nicht zutreffend ist, da im Zuge der Ausführung von praktischen Bauaufgaben die Randbedingungen der Lastverdopplung nicht vorliegen.

### 4.5.3 CRL – Versuche

Obwohl die EOP – Kompressionsversuche mit kleinem Lastinkrement das Verformungsverhalten von weichen Böden zutreffend beschreiben können, ist deren praktische Durchführung in herkömmlichen Kompressionsgeräten äußerst schwierig und mit sehr hohem Aufwand verbunden, da sie mehrere Wochen dauern können. Als Alternative bieten sich die monotonbeanspruchten spannungsgesteuerten Kompressionsversuche (CLR – Versuche) an, die eine erhebliche Reduzierung der Versuchsdauer ermöglichen. Die mathematischen und versuchstechnischen Grundlagen zu den CLR – Versuchen finden sich z. B. in [11, 13].

Spannungsgesteuerte Kompressionsversuche können entweder im Oedometer oder im Triaxialgerät unter  $K_0$  – Bedingung durchgeführt werden. Unter  $K_0$  – Bedingung steht ein Bodenelement unter dem Ruhedruckzustand, d.h.  $\sigma'_3 = K_0 \cdot \sigma'_1$ . Wenn die vertikale und horizontale Spannung so vergrößert werden, dass das Verhältnis  $\sigma'_3 / \sigma'_1 = K_0$  immer erfüllt wird, treten nur vertikale Verformungen  $\varepsilon_1$  auf. Die Belastungsrate ist ein wesentlicher Einflussfaktor bei den CRL – Versuchen.

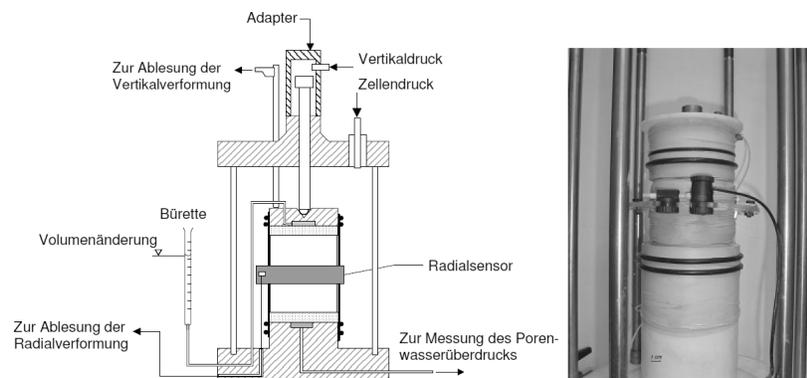


Abb. 4.6: Triaxialzelle mit Radialsensor für Kompressionsversuche unter  $K_0$  – Bedingung

Wird die Probe zu schnell belastet, steigt der Porenwasserdruck stark an, was zu unkontrollierbarer Verteilung der effektiven Spannungen in der Probe führen kann. Wird dagegen zu langsam belastet, ergeben sich niedrige Porenwasserdruckwerte, die nicht genau gemessen werden können. In [7] findet sich ein praxisorientiertes Verfahren unter Berücksichtigung des Setzungsverhaltens ausgeführter Projekte im süddeutschen Raum zur Abschätzung einer geeigneten Spannungsrate in den CRL – Versuchen auf der Grundlage der Dimensionsanalyse. Mit diesem Verfahren wurde z.B. für den Seeton eine geeignete Spannungsrate vorgeschlagen, siehe Abschnitt

4.6. Setzungsprognosen mithilfe von CRL – Versuchen unter den o.g. Bedingungen stimmen gut mit vorliegenden Setzungsmessungen überein. Versuchsergebnisse aus CRL – Versuchen mit verschiedenen Spannungs- bzw. Belastungsraten zeigt Bild 4.7. Aus Bild 4.6 kann abgeleitet werden, dass zwischen Spannungen und Verfor-

