

Hans-Jürgen Lang · Jachen Huder · Peter Amann · Alexander M. Puzrin

Bodenmechanik und Grundbau

Hans-Jürgen Lang · Jachen Huder
Peter Amann · Alexander M. Puzrin

Bodenmechanik und Grundbau

Das Verhalten von Böden und Fels
und die wichtigsten
grundbaulichen Konzepte

8., ergänzte Auflage

Mit 364 Abbildungen und 42 Tabellen

 Springer

Prof. Hans-Jürgen Lang
Weidstr. 20
8103 Unterengstringen
Switzerland

Prof. Dr. Jachen Huder
Greifenseestr. 31
8603 Schwerzenbach
Switzerland

Prof. Dr.-Ing. Peter Amann
Am Stettbach 11
64367 Mühlthal
Germany
prof.amann@t-online.de

Prof. Dr. Alexander M. Puzrin
ETH Zürich
Institut für Geotechnik
Wolfgang-Pauli-Strasse 15
8093 Zürich
Switzerland
alexander.puzrin@igt.baug.ethz.ch

Bibliografische Information der Deutschen Bibliothek
Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet
über <<http://dnb.ddb.de>> abrufbar.

ISBN 978-3-540-34331-8 Springer Berlin Heidelberg New York

ISBN 3-540-43815-7 7. Aufl. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York

Dieses Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung, des Nachdrucks, des Vortrags, der Entnahme von Abbildungen und Tabellen, der Funksendung, der Mikroverfilmung oder der Vervielfältigung auf anderen Wegen und der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten. Eine Vervielfältigung dieses Werkes oder von Teilen dieses Werkes ist auch im Einzelfall nur in den Grenzen der gesetzlichen Bestimmungen des Urheberrechtsgesetzes der Bundesrepublik Deutschland vom 9. September 1965 in der jeweils geltenden Fassung zulässig. Sie ist grundsätzlich vergütungspflichtig. Zuwiderhandlungen unterliegen den Strafbestimmungen des Urheberrechtsgesetzes.

Springer ist ein Unternehmen von Springer Science+Business Media
springer.de

© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1982, 1984, 1985, 1990, 1994, 1996, 2003 und 2007

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in diesem Werk berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Satz und Herstellung: LE- \TeX Jelonek, Schmidt & Vöckler GbR, Leipzig, Germany
Einbandgestaltung: WMXDesign GmbH, Heidelberg
68/3100YL - 5 4 3 2 1 - Gedruckt auf säurefreiem Papier

Vorwort zur achten Auflage

Die vorliegende 8. Auflage unterscheidet sich von der 7. Auflage von 2002 neben der Bereinigung von Unstimmigkeiten vor allem durch die Überarbeitung des Kapitels 9 „Stabilitätsprobleme“. Anlass zu dieser Überarbeitung war nicht zuletzt der inzwischen stattgefundene Generationenwechsel in der Autorenschaft. Für die Lösung der Stabilitätsprobleme wurde neu die Behandlung als unterer und oberer Grenzwert nach den Näherungsmethoden der Plastizitätstheorie aufgenommen. Dabei wurde Wert auf die Beibehaltung des Grundkonzepts, nämlich der Beachtung der Genauigkeit des System-Modells und des Rechen-Modells im Hinblick auf die praktische Anwendung im Grundbau gelegt (vgl. Vorwort zur 1. Auflage 1982). Weiter wurden die Gemeinsamkeiten der Stabilitätsprobleme, nämlich die Art des Bruches (Scherbruch), der Bruchmechanismus und die Wirkung des Grundwassers zusammen mit der Unterscheidung von Beanspruchung und Festigkeit stärker hervorgehoben. Mit den eingebrachten Ergänzungen musste die Nummerierung des Kapitels 9 nahezu vollständig geändert werden. Der Inhalt des Buches ist nach Ansicht der Autoren nach wie vor das Grundwissen in Bodenmechanik und Grundbau, das ein universitär diplomierter Ingenieur unabhängig von den Veränderungen der Studienstufen und Bezeichnung der Abschlüsse beherrschen sollte. Das Buch ist in den Prüfungen an der ETH-Zürich als Lösungshilfe zugelassen. In der Oberstufe dient es als Nachschlagwerk und wird durch zusätzliche Umdrucke zu aktuellen Themen und Forschungsergebnissen ergänzt. An dieser Stelle sei all jenen gedankt, die bei der Überarbeitung mitgewirkt haben, insbesondere Herrn Prof. Puzrin für seine Anregungen und Mitarbeit, Herrn Dipl.-Ing. ETH Ivo Sterba und Frau Dr. Sophie Messerklinger für die Überarbeitung der Ergänzungen und Korrekturen. Frau Mengia Amberg und Frau Esther Schilling sei für die Ausführung der Zeichnungen und des Manuskriptes gedankt.

Zürich, im Mai 2006

H.-J. Lang · J. Huder · P. Amann · A. Puzrin

Vorwort zur siebten Auflage

Die vorliegende 7. Auflage unterscheidet sich von der 6. Auflage von 1996 neben der Bereinigung von Unstimmigkeiten vor allem durch die Aufnahme zusätzlicher Abschnitte zur Wasserhaltung (Kapitel 7.2 und 7.11) und die vollständige Neufassung des Abschnittes 14.5 zu den allgemeinen Randbedingungen des aktiven und passiven Erddruckes. Durch Letzteres konnten die Tabellen I bis K entfallen, weil die Berechnung von Erddruckbeiwerten aus den angegebenen Gleichungen leicht über die handelsüblichen Taschenrechner bewerkstelligt werden kann. Die Sammlung von Anwendungs- und Berechnungsbeispielen wurden dementsprechend ergänzt und ein weiteres zur Stabilität einer Felsböschung hinzugefügt. Die Ergänzungen entstammen der Projekterfahrung der Autoren und wurden für den Abdruck vereinfacht, wobei im Unterricht auf die Gesamtproblematik ausführlich eingegangen wird. Schliesslich wurden aus pädagogischen Gründen diejenigen Textstellen stärker gekennzeichnet, bei denen die im Bauwesen Tätigen von sich aus zwischen totalen und effektiven Spannungen zu unterscheiden wissen. Diese Unterscheidung wird bekanntlich in der Praxis (und teilweise auch im Buch) aus Gründen der Vereinfachung nicht immer konsequent durchgeführt.

Das Buch wird für den Unterricht in der Grundstufe eingesetzt und ist in den Prüfungen an der ETH als Lösungshilfe zugelassen. In der Oberstufe dient es als Nachschlagwerk und wird durch zusätzliche Umdrucke zu aktuellen Themen ergänzt.

An dieser Stelle sei all jenen gedankt, die bei der Überarbeitung mitgewirkt haben, insbesondere Frau Prof. Springman für ihre Anregungen und den Herren Prof. Felix Bucher, Dr. Markus von Moos und Dipl.-Ing. Carlo Scapozza für die Überarbeitung der Ergänzungen und Korrekturen. Frau Mengia Amberg und Frau Monica Dekanovsky sei für die Ausführung der Zeichnungen und des Manuskriptes gedankt.

Zürich, im August 2002

H.-J. Lang · J. Huder · P. Amann

Vorwort zur sechsten Auflage

Die vorliegende 6. Auflage unterscheidet sich gegenüber der 5. Auflage von 1994 neben der Bereinigung von Unstimmigkeiten hauptsächlich durch die Aufnahme von zwei neuen Kapiteln.

Das neue Kapitel 16 „Boden und Fels“ enthält eine Einführung, die den Studierenden des Bauingenieurwesens an der ETH Zürich im Rahmen der Vorlesung „Grundlagen Bodenmechanik/Grundbau II“ (4. Semester) als Vorbereitung auf die weiterführenden Lehrveranstaltungen über Felsmechanik/Felsbau sowie Grund- und Felsbau gegeben wird. Zweck dieser Vorbereitung ist es vor allem, die engen Bezüge zwischen der Behandlung von Problemen grund- und felsbaulicher Art aufzuzeigen, aber auch die Besonderheiten von Fels gegenüber den Lockergesteinen herauszustellen.

Das neue Kapitel 17 „Beispiele“ soll es den Studierenden des 3. und 4. Semesters erleichtern, die in den Kapiteln 1 bis 14 dargestellten Sachverhalte zu verstehen. Dies soll durch Beispiele erreicht werden, in denen bestimmte Überlegungen (auch zahlenmässig) besprochen werden. Der Sinn besteht vor allem auch darin, dass die Studierenden in nachvollziehbarer Art eigene Überlegungen kontrollieren können. Das Kapitel 17 ersetzt Unterlagen, die bisher separat zu den Lehrveranstaltungen „Grundlagen Bodenmechanik/Grundbau I und II“ abgegeben wurden. Klar ist, dass solche Beispiele bei grundbaulichen Fragen durchaus auch problematisch sein können, weil es im Rahmen eines Lehrbuches weder möglich noch sinnvoll ist, auf alle denkbaren Verzweigungen der behandelten Sachverhalte einzugehen. Die Autoren verweisen deshalb ausdrücklich auf den Abschnitt 17.0 „Einführung“.

Zürich, im Februar 1996

H.-J. Lang · J. Huder · P. Amann

Vorwort zur ersten Auflage

Das vorliegende Buch entspricht im Wesentlichen, jedoch mit einigen Ergänzungen, den Vorlesungen über Bodenmechanik und Grundbau im Grundstudium der Abteilung für Bauingenieurwesen und teilweise auch derjenigen für Kulturtechnik der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich (ETHZ), wie sie von Lang gehalten werden. Diese Lehrveranstaltungen haben im Laufe der Zeit die üblichen Wandlungen erfahren, bis die hier vorliegende Konzeption eines Grundkurses Bodenmechanik/Grundbau entstanden war. Diese Lehrveranstaltungen sind mit insgesamt 144 Stunden Vorlesungen und Übungen dotiert. Da der Schwerpunkt der Vorlesungen schon im 3. und 4. Semester liegt, sind die voraussetzbaren Grundlagen eingeschränkt, was sich in der Behandlung des Stoffes widerspiegelt. Die Autoren betrachten diesen Grundkurs als diejenige Basisinformation über das Verhalten von Böden und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, welche an alle Studierenden des Bauingenieurwesens und womöglich auch der Kulturtechnik herangetragen werden sollte. Davon unberührt bleiben selbstverständlich weiterführende Lehrveranstaltungen im Vertiefungsstudium.

Die Begriffe Bodenmechanik und Grundbau sind untrennbar, und es erscheint nicht sinnvoll, eine gegenseitige Abgrenzung suchen zu wollen. Der Grundkurs soll es ermöglichen, den Studierenden an folgende Ziele zu führen:

- die grundsätzlichen Folgen von Eingriffen in den Boden zu erkennen,
- die wichtigsten bodenmechanisch/grundbaulichen Konzepte zu verstehen,
- die Probleme dort zu erkennen, wo sie mit ihrem Schwerpunkt wirklich liegen,
- einfache grundbauliche Probleme selbständig beurteilen zu können, und
- vor allem auch erkennen zu können, wann die eigenen Fähigkeiten dies nicht mehr zulassen.

