

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Augner, Dirk

Laborversuche an Bodenproben - Ermittlung von Bodenkenngrößen

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101831>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Augner, Dirk (2014): Laborversuche an Bodenproben - Ermittlung von Bodenkenngößen. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Bohrungen und Baugrund. Herausforderungen bei der Ausführung. Horizontale und vertikale Bohrtechnik. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 83-98.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





Laborversuche an Bodenproben - Ermittlung von Bodenkenngrößen

Dirk Augner

Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg,
Telefon: (040) 81908-404, E-mail: dirk.augner@baw.de

Zusammenfassung

Den erdstatischen Berechnungen liegen Parameter zugrunde, die in Feld- und Laborversuchen ermittelt wurden oder auf Erfahrungswerten beruhen. In der langen Kette von Untersuchungen sind die bodenmechanischen Laborversuche dabei das Bindeglied zwischen dem eigentlichen Material *Boden* und den *Berechnungsparametern*, d.h. den Zahlenwerten, die als Eingangsparameter für analytische und numerische Berechnungen verwendet werden. Nachfolgend werden die wichtigsten Laborversuche vorgestellt, die zur bodenmechanischen Klassifikation, zur Ermittlung der Festigkeits- und Verformungsparameter sowie zur Beschreibung des geohydraulischen Verhaltens von Böden verwendet werden.

1 Einführung

In der Bodenmechanik sind Vereinfachungen und Idealisierungen unerlässlich, um die Vielfalt der Erdstoffe und ihrer Eigenschaften unter verschiedenen Randbedingungen zu erfassen. In der langen Kette von Untersuchungen sind die bodenmechanischen Laborversuche das Bindeglied zwischen dem eigentlichen Material *Boden* und den *Berechnungsparametern*, d.h. den Zahlenwerten, die als Eingangsparameter für analytische und numerische Berechnungen verwendet werden. Die bodenmechanischen Versuche dienen der Klassifizierung des Bodens, der Charakterisierung seines Zustandes und der Bestimmung von Festigkeits- und Verformungseigenschaften sowie von geohydraulischen Eigenschaften. Die Ergebnisse fließen in Berechnungen zur Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und zum geohydraulischen Verhalten eines Bauwerkes oder des Baugrundes ein.

2 Klassifikation

2.1 Allgemeines

Böden werden in Deutschland überwiegend nach den Normen DIN EN ISO 14 688-1, DIN EN ISO 14 688-2 und DIN 18 196 klassifiziert. In anderen Ländern gelten andere bodenmechanische Klassifikationssysteme, und international ist das „Unified Classification System“ der ASTM weit verbreitet.

Als Eingangsgrößen werden u.a. die Ergebnisse aus Laborversuchen herangezogen, wie z.B. die Korngrößenverteilung, die Atterberg'schen Zustandsgrenzen, Konsistenz, der Gehalt an organischen Bestandteilen und der Kalkgehalt. Darüber hinaus können als Klassifikationskriterien die Kornform, die Oberflächenbeschaffenheit, die mineralogische oder chemische Zusammensetzung von Bedeutung sein. Nachfolgend werden die wichtigsten Laborversuche, die zur bodenmechanischen Klassifikation benötigt werden, beschrieben.

2.1.1 Bestimmung der Korngrößenverteilung, DIN 18 123

Die Korngrößenverteilung (*DIN 18 123*), gibt für eine Bodenart die Massenanteile der enthaltenen Körnungsgruppen in Gewichtsprozenten an. Tab. 1 zeigt die Korngrößenfraktionen, die in DIN EN ISO 14 688 Teil 1 definiert sind.

Die Ermittlung der Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 erfolgt für nichtbindige Böden mittels Siebanalyse und für bindige Böden durch Sedimentations- oder Schlämmanalyse. Bei gemischtkörnigen Böden werden kombinierte Sieb-Schlämmanalysen durchgeführt (*Schultze/Muhs 1967, K H Head 1992*).

Darüber hinaus stehen insbesondere für feinkörnige Böden nicht genormte Methoden zur Verfügung, die auf Laser-Beugung, auf Abschwächung von Röntgenstrahlung, auf photometrischen Techniken oder auf Zählmethoden basieren. Diese Methoden sind i.d.R. weniger zeitintensiv als die Durchführung von Sedimentationsanalysen nach DIN 18 123. Systematische Untersuchungen an norddeutschen Böden haben aber gezeigt, dass die Vergleichbarkeit von Körnungslinien, die mit unterschiedlichen Verfahren bestimmt wurden, oft nicht gegeben ist. Die Abweichungen z.B. im Tongehalt liegen bei bis zu 60 % zwischen Sedimentationsanalyse nach DIN 18 123 und der Laserbeugungsmethode. Es wird empfohlen, der bodenmechanischen Klassifikation die Untersuchungsmethode nach DIN 18 123 zugrunde zu legen, da auf den Erfahrungen aus dieser Methode auch die Klassifikation beruht.



Bereich	Benennung	Kurzform (Kurzform Din 4022)	Korngrößenbereich [mm]
sehr grobkörniger Boden	großer Block	LBo (Y)	> 630
	Block	Bo (Y)	>200 bis 630
	Steine	Co (X)	>63 bis 200
grobkörniger Boden	Kieskorn	Gr (G)	> 2 bis 63
	Grobkies	CGr (gG)	>20 bis 63
	Mittelkies	MGr (mG)	> 6,3 bis 20
	Feinkies	FGr (fG)	> 2,0 bis 6,3
	Sandkorn	Sa (S)	> 0,063 bis 2
	Grobsand	CSa (gS)	> 0,63 bis 2
	Mittelsand	MSa (mS)	> 0,2 bis 0,63
Feinsand	FSa (fS)	> 0,063 bis 0,2	
feinkörniger Boden	Schluffkorn	Si (U)	> 0,002 bis 0,063
	Grobschluff	CSi (gU)	> 0,02 bis 0,063
	Mittelschluff	MSi (mU)	> 0,0063 bis 0,02
	Feinschluff	FSi (fU)	> 0,0002 bis 0,0063
	Tonkorn	Cl (T)	< 0,002

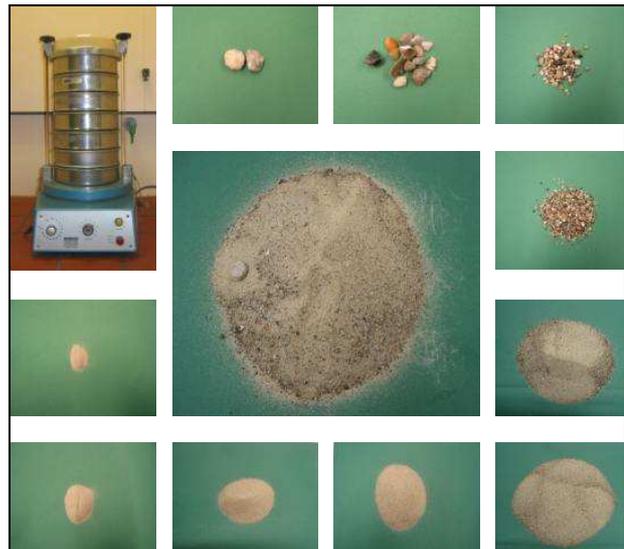


Bild 1 Siebung – Siebmaschine und Kornfraktionen

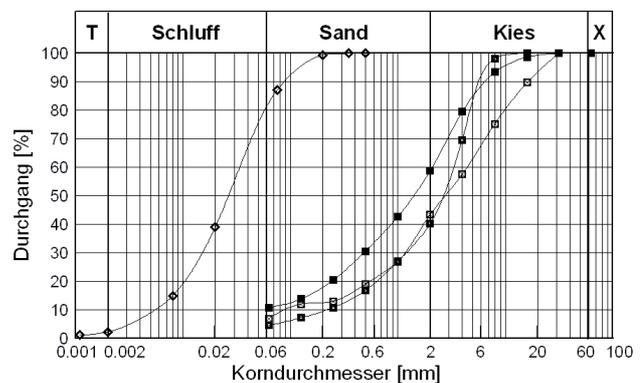


Bild 2 Körnungsdiagramm mit Körnungslinien

Tab. 1: Korngrößenfraktionen nach DIN EN ISO 14 688-1

Siebung

Bei der Siebanalyse wird das Bodenmaterial durch Siebe unterschiedlicher Rundloch- oder Maschenweiten in seine Einzelfraktionen zerlegt, siehe Bild 1. Die Gesamtmasse der Probe und die Rückstände auf jedem Sieb werden ausgewogen. Aus den Siebrückständen werden die Massenprozentage bezogen auf die Ausgangsprobe ermittelt und halblogarithmisch als Summenkurve im Körnungsdiagramm dargestellt. Beispielhaft zeigt Bild 2 ein Körnungsdiagramm mit verschiedenen Körnungslinien. Bei Siebanalysen wird je nach Boden in Nass- und Trockensiebung unterschieden. Die in den Körnungslinien aufgetragenen Massenanteile beziehen sich immer auf die Trockenmasse.

Sedimentationsanalyse (Schlamm-analyse)

Die Sedimentationsanalyse beruht darauf, dass in einer Flüssigkeit verschieden große Bodenteilchen unterschiedlich schnell absinken. Dabei ändert sich die Dichte der Suspension. Nach dem Gesetz von Stokes (1850) kann aus der Suspensionsdichte auf die Sinkgeschwindigkeiten der Teilchen und damit auf ihren Durchmesser bzw. auf einen äquivalenten Durchmesser rückgeschlossen werden -, vorausgesetzt, die Partikel sind kugelförmig und haben die gleiche Korndichte. Analog zur Siebanalyse wird die Verteilung der Kornfraktionen als Summenkurve im Körnungsdiagramm dargestellt. Dabei handelt es sich um „äquivalente“ Durchmesser, da Bodenteilchen nur selten ideal kugelförmig sind und nicht von gleicher Korndichte der Einzelkörner ausgegangen werden kann. Insbesondere „organische“ Böden sind ein Gemisch aus Teilchen mit unterschiedlichen Korndichten und Kornformen, sodass Sieb- und Schlamm-analysen häufig ungeeignet sind. Oft lässt sich bei diesen Böden eine Schlamm-analyse aufgrund von Ausflockung nicht durchführen.