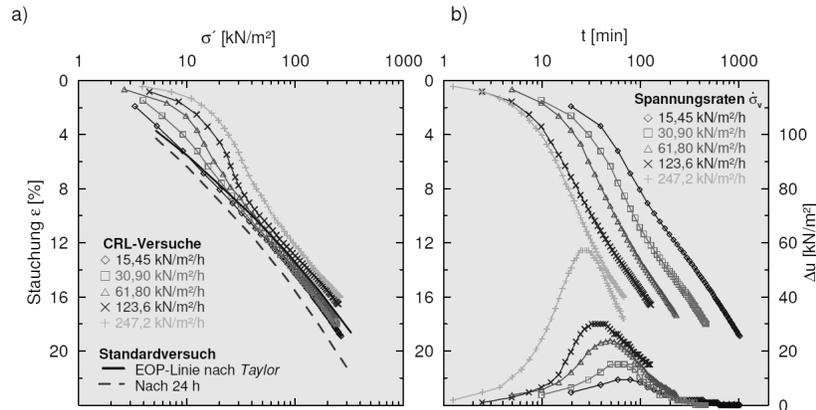


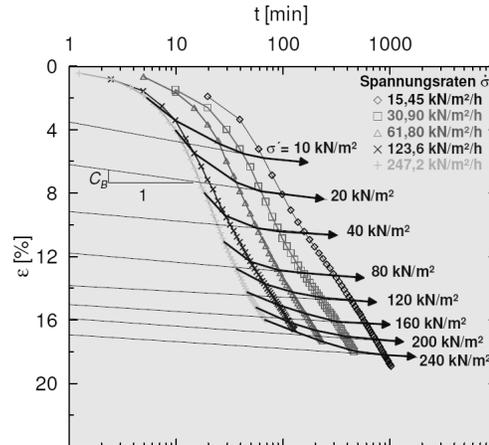
Abb. 4.7: Ergebnisse aus einer CRL – Versuchsreihe und einem Standardkompressionsversuch:

a) Druck – Verformungslinien

b) Zeit – Verformungs- und Zeit – Porenwasserüberdrucklinien

mungen kein eindeutiger Zusammenhang hergestellt werden kann, wenn die Zeit der Belastung bzw. die Spannungsrate nicht berücksichtigt wird. Um diesen Zusammenhang zu untersuchen, wird auf die Vorgehensweise in [3] zurückgegriffen, der die Linien gleicher effektiver Spannungen über die Zeit – Verformungslinien aufgetragen hat, um die Kriechverformungen von den Konsolidationsverformungen zu trennen. Für die in Bild 4.7 dargestellten Zeit – Verformungslinien wurden die Verformung bei Berücksichtigung der Porenwasserdruckentwicklungen unter gleichen effektiven Spannungen ermittelt, so dass eine Spannungskurvenschär (Isochronen  $\sigma'_i$ ) erhalten und aufgetragen werden kann. Bild 4.8 zeigt den Zusammenhang zwischen Zeit, Verformungen und effektiven Spannungen bei monotoner einaxialer Spannungsbeanspruchung. Beim Übergang einer Isochrone von einer Zeit – Setzungslinie zur nächsten erfährt der Boden weitere Verformungen, obwohl er unter gleicher Spannung bleibt. Die zusätzlichen Verformungen sind auf das viskose Verhalten bzw. Kriechen des Bodens während der Konsolidation zurückzuführen. Des Weiteren kann bei sehr niedrigen Spannungsraten davon ausgegangen werden, dass nur Sekundärkonsolidation bzw. Kriechverformung auftritt, da kein Porenwasserüberdruck mehr entsteht. Insbesondere trifft dieses Verhalten mit Zunahme der Spannungen zu, was in Bild 4.7 zu erkennen ist. Spannungen über z.B. 120 kN/m<sup>2</sup> verursachen bei den Spannungsraten 30,9 und 15,45 kN/m<sup>2</sup>/h reine Kriechverfor-

mungen beim untersuchten Boden. Deshalb gehen die Spannungskurven mit Abnahme der Spannungsrate in eine Gerade über, wobei die Neigung dieser Geraden wiederum durch den Buisman – Faktor  $C_B$  beschrieben werden kann, siehe Bild 4.8. Wird das quasi – lineare Kriechverhalten in der Konsolidationsphase angenom-



**Abb. 4.8** Zusammenhang zwischen Zeit, Verformungen und effektiven Spannungen bei monotoner einaxialer Spannungsbeanspruchung

men, können die Geraden der reinen Kriechverformungen bis zur Verformungsachse verlängert werden. Der Schnittpunkt einer Geraden mit der  $\varepsilon$  – Achse stellt danach eine reine "Konsolidationsverformung für eine Spannungsisochrone dar. Mit den Konsolidationsverformung und den dazugehörigen effektiven Spannungen kann eine Druck – Konsolidationsverformungslinie ermittelt werden, die nahezu keine Kriechverformungen enthält.