Das Hauptproblem an grundbaulichen Aufgaben ist häufig die Uneinheitlichkeit und Kompliziertheit der durch die Natur gegebenen Randbedingungen, wie z. B. Aufbau des Bodens und dessen hydrologische Verhältnisse. Diese Schwierigkeit kann nur durch eine vernünftige Vereinfachung zu einem *Modell* überwunden werden; einer der anspruchsvollsten Aspekte grundbaulicher Probleme. „Vernünftig“ im Zusammenhang mit der Modellbildung heisst, dass das Modell einerseits einfach genug ist, um praktikabel zu sein, andererseits aber doch in den wirklich massgebenden

Punkten die Natur repräsentiert. Diese Modellbildung kann man nicht aus Büchern in allgemeiner Form lernen; hier hilft nur die Praxis im konkreten Fall weiter. Dennoch setzt dieses Buch in seinen einzelnen Kapiteln oftmals stillschweigend ein vernünftiges Modell voraus. Zum Entstehen dieses Buches haben Frau Th. Frei und Frau H. Gehri beigetragen. Ihnen sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

Zürich, im März 1982

H.-J. Lang · J. Huder

Inhaltsverzeichnis

1	Grundbegriffe	1
1.1	Einführung	1
1.2	Die Korngrößenverteilung.....	1
1.3	Die Kenngrößen des Naturzustandes	3
1.4	Weitere, abgeleitete Kenngrößen	3
1.5	Die Lagerungsdichte D	4
1.6	Der Durchlässigkeitsbeiwert k	4
1.7	Die Plastizitätseigenschaften der Böden	6
1.8	Die Liquiditätszahl I_L	6
1.9	Die Aktivitätszahl I_A	8
1.10	Die Struktur der Böden	8
1.11	Klassifikation der Böden	10
2	Totale und effektive Spannungen	13
2.1	Einführung	13
2.2	Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum	13
2.3	Totale Spannung, Porenwasserdruck und effektive Spannung	15
2.4	Spannungsänderungen und Porenwasserüberdruck.....	17
2.5	Porenwasserdruck im teilweise gesättigten Boden.....	19
2.6	Spannungsverhältnisse in unbelasteten und belasteten geschichteten Böden	20
2.7	Der Ruhedruck.....	22
2.8	Spannungen durch Kapillarkräfte.....	23
3	Spannungsausbreitung im Boden	25
3.1	Einführung	25
3.2	Einfluss einer vertikalen Einzelkraft P	26
3.3	Einfluss einer horizontalen Einzelkraft H	28
3.4	Einfluss von Linienlasten	29
3.5	Unendlich lange Streifenlasten.....	29
3.6	Allgemeine Flächenlasten	31
3.7	Berechnung mit Hilfstafeln.....	33
3.8	Berechnung mit Einflusskarten	33
3.9	Randbedingungen in der Natur.....	35
4	Künstliche Verdichtung von Böden	37
4.1	Einführung	37
4.2	Die Zustandsdarstellung	38
4.3	Die Proctorkurve	38
4.4	Einfluss der Bodenart	39

4.5	Eigenschaften des verdichteten Bodens	40
4.6	Verdichtungskontrolle	42
4.7	Beurteilung der Brauchbarkeit gegebener Böden als Dammschüttmaterial	43
4.8	Böden mit Überkorn	43
4.9	Beeinflussung des Wassergehaltes	45
4.10	Auswirkungen der Verdichtung auf den Spannungszustand im Boden	46
4.11	Maschinelle Verdichtung.....	48
5	Formänderungseigenschaften der Böden	49
5.1	Das Verhalten eines elastischen Materials und von Böden ..	49
5.2	Der Zusammendrückungsmodul M_E bzw. E_v und der Steifemodul E_s	51
5.3	Der Ödometerversuch: Das Zusammendrückungsdiagramm	52
5.4	Der Kompressionsbeiwert C_c	53
5.5	Normal und überkonsolidierte Böden	54
5.6	Die Zeit-Setzungs-Kurve aus dem Ödometerversuch	55
5.7	Der Konsolidationsgrad U	56
5.8	Die Konsolidationstheorie	56
5.9	Die Verteilung der Porenwasserüberdrücke innerhalb der konsolidierenden Tonschicht	60
5.10	Näherungsverfahren für beliebige Randbedingungen	61
5.11	Die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes k von gesättigten Tonen	63
5.12	Mehrdimensionale Konsolidation	63
5.13	Mehrschichtprobleme	65
5.14	Nichtplötzliche Belastung	66
5.15	Beschleunigung des Konsolidationsvorganges	67
5.16	Kontrollen des Konsolidationsvorganges	68
5.17	Deformationen, deren Verlauf nicht mittels der Konsolidationstheorie ermittelt werden kann	68
6	Festigkeitseigenschaften der Böden	71
6.1	Einführung	71
6.2	Das Bruchgesetz von Mohr-Coulomb	71
6.3	Die Darstellung des Bruchkriteriums im p', q -Diagramm ...	72
6.4	Versuche zur experimentellen Ermittlung der Scherparameter	73
6.5	Das Prinzip des triaxialen Scherversuches	75
6.6	Der triaxiale KD-Versuch	75
6.7	Der triaxiale KU-Versuch	75
6.8	Scherfestigkeit körniger Böden	77
6.9	Scherfestigkeit bindiger Böden (Tone)	79
6.10	Grenzgleichgewichtszustände	81
6.11	Scherdeformationen von Böden	83
6.12	Abschätzen des Scherwinkels φ'	85
7	Einflüsse des Grundwassers im Boden	87
7.1	Das Strömungsnetz	87
7.2	Die Bestimmung des k -Wertes	89

7.3	Wasserdrücke im ruhenden Grundwasser.....	93
7.4	Der Strömungsdruck.....	93
7.5	Der Druckabbau beim Durchströmen von Schichtpaketen, bestehend aus Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit	95
7.6	Die Anisotropie geschichteter Böden	96
7.7	Wasserdrücke im strömenden Grundwasser	96
7.8	Der hydraulische Grundbruch	99
7.9	Verminderung des Druckes im Grundwasser (Entspannung)	102
7.10	Messsysteme zur Messung des Potentials	103
7.11	Wasserhaltung in Baugruben	105
7.12	Innere Erosion und Filter	107
8	Setzungsberechnung	109
8.1	Einführung	109
8.2	Prinzip der Setzungsberechnung.....	109
8.3	Setzungsberechnung in Tabellenform	111
8.4	Einflusstiefe der Zusatzbelastung	112
8.5	Berücksichtigung von kombinierten Be- und Entlastungen	113
8.6	Auftrieb und Gebäudegewicht	114
8.7	Gewichtsausgleich.....	115
8.8	Vorbelastung.....	115
8.9	Überbelastung.....	116
8.10	Schlaffe und starre Lasten	118
8.11	Setzungsdifferenzen	119
8.12	Zulässige Setzungen und Setzungsdifferenzen.....	120
8.13	Schwerpunktverlagerung und Stabilität von hohen Bauwerken	120
9	Stabilitätsprobleme	123
9.0	Problemstellung	123
9.0.1	Einführung	123
9.0.2	Die gemeinsamen Eigenschaften der Stabilitätsprobleme.....	123
9.0.3	Die Lösung des Stabilitätsproblems	124
9.1	Böschungstabilität	125
9.1.1	Einführung	125
9.1.2	Vereinfachungen gegenüber der Natur	127
9.1.3	Die schwedische Methode der Stabilitätsberechnung	128
9.1.4	Die Einflüsse des Wassers	130
9.1.5	Das vereinfachte Verfahren nach Bishop.....	133
9.1.6	Das vereinfachte Verfahren nach Janbu	133
9.1.7	Die Praxis der Stabilitätsberechnung	135
9.1.8	Die unendlich lange Böschung in einem Reibungsmaterial	136
9.1.9	Die allgemeine Berechnung des Sicherheitsgrads .	136
9.1.10	Die kinematischen Methoden von Culmann und Taylor	137

9.1.11	Hilfsmittel zur Ermittlung der Standsicherheit einfacher Böschungen im homogenen Boden.....	139
9.1.12	Geometrie des Bruches; andere Methoden.....	141
9.1.13	Einführung von Ankerkräften in die Stabilitätsberechnung	142
9.2	Tragfähigkeit.....	142
9.2.1	Einführung	142
9.2.2	Problemstellung	143
9.2.3	Die Näherungsmethoden für den undrainierten Zustand	143
9.2.4	Die statische Methode für den drainierten Zustand	144
9.2.5	Die allgemeine Tragfähigkeitsformel	145
9.2.6	Die Tragfähigkeitsfaktoren N_c , N_q und N_γ	146
9.2.7	Allgemeines und örtliches Abscheren	147
9.2.8	Einflüsse des Porenwasserdruckes	148
9.2.9	Grösse der Sicherheit F_{stat}	148
9.2.10	Andere Randbedingungen	148
9.2.11	Exzentrizität des Lastangriffes	149
9.2.12	Formfaktoren s	150
9.2.13	Tiefenfaktoren d	150
9.2.14	Lastneigungsfaktoren i	150
9.2.15	Geländeneigungsfaktoren g	150
9.2.16	Fundamentneigungsfaktoren b'	151
9.2.17	Undrainierte Belastung ($\varphi = 0$).....	151
9.2.18	Abgleiten des Fundamentes auf der Fundamentsohle	152
9.2.19	Der Begriff der „zulässigen Bodenpressung“.....	153
9.3	Erddruck.....	153
9.3.1	Einführung.....	153
9.3.2	Die Erddrucktheorie von Rankine.....	154
9.3.3	Deformationen und Erddruck	154
9.3.4	Verteilung des Erddruckes	155
9.3.5	Wirkung der Kohäsion	156
9.3.6	Kurzfristige Stabilität und Wirkung des Grundwassers	157
9.3.7	Die Erddrucktheorie von Coulomb.....	157
9.3.8	Der Erddruck als Stabilitätsproblem (nach Coulomb)	158
9.3.9	Der Einfluss der Kohäsion.....	160
9.3.10	Der Einfluss von Auflasten auf dem Gelände.....	162
9.3.11	Der Einfluss der Wandreibung.....	162
9.3.12	Zusammenfassung der Näherungsverfahren und Einflüsse	163
9.3.13	Allgemeine Randbedingungen.....	163
9.3.14	Grafische Ermittlung des Erddruckes.....	164
9.3.15	Die freie Standhöhe h_c	164
9.3.16	Erddruck in geschichteten Böden.....	165
9.3.17	Erddruck auf eine Winkelstützmauer.....	167
9.3.18	Abschirmung des Erddruckes	168
9.3.19	Einfluss des Wassers auf den Erddruck	169