Die Sedimentation wird für feinkörnige Böden mit Korndurchmesser $d < 0,125 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Bodenprobe wird hierfür in einem Standzylinder zu einer Suspension aufgerührt. Ggf. ist es erforderlich, chemische Zusätze beizufügen, um Koagulation (Zusammenballen einzelner Teilchen) zu verhindern. Zur Bestimmung der Massenanteile der Kornfraktionen wird die Eintauchtiefe eines geeichten Aräometers, siehe Bild 3, in bestimmten Zeitabständen abgelesen und daraus auf die Dichte der Suspension rückgeschlossen.

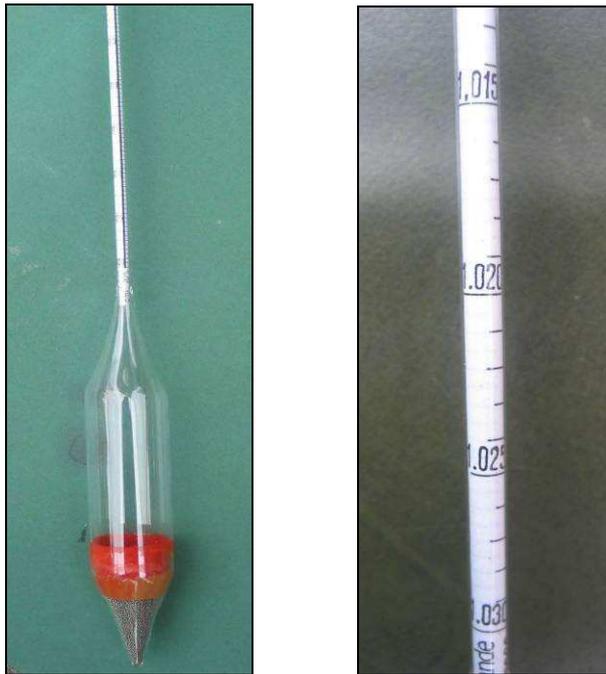


Bild 3: Aräometer mit Detail Ablesekala

Aus der Korngrößenverteilung können die Wasserdurchlässigkeit (nach Hazen oder Beyer), die Frostempfindlichkeit (nach Schaible), die Verdichtbarkeit oder die Filterstabilität des Bodens gegen andere Böden (Kriterien nach Terzaghi, Ziem, Davidenkoff) abgeschätzt werden.

Für die Klassifikation sind die Ungleichförmigkeitszahl C_U nach (1) und die Krümmungszahl C_C nach (2) von Bedeutung.

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (1)$$

mit : d_{10} Korngröße bei 10 % des Siebdurchgangs,
 d_{60} Korngröße bei 60 % des Siebdurchgangs.

$$C_C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \quad (2)$$

mit : d_{30} Korngröße bei 30 % des Siebdurchgangs.

Die Ungleichförmigkeitszahl ist ein Maß für die Steilheit der Körnungslinie im Bereich d_{10} bis d_{60} . Die

Krümmungszahl ist ein Maß für den Verlauf der Körnungslinie im Bereich zwischen d_{10} und d_{60} . Entsprechend dieser Kennziffern wird nach DIN 18196 der Boden in eng, intermittierend oder weit gestuft unterschieden.

2.2 Bestimmung der Kornform

Nach DIN EN ISO 14 688 Teil 1 wird bei größeren Kornfraktionen die Kornform (geometrische Form) beschrieben, deren Termini in Tabelle 2 zusammengestellt sind und durch den Vergleich mit einer Vorlage abgeschätzt werden.

Kornform	
Rundung	scharfkantig kantig kantengerundet angerundet gerundet gut gerundet
Form	kubisch flach (plattig) länglich (stängelig)
Oberflächenstruktur	rau glatt

Tab. 2: Bestimmung der Kornform nach DIN EN ISO 14 688-1

2.3 Bestimmung der Korndichte, DIN 18 124

Als „Korndichte“ wird die Masse der festen Bodenbestandteile (ohne Luftporen des Korngefüges) bezogen auf ihr Volumen bezeichnet. Sie wird nach (3) ermittelt mit den Bezeichnungen nach Bild 5.

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_d} \quad [t/m^3 = g/cm^3] \quad (3)$$

Die Korndichte ist ein Hilfswert zur Ermittlung der Kornverteilung bei der Sedimentation sowie bei der Bestimmung weiterer bodenmechanischer Kenngrößen. Die Versuchsdurchführung ist für feinkörnige Böden in DIN 18 124 Teil 1 (Kapillarpyknometer) bzw. für Mischböden in DIN 18 124 Teil 2 (Luftpyknometer) für grobkörnige Böden geregelt. Darüber hinaus stehen andere Verfahren zur Verfügung, die nicht genormt sind.

Die Korndichten von Böden liegen in der Regel zwischen etwa:

- $\rho_s = 2,65 \text{ t/m}^3$ (Quarzkorn; nichtbindige Böden)
- $\rho_s = 2,70 \text{ t/m}^3$ (bindige Böden)

Organische Böden haben oftmals wesentlich geringere Korndichten. (Torfe bei $\rho_s = 1,50 \text{ t/m}^3$ und geringer)



2.4 Bestimmung der organischen Anteile, DIN 18 128

Die organischen Anteile von Böden werden durch den Glühverlust bestimmt, dessen Versuchsdurchführung in DIN 18 128 genormt ist. Sie können auch am Geruch (faulig) bzw. häufig an einer dunklen Färbung erkannt werden.

I. d. R. neigen stark organische Böden zu Setzungen.

Der Glühverlust V_{gl} ist nach (4) definiert als:

$$V_{gl} = \frac{m_d - m_g}{m_d} \quad [1] \quad (4)$$

mit m_g : verglühte Masse und
 m_d : Trockenmasse.

Die Klassifizierung von Böden mit organischen Anteilen erfolgt nach DIN EN ISO 14 688-2, siehe Tabelle 4.

Boden	Organische Anteil % der Trockenmasse (≤ 2 mm)
schwach organisch	2 bis 6
mittel organisch	6 bis 20
stark organisch	> 20

Tab. 2: Klassifizierung von Böden mit organischen Anteilen nach DIN EN ISO 14 688-2

Nach DIN 1054, Abs. 3.1.4 werden nichtbindige Böden mit Glühverlusten > 3 % und bindige mit > 5 % als „Böden mit organischen Beimengungen“ bezeichnet und nach DIN 18196 den Bodengruppen OU, OT und OH zugeordnet.

2.5 Bestimmung des Kalkgehaltes, DIN 18 129

Nach DIN 18 129 wird der Kalkgehalt mit dem Versuchsgerät nach Scheibler, siehe Bild 4, bestimmt und ist nach (5) definiert:

$$V_{ca} = \frac{m_{ca}}{m_d} \quad [1] \quad (5)$$

mit m_{Ca} Masse des vorhandenen Karbonatanteils
 V_{Ca} Kalkgehalt.

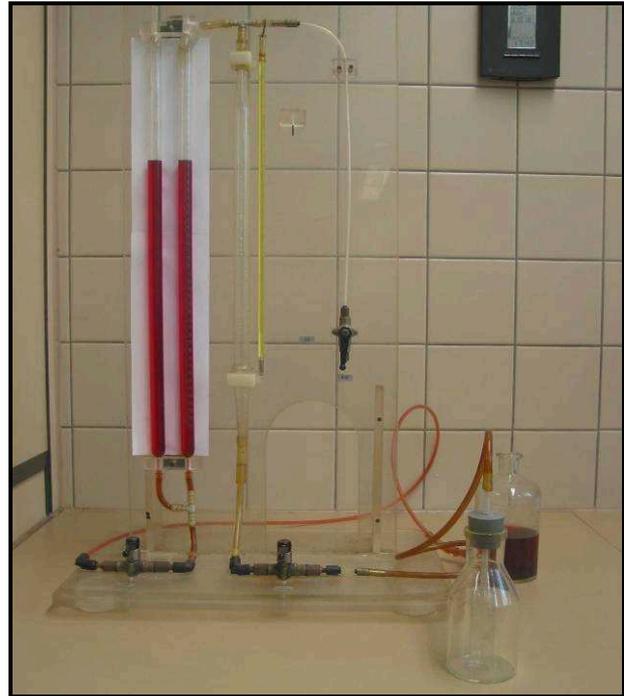


Bild 4: Versuchsgerät zur Bestimmung des Kalkgehaltes (Bodenmechanisches Labor, BAW-Hamburg)

Qualitativ kann der Kalkgehalt nach DIN EN ISO 14688-1, Abs. 5.10) durch Auftröpfeln von Salzsäure auf den Boden ermittelt werden, der dann mehr oder weniger stark aufbraust. Nach (Schultze & Muhs 1967) gelten folgende Zusammenhänge:

- kein Aufbrausen < 1 %
- schwaches, nicht anhaltendes Aufbrausen 1 % bis 2 %
- deutliches, nicht anhaltendes Aufbrausen 2 % bis 5 %
- starkes, anhaltendes Aufbrausen > 5 %.

2.6 Zustandsbeschreibung des Bodens

2.6.1 Dichte

In Abhängigkeit von den Lagerungsverhältnissen stellt der Boden ein Haufwerk von Feststoffen (Mineralen) dar, dessen Poren mit Wasser und/oder Gas (i. a. Luft) gefüllt sind und wird auch als „Dreiphasensystem“ bezeichnet (s.a. Bild 5). Die Dichten ermitteln sich jeweils aus dem Verhältnis von Masse zu Volumen, wobei Einzelbestandteile oder beliebige Kombinationen betrachtet werden.