## 4.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die empirisch an praktischen Projekten mit vorliegenden Setzungsmessungen abgeleiteten Korrekturbeiwerte  $\kappa$  nach Abschnitt 4.4 für flach gegründete Gebäude auf See- und Beckentonen wurde durch ein umfangreiches Laborversuchsprogramm weitergehend untersucht, siehe hierzu auch [11, 13]. Neben den Standardversuchen wurden Großkompressionsversuche, spannungsgesteuerte Kompressionsversuche im Oedometer und im Triaxialgerät ( $K_0$  – Versuche) an Kaolin- und Seetonproben ausgeführt. Anhand der Versuche konnte festgestellt werden, dass die Ermittlung der zutreffenden Verformung am Ende der Konsolidationsphase (EOP – Verformung) sowie die Belastungsrate einen wesentlichen Einfluss auf die ermittelte Steifigkeit der weichen Böden und damit auf die Setzungsprognose ausüben. Die mit dem Verfahren von *Taylor* ermittelten EOP – Verformung sind einigermaßen unabhängig von der Probengröße, so dass die Ergebnisse eines EOP – Kom-

sionsversuches weitgehend zutreffend auf die Bestimmung der Konsolidationssetzung in situ übertragbar sind. Demgegenüber beinhalten die nach *Casagrande* ermittelten EOP – Verformungen zusätzlich Kriechverformungsanteile, die zur überschätzung der Konsolidationssetzung in situ führen können. Außerdem reagiert der Boden bei Kompressionsversuchen mit niedrigem Belastungssinkrement steifer, da die Bodenstruktur unter mäßigen Spannungen nicht zerstört wird. Die daraus abgeleiteten Steifemoduln  $E_{s,EOP}$  sind 28 bis 38 % höher als die Steifemoduln  $E_s$  aus Standardkompressionsversuchen. Damit beträgt das Verhältnis  $\kappa = E_s / E_{s,EOP}$  im Mittel 0,77, was gut mit dem mittleren Wert  $\bar{\kappa} = 0,7$  aus den statistischen Auswertungen von Setzungsmessungen der Ausführungsprojekte korreliert.

Als Alternative zu den EOP – Kompressionsversuchen mit niedrigem Belastungssinkrement wurden Kompressionsversuche mit konstanter Spannungsrate (CRL – Versuche) im Triaxialgerät unter  $K_0$  – Bedingungen sowie im Oedometer durchgeführt, wobei die Versuchsdauer erheblich reduziert werden kann. Die CRL – Versuche beschreiben das Verformungsverhalten der Böden wirklichkeitsnäher, da damit zu den Belastungsrandbedingungen in situ eine Ähnlichkeit vorliegt. Durch die Möglichkeit, beliebige Belastungsraten vorzugeben, ergibt sich eine verbesserte Anpassungsfähigkeit an baupraktische Probleme. Im Vergleich zum Standardversuch verhält sich der Boden in den CRL – Versuchen, besonders in der Anfangsphase steifer.

Zur Abschätzung der geeigneten Spannungsrate in den CRL – Oedometerversuchen wurde ein praxisorientiertes Verfahren auf der Grundlage der Dimensionsanalyse eingeführt. Mit dem Verfahren konnte ein Bereich von 70 bis 140 kN/m<sup>2</sup>/h für die Spannungsrate bei CRL – Oedometerversuchen an See- und Beckentonen vorgeschlagen werden.

Diese Böden weisen bei CRL – Oedometerversuchen mit entsprechender Spannungsrate aus dem ermittelten Bereich wesentlich geringere Verformungen und demzufolge eine größere Steifigkeit auf. Dies kann quantitativ durch die  $C_c$  – Werte beschrieben werden, wobei aus den Versuchen ein Verhältnis

$$\kappa = C_{c(CRL)} / C_{c(Standard)} = 0,75 \quad (4.18)$$

ermittelt werden konnte. Dieser Wert korreliert ebenfalls gut mit dem aus den Projekten empirisch abgeleiteten Korrekturbeiwert  $\kappa = 0,7$ .

Bei der Ermittlung der Verformung unter gleichen effektiven Spannungen bei den CRL – Versuchsergebnissen kann aus der Spannungskurvenschar (Isochronen  $\sigma'_i$ ) unter der Annahme eines quasilinearen Kriechverhaltens die reinen Konsolidationsverformungen isoliert werden.