9.3.20	Erddruck-Umlagerung	169
9.3.21	Gewölbewirkung	170
10	Vertikale Baugrubenabschlüsse	173
10.1	Problemstellung	173
10.2	Übersicht über die wichtigsten Wandsysteme.....	173
10.3	Belastungen der Wände	177
10.4	Bauzustände	179
10.5	Die nicht abgestützte, im Boden eingespannte Wand.....	180
10.6	Die einfach abgestützte Wand	182
10.7	Mehrfach abgestützte Wand	187
10.8	Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen	188
10.9	Systemsicherheit und Abstützungen	189
11	Die Sohldruckverteilung unter Fundamenten	191
11.1	Einführung	191
11.2	Allgemeiner Grundsatz.....	191
11.3	Die relative Steifigkeit K	192
11.4	Das Spannungstrapezverfahren	193
11.5	Das Bettungsmodulverfahren (Bettungszifferverfahren)....	194
11.6	Der Bettungsmodul k_s	196
11.7	Das Steifezahlverfahren	198
11.8	Bemerkungen zu den Verfahren	200
11.9	Das starre Fundament	201
12	Tiefgründung	203
12.1	Einführung	203
12.2	Baugrundverbesserung.....	203
12.3	Pfahlarten.....	205
12.4	Der Lasttransport in Pfählen	206
12.5	Die Abschätzung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung	207
12.6	Die negative Mantelreibung.....	208
12.7	Rammpfähle in sensitiven Böden	210
12.8	Die Setzung von Einzelpfählen	210
12.9	Die Gruppenwirkung.....	213
12.10	Die horizontale Belastung von Pfählen	213
13	Sicherheitsüberlegungen	217
13.1	Einführung	217
13.2	Stabilitätsprobleme	218
13.3	Böschungstabilität	221
13.4	Tragfähigkeit von Fundamenten.....	222
13.5	Erddruckprobleme.....	223
13.6	Ableiten und Kippen von Fundamenten	226
13.7	Hydraulischer Grundbruch	226
13.8	Auftriebssicherheit von Bauwerken	226
13.9	Deformationen (Setzungen)	227
13.10	Zusammenfassung	227
14	Ausgewählte Beispiele	229
14.0	Einführung	229

14.1	Die einfach abgestützte Wand: Einflüsse des Wassers	229
14.2	Hydraulischer Grundbruch und Auftrieb.....	237
14.3	Der Einfluss der Spannungsgeschichte am Beispiel der Vorbelastung	239
14.4	Stabilitätsberechnung nach Janbu.....	244
14.5	Aktiver und passiver Erddruck: Allgemeinere Randbedingungen	249
15	Tropische Böden	257
15.1	Einführung	257
15.2	Das Residualprofil.....	257
15.3	Die Verwitterung	257
15.4	Neubildungen.....	259
15.5	Die Klassifikation tropischer Böden.....	259
15.6	Die äusseren Einflüsse als System-Bestandteile.....	260
15.7	Die Erosion	261
16	Boden und Fels	267
16.1	Einführung	267
16.2	Grundeigenschaften von Boden und Fels.....	267
16.3	Trennflächengefüge und Gefügemodell	269
16.4	Lösen und Verdichten von Fels.....	270
16.5	Formänderungseigenschaften von Fels	271
16.6	Festigkeitseigenschaften von Fels	273
16.7	Eigenspannungen im Gebirge	275
17	Beispiele	277
17.0	Einführung	277
17.1	Kenngrößen für Böden	277
17.2	Kenngrößen des Naturzustandes, Volumenbilanz	279
17.3	Totale und effektive Spannungen.....	279
17.4	Festigkeitseigenschaften und einfachste Stabilitätsberechnung.....	282
17.5	Undrainierte Scherfestigkeit s_u	283
17.6	Künstliche Verdichtung	284
17.7	Setzungsberechnung, Kompressionsbeiwert C_c	285
17.8	Setzungsberechnung, Spannungsgeschichte.....	286
17.9	Eindimensionale Konsolidation	290
17.10	Hydraulische Aspekte einer Baugrube.....	291
17.11	Sohlpressung von Fundamenten	292
17.12	Stabilitätsberechnung, Einfluss von Porenwasserüberdrücken	294
17.13	Stabilitätsfaktoren.....	297
17.14	Erddruck und Tragfähigkeit	298
17.15	Pfahlfundation	300
17.16	Nicht abgestützte vertikale Wand	301
17.17	Einfach abgestützte vertikale Wand	303
17.18	Mehrfach abgestützte vertikale Wand.....	305
17.19	Bestimmung des k -Wertes aus einem Pumpversuch	306
17.20	Grundwasserabsenkung mit einer Mehrbrunnenanlage.....	307
17.21	Standicherheit einer Felsböschung.....	310

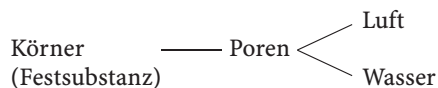
Anhang	313
Tabelle A bis E	Spannungsverteilungen im Baugrund 313
Tabelle F	Setzung des kennzeichnenden Punktes K 318
Tabelle G	Sohlpresungen unter einer Fundamentplatte . 319
Tabelle H ₁ bis H ₈	Konsolidation..... 319
Literatur	327
Sachverzeichnis	333

1 Grundbegriffe

1.1 Einführung

In diesem Buch ist von Böden im Sinne von Lockergesteinen die Rede; dies im Gegensatz zum Begriff Festgestein oder Fels. Die Lockergesteine sind weitgehend durch Verwitterung aus den Festgesteinen entstanden. Der Transport vom Entstehungs- zum Ablagerungsort erfolgte durch Eis, Wasser oder Luft. Je nach Transportmedium können die Eigenschaften von Lockergesteinen erheblich variieren, doch gibt es noch weitere Faktoren, welche auf das Verhalten von Böden einen mindestens gleichrangigen Einfluss ausüben können, wie die Vorbelastung, um nur ein Beispiel zu nennen. Das Interesse richtet sich in diesem Buch auf das technische Verhalten von Böden bei Belastungsänderungen, bei dem Durchströmen von Wasser und anderen Vorgängen. Zentrale Fragen nach dem Verhalten von Böden bei derartigen Vorgängen, d. h. bei grundbaulichen Problemen, sind häufig das Spannungs-Deformations-Verhalten und das Festigkeitsverhalten wie auch die zeitabhängigen Entwicklungen beider Verhaltensweisen. Andere grundbauliche Probleme setzen die Kenntnis anderer Verhaltensweisen voraus, so z. B. das Verdichtungsverhalten.

Lockergesteine, als Verwitterungsprodukt von Festgesteinen, bestehen aus einzelnen Körnern. Für diese Körner wird auch der Begriff Festsubstanz verwendet. Zwischen den Körnern ist der Porenraum eingeschlossen. Er kann mit Luft, aber auch teilweise oder ganz mit Wasser gefüllt sein. Im letzteren Fall ist der Boden gesättigt, und wenn er dazu noch feinkörnig ist, können seine Festigkeit und das Spannungs-Deformations-Verhalten in hohem Masse zeitabhängig sein. Der Drei-Phasen-Aufbau der Böden ist von entscheidendem Einfluss auf das technische Verhalten:



1.2 Die Korngrößenverteilung

Die einzelnen Körner von Böden sind sehr unterschiedlich gross und sehr unterschiedlich geformt. Im Allgemeinen sind grosse Körner (Kieskörner und Steine) eher kugelig bis kubisch geformt, während kleine Körner (Tonminerale) eher plättchenförmig sind. So variiert auch die spezifische Oberfläche sehr stark mit der Korngrösse. Stellt man sich z. B. einen Boden aus lauter gleich grossen Körnern von Kugelform mit einem spezifischen Gewicht der Festsubstanz von 27 kN/m^3 aufgebaut vor, so beträgt die spezifische Oberfläche bei 1 cm Kugeldurchmesser $0,0222 \text{ m}^2/\text{N}$. Bei $0,001 \text{ mm}$ Kugeldurchmesser erreicht man schon ca. $222 \text{ m}^2/\text{N}$, während die in Wirklichkeit eben nicht aus Kugeln, sondern aus Plättchen mit einem Längen:Breiten:Dicken-Verhältnis von etwa $10:10:1$ (Kaolinit) bis etwa $100:100:1$ (Montmorillonit) aufgebauten Tonminerale spezifische Oberflächen von bis zu einigen $10\,000 \text{ m}^2/\text{N}$ haben können. Da die spezifische Oberfläche von Böden ein Mass für sein gesamtes Verhalten ist, wird deutlich, dass das Verhalten eines Bodens stark davon abhängig ist, wie viele und wie grosse Körner er enthält. Diese Auskunft entnimmt man der Korngrößenverteilungskurve (Bild 1.1). Sie wird durch Aussieben, bzw. unterhalb von etwa $0,1 \text{ mm}$ Korngrösse durch die Aräometer-Analyse eines Bodens gewonnen. Die Aussage der Korngrößenverteilungskurve ist: x Gewichtsprozent aller Körner in dem untersuchten Boden haben kleinere Korndurchmesser als d_x . Der „Korndurchmesser“ wäre bei einem kugelförmigen Korn identisch mit dem Kugeldurchmesser.

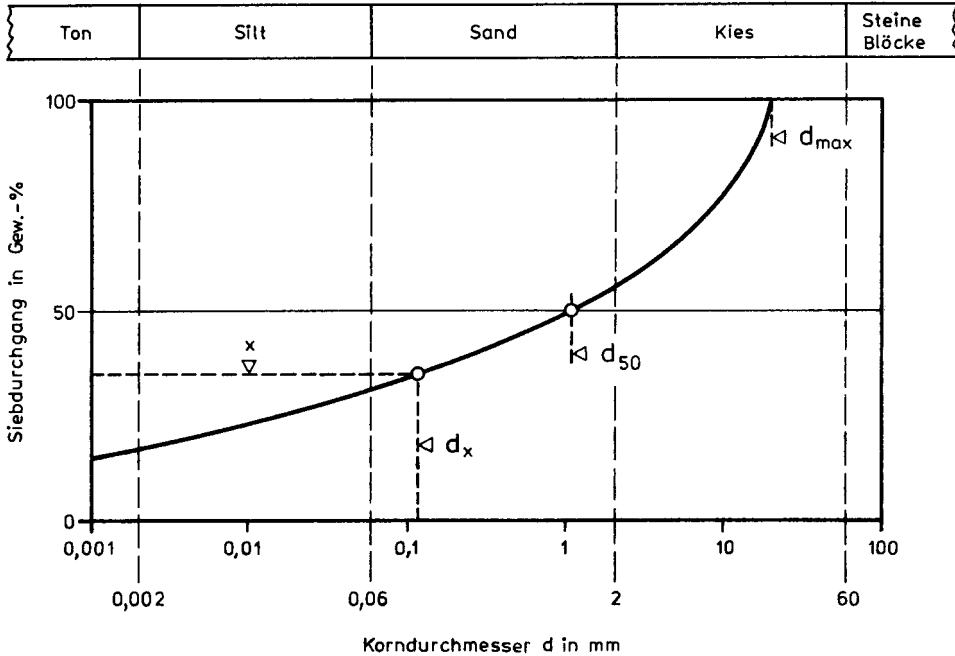


Bild 1.1. Korngrößenverteilung als Summationskurve und „Fraktionen“

Bei nicht kugelförmigen Körnern ist der Korndurchmesser als der Durchmesser eines kreisrunden Loches in einem Siebblech definiert, durch welches man das Korn gerade noch hindurchstecken kann. Im nicht mehr siebbaren Korngrößenbereich, d.h. unterhalb etwa 0,1 mm Korndurchmesser, ist der Korndurchmesser durch die Sinkgeschwindigkeit eines Kornes von bestimmtem Gewicht in einer Suspension aus dem zu untersuchenden Boden und Wasser gegeben (Aräometer-Analyse). Über die Kornformen der einzelnen Korngrößen sagt die Korngrößenverteilung nichts aus.

Aus dem Bild 1.1 ist weiter noch ersichtlich, dass die Korngrößen in sogenannte Fraktionen eingeteilt werden, die ihrerseits noch weiter unterteilt werden können (Feinsand, Mittelsand, Grobsand):

		Kurzbezeichnung
<0,002 mm:	Ton ^a (clay),	C,
0,002–0,06 mm:	Silt (silt),	M,
0,06–2 mm:	Sand (sand),	S,
2–60 mm:	Kies (gravel),	G.