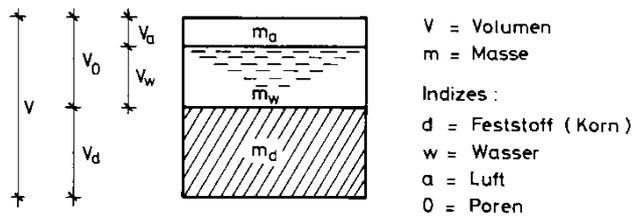


Bild 5: Gedankenmodell eines Bodenvolumens

Bodenmechanisch sind von Interesse:

- a) *Korndichte:* Kornmasse bezogen auf das Volumen der Körner (bereits in Abschn. 0)

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_d} \quad [t/m^3 = g/cm^3] \quad (1)$$

- b) *Dichte:* feuchte Masse des Bodens bezogen auf das Gesamtvolumen

$$\rho = \frac{m}{V} \quad [t/m^3] \quad (7)$$

Wenn alle Poren mit Wasser gefüllt sind, wird diese Dichte als Dichte des wassergesättigten Bodens mit ρ_r bezeichnet.

- c) *Trockendichte:* trockene Masse des Bodens bezogen auf das Gesamtvolumen

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} \quad [t/m^3] \quad (8)$$

- d) *Dichte des Bodens unter Auftrieb:*

$$\rho' = \rho_r - \rho_w \quad [t/m^3] \quad (9)$$

2.6.2 Bestimmung des Wassergehaltes DIN 18121

Der Wassergehalt einer Bodenprobe kann nach DIN 18 121 bestimmt werden und wird als Verhältnis des Masseverlustes beim Trocknen m_w bezogen auf die verbleibende Trockenmasse m_d nach (6) und Bild ermittelt.

$$w = \frac{m_w}{m_d} \quad [1] \quad (6)$$

Der Wassergehalt ist keine Bodenkenngröße, sondern dient zur Zustandsbeschreibung und zur vergleichenden Bewertung sowie als Eingangsparameter zur Bestimmung der Konsistenzzahl.

Die natürlichen Wassergehalte schwanken in weiten Grenzen; Größenordnungen sind ungefähr:

- erdfeuchter Sand $w = 2 - 10 \%$
- Schluff $w = 10 - 30 \%$
- Ton $w = 10 - 60 \%$
- organische Böden $w = 50 - 1000 \%$

2.6.3 Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung für nichtbindige Böden, DIN 18 126

Die Grenzen der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden sind die lockerste bzw. die dichteste Lagerung, die in Bild 6 schematisch als Kugelmodell dargestellt sind.

Aus den Grenzwerten n_{\max} (Porenanteil bei lockerster Lagerung) und n_{\min} (Porenanteil bei dichtester Lagerung) ergibt sich die Lagerungsdichte nach (10) mit:

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d} \quad [1] \quad (10)$$

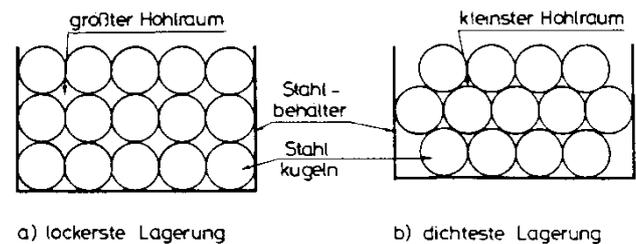


Bild 6: Lockerste (a) und dichteste (b) Lagerung am Kugelmodell nach (Rizkallah 1974)

Die bezogene Lagerungsdichte I_D wird nach (11) ermittelt:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\max \rho_d (\rho_d - \min \rho_d)}{\rho_d \cdot (\max \rho_d - \min \rho_d)} \quad [1] \quad (11)$$

- mit: e_{\max} maximale Porenziffer (lockerster Lagerung)
 e_{\min} minimale Porenziffer (dichtester Lagerung).

Die Dichtebestimmung bei lockerster und dichtester Lagerung ist in DIN 18 126 geregelt.

Tabelle 3 zeigt die Benennung der bezogenen Lagerungsdichte nach DIN EN ISO 14 688-1.



Bezeichnung	bezogene Lagerungsdichte I_D %
sehr locker	0 bis 15
locker	15 bis 35
mitteldicht	35 bis 65
dicht	65 bis 85
sehr dicht	85 bis 100

Tab. 3: Bezeichnungen für die bezogenen Lagerungsdichte nach DIN EN ISO 14 688-2

2.6.4 Bestimmung der Zustandsgrenzen für bindige Böden, DIN 18 122

Bei bindigen Böden sind die Zustandsformen vom Wassergehalt abhängig. Zur Kennzeichnung dienen drei Zustände: die Fließgrenze w_L , die Ausrollgrenze w_P und die Schrumpfgrenze w_S , die auch „Zustandsgrenzen nach Atterberg“ genannt werden.

- Die Fließgrenze w_L ist der Wassergehalt des Bodens am Übergang von der flüssigen in die breiige (plastische) Zustandsform;
- Die Ausrollgrenze w_P ist der Wassergehalt am Übergang von der steifen (plastischen) zur halbfesten Zustandsform.
- Die Schrumpfgrenze w_S ist der Wassergehalt, ab dem das Volumen der Probe bei weiterer Austrocknung nicht mehr abnimmt.

Zur Bestimmung der Fließgrenze wird das in Bild 7 dargestellte Gerät nach Casagrande verwendet. Der Boden wird so aufbereitet, dass er die Konsistenz einer weichen Paste hat und wird ca. 10 mm dick in die Halbschale gestrichen. In die Probe wird eine Furche gezogen und danach die Halbschale so lange auf und ab bewegt, bis sich die Furche auf einer Länge von 10 mm geschlossen hat. Die Schläge werden gezählt. Dieser Versuch wird mit unterschiedlichen Wassergehalten wiederholt. Die Fließgrenze ist der Wassergehalt, bei dem genau 25 Schläge zum Schließen der 10 mm benötigt werden.



Bild 7: Fließgrenzengerät nach Casagrande

Zur Bestimmung der Ausrollgrenze wird der Boden auf einem Fließpapier so lange gerollt, bis Röllchen mit 3 mm Durchmesser anfangen zu zerbröckeln. In Bild 8 ist ein Gerät zur automatischen Bestimmung der Ausrollgrenze dargestellt. Der Wassergehalt an der Ausrollgrenze ist bei leicht plastischen und organischen Böden oft nur ungenau zu bestimmen. Deshalb sollte in diesen Böden auf eine weitere Auswertung (d.h. die Ableitung von Plastizitäts- und Konsistenzzahl) verzichtet werden.



Bild 8: Gerät zur Bestimmung der Ausrollgrenze

Die Plastizitätszahl I_P ist die Differenz von Fließ- und Ausrollgrenze:

$$I_P = w_L - w_P \quad [1] \quad (12)$$

Der Grad der Plastizität wird nach dem Wassergehalt der Fließgrenze w_L entsprechend DIN 18196 (s. Bild 9) beurteilt:

- leicht plastisch $w_L \leq 35 \%$
- mittel plastisch $35 < w_L \leq 50 \%$
- ausgeprägt plastisch $50 < w_L$

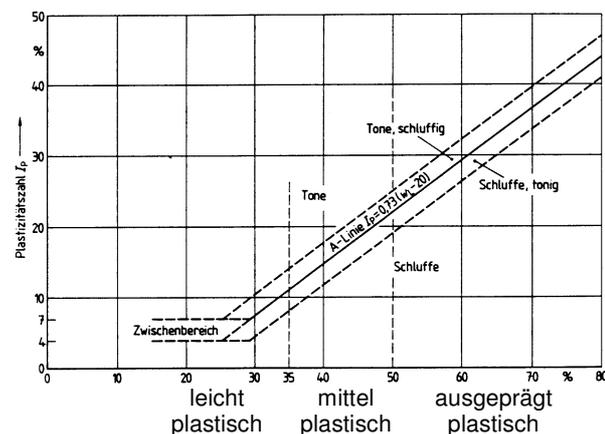


Bild 9: Plastizitätsdiagramm mit Einteilung der Bodengruppen



Formel (13) zeigt die Bestimmung der Konsistenzzahl I_c aus den Atterberg'schen Zustandsgrenzen und Bild 10 erläutert den Zusammenhang zwischen der Konsistenz und der Konsistenzzahl.

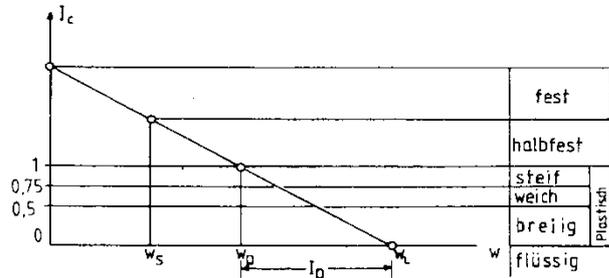


Bild 10: Zusammenhang zwischen Wassergehalt, Konsistenzzahl und Bezeichnung der Konsistenz, nach (Schultze&Muhs, 1967)

$$\text{Konsistenzzahl } I_c = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (13)$$

Die manuelle Bestimmung der Konsistenz erfolgt nach DIN EN ISO 14688-1, Abs. 5.14, im Knetversuch (s. Tabelle 9)

Manuelle Prüfmethode	Benennung der Konsistenz
Boden, der zwischen den Fingern hindurchquillt, wenn er in der Hand gedrückt wird	breiig
Boden, bei dem sich die Faust eindrücken lässt	sehr weich
Boden, bei dem sich der Finger eindrücken lässt	weich
Verformung nur durch Daumendruck	steif
Eindruck nur über Daumnagel	halbfest
Boden, der durch den Daumnagel geritzt werden kann	fest

Tab. 4: Ermittlung der Konsistenz

2.7 undrÄnirierte Scherfestigkeit

Die undrÄnirierte Scherfestigkeit c_u kann einfach mit dem nichtgenormten Taschenpenetrometer (Bild 10) bestimmt werden. Tabelle 8 stellt entsprechend DIN EN ISO 14688-2 die Benennung der Festigkeit bindiger BÖden in AbhÄngigkeit vom c_u -Wert

UndrÄnirierte Scherfestigkeit von Tonen	UndrÄnirierte Scherfestigkeit c_u kPa
Äußerst gering	< 10
sehr gering	10 bis 20
gering	20 bis 40
mittel	40 bis 75
hoch	75 bis 150
sehr hoch	150 bis 300
Äußerst hoch ^{a)}	>300

^{a)} Boden mit einer Scherfestigkeit von > 300 kPa kann sich wie weicher Fels verhalten und sollte wie Fels nach ISO 14 689 beschrieben werden

Tab. 5: UndrÄnirierte Scherfestigkeit von Tonen nach DIN EN ISO 14 688-2



Bild 10: Taschenpenetrometer mit Skalierung

3 Versuche zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von BÖden

3.1 Allgemeines

Aus der Klassifizierung und Charakterisierung des Zustandes von BÖden kÖnnen BerechnungskenngrÖBen als erste Entwurfsgrundlage abgeschÄtzt werden. FÖr fortgeschrittene Planungen und Berechnungen werden dann bodenmechanische Versuche durchgeföhrt, aus denen die Berechnungsparameter ermittelt werden. Nachfolgend sind Laborversuche zur Ermittlung der Festigkeit, siehe Abschn. 3.2, und zum Verformungsverhalten, siehe Abschn. 3.3, erlÄuert.