Zusammenfassend sind aus den vorstehend beschriebenen Untersuchungen folgende Erkenntnisse und Empfehlungen zur wirklichkeitsnahen Setzungsermittlung

von Flachgründungen auf weichen normalkonsolidierten Böden abzuleiten.

*a) Empfehlungen zur Ermittlung der Verformungsparameter:*

- Zur Ermittlung der Verformungsparameter aus den Standardkompressionsversuchen an weichen Böden sollten die Verformungen am Ende der Konsolidation (EOP – Verformungen) und nicht standardmäßig nach 24 h zugrunde gelegt werden.
- Es empfiehlt sich, die EOP – Verformungen mit dem Verfahren nach *Taylor* zu bestimmen, da die nach *Casagrande* ermittelten EOP – Verformungen zusätzliche Anteile an Kriechverformungen beinhalten können und damit dann die Steifigkeit des Boden unterschätzt wird.
- Eine wirklichkeitsnahe Ermittlung der Verformungsparameter erfolgt durch EOP – Kompressionsversuche mit niedrigem Belastungsincrement ( $\Delta\sigma / \sigma = 0,1$ ), was allerdings aufwendig ist.
- Weiterhin sollten nach Möglichkeit spannungsgesteuerte Kompressionsversuche zur Ableitung der Verformungsparameter ausgeführt werden, da zu den Belastungsrandbedingungen in situ Ähnlichkeit vorliegt. Eine geeignete Belastungsrate für den See- und Beckenton liegt etwa zwischen 70 und 140 kN/m<sup>2</sup>/h.

*b) Empfehlungen zur Ermittlung der Setzungen:*

- Sofern vereinfacht aufgrund der aus Standardkompressionsversuchen abgeleiteten Verformungsparameter die Setzungen von Flachgründungen auf See- und Beckenton berechnet werden, sollten diese mit einem Faktor von  $\kappa = 0,75$  korrigiert werden.
- Zur Beschreibung des Zeit – Setzungsverhaltens empfiehlt sich, Erfahrungswerte zum Konsolidationsbeiwert  $c_v$  zu verwenden, da die  $c_v$  – Werte aus üblichen Kompressionsversuchen an See- und Beckenton sehr stark streuen und eine wenig zutreffende Prognose liefern, sofern die Verformungsparameter nicht nach a) ermittelt werden.

## Literaturverzeichnis

1. Asaoka, A (1978) Observational Procedure of Settlement Prediction. Soil and Foundations (Japan) 18(4): 87–101
2. Buisman, A.S.K. (1936) Results of long duration settlement tests. Proceeding of 1. ICSMFE, Cambridge, Vol. 1: 103–106
3. Burghignoli, A. (1979) An experimental study of the structural viscosity of soft clays by means of continuous consolidation test. Proceeding of the 7th ECSMFE, Brighton, England, Vol. 2: 23–28
4. Janbu, N., Tokheim, O., Senneset, K. (1981) Consolidation Tests with Continuous Loading. Proceeding of the 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, Vol. 1: 645–654
5. Kempfert, H.-G. (1990–1996) Mehrere geotechnische Berichte zu den hier behandelten Ausführungsprojekten. Büro Kempfert+Partner Geotechnik (unveröffentlicht)
6. Kempfert, H.-G., Gebresselassie, B. (2006) Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer Verlag, Berlin Heidelberg New York

7. Kempfert H.-G., Soumaya B. (2004) Settlement Back-Analysis of Buildings on Soft Soil in Southern Germany. Proceeding of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, pap. Nr. 1.24
8. Leinenkugel, H.J. (1976) Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoff, experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 66
9. Mesri, G. (1973) Coefficient of secondary settlement. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 99(1): 123–137
10. Mesri, G., Godelweski, P.M. (1977) Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105: 106–113
11. Soumaya, B.(2005) Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 16
12. Soumaya, B., Kempfert, H.-G. (2006) Bewertung von Setzungsmessungen flachgegründeter Gebäude in weichen Böden. Bautechnik 83, Heft 3: 181–185
13. Soumaya, B., Kempfert, H.-G. (2010) Verformungsverhalten weicher Böden im spannungsgesteuerten Kompressionsversuch. Bautechnik 87, Heft 2: 73–80
14. Taylor, D.W. (1948) Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York