^a Nicht mit Tonmineralen zu verwechseln!

Die Korngröße 0,06 mm ist die Grenze zwischen den feinkörnigen Böden (Tone und Silte) einerseits und den mittel- (Sande) bzw. grobkörnigen (Kiese) Böden andererseits. Die Korngröße 0,06 mm entspricht ungefähr der Sichtbarkeitsgrenze bei bloßem Auge.

Die Steilheit C_u (auch Ungleichförmigkeitszahl genannt) ist als d_{60}/d_{10} definiert (Bild 1.2). $C_u = 1$ bedeutet, dass der Boden aus lauter gleich grossen Körnern besteht. Ein kleiner Wert von C_u kennzeichnet einen gleichförmigen, ein grosser Wert einen ungleichförmigen Boden. Im

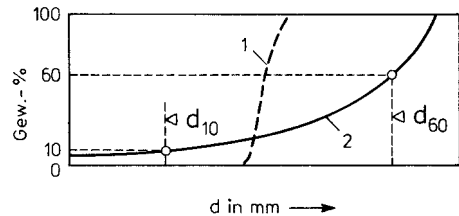


Bild 1.2. Ungleichförmigkeitszahl $C_u = d_{60}/d_{10}$. 1: gleichförmiger Boden (C_u klein); 2: ungleichförmiger Boden (C_u gross)

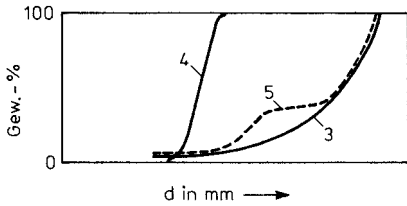


Bild 1.3. Gute und schlechte Kornabstufung. 3: Gute Kornabstufung (W), alle Korngrößen vertreten, gewichtsmäßig viel grobe Fraktion; 4: schlechte Kornabstufung (P), eine Korngröße vorherrschend; 5: schlechte Kornabstufung (P), eine Korngröße fehlend

ersteren Fall spricht man von schlechter Kornabstufung, im letzteren von guter Kornabstufung (Bild 1.3). Die Kurzbezeichnungen hierfür lauten P (poorly graded) bzw. W (well graded). Die Kurzbezeichnung W ist (siehe Klassifikation) den Böden vorbehalten, welche bezüglich C_u und der Krümmungszahl $C_K = d_{30}^2 / (d_{10} d_{60})$ in bestimmten Grenzen liegen. Die Idealkurve für gute Kornabstufung ist die Fuller-Kurve (Abschnitt 1.11). Die W-Korngrößenverteilung bedeutet, dass jeweils so viele kleinere Körner in dem Boden vertreten sind, dass damit die Porenräume zwischen den größeren Körnern gefüllt werden können. Die W-Korngrößenverteilung erlaubt also dichteste Packung und gute Verdichtung.

1.3 Die Kenngrößen des Naturzustandes

Entnimmt man dem Boden eine Probe, so lassen sich daran zunächst das Gesamtgewicht G_{tot} (inklusive Wasser) und das Volumen V_{tot} feststellen. Ausdrücklich ist hervorzuheben, dass mit V_{tot} das Volumen im naturfeuchten Zustand gemeint ist (Schwinden bei Wasserentzug, Bild 1.7). Durch Trocknen bei 105°C lässt sich auch das Gewicht der Festsubstanz G_s und aus $G_{\text{tot}} - G_s = G_w$ auch das Gewicht des Wassers ermitteln. Aus diesen Werten errechnen sich zunächst die Kenngrößen des Zustandes in der Natur, woraus dann weitere beschreibende Kenngrößen abgeleitet werden können:

Raumgewicht feucht:

$$\gamma = \frac{G_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}}},$$

Wassergehalt (Angabe in %):

$$w = \frac{G_w}{G_s},$$

spezifisches Gewicht der Festsubstanz:

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s},$$

wobei V_s das Volumen der Festsubstanz ist, z. B. aus Pyknometeranalyse ermittelt.

Für überschlägliche Berechnungen kann man in Ermangelung von Messwerten häufig von Feuchtraumgewichten $\gamma = (19 \dots 22) \text{ kN/m}^3$ ausgehen, während γ_s häufig in der Größenordnung von $26\text{--}27 \text{ kN/m}^3$ liegt. Die Wassergehalte von Böden sind erheblich von dem Gehalt an Feinanteilen abhängig. Als Größenordnungen kommen folgende Werte in Betracht:

saubere Kiese:

$$w = (3 \dots 8) \%,$$

saubere Sande:

$$w = (5 \dots 20) \%,$$

tonige Silte kleiner bis mittlerer Plastizität:

$$w = (15 \dots 35) \%,$$

Tone hoher Plastizität:

$$w = (20 \dots 70) \%.$$

Mischungen von Kiesen oder Sanden mit feinkörnigen Bestandteilen liegen je nach Menge der feinkörnigen Bestandteile hinsichtlich des Wassergehaltes zwischen den genannten Werten. Organische oder organisch verunreinigte Böden wie auch Seekreiden können auch Wassergehalte von 100 % oder mehr aufweisen.

1.4 Weitere, abgeleitete Kenngrößen

Definitionen

Volumen der Poren:

$$V_p,$$

spezifisches Gewicht des Wassers:

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3,$$

Volumen des Wassers:

$$V_w,$$

Raumgewicht trocken:

$$\gamma_d = \frac{G_s}{V_{\text{tot}}},$$

Raumgewicht gesättigt:

$$\gamma_g = \gamma \text{ für } S_r = 1,$$

Raumgewicht unter Auftrieb:

$$\gamma' = \gamma_g - \gamma_w,$$

Porosität (Porenanteil):

$$n = \frac{V_p}{V_{\text{tot}}},$$

Porenzahl:
$$e = \frac{V_p}{V_s},$$

Sättigungszahl:
$$S_r = \frac{V_w}{V_p}.$$

Häufig gebrauchte Umrechnungsformeln

$$y_d = \frac{1}{1+w} = (1-n)y_s,$$

$$n = 1 - \frac{y_d}{y_s} = \frac{e}{1+e},$$

$$y = y_d + S_r n y_w,$$

$$S_r = \frac{w y_d}{n y_w} = \frac{w}{\frac{y_w}{y_d} - \frac{y_w}{y_s}},$$

$$y_g = (1-n)y_s + n y_w = y_d + n y_w,$$

$$y' = y_d - (1-n)y_w,$$

$$e = \frac{y_s}{y_d} - 1 = \frac{n}{1-n}.$$

Hinweis auf Abschnitte 17.1 und 17.2.

1.5 Die Lagerungsdichte D

Die mechanischen Eigenschaften von rolligen, nicht bindigen Böden, d. h. von Kiesen und Sanden ohne oder mit nur wenig Feinanteilen, sind in erster Linie von ihrer Lagerungsdichte abhängig. Masse für diese Grösse sind das Raumgewicht, die Porosität n oder auch die Porenzahl e . Während die Eigenschaften der bindigen Böden vor allem von ihrer Liquiditätszahl I_L (Abschnitt 1.8) abhängen, wird die Lagerungsdichte von Kiesen und Sanden durch die relative Lagerungsdichte D charakterisiert.

Die Lagerungsdichte D beruht auf einem Vergleich zwischen der vorhandenen Lagerungsdichte und dem maximalen (dichteste Lagerung) sowie dem minimalen Wert (lockerste Lagerung). Die lockerste Lagerung wird durch vorsichtiges Einfüllen des getrockneten rolligen Bodens in ein Gefäss bekannten Volumens ermittelt. Dabei soll jede Verdichtung ausgeschlossen sein. Die dichteste Lagerung kann z. B. durch Einrütteln des Bodens im Wasser und anschliessendes Absaugen des Wassers von dem Fuss des Gefässes festgestellt werden. Wichtig dabei ist, dass durch die Verdichtung keine Zer-

trümmerung von Körnern stattfindet. Andernfalls ergäbe sich eine andere Korngrössenverteilung.

Die Lagerungsdichte D , resp. die relevante Dichte I_d eines Bodens, der in Natur die Porosität n , resp. die Porenzahl e aufweist, ist wie folgt definiert:

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}}, \quad I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

sehr lockere Lagerung:	$D < 0,15,$
lockere Lagerung:	$D = 0,15 \dots 0,30,$
mitteldichte Lagerung:	$D = 0,30 \dots 0,50,$
dichte Lagerung:	$D = 0,50 \dots 0,80,$
sehr dichte Lagerung:	$D > 0,80.$

Lauter gleich grosse Kugeln weisen eine maximale Porosität von $n_{\max} \approx 48\%$ und ein Minimum von $n_{\min} \approx 26\%$ auf. Gleichförmige Böden liegen nahe bei diesen Werten, während ungleichförmige Böden kleinere extreme Porositäten haben. Am ausgesprochensten ist dies bei Böden mit einer W-Korngrössenverteilung der Fall.

Eine andere Möglichkeit, eine Aussage über die „relative“ Lagerungsdichte eines Bodens zu machen, besteht aus dem Vergleich des in der Natur vorhandenen Trockenraumgewichtes mit dem maximalen, durch Verdichtung erzielbaren Wert (Siehe Kapitel 4; Proctorversuch). Allerdings können dabei gebräuche Körner zertrümmert werden, sodass eine Veränderung der Korngrössenverteilung durch den Proctorversuch eintritt.

1.6 Der Durchlässigkeitsbeiwert k

Dem durch die Porenräume eines Bodens strömenden Wasser wird ein je nach der Grösse und dem Durchmesser dieser Porenräume kleinerer oder grösserer Widerstand entgegengesetzt. Ein Mass für diesen Widerstand ist der Durchlässigkeitsbeiwert k . Er ist durch das Gesetz von Darcy definiert:

$$v = k i,$$

wobei die Filtergeschwindigkeit v ; eine fiktive Grösse ist: $v = Q/F$ mit Q als Durchflussmenge

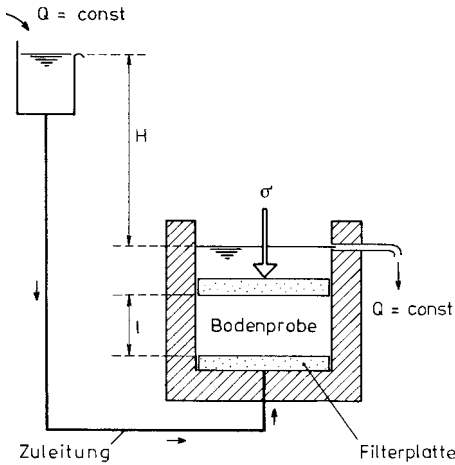


Bild 1.4. Ermittlung des k -Wertes bei variabler axialer Belastung σ . Querschnittsfläche der Bodenprobe F . $v = Q/F$, $k = v/i = Ql/FH$

je Zeit und F als gesamter Durchflussquerschnitt einschliesslich Festsubstanz. Die wirkliche Fließgeschwindigkeit \bar{v} des Wassers in den Porenräumen ist grösser als v und wegen der unregelmässigen Gestalt der Porenräume nicht konstant. Das hydraulische Gefälle i der Sickerströmung im Boden ist definiert als Potenzialdifferenz geteilt durch Länge des Sickerweges, d. h. $i = H/l$ (Bild 1.4). Die in dem Bild 1.4 skizzierte Messmethode setzt voraus, dass in den Zuleitungen usw. keine merkbaren Energieverluste auftreten. Anderenfalls würde die oben gegebene Definition von i nicht zutreffend sein.