3.2 Festigkeitsverhalten

3.2.1 Allgemeine Grundlagen

Im Folgenden wird nur von Scherfestigkeit gesprochen. Die reine Druckfestigkeit im Boden ist von untergeordnetem Interesse, da der Boden in den meisten FÄllen unter Scherbeanspruchung versagt. Die Scherfestigkeit eines Bodens ist eine der wichtigsten KenngrÖBen zur Beurteilung der TragfÄhigkeit des Baugrunds. Die ermittelten Scherparameter ϕ' , c' und ggf. c_u finden Eingang in die erdstatischen Berechnungen im Bruchzustand, wie z. B. Grundbruchuntersuchungen, Erddruckberechnungen, GelÄndebruchuntersuchungen usw. Es liegen zu diesem Themengebiet die Normen DIN 18 137 Teil 1 bis Teil 3 vor.



Klassische Grundlage der bodenmechanischen Festigkeitsbetrachtungen ist die Coulombsche Bruchbedingung gem. (14). Bild 11 stellt den Zusammenhang grafisch dar.

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c' \quad (14)$$

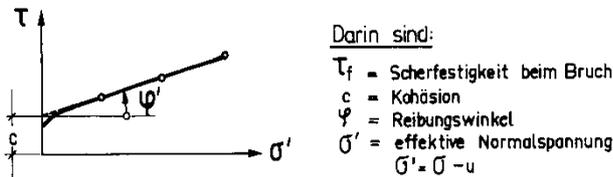


Bild 11: Coulombsche Bruchbedingung

Die Scherfestigkeit ist somit neben der Kohäsion vom Reibungswinkel φ' und der effektiven Normalspannung σ' abhängig. Als effektive Spannung σ' wird die auf das Korngerüst wirkende Normalspannung bezeichnet; das ist die gesamte (totale) Normalspannung σ abzüglich des Porenwasserdrucks u . Die Kohäsion ist insbesondere von der Bodenbeschaffenheit, vom Wassergehalt, von der Vorbelastung, von der Bodenart und der Struktur abhängig.

Um die einzelnen Anteile der Scherfestigkeit eines Bodens abschätzen zu können, werden i. a. Versuche an mehreren gleichwertigen Probekörpern bei verschiedenen Spannungen σ' durchgeführt. Je nach der Versuchsdurchführung und Auswertung können sich unterschiedliche Werte für φ' und c' ergeben. Die Versuchsdurchführung und die Auswahl der Versuche sollten sich an den jeweils vorhandenen Bodenarten sowie an der später zu erwartenden Belastung (Beanspruchung) des Baugrunds durch die Baumaßnahme orientieren. Nachfolgend wird auf die Ermittlung der Scherparameter eingegangen.

3.2.2 Ermittlung der Scherparameter

Nachfolgend sind die unterschiedlichen Versuchsarten zur Ermittlung der Scherparameter von Böden kurz erläutert. Zur Anwendung kommen:

- Dränierter Versuch (D-Versuch):** Bei diesem Versuch kann der Probekörper unbehindert Porenwasser aufnehmen oder abgeben. Durch langsame Versuchsdurchführung wird gewährleistet, dass innerhalb der Probe kein Porenwasserüberdruck wirksam ist. Dieser Versuch kann im Triaxial-, Biaxial- und im Rahmenschergerät ausgeführt werden.
- Konsolidierter, undrännierter Versuch (CU-Versuch):** Zunächst werden die Proben gesättigt und danach konsolidiert. Voraussetzung für diese Versuchsart ist die Porenwasserdruckmessung, so dass aus den aufgebrachtten totalen Spannungen mit dem gemessenen Porenwasserdruck die effektiven Span-

nungen errechnet werden können. Der Austritt und die Aufnahme von Porenwasser werden bei diesem Versuch während des Abscherens verhindert. Hierfür sind Triaxial- und Biaxialgeräte mit Porenwasserdruckmessenrichtung geeignet. Die Versuchszeiten sind relativ kurz.

- Unkonsolidierter, undrännierter Versuch (UU-Versuch):** Der Wassergehalt der Probe bleibt während des gesamten Versuches gleich. Die Probe wird mit verschiedenen Seitendrücken unkonsolidiert belastet und abgescher. Daraus ergeben sich die totalen Spannungen für einen Grenzzustand mit weitgehend konstantem Wassergehalt und schneller Abscherung.

Bild 12 zeigt das Scherverschiebungsverhalten verschiedener Böden und die daraus abzuleitende Scherfestigkeit. Danach kann bei dicht gelagerten nichtbindigen bzw. festen bindigen Böden die Scherfestigkeit nach größeren Scherwegen auf die Restscherfestigkeit abfallen. Zur detaillierten Ermittlung der Scherparameter siehe (Schultze & Muhs 1967), (Das 1997), (v. Soos 1980) und DIN 18 137.

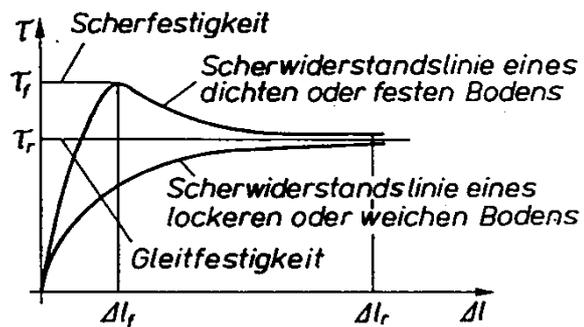


Bild 12: Scherverschiebungsdiagramm verschiedener Böden aus (Kempfert et al. 1998)

Im Folgenden sind die wichtigsten Geräte und Versuchstechniken kurz zusammengefasst.

3.2.3 Rahmenscherversuch

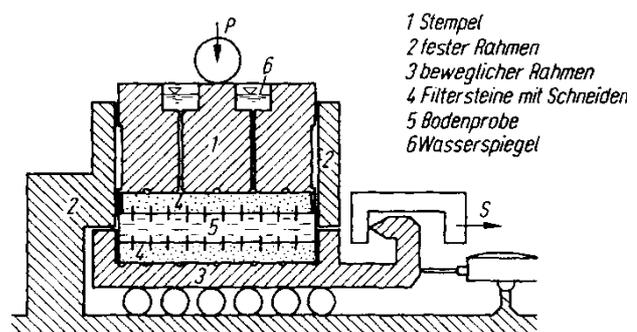


Bild 13: Rahmenschergerät nach (v. Soos 1980)

Der Rahmenscherversuch wird auch als direkter Scherversuch, Kastenscherversuch, einaxialer Scherversuch usw. bezeichnet. Es können runde oder quadratische Proben mit beliebigen Abmessungen geprüft werden. Bild 13 zeigt einen Schnitt durch eine typische Bauart des Rahmenschergeräts.

Der Versuch besteht aus mindestens 3 Einzelversuchen mit unterschiedlicher Auflastspannung (Normalspannung), wobei die Abschergeschwindigkeit so langsam gewählt wird, dass keine wesentlichen Porenwasserüberdrücke auftreten können. Bild 14 zeigt ein typisches Versuchsergebnis.

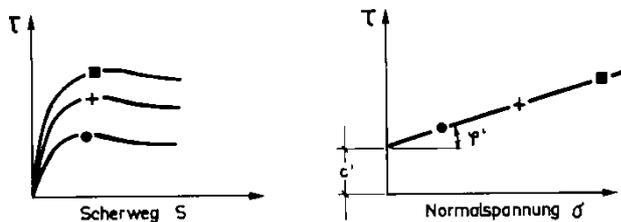


Bild 14: Rahmenschergerät nach (v.Soos 1980)

3.2.4 Triaxialversuch

Beim Triaxialversuch wird die Bodenprobe nicht durch starre Wandungen gestützt, sondern durch waagerechten äußeren Druck, der eingestellt werden kann. Es werden zylindrische Bodenproben, die mit einer Gummihülle überzogen sind, mit einem allseitigen Flüssigkeitsdruck ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) belastet und durch Erhöhung der senkrechten Belastung σ_1 zum Bruch gebracht. Bild 15 zeigt die Probe im Triaxialgerät nach dem Einbau. Die Zelle wird mit Wasser befüllt und dann unter Druck gesetzt. Danach wird die Probe mit Wasser gesättigt, um evtl. noch vorhandene Lufteinschlüsse zu eliminieren. Sättigungsdrücke liegen i.d.R. zwischen 3 kPa und 9 kPa. Im nächsten Schritt wird die Probe konsolidiert, d.h. der Seiten- und Vertikaldruck in der Zelle wird erhöht. Die Randbedingungen der Konsolidation orientieren sich an den Verhältnissen in situ und an den Randbedingungen des Bauwerkes. Grundsätzlich wird in isotrope (Seiten- und Vertikaldruck sind identisch) und anisotrope (Seiten- und Vertikaldruck sind verschieden) Konsolidation unterschieden. Nach der Konsolidation beginnt der eigentliche Belastungsvorgang. Der am häufigsten durchgeführte Triaxialversuch bei der BAW – DH ist der Kompressionsversuch, bei dem die Vertikalspannung erhöht wird. Weiterhin gibt es den Extensionsversuch, bei dem die Vertikalspannung verringert wird.

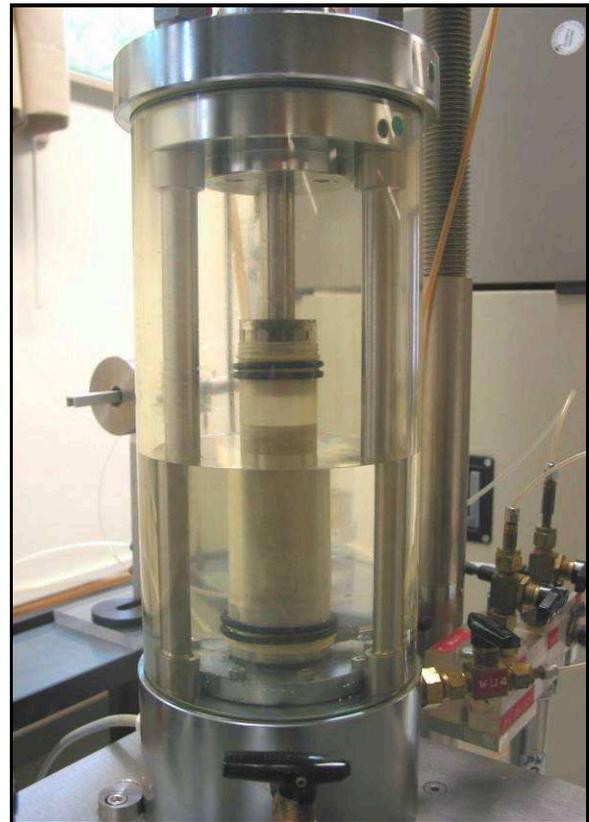


Bild 15: Triaxialprobe in der Zelle (Standard-triaxialgerät der BAW-DH)

Daneben können diese Versuche mit Veränderung der Horizontalspannungen durchgeführt werden und als Versuche, bei denen das Volumen konstant gehalten wird. In Bild 16 ist schematisch eine Triaxialzelle dargestellt.

Zur Ermittlung der Scherparameter ϕ' und c' werden i.a. 3 Einzelversuche mit verschiedenen Seitendrücken $\sigma'_2 = \sigma'_3$ bis zum Bruch durchgeführt. Mit den Einzelergebnissen werden im Mohrschen Diagramm Spannungskreise gezeichnet. Die Tangente an die Kreise gibt die Schergerade, an der die Kohäsion c' und Reibungswinkel ϕ' abgelesen werden.

Porenwasserdruckmessungen sind nahezu bei allen Triaxialgeräten möglich, ebenfalls der Einbau von ungestörten und gestörten, bindigen und nichtbindigen Bodenproben.

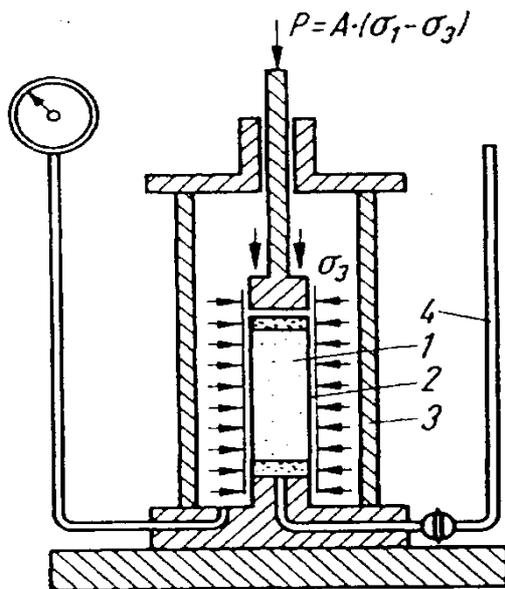


Bild 16: Triaxialzelle nach (v. Soos 1980)

Übliche Probendurchmesser sind 3,5 cm, 5 cm und 10 cm je nach Bodenart und Gehalt an Grobkorn. Die Höhe der Proben beträgt $h \approx 2,0$ bis $2,5$ des Probendurchmessers. Im bodenmechanischen Labor der BAW – DH werden überwiegend bindige Böden untersucht mit den Abmessungen von $d_0 = 3,6$ mm und $h_0 = 89$ mm.

Folgende Versuchstechniken werden angewendet:

- a) D-Versuch (Dränierter Versuch mit $\Delta u = 0$) bei nichtbindigen Böden siehe Bild 17:
 Kohäsion c' ist bei Sand oder Kies nicht vorhanden. Werden geringe c' -Werte erzielt, so handelt es sich z.B. bei feuchtem Sand um eine "scheinbare Kohäsion" infolge Kapillarspannungen. Bei hoher Lagerungsdichte D kann die Scherlinie leicht gekrümmt sein.

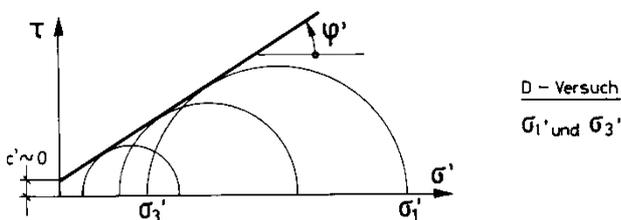


Bild 17: Konsolidierter, dränkter Versuch (D-Versuch) bei nichtbindigen Böden aus (Kempfert et al. 1998)

- b) D-Versuch bzw. CU-Versuch (Dränkter bzw. konsolidiert undränkter Versuch) bei bindigen Böden, siehe Bild 18
- b1) D-Versuch ($\Delta u = 0$). Kein Porenwasserüberdruck, lange Abscherzeiten. Anwendung evtl. bei schluffigen

- gen Sanden und Schluffen mit geringer Plastizität I_p .
- b2) CU-Versuch ($\Delta u \neq 0$). Porenwasserdruckmessung erforderlich. Abscherzeiten erheblich verkürzt. Anwendung bei allen bindigen Böden (Wassersättigung der Proben erforderlich).

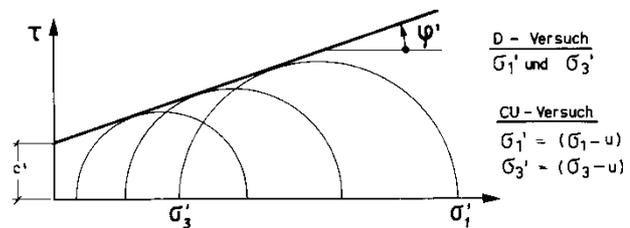


Bild 18: Konsolidierter, dränkter (D-Versuch) bzw. konsolidierter, undränkter (CU-Versuch) Versuch aus (Kempfert et al. 1998)

- c) UU-Versuch (Undränkter Unkonsolidierter Versuch mit $\Delta u \neq 0$) bei wassergesättigten bindigen Böden, siehe Bild 19:

Keine Veränderung des Wassergehalts während des Versuchs. Belastungen werden vom Porenwasser aufgenommen. Ableitung c_u und ϕ_u aus den totalen Spannungen σ . Bei wassergesättigten Tonen $\phi_u \approx 0$. Bei nicht wassergesättigten Böden $\phi_u > 0$. Sehr kurze Abscherzeiten.

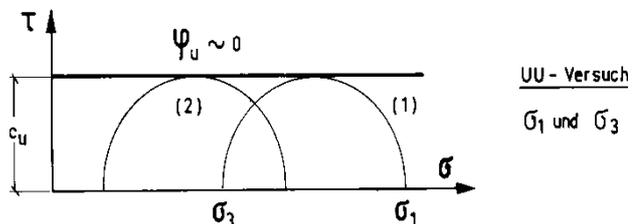


Bild 19: Unkonsolidierter, undränkter (UU-Versuch) Versuch aus (Kempfert et al. 1998)

Mit der klassischen Auswertung der Triaxialversuche im Mohr'schen Diagramm wird das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium mit den Bruchparametern ϕ' und c' ermittelt. Damit können ausschließlich Bruch- bzw. Grenzzustände der Tragfähigkeit abgeschätzt werden. Zu Verformungen kann damit alleine keine Aussage getroffen werden. Wie bereits eingangs erwähnt, sind jedoch in den überwiegenden Fällen Verformungen maßgebend. Bestimmte Verformungsparameter können aus der Auswertung der Spannungs-Verformungs- und Volumen-Dehnungslinien abgeleitet werden. In Bild 20 ist die Versuchsauswertung eines D-Versuches dargestellt. Der Versuch wurden 2-fach entlastet und wiederbelastet, um das Verhalten bei Wiederbelastung abschätzen zu können.