Der Durchlässigkeitsbeiwert k , kurz k -Wert genannt, wird in der Regel in cm/s angegeben. Er variiert in sehr starkem Masse; der Schwankungsbereich beträgt bei den häufig vorkommenden Böden etwa 8–10 Zehnerpotenzen. Als Grössenordnungen können etwa folgende Werte gelten:

Saubere Kiese:	$k = (10^{+1} \dots 10^{-2})$ cm/s,
saubere Sande:	$k = (10^0 \dots 10^{-3})$ cm/s,
Silte:	$k = (10^{-3} \dots 10^{-6})$ cm/s,
tonige Silte geringer bis mittlerer Plastizität:	$k = (10^{-5} \dots 10^{-8})$ cm/s,
Tone und tonige Silte mittlerer bis hoher Plastizität:	$k = (10^{-7} \dots 10^{-9})$ cm/s.

Mischungen von sauberen Kiesen oder Sanden mit feinkörnigen Bestandteilen, d. h. siltige oder tonige Kiese oder Sande sind weniger durchlässig als saubere Kiese oder Sande. Bei hohem Feinanteil kann der Boden sogar die Durchlässigkeit der feinkörnigen Matrix aufweisen. (Bild 1.12).

Je nach Grösse des k -Wertes lassen sich die Böden gut [k grösser als ca. $(10^{-3} \dots 10^{-4})$ cm/s] oder nur schlecht entwässern [$k =$ ca. $(10^{-4} \dots 10^{-6})$ cm/s]. Böden mit k -Werten von weniger als ca. 10^{-6} cm/s sind als praktisch undurchlässig anzusehen.

Die oben angegebenen Grössenordnungen der k -Werte lassen erkennen, dass der k -Wert eines Bodens vor allem vom Gehalt an Feinanteilen abhängt. Ein anderer deutlicher Einfluss ist die Lagerungsdichte (ausgedrückt durch die Grösse des Raumgewichtes, der Porosität n oder der Porozahl e). Empirisch bekannt ist der in Bild 1.5 gegebene Zusammenhang zwischen k und e .

Es wurden verschiedene Formeln für die Abschätzung der Grösse des k -Wertes auf Grund der Kornverteilung oder der Porosität angegeben. Als Beispiel sei diejenige von Hazen erwähnt:

$$k \text{ [cm/s]} \approx 100d_{10}^2 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Diese Formel gibt aber nur für gleichförmige Sande vernünftige Resultate. Für ungleichförmige Materialien ist eine Korrektur mit der Ungleichförmigkeitszahl $C_u = d_{60}/d_{10}$ angebracht:

$$k \approx \frac{100d_{10}^2}{C_u},$$

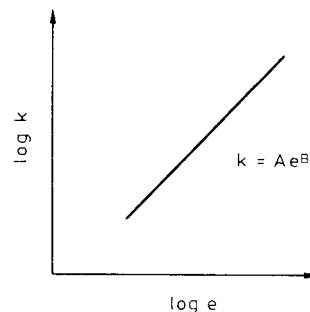


Bild 1.5. Zusammenhang zwischen dem k -Wert und der Porozahl e

wobei wieder, wie oben, k in cm/s und d_{10} in cm einzusetzen ist. Auf tonige Böden sollte diese Formel nicht angewendet werden.

1.7 Die Plastizitätseigenschaften der Böden

Die Plastizitätseigenschaften der Böden sind ein Mass für ihr Wasserbindungsvermögen. Da nur Körner kleiner Grösse (und darunter wiederum vor allem die Tonminerale!) ein ausreichendes Wasserbindungsvermögen besitzen, ist es nur bei feinkörnigen Böden oder beim Feinanteil gemischtkörniger Böden sinnvoll, von Plastizitätseigenschaften zu sprechen.

Die Plastizitätseigenschaften sind durch die Fließgrenze w_L und die Ausrollgrenze w_P definiert. Beides sind Wassergehalte in einem ganz bestimmten Zustand des Bodens und werden durch normierte Versuche festgestellt (Schweiz: SN 670 345, Deutschland DIN 18 122). Wenn der Wassergehalt des Bodens bei der Fließgrenze w_L liegt, so befindet er sich beim Übergang vom plastischen (bildsamen) zum zähflüssigen Zustand. Analog markiert die Ausrollgrenze w_P den Wechsel vom plastischen (bildsamen) zum halbfesten Zustand (Bild 1.6). Für die Bestimmung beider Grenzen, auch Konsistenzgrenzen genannt, müssen die größeren Anteile aus dem Boden entfernt werden (SN 670 345: > 0,5 mm). Diese Tatsache spielt bei der Ermittlung der Liquiditätszahl eine wichtige Rolle (Abschnitt 1.8). Böden, an denen Fließ- und Ausrollgrenze feststellbar sind, werden als bindig bezeichnet.

Die Plastizitätszahl I_P ist wie folgt definiert:

$$I_P = w_L - w_P .$$

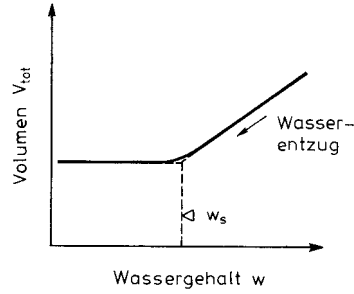


Bild 1.7. Bedeutung der Schumpfungsgrenze w_s

Die Plastizitätskenngrößen (Konsistenzgrenzen) erlauben, teilweise für sich allein, teilweise in Verbindung mit dem natürlichen Wassergehalt, wichtige Aussagen über die Eigenschaften und den Zustand feinkörniger bzw. des feinkörnigen Anteils gemischtkörniger Böden. Sie dienen auch zur Klassifikation der feinkörnigen Böden (Abschnitt 1.11).

In Bild 1.6 ist noch die Schumpfungsgrenze w_s markiert. Ihre physikalische Bedeutung geht aus Bild 1.7 hervor: Schrumpfen bei Wasserentzug erfolgt nur bei $w > w_s$. Die Schumpfungsgrenze gehört jedoch nicht zu den Größen, welche die Plastizitätseigenschaften von Böden umschreiben.

1.8 Die Liquiditätszahl I_L

Die Liquiditätszahl I_L stellt eine Verknüpfung der Plastizitätseigenschaften mit dem natürlichen (vorhandenen) Wassergehalt w dar. Sie ist damit ein Mass für die Zustandsform des Bodens (Bild 1.8). Die Liquiditätszahl I_L ist wie folgt definiert:

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P} .$$

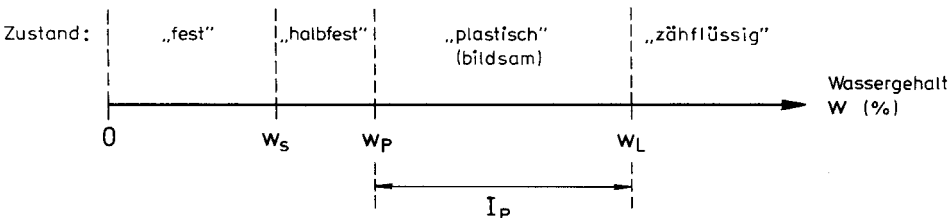
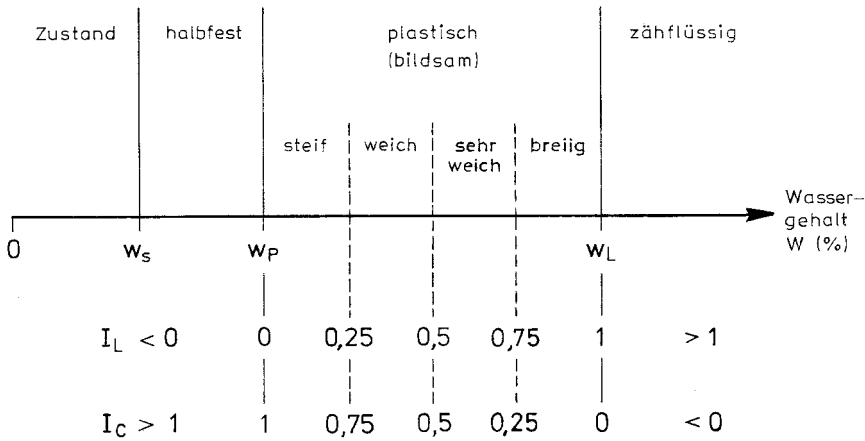


Bild 1.6. Plastizitätseigenschaften (Konsistenzgrenzen). w_L : Fließgrenze, w_P : Ausrollgrenze, I_P : Plastizitätszahl, ferner noch w_s : Schumpfungsgrenze

Bild 1.8. Liquiditätszahl I_L und Konsistenzzahl I_C

In Deutschland häufiger gebraucht wird die Konsistenzzahl I_C . Ihre Definition lautet:

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p} (= 1 - I_L).$$

Die Bedeutung beider Kenngrößen geht aus der folgenden Zusammenstellung hervor (siehe auch Bild 1.8):

$$\begin{aligned} w < w_p, \quad I_L < 0, \quad I_C > 1, & \quad (\text{halbfest}) \\ w = w_p, \quad I_L = 0, \quad I_C = 1, & \\ w_p < w < w_L, \quad 0 < I_L < 1, & \\ 1 > I_C > 0, & \quad (\text{plastisch}) \\ w = w_L, \quad I_L = 1, \quad I_C = 0, & \\ w > w_L, \quad I_L > 1, \quad I_C < 0. & \quad (\text{zähflüssig}) \end{aligned}$$

Beide Kenngrößen erlauben die Unterteilung des plastischen Zustandsbereichs im Sinne verfeinerter Aussagen (Bild 1.8).

Enthält der Boden Körner mit mehr als 0,5 mm Korndurchmesser, so dürfen die Plastizitätseigenschaften und der Wassergehalt w nicht mehr direkt miteinander verglichen werden. Für die Berechnung der Liquiditätszahl I_L (oder analog der Konsistenzzahl I_C) muss der vorhandene Wassergehalt w korrigiert werden. Man geht dabei von der Vorstellung aus, dass die Körner $> 0,5$ mm, die ja für die Ermittlung von w_L und w_p entfernt werden müssen, kein oder nur sehr wenig Wasser binden. Tatsächlich ist der Wasserfilm auf der Oberfläche eines Steines auch sehr

dünn und entspricht nur etwa einem Wassergehalt von 0,2 bis 0,5 %. Man kann demnach meist mit guter Näherung davon ausgehen, dass der Wassergehalt der Körner $> 0,5$ mm gleich null sei.

Das Vorgehen bei der Ermittlung des korrigierten Wassergehaltes w^* , der dann in die Formel für I_L bzw. I_C einzusetzen ist, gestaltet sich wie folgt (Bild 1.9):

$$\begin{aligned} \text{Trockengewicht} & \\ \text{ganze Probe:} & \quad G_s, \\ \text{davon } > 0,5 \text{ mm:} & \quad pG_s, \\ \text{davon } < 0,5 \text{ mm:} & \quad (1-p)G_s, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Wassergewicht} & \\ \text{ganze Probe:} & \quad G_w \\ \text{Wassergehalt} & \\ \text{ganze Probe:} & \quad w = \frac{G_w}{G_s}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Wassergehalt} & \\ \text{Fraktion} & \\ < 0,5 \text{ mm:} & \quad w^* = \frac{G_w}{(1-p)G_s} = \frac{w}{1-p}. \end{aligned}$$

Dabei ist angenommen, dass der Wassergehalt der Fraktion $> 0,5$ mm gleich 0 ist. Will man dafür einen Wert > 0 einsetzen, so gestaltet sich das Vorgehen analog. Die Annahme eines Wertes > 0 ist vor allem bei grossem „Überkornanteil“ p ratsam.