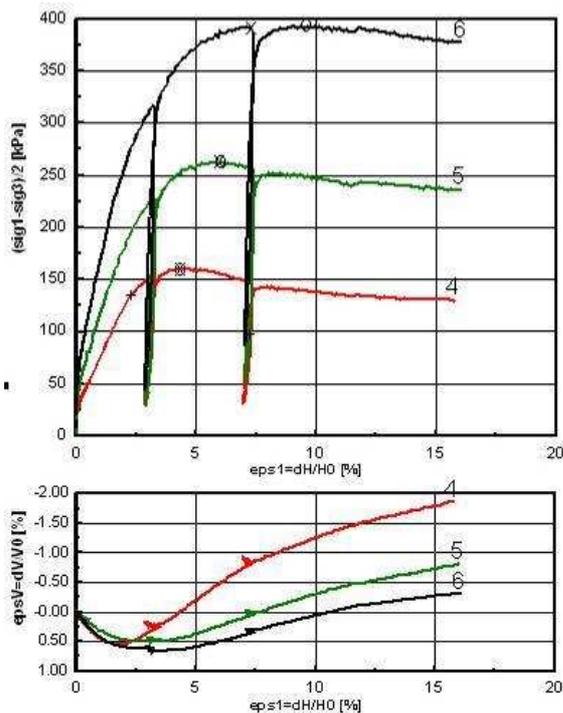


Bild 20: Versuchsergebnisse aus einem drainierten Triaxialversuch, oben) Spannungs-Verformungs-Verlauf, unten) Volumen-Dehnungs-Verlauf

Aus der Spannungs-Verformungslinie, Bild 20 oben, ergeben sich verschiedene Verformungsmoduln für bspw. Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode (Anfangstangentenmodul E_t , Sekantenmodul E_{50} bei 50 % der Bruchspannung etc.). Aus der Volumen-Dehnungslinie, Bild 20 unten, kann abgeschätzt werden, ob sich der Boden dilatant verhält (Volumenvergrößerung unter Scherbeanspruchung, bei Sanden ermittelt) und wie groß sein Dilatanzwinkel ψ ist.

3.2.5 Weitere Versuche zur Bestimmung von c_u

Außer dem bereits genannten UU-Versuch im Dreiaxialgerät zur Bestimmung von c_u und ϕ_u kann der Wert c_u noch durch folgende Versuche an wassergesättigten, bindigen Böden ermittelt werden:

- Flügelscherversuch (Feldversuch) bei sehr weichen Böden nach DIN 4094-4,
- Flügelscherversuch (Labor);
- Einaxialer Druckversuch (Zylinderdruckversuch) nach DIN 18 136
- Fallkegelversuch (Labor und im Feld) in der Vornormung als DIN ISO/TS 17 892-6.

Im Einaxialen Druckversuch gelten die Zusammenhänge nach (15) und (16). Bild 21 zeigt schematisch die Zusammenhänge des Einaxialen Druckversuches.

$$q_u = \sigma_1 = \frac{P}{A} \quad (\text{Maximalwert}) \quad (15)$$

q_u : einaxiale Druckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (16)$$

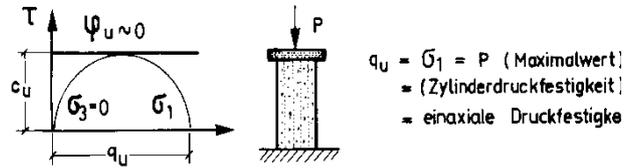


Bild 21: Zusammenhänge beim Einaxialversuch

3.3 Verformungsverhalten von Böden

3.3.1 Kenngrößen

Die Kenngrößen des Verformungsverhaltens werden in erster Linie für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit benötigt, die überwiegend von Verformungen und nicht von der Grenztragfähigkeit abhängt. I. d. R. wird zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Böden die Elastizitätstheorie zugrunde gelegt; dabei ist der Elastizitätsmodul E als elastische Stoffkenngröße (Verformungsparameter) anzusetzen. In der Bodenmechanik werden aufgrund der Belastungsrandbedingungen siehe Bild 22 bzw. der zur Verfügung stehenden Versuchstechniken folgende elastische Stoffkenngrößen verwendet:

- Anfangselastizitätsmodul E_u aus dem einaxialen Druckversuch (Zylinderdruckversuch). E_u ist ein Elastizitätsmodul ohne behinderte Seitendehnung ($\nu > 0$) siehe (Schultze/Muhs 1967) und (Schultze 1980).
- Stifemodul E_s aus dem Kompressionsversuch nach DIN 18 135 Entwurf. E_s ist ein Elastizitätsmodul mit verhinderter Seitendehnung ($\epsilon_y = \epsilon_z = 0$).
- Verformungsmodul E_v aus dem Plattendruckversuch E_v ist ein Elastizitätsmodul mit teilweise behinderter Seitendehnung ($\nu > 0$).
- Mittlerer Zusammendrückungsmodul E_m ($\nu > 0$), der dem Verformungsmodul wesensgleich ist, wobei jedoch bei seiner Anwendung der Einfluss der Fundamentabmessungen und die Grundlagen des Verfahrens, nach dem er ermittelt wurde, zu berücksichtigen sind. Häufig wird er auch aus Setzungsmessungen zurückgerechnet.

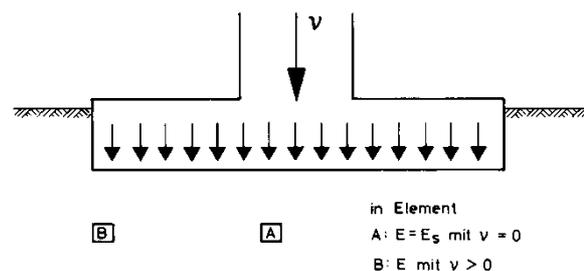


Bild 22: Modellvorstellung zur Belastung von Bodenelementen unter einem Fundament; $\nu =$ Querdehnungszahl nach Kempfert et al. 1998

Es gilt im Allgemeinen:

$$E_s > E_v > E_u$$

Für weiterreichende Untersuchungen kann es im Einzelfall sinnvoll sein, die Verformungsparameter aus Triaxialversuchen zu bestimmen.

3.3.2 Eindimensionaler Kompressionsversuch (KD-Versuch), DIN 18 135 im Entwurf

Der Kompressionsversuch wird im sogenannten Oedometergerät (KD-Gerät) durchgeführt. Im eindimensionalen Kompressionsversuch wird eine zylindrische Probe vertikal belastet und entlastet. Die infolge von Belastungsänderungen, Konsolidations- und Schwellungsvorgängen auftretenden, axialen Verformungen werden dabei gemessen. Radiale Verformungen werden durch den Einbau der Probe in einem starren Ring verhindert. Der Versuch zur Bestimmung des Konsolidationsverhaltens wird in DIN 18 135 (derzeit im Entwurf) geregelt.

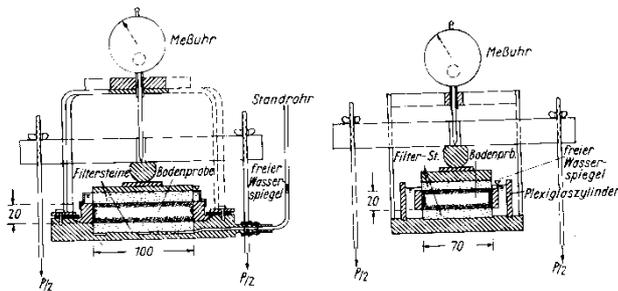


Bild 23: KD-Versuchszelle; a) mit festem Ring; b) mit schwebendem Ring nach (v. Soos 1980)

Aus einer aus dem Baugrund entnommenen Sonderprobe wird mittels Ausstechzylinder der Probekörper ausgestochen. Der Probekörper hat 70 bis 100 mm Durchmesser und 14 bis 20 mm Höhe und wird in das KD-Gerät eingebaut. Das Verhältnis von Höhe zu Durchmesser (ca. 1:5) ist nach vergleichenden Versuchen ein Kompromiss, um die Fehler aus Wandreibung, unebenen Oberflächen und nicht sattem Anliegen der Probe an der Seitenwand zu minimieren, siehe (Muhs&Kany). Die Last wird über eine Kopfplatte in Stufen aufgebracht. Dadurch wird der Probe ein einaxialer Verformungszustand aufgezwungen (Querdehnung wird verhindert). Dieser Zustand ist in der Natur vergleichbar bei ausgedehnten Flächenlasten bzw. im Zentrum unter Fundamenten gegeben, siehe Bild 22. Bei begrenzten Lastflächen und setzungsempfindlichen Böden (z.B. Dämme auf weichem Untergrund) kann es zu volumenkonstanten Schubverformungen kommen, die durch den Kompressionsversuch nicht zutreffend simuliert werden.

Bild 23 zeigt Oedometerzellen als Schemadarstellung nach (v. Soos 1980), Bild 24 eine Zelle des KD-Standes

des bodenmechanischen Labors der BAW-Hamburg, und in Bild 25 ist der Versuchsstand abgebildet.



Bild 24: Oedometerzelle des bodenmechanischen Labors der BAW Hamburg

Es können beliebig große Probekörper getestet werden, wobei das Verhältnis von Probenhöhe zu Probendurchmesser 1:5 nicht unterschreiten sollten. Übliche Probendurchmesser für norddeutsche Böden sind 7 cm und 10 cm je nach Bodenart und Gehalt an Grobkorn.

Gemessen wird aus jeder Laststufe das Abklingen der Zeitsetzung, siehe Bild 26, bis zum Erreichen der Endsetzung Δh (Konsolidation). Durch Bezug auf die Ausgangshöhe h_a erhält man die prozentuale Setzung s' , die "bezogene Setzung" genannt wird und eine Stauchung ϵ darstellt.



Bild 25: automatisierter KD-Stand des bodenmechanischen Labors der BAW-Hamburg



Trägt man für den Endzustand einer jeden Belastungsstufe die bezogene Setzung $\varepsilon = s' = \Delta h/h_a$ oder die Porenzahl e in Abhängigkeit von der Belastungsspannung auf, so ergibt sich ein Druck-Setzungs-Diagramm bzw. das Druck-Porenzahl-Diagramm. Dieser Vorgang ist in Bild 26 schematisch dargestellt.

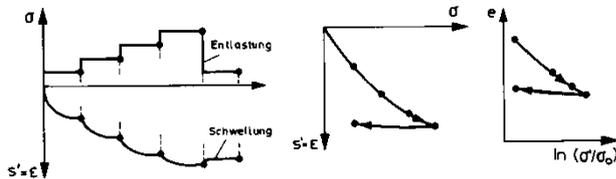


Bild 26: a) Last (Druck)-Zeit- und Zeit-Setzungs-Diagramm; b) Druck-Setzungs-Diagramm; c) Druck-Porenzahl-Diagramm ($\sigma_0 =$ beliebige Bezugsspannung, z.B. $\sigma_0 = 1 \text{ bar} = 100 \text{ kN/m}^2$)

Je nach Bodenart können Ent- oder Wiederbelastungsstufen eingeschaltet werden, die die natürlichen Belastungszustände des Baugrunds nachbilden können.

Als Beispiel zeigt Bild 27 das Versuchsergebnis der Erstbelastung an einem weichen bindigen Boden.

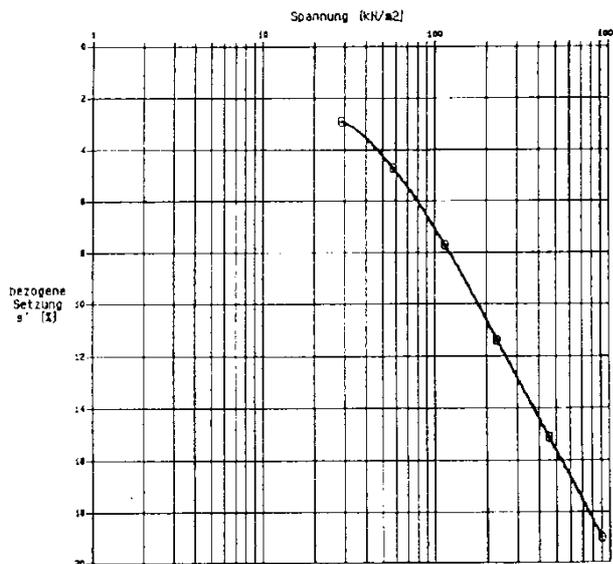


Bild 27: Beispiel einer Drucksetzungsline im halblogarithmischen Maßstab

Der Steifemodul E_s [MN/m^2] ergibt sich als Neigung der Sehne über dem betrachteten Lastbereich siehe (17).

$$E_s = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta s'} \quad (17)$$

Häufig werden maßgebliche Steifemoduln aus dem Versuch für zusammengefasste Spannungsbereiche angegeben. Zur Ermittlung von E_{si} werden bei der BAW-Hamburg die Ergebnisse von KD-Versuchen in Vertikalspannungsbereiche von:

- $\sigma_{\text{Vertikal}} = 32 - 64 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{Vertikal}} = 64 - 127 \text{ kN/m}^2$,
- $\sigma_{\text{Vertikal}} = 127 - 255 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{Vertikal}} = 255 - 510 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{Vertikal}} = 510 - 1019 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{Vertikal}} = 1019 - 2038 \text{ kN/m}^2$,

eingeteilt. Ggf. empfiehlt es sich, die Ergebnisse in einem Druck-Steifemodul-Diagramm aufzutragen, aus dem der Steifemodul spannungsabhängig unmittelbar für die Setzungsberechnungen entnommen werden kann. Dabei ist der maßgebliche Steifemodul folgendermaßen zu ermitteln:

- a) aus dem Druck-Setzungs-Diagramm im Spannungsbereich (Sekantenmodul)

$$\sigma_{ii} + \Delta \sigma_z \quad (18)$$

- b) aus dem Druck-Steifemodul-Diagramm für eine Spannung

$$\sigma_{ii} + 0,5 \cdot \Delta \sigma \quad (19)$$

dabei ist σ_{ii} die Überlagerungsspannung $= \gamma(d+z_i)$. $\Delta \sigma$ berechnet sich mit $\Delta \sigma = \Delta \sigma_z' - \gamma \cdot d$ mit:
 $d =$ Aushubtiefe,
 $z_i =$ Laufordinate ab Gründungssohle

Der Steifemodul wächst mit σ_{Vertikal} an. Die Berücksichtigung dieser Spannungsabhängigkeit kann durch die empirische Beziehung von (Ohde 1939) (20) erfasst werden.

$$E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_{at}} \right)^{w_e} \quad (20)$$

- mit: v_e Steifebeiwert
 w_e Steifeexponent
 σ_{at} atmosphärischer Druck

Neben der vorstehend beschriebenen Darstellung kann auch eine Behandlung nach Bild 28 über das Druck-Porenzahl-Diagramm erfolgen, was (Terzaghi 1940) vorgeschlagen hat. Die dabei anzuwendenden Gleichungen sind nachfolgend zusammengestellt. Dafür wird zunächst die Bezugs- bzw. Anfangsporenzahl e_0 der im KD-Gerät untersuchten Probe benötigt.

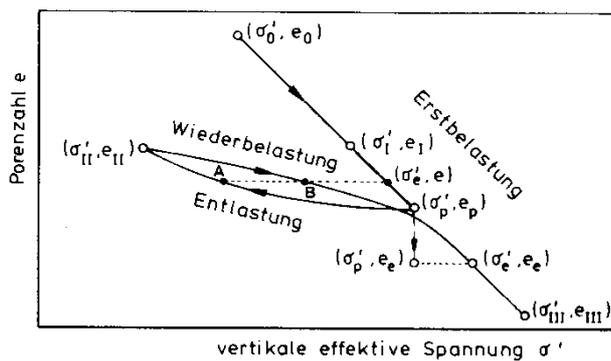


Bild 28: Druck-Porenzahl-Diagramm mit Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungs-ästen aus (Scherzinger 1991)

4 Geohydraulische Eigenschaften von Böden

Wasser im Untergrund hat verschiedene Erscheinungsformen, die nachfolgend erläutert und in Bild 29 dargestellt sind:

- Sickerwasser, welches von der Geländeoberfläche in den Untergrund versickert. Wenn sich dieses Wasser auf einer undurchlässigen Schicht staut, spricht man von Schichtwasser;
- Haftwasser, das infolge von Oberflächenspannungen auf den Körnern haftet. Besonders ausgeprägt in den Porenwinkeln (Porenwinkelwasser);
- Absorbiertes Wasser an der Mineralkörneroberfläche. Man nennt dieses Wasser auch hygroscopisch gebundenes Wasser;
- Kapillarwasser: Der Kapillarwasserbereich wird auch als Kapillarsaum bezeichnet. In diesem Bereich werden Zugspannungen an den Menisken als Druck auf die Bodenkörner übertragen. Man spricht dort von Kapillardruck $\sigma_k = \gamma_w \cdot h_k$ als Zusatzspannungen auf den Boden;
- Grundwasser, das die Hohlräume des Untergrunds zusammenhängend ausfüllt. Echtes Grundwasser "trägt sich selber".

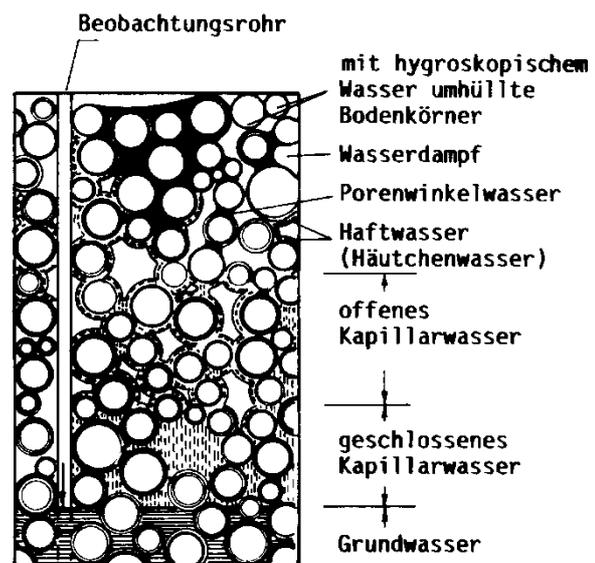


Bild 29: Erscheinungsformen des Wassers im Untergrund nach Zunker, F. (1930)

Der Bereich des offenen und geschlossenen Kapillarwassers wird auch als kapillare Steighöhe des Bodens bezeichnet und ist abhängig von der Größe und der Verteilung der Poren. Für praktische Fälle muss unterschieden werden in:

- Passive kapillare Steighöhe h_{kp} : das ist die Höhe, auf der das Kapillarwasser bei sinkendem Wasserspiegel gehalten wird. Nach *Fecker&Reik (1987)* und *Voth (1978)* sind folgende Größenordnungen zu erwarten:

• Mittel- bis Grobkies	$h_{kp} \approx 0,05 \text{ m}$
• Kiessand	$h_{kp} \leq 0,2 \text{ m}$
• Grobsand/schluffiger Kies	$h_{kp} \leq 0,5 \text{ m}$
• Fein- bis Mittelsand	$h_{kp} \leq 1,5 \text{ m}$
• Schluff	$h_{kp} \leq 15 \text{ m}$
• Ton	$h_{kp} \leq 50 \text{ m}$
- Aktive kapillare Steighöhe h_{ka} : Höhe, zu der das Wasser von unten aufsteigt. h_{ka} ist im Allgemeinen geringer als h_{kp} und stark abhängig von dem Wassersättigungsgrad der Poren des Bodens. Bei feuchten Böden ist sie geringer als bei trockenen Böden.

Zur Beschreibung der geohydraulischen Eigenschaften wird der Durchlässigkeitsbeiwert k (teilweise auch mit k_f bezeichnet) definiert. Versuchstechnisch kann der k -Wert im Feld durch Pumpversuche oder im Labor an Bodenproben bestimmt werden. Die Laborversuche sind in DIN 18 130 geregelt. Dabei geht es im Wesentlichen darum, eine Bodenprobe mit einem konstanten oder veränderlichen hydraulischen Gradienten zu durchströmen. Es wird zwischen Versuchen mit konstantem hydraulischem und veränderlichem hydraulischem Gradienten unterschieden. Bild 30 zeigt als Beispiel eine Versuchsanordnung.