Die Liquiditätszahl eines bindigen Bodens ist, in Verbindung mit seiner Plastizitätszahl, ein direktes Mass für seine Eigenschaften, so z. B. auch für seine Festigkeit. Konsolidiert man die-

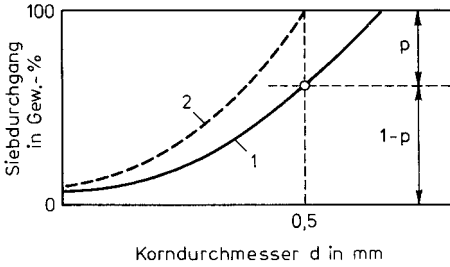


Bild 1.9. Überkornanteil p : 1: Korngrößenverteilung ganze Probe, 2: dito Fraktion $< 0,5$ mm, an welcher w_L und w_P bestimmt werden

sen Boden, d. h. vermindert man seine Porosität durch eine äussere Druckspannung, so wird Wasser aus dem Boden herausgepresst, die Liquiditätszahl sinkt und die Festigkeit steigt. Wird umgekehrt der Boden durch Schervorgänge o. Ä. aufgelockert und nimmt dabei Wasser auf, so steigt die Liquiditätszahl und die Festigkeit nimmt ab. Diese Verminderung ist indessen an eine mechanische Auflockerung gebunden, weil sonst ein zumeist gesättigter feinkörniger Boden kein Wasser aufnehmen würde; es sei denn durch Quellen bei einem überkonsolidierten Ton.

1.9 Die Aktivitätszahl I_A

Die Tonfraktion von Böden (Anteile $< 0,002$ mm, nicht zu verwechseln mit den Tonmineralen) kann mineralogisch sehr verschieden aufgebaut sein, und damit kann auch das Wasserbindungsvermögen (wie auch die Plastizitätseigenschaften) bei gleichem Anteil der Tonfraktion sehr unterschiedlich sein. Je höher die Anteile der quellfähigen Tonminerale in der Tonfraktion sind, desto grösser ist das Wasserbindungsvermögen und damit auch die Plastizität eines Bodens.

Für die zahlenmässige Erfassung dieses Tatbestandes dient die Aktivitätszahl I_A , die wie folgt definiert ist:

$$I_A = \frac{I_P}{q^*},$$

wobei q^* der prozentuale Anteil der Fraktion $< 0,002$ mm, bezogen auf ein Maximalkorn von $0,5$ mm, ist.

Beispiel (Bild 1.9): Ein Boden hat eine Plastizitätszahl von $26,0\%$. Sein Maximalkorn ist grösser als $0,5$ mm; der Anteil $< 0,5$ mm beträgt $1 - p = 83$ Gew.-%, der Anteil $< 0,002$ mm $q = 15$ Gew.-%.

$$q^* = \frac{15\%}{0,83} = 18,1 \text{ Gew.-%}$$

$$I_A = \frac{26,0\%}{18,1\%} = 1,4.$$

Böden mit $I_A < 0,75$ werden als inaktiv bezeichnet, bei $0,75 < I_A < 1,25$ als normal aktiv, und bei $I_A > 1,25$ als aktiv.

Die Aktivitätszahlen einiger Minerale sind:

Quarz:	$I_A \approx 0,$
Kaolinit:	$I_A \approx 0,33,$
Illit:	$I_A \approx 0,90,$
Ca-Montmorillonit:	$I_A \approx 1,5,$
Na-Montmorillonit:	$I_A \approx 7,5.$

Die Tonminerale schweizerischer Böden sind meist Illite, die eine Aktivitätszahl nahe 1 haben. Man kann deshalb häufig davon ausgehen, dass die Plastizitätszahl I_P eine direkte Messgrösse für den Anteil der Tonfraktion im Boden ist. Diese Information ist umso willkommener, als erfahrungsgemäss die Dispergierungsenergie bei der Aräometer-Analyse oft nicht ausreicht, die einzelnen Körner der Fraktion $< 0,002$ mm vollständig voneinander zu trennen. Ist dies der Fall, so sind natürlich alle empirischen Zusammenhänge zwischen dem „Tongehalt“ eines Bodens und anderen gesuchten Grössen sehr mit Vorsicht anzuwenden.

1.10 Die Struktur der Böden

Im Abschnitt 1.2 wurde ausgeführt, dass zunächst zwischen feinkörnigen Böden einerseits und grob- oder mittelkörnigen Böden andererseits unterschieden wird, wobei die Grenze bei einer Korngrösse von $0,06$ mm liegt. Ebenfalls in Abschnitt 1.2 wurde gezeigt, dass grob- oder mittelkörnige Böden im Vergleich zu den feinkörnigen Böden nur eine geringe spezifische Oberfläche besitzen.

Daraus, und aus der meist in etwa kubischen Form der Kies- und Sandkörner geht hervor, dass in grob- und mittelkörnigen Böden, d. h. Kiesen und Sanden, relativ wenige Berührungstellen zwischen den Körnern vorhanden sind.

In diesen Berührungsstellen wirken bei gegenseitiger Verschiebung der Körner nur Reibungskräfte, und das auch nur, solange als zwischen den Körnern Druckkräfte als Normalkräfte vorhanden sind. Verschwinden die Normalkräfte, so ist auch keine Reibung wirksam. Kiese und Sande lassen sich deshalb mittels Vibrationen verdichten. Diese Art der Struktur wird als Einzelkornstruktur bezeichnet.

Im Gegensatz zu der Einzelkornstruktur von Kiesen und Sanden hängt die gegenseitige Verbundenheit der Körner bei feinkörnigen Böden, und zwar zunehmend mit dem Gehalt an Tonmineralen, nicht mehr nur von den Normalkräften und der Reibung ab. Vielmehr bewirken die Oberflächenladungen der Tonminerale, dass auch beim Verschwinden der Normalkräfte noch eine Festigkeit vorhanden ist. Ebenfalls im Gegensatz zu den Böden mit einer Einzelkornstruktur ist bei den feinkörnigen Böden das Sedimentationsvolumen abhängig von der Wassermenge der Suspension und vom Chemismus des Wassers. Bei der Sedimentation können sich zwei grundsätzlich verschiedene Strukturen von feinkörnigen Böden einstellen: die disperse Struktur und die flockulierte Struktur (Bild 1.10).

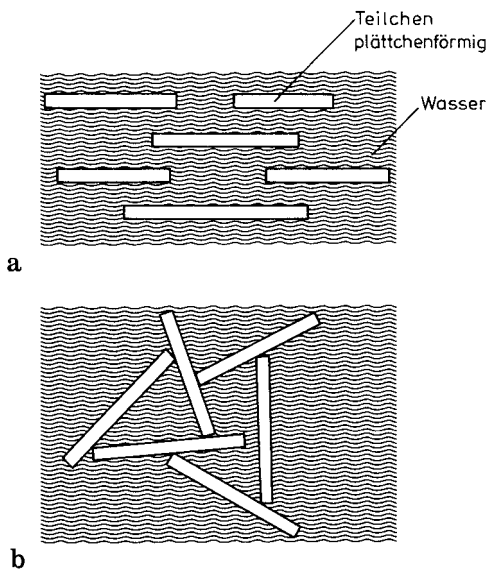


Bild 1.10. Strukturen bindiger Böden, a: disperse, b: flockulierte Struktur

Bei der dispersen Struktur berühren sich die Teilchen (Körner) nicht, weshalb die Scherfestigkeit dieser Struktur kleiner als diejenige der flockulierten Struktur ist. Der gegenseitige Abstand der Teilchen kann zunächst durch Wasserentzug, dann aber nur noch durch grosse Normalkräfte unter ein gewisses Mass vermindert werden. Die disperse Struktur ist stabil.

Anders verhält es sich bei der flockulierten Struktur. Hier berühren sich die Teilchen mit ihren Kanten, weshalb die Scherfestigkeit grösser ist. Da jedoch die flockulierte Struktur nicht stabil ist, kann es zu einem Zusammenbruch der Struktur kommen, welcher mit einer beträchtlichen Festigkeitsabnahme verbunden sein kann (Bild 1.11). Solche Böden nennt man sensitiv, und das Verhältnis

$$\frac{\text{ungestörte Festigkeit}}{\text{gestörte Festigkeit}} = \text{Sensitivität.}$$

Vorbelastete Tone haben eine Sensitivität von etwa 1, während normal konsolidierte Tone Werte von etwa 2 bis 4 aufweisen. Böden mit Sensitivitäten von 4 bis 8 nennt man empfindlich (gegen Strukturzerstörung).

Die primären Strukturen (dispers oder flockuliert) feinkörniger Böden entstehen bei der Sedimentation. Nachherige Änderungen erzeugen sekundäre Strukturen. Solche Änderungen können eintreten durch Austrocknen, Vorbelasten, Auslaugen von Salzen usw. Für die Verhältnisse in der Schweiz und Süddeutschland hat die Vorbelastung durch z. B. einen Gletscher in der Eiszeit die grösste Bedeutung. Durch diese Belastung sind die Teilchenabstände in dispersen Strukturen stark verringert und dadurch

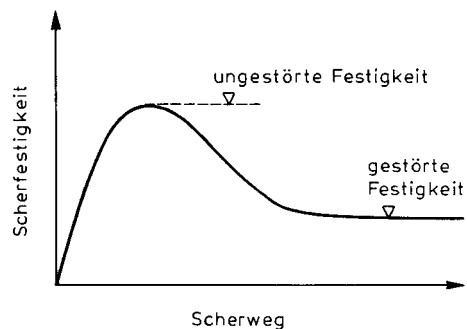


Bild 1.11. Festigkeitsverlust beim Zusammenbruch der flockulierten Struktur

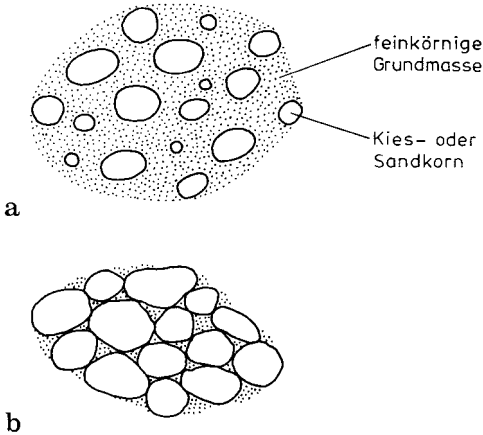


Bild 1.12. Gemischtkörnige Böden, a: Grobfraction „schwimmt“ in Feinem; b: Grobfraction bildet Skelett

ist eine erhöhte Festigkeit erzeugt worden. Im Gegensatz zu einem Boden mit einer Einzelkornstruktur ist diese Festigkeitszunahme auch heute noch, nach Verschwinden der Belastung, erhalten geblieben. Dieser bindige Boden hat also heute eine grössere Festigkeit, als es seiner heutigen Belastung entsprechen würde. Er wird deshalb als überkonsolidiert bezeichnet. Gemischtkörnige Böden enthalten sowohl feinkörnige, bindige als auch grob- oder mittelkörnige Anteile. Ihr Verhalten richtet sich danach, ob die groben Komponenten im Feinen „schwimmen“ oder nicht (Bild 1.12). Ist Ersteres der Fall, so ist der feinkörnige Anteil massgebend für die Eigenschaften des gesamten Bodens. Andernfalls bestimmen die Kies- und Sandkörner, die dann ein Skelett bilden, die Eigenschaften des Bodens. Das „Schwimmen“ der Grobkomponenten im Feinen kann bei allen Kornverteilungskurven angenommen werden, welche wesentlich gestreckter als die W -Kornverteilungskurve verlaufen.

1.11 Klassifikation der Böden

Die Klassifikation (Einteilung in Klassen und Benennung) von Böden verfolgt im Wesentlichen zwei Ziele. Einerseits soll durch die Einreihung des Bodens in eine Verhaltensklasse sichtbar gemacht werden, welche Eigenschaften von diesem Boden zu erwarten sind. Andererseits soll im Sinne einer einheitlichen Sprachregelung da-

für gesorgt werden, dass keine Missverständnisse über die Art des Bodens entstehen, wenn die Unterlagen zu anderen Personen gelangen. Das erste Ziel könnte mit einer Vielzahl von Klassifikationskriterien immer vollständiger erfüllt werden. Damit aber das System überschaubar bleibt und damit auch seine Ziele erreichen kann, muss die Anzahl der Klassifikationskriterien beschränkt bleiben.

Es gibt viele Klassifikationssysteme für Böden. So wird z. B. die Klassifikation in Deutschland durch die DIN 18 196 geregelt, in der Schweiz durch die Norm SN 670 004-1a und -2a. Hier wird eine stark vereinfachte Klassifikation dargestellt, die weitgehend der USCS-Klassifikation entspricht (Unified Soil Classification System). Die hier dargestellte Klassifikation hat den Vorzug, dass sie wesentlich weniger detailliert (und damit kompliziert) ist, aber doch die wirklich wesentlichen Fragen beantwortet, wie z. B. die Frage, ob ein feinkörniger Boden ein Ton oder ein Silt ist, oder andere.

Die *Klassifikationskriterien* sind folgende Punkte:

- (a) Kornverteilung nach Ausscheiden der Komponenten > 60 mm,
- (b) Plastizitätseigenschaften,
- (c) organische Bestandteile, sofern sie so fein verteilt sind, dass sie die Plastizitätseigenschaften beeinflussen.

Dagegen ist z. B. der Wassergehalt kein Klassifikationskriterium. Die Einteilung in eine Klasse sagt daher nichts über die Zustandsform aus.

$$A - \text{Linie: } I_p = 0,73 \cdot (w_L - 20 \%)$$

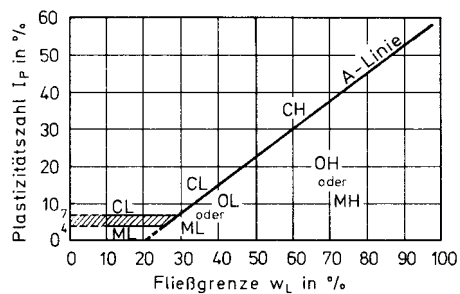


Bild 1.13. Plastizitätsdiagramm zur labormässigen Klassifikation feinkörniger Böden

Feinkörnige Böden

Böden, welche mehr als 50 Gew.-% Feinbestandteile (Fraktion < 0,06 mm) enthalten, sind *feinkörnig*. Die Einteilung in die, ohne PT, 6 möglichen Klassen geschieht einzig und allein auf Grund der Plastizitätseigenschaften, und zwar mit Hilfe des Plastizitätsdiagrammes (Bild 1.13). Die möglichen Klassen sind:

	Kurzbezeichnung
Silte ohne oder mit kleiner Plastizität	ML
tonige Silte mit kleiner oder mittlerer Plastizität	CL
tonige Silte mit organischen Beimengungen und kleiner Plastizität	OL
Spezielle Silte mittlerer Plastizität (z. B. Seekreide)	MH
Tone oder tonige Silte hoher Plastizität	CH
Tone oder tonige Silte mit organischen Beimengungen und mittlerer Plastizität	OH
Torfe (organisches Material vorherrschend)	PT.

Dabei bedeutet L eine Fließgrenze unter 50 % und H eine Fließgrenze über 50 %.

Die Unterscheidung zwischen den Klassen ML und OL, bzw. MH und OH, kann in manchen Fällen durch die Farbe oder den Geruch usw. möglich sein. Allgemein kann der Einfluss der organischen Beimengungen auf die Plastizitätseigenschaften durch Bestimmung der Konsistenzgrenzen vor (naturfeucht) und nach (wieder angefeuchtet) Ofentrocknung bei 105 °C sichtbar gemacht werden. Enthält der Boden fein verteilte organische Beimengungen, bewirkt die Ofentrocknung eine erhebliche Verminderung der Fließ- und Ausrollgrenze. Organische Beimengungen können auch durch Verfärbungstests mit Natronlauge festgestellt werden.

Grob- und mittelkörnige Böden

Böden, welche mehr als 50 Gew.-% Anteile > 0,06 mm enthalten, sind Kiese oder Sande. Ein Kies liegt vor, wenn vom Anteil > 0,06 mm

mehr als die Hälfte grössere Korndurchmesser als 2 mm aufweist; andernfalls ist der Boden ein Sand.

Enthält ein Kies oder Sand keine oder nur wenig Feinanteile (Grenze: 5 % < 0,06 mm), so wird er als *sauber* bezeichnet. Erfüllt er zudem noch gewisse Bedingungen hinsichtlich Steilheit und Krümmung der Kornverteilungskurve, so wird das Material als gut abgestuft bezeichnet: Klassen GW (sauberer Kies mit guter Kornabstufung) bzw. SW (Sand analog). Andernfalls erfolgt die Zuteilung in die Klassen GP (sauberer Kies mit schlechter Kornabstufung) bzw. SP (Sand analog). Die Bedingungen sind (mit C_u als Ungleichförmigkeitszahl und C_K als Krümmungszahl):

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (\text{s. Abschnitt 1.2})$$

$$C_K = \frac{(d_{30})^2}{d_{60}d_{10}},$$

$$\text{GW : } \begin{cases} C_u > 4 \\ 1 < C_K < 3, \end{cases}$$

$$\text{SW : } \begin{cases} C_u > 6 \\ 1 < C_K < 3. \end{cases}$$

Die Ideal-W-Kurve, die Fullerkurve $p_x = (d_x/d_{\text{max}})^{1/2}$ weist folgende Werte auf: $C_u = 36, C_K = 2,25$.

Enthält ein Kies oder Sand mehr als 5 Gew.-% Anteile < 0,06 mm, wird er als *siltiger* Kies (Sand) GM (SM) oder als *toniger* Kies (Sand) GC (SC) bezeichnet. Die Entscheidung, ob ein siltiges oder ein toniges Material vorliegt, vollzieht sich nach den Regeln der Klassifikation der feinkörnigen Böden durch entsprechende Untersuchung des feinkörnigen Anteiles des Kiesel (Sandes) gemäss Bild 1.13.

Die 8 Möglichkeiten, einen grob- oder mittelkörnigen Boden einer Klasse zuzuweisen, sind demnach:

	Kurzbezeichnung
Sauberer Kies (Sand) mit guter Kornabstufung	GW (SW)
sauberer Kies (Sand) mit schlechter Kornabstufung	GP (SP)
siltiger Kies (Sand)	GM (SM)
toniger Kies (Sand)	GC (SC).

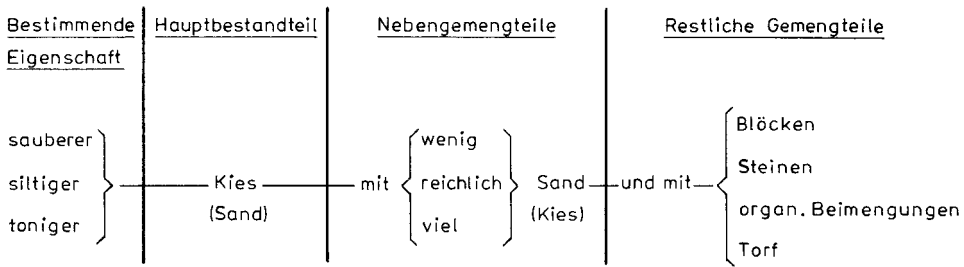


Bild 1.14. Geotechnische Materialbezeichnung für Kiese und Sande

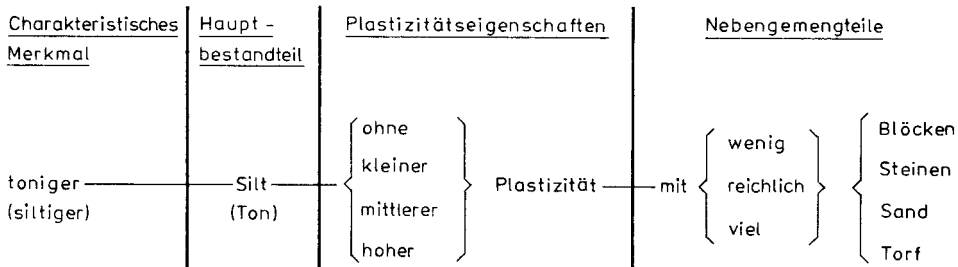


Bild 1.15. Geotechnische Materialbezeichnung für Silte und Tone

Die Norm SN 670 004-2a sieht z.B. innerhalb der siltigen Kiese (Sande) und der tonigen Kiese (Sande) noch eine weitere Unterteilung vor, die bei einem grossen Anteil von Feinbestandteilen zu Doppelklassen-Bezeichnungen führt (z. B. GW-GC). Auf diese Unterscheidung wird hier nicht eingegangen, weil sie im Zusammenhang mit der geotechnischen Materialbezeichnung an sich überflüssig ist.

Die Feldmethode der USCS-Klassifikation

Die oben beschriebene Klassifikationsmethode stützt sich auf im Labor erarbeitete Resultate wie Plastizitätseigenschaften und Kornverteilungskurve. Sie wird deshalb auch Labormethode genannt.

Steht kein Labor zur Verfügung, oder müssen die Resultate sehr schnell vorhanden sein, kann die in SN 670 004-1a beschriebene Feldmethode zur Anwendung gelangen. Sie beruht auf Schätzungen der Grösse des Feinanteiles und der Form der Kornverteilungskurve. Die Ermittlung der Plastizitätseigenschaften wird durch eine Schüttelprobe, eine Knetprobe und die Tro-

ckenfestigkeit ersetzt. Mit einiger Übung können auch so sehr zuverlässige Angaben gemacht werden.

Die geotechnische Materialbezeichnung

Die Klassifikations-Kurzbezeichnung hat – für sich alleine angegeben – den Nachteil, dass im Prinzip nur der Hauptgemengteil (bei gemischtkörnigem Boden) erscheint. Wenn immer möglich sollte deshalb die Klassifikations-Kurzbezeichnung durch die sogenannte geotechnische Materialbezeichnung ergänzt werden. Der Vorteil dieses Vorgehens liegt darin, dass in vielen Fällen ein wesentlich genaueres Bild vom Boden vermittelt wird.

Die geotechnische Materialbezeichnung wird nach bestimmten Regeln aufgebaut, welche für grob- und mittelkörnige Böden (Bild 1.14) und für feinkörnige Böden (Bild 1.15) verschieden sind. Die quantitativen Angaben für die Nebengemengteile sind wie folgt definiert:

- „wenig“: 3 bis 15 Gew.-%,
- „reichlich“: 16 bis 30 Gew.-%,
- „viel“: 31 bis 49 Gew.-%.