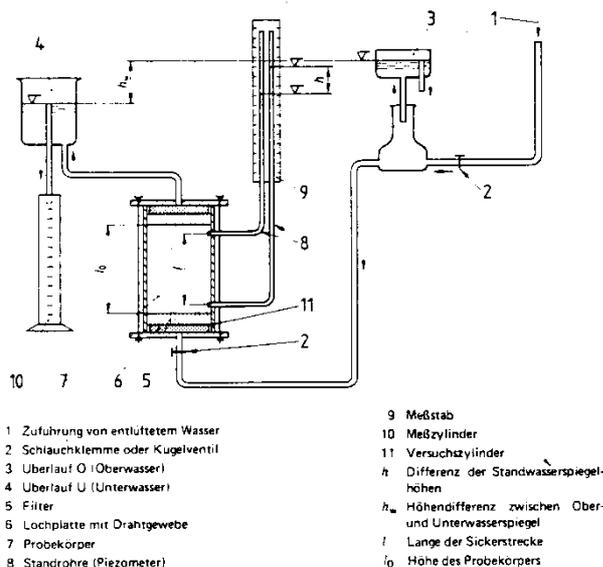


Bild 30: Durchlässigkeitsversuch für nichtbindige Böden mit konstantem hydraulischen Gefälle aus DIN 18 130

Für nichtbindige Böden kann der k -Wert auch näherungsweise aus der Kornverteilung abgeleitet werden. *Hazen/Beyer (1964)* geben dafür Formel (21) an, wobei sich der k -Wert in cm/s ergibt:

$$k = 55 + \frac{268}{U + 3,4} \cdot (d_{10})^2 \quad (\text{cm/s}) \quad (21)$$

Literatur

BEYER, W. (1964): ZUR BESTIMMUNG DER WASSERDURCHLÄSSIGKEIT IN KIESEN UND SANDEN AUS DER KORNVORTEILUNG, WASSERWIRTSCHAFT-WASSERTECHNIK

DAS, B. (1997): ADVANCED SOIL MECHANICS, SECOND EDITION, TAYLOR & FRANCIS, WASHINGTON, USA

HEAD, K.H. (1992): MANUAL OF SOIL LABORATORY TESTING, VOLUME 1, SOIL CLASSIFICATION AND COMPACTION TESTS, PENTECH PRESS, LONDON.

HEAD, K.H. (1994): MANUAL OF SOIL LABORATORY TESTING, VOLUME 2, PERMEABILITY, SHEAR STRENGTH AND COMPRESSIBILITY TESTS, HALSTED PRESS; IMPRINT OF JOHN WILEY&SONS, NEW YORK.

KEMPFFERT, H.-G., HU, Y., OTT, E., RAITHEL, M. (1998): BODENMECHANIK II, BAND 2, 1. AUFLAGE, EIGENVERLAG, KASSEL

KÉZDI, A. (1969): HANDBUCH DER BODENMECHANIK, BODENPHYSIK, BAND I, VEB-VERLAG, BERLIN

KÉZDI, A. (1969): HANDBUCH DER BODENMECHANIK, BODENPHYSIK, BAND II, VEB-VERLAG, BERLIN

KÉZDI, A. (1969): HANDBUCH DER BODENMECHANIK, BODENMECHANISCHES VERSUCHSWESEN, BAND III, VEB-VERLAG, BERLIN

KOLYMBAS, D. (1998): GEOTECHNIK – BODENMECHANIK UND GRUNDBAU, SPRINGER-VERLAG BERLIN HEIDELBERG

MANECKE, H.-J. (1997): IN GRUNDLAGEN DER PRAKTISCHEN FORMATION U. DOKUMENTATION, 4. AUSG., S. 141, SAUR, MÜNCHEN

MUHS, H., KANY, M.: EINFLUSS DER FEHLERQUELLEN BEI KOMPRESSIVVERSUCHEN, FORTSCHRITT UND FORSCHUNG IM BAUWESEN, REIHE D, HEFT 17, STUTTGART

OHDE, J. (1939): ZUR THEORIE DER DRUCKVERTEILUNG IM BAUGRUND, DER BAUINGENIEUR, HEFT 20, BERLIN

SCHERZINGER, T. (1991): MATERIALVERHALTEN VON SEETONEN – ERGEBNISSE VON LABORUNTERSUCHUNGEN UND IHRE BEDEUTUNG FÜR DAS BAUWESEN. VERÖFFENTLICHUNGEN DES INSTITUTES FÜR BODENMECHANIK UND FELSMECHANIK DER UNIVERSITÄT KARLSRUHE, HEFT 2

SCHULTZE, E. (1980): SETZUNGEN, IN: GRUNDBAUTASCHENBUCH 3. AUFLAGE, TEIL E, ERNST&SOHN, BERLIN

SCHULTZE, E. & MUHS, H. (1967): BODENUNTERSUCHUNGEN FÜR INGENIEURBAUTEN, SPRINGER-VERLAG, BERLIN/HEIDELBERG/NEW YORK

TERZAGHI, K.V. (1940): THEORETICAL SOIL MECHANICS, WILEY AND SONS, NEW YORK

RIZKALLAH, V. (1974): EINFÜHRUNG IN DIE PRAKTISCHE BODENMECHANIK, TU HANNOVER, EIGENVERLAG

ZUNKER, F. (1930): DAS VERHALTEN DES BODENS ZUM WASSER, IN HANDBUCH DER BODENLEHRE BAND VI, SPRINGER, BERLIN

DIN Normen

DIN 4020: GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN FÜR BAUTECHNISCHE ZWECKE - ERGÄNZENDE REGELUNGEN ZU DIN EN 1997-2, DEZEMBER 2010

DIN EN ISO 14 688-1: GEOTECHNISCHE ERKUNDUNG UND UNTERSUCHUNG – BENENNUNG, BESCHREIBUNG UND KLASSTIFIZIERUNG VON BODEN – TEIL 1: BENENNUNG UND BESCHREIBUNG (ISO 14 688-1:2002); DEZEMBER 2013

DIN EN ISO 14 688-2: GEOTECHNISCHE ERKUNDUNG UND UNTERSUCHUNG – BENENNUNG, BESCHREIBUNG UND KLASSTIFIZIERUNG VON BODEN – TEIL 2: GRUNDLAGEN FÜR BODENKLASSIFIZIERUNG (ISO 14 688-2:2004); DEZEMBER 2013

DIN EN ISO 14 689-1: GEOTECHNISCHE ERKUNDUNG UND UNTERSUCHUNG – BENENNUNG, BESCHREIBUNG UND KLASSTIFIZIERUNG VON FELS – TEIL 1: BENENNUNG UND BESCHREIBUNG (ISO 14689-1:2003); JUNI 2006

DIN ISO/TS 17 892-6: VORNORM, GEOTECHNISCHE ERKUNDUNG UND UNTERSUCHUNG – LABORVERSUCHE AN BODENPROBEN – TEIL 6 FALLKEGELVERSUCH (ISO/TS 17 892-6:2004); JANUAR 2005

DIN 18 121 – 1: UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - WASSERGEHALT - TEIL 1: BESTIMMUNG DURCH OFENTROCKNUNG, APRIL 1998



DIN 18 122 – 1: UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - ZUSTANDSGRENZEN (KONSISTENZGRENZEN), JULI 1997

DIN 18 123: BAUGRUND, UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DER KORNGRÖßENVERTEILUNG; APRIL 2011

DIN 18 124: BAUGRUND, UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DER KORNDICHTE - KAPILLARPYKNOMETER, WEITHALSPYKNOMETER; APRIL 2011

DIN 18 125: BAUGRUND, UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DER DICHTEN DES BODENS - TEIL 1: LABORVERSUCHE; JULI 2010

DIN 18 126: BESTIMMUNG DER DICHTEN NICHTBINDIGER BÖDEN BEI LOCKERSTER UND DICHTER LAGERUNG; NOVEMBER 1996

DIN 18 128: BAUGRUND - UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DES GLÜHVERLUSTES , DEZEMBER 2002

DIN 18 129: BAUGRUND - UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - KALKGEHALTSBESTIMMUNG; JULI 2011

DIN 18 130: BAUGRUND - UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DER WASSERDURCHLÄSSIGKEIT, APRIL 2012

DIN 18 132: BAUGRUND - UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DES WASSERAUFNAHMEVERMÖGENS; DEZEMBER 1995

DIN 18 135: BAUGRUND - UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - EINDIMENSIONALER KOMPRESSIONSVERSUCH; APRIL 2012

DIN 18 137 – 1: BAUGRUND, UNTERSUCHUNG VON BODENPROBEN - BESTIMMUNG DER SCHERFESTIGKEIT - ; JULI 2010
BAUGRUND, UNTERSUCHUNG VON BODENPROBE

DIN 18 196 – BODENKLASSIFIKATION FÜR BAUTECHNISCHE ZWECKE, MAI 2011

DIN 18 300: VOB VERGABE- UND VERTRAGSORDNUNG FÜR BAULEISTUNGEN - TEIL C: ALLGEMEINE TECHNISCHE VERTRAGSBEDINGUNGEN FÜR BAULEISTUNGEN (ATV) – ERDARBEITEN, SEPTEMBER 2012

DIN 18 301: VOB VERGABE- UND VERTRAGSORDNUNG FÜR BAULEISTUNGEN - TEIL C: ALLGEMEINE TECHNISCHE VERTRAGSBEDINGUNGEN FÜR BAULEISTUNGEN (ATV) - BOHRARBEITEN, SEPTEMBER 2012

DIN 18 302: VOB VERGABE- UND VERTRAGSORDNUNG FÜR BAULEISTUNGEN - TEIL C: ALLGEMEINE TECHNISCHE VERTRAGSBEDINGUNGEN FÜR BAULEISTUNGEN (ATV) - ARBEITEN ZUM AUSBAU VON BOHRUNGEN, SEPTEMBER 2012

DIN 18 311: NASSBAGGERARBEITEN, IN: VERDINGUNGSORDNUNG FÜR BAULEISTUNGEN (VOB), TEIL C: ALLGEMEINE TECHNISCHE VERTRAGSBEDINGUNGEN FÜR BAULEISTUNGEN (ATV) , SEPTEMBER 2012