2 Totale und effektive Spannungen

2.1 Einführung

Betrachtungen über Spannungs- und Deformationszustände im Boden sind meist nur möglich, wenn man den wechselvollen Aufbau durch idealisierte Modellvorstellungen ablöst. Wegen des Drei-Phasen-Aufbaues des Bodens (Kapitel 1) ist die Erfassung von Spannungszuständen im Boden erst mit Hilfe des „Effektivspannungskonzeptes“ möglich, d. h. durch die Aufteilung der äusseren (totalen) Spannungsänderung $\Delta\sigma$ in je einen auf das Korngerüst des Bodens ($\Delta\sigma'$: effektive Spannungsänderung) und auf das Wasser (Δu : Porenwasserdruckänderung) wirksamen Anteil.

In diesem Werk werden Druckspannungen als positive Spannungen bezeichnet. Hauptspannungen werden σ_1, σ_2 und σ_3 benannt, wobei σ_1 die grösste und σ_3 die kleinste Hauptspannung ist.

Im Raum ist ein ebener Deformationszustand durch das Verschwinden der Deformation in einer der Hauptspannungsrichtungen gegeben, z. B. $\epsilon_2 = 0$. Die Deformationen können dann eindeutig in der durch die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 definierten Ebene beschrieben werden. Die Hauptspannung in der 2. Richtung ist deformationsfrei. Wir bezeichnen dies als

„Ruhedruck“ σ_0 , d. h. $\sigma_2 = \sigma_0$. Es ist dies diejenige Druckspannung in der Hauptrichtung 2, die gerade zur Verhinderung einer Deformation in dieser Richtung notwendig ist.

2.2 Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum

Vorbemerkung: In diesem Abschnitt 2.2 wird angenommen, die Porenwasserspannungen seien null, d. h., dass die totalen Spannungen σ hier immer gleich den effektiven Spannungen σ' sind.

Zur Behandlung des einfachen räumlichen Spannungszustandes wird der Boden als ein Halbraum aus elastischem und isotropem Material idealisiert. Dieser Halbraum hat eine unendlich weit ausgedehnte horizontale Oberfläche (die Bodenoberfläche). Das Raumgewicht γ des Materials ist konstant.

In der Tiefe z unter der Oberfläche ist die vertikale Spannung $\sigma_z = \sigma_1$ (Bild 2.1) gleich dem Überlagerungsdruck

$$\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z .$$

Wegen der Symmetrie gilt weiter $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_2 = \sigma_3$. Da wegen der Voraussetzungen die Deforma-

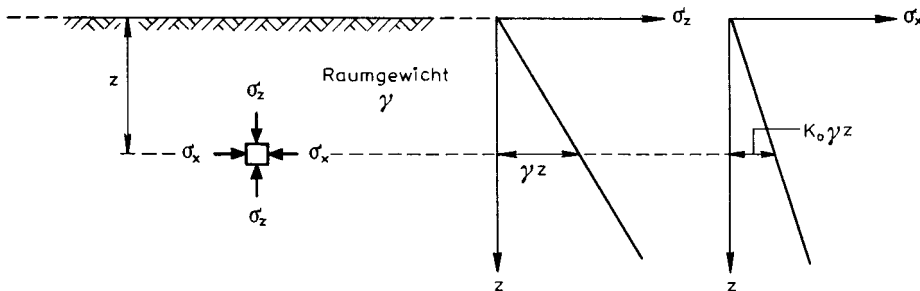


Bild 2.1. Hauptspannungszustand im elastisch-isotropen Halbraum

tionen in diesen Richtungen $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ sind, gilt

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_0 \text{ (Ruhedruck).}$$

Mit den in Abschnitt 5.1 gegebenen Gleichungen ergibt sich für den hier vorliegenden einaxialen Deformationszustand

$$\sigma_0 - \frac{1}{m}(\sigma_z + \sigma_0) = 0$$

und daraus

$$\sigma_0 = \frac{1}{m-1} \sigma_z.$$

Der Quotient $\sigma_0/\sigma_z = K_0$ wird Ruhedruckkoeffizient genannt mit

$$K_0 = \frac{1}{m-1}.$$

Die horizontale Spannung ergibt sich damit zu

$$\sigma_x = \sigma_0 = K_0 \gamma z.$$

Wird die Bodenoberfläche mit einer unendlich weit ausgebreiteten, gleichmässig verteilten Auflast q belastet (Bild 2.2), so ergibt sich

$$\sigma_z = \gamma z + q, \quad \text{und} \\ \sigma_x = \sigma_0 = K_0(\gamma z + q).$$

Die Spannungsverhältnisse in einem unter dem beliebigen Winkel α geneigten Schnitt (Bild 2.4)

können mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises ermittelt werden (Bild 2.3). Er ist der geometrische Ort der Spannungsvektoren σ_α und τ_α , dessen konjugierte Spannungen eine Ellipse darstellen (Bild 2.3). Die maximale Grösse der möglichen Schubspannungen τ_α ist durch die Scherfestigkeit des Bodens limitiert. Die Spannungen σ_α und τ_α in der Einheitsebene α des Elementes sind aus dem Kräftegleichgewicht zu bestimmen:

$$\sigma_\alpha = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha, \\ \tau_\alpha = (\sigma_z - \sigma_x) \sin \alpha \cos \alpha.$$

Diese Funktionen sind im Bild 2.4 dargestellt. Es ergibt sich, dass die maximale Schubspannung τ_{\max} unter einer Neigung von 45° auftritt. Sie hat die Grösse

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}.$$

Im elastisch-isotropen Halbraum ist

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(1 - K_0)\gamma z,$$

und unter der Voraussetzung von $K_0 = 0,5$ ist beim vorausgesetzten Bodenmodell

$$\tau_{\max} = 0,25\gamma z.$$

Wirkt an OK Boden die Auflast q (Bild 2.2), so wird

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(1 - K_0)(\gamma z + q),$$

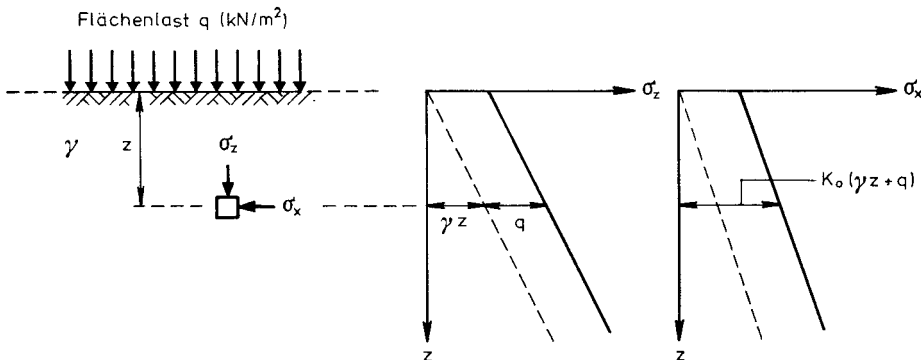


Bild 2.2. Wie Bild 2.1, aber mit unendlich weit ausgedehnter Flächenlast q

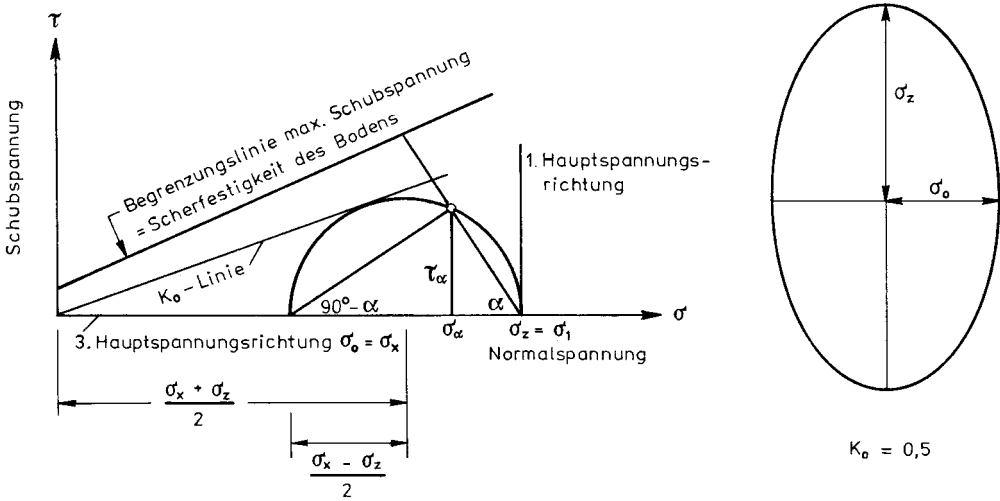


Bild 2.3. Mohr'scher Spannungskreis und Spannungselipse

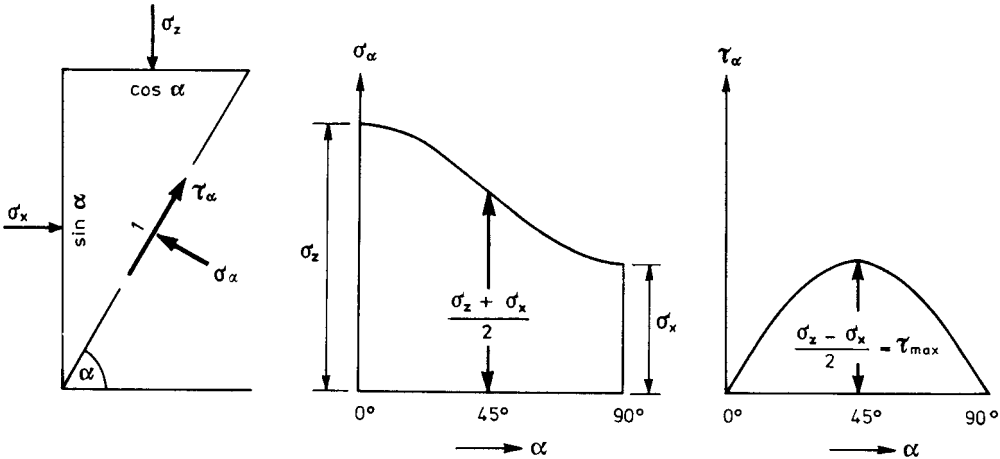


Bild 2.4. Spannungen in der unter α geneigten Ebene

während sich an der Richtung von τ_{max} nichts ändert.

Von einem Ruhedruck-Zustand kann streng nur unter den hier angenommenen Voraussetzungen gesprochen werden. Der wirkliche Spannungszustand im Boden ist von seiner Entstehungsgeschichte her gegeben. Durch die Sedimentation eines Tones im ruhigen Wasser stellt sich bei grösserer ebener Ausdehnung der K_0 -Zustand ein. Die Bestimmung von K_0 im Felde ist sehr kompliziert, ja in der Regel nicht möglich.

2.3 Totale Spannung, Porenwasserdruck und effektive Spannung

Wenn der Boden ein Grundwasserträger ist, so sind unter dem Grundwasserspiegel die Poren des Bodens zusammenhängend mit Wasser gefüllt, welches nur der Schwere unterliegt. Der hydrostatische Druck in der Tiefe z unterhalb des Grundwasserspiegels ist $u = z\gamma_w$; er wirkt