

# **Skriptum**

*LVA 873.101 Bodenmechanik und Grundbau*



**Enrico Soranzo**

*28. Februar 2025*



## Inhaltsverzeichnis

<b>1 Geotechnische Berechnungen</b>	<b>11</b>
1.1 Grundlagen der Bemessung von Tragwerken . . . . .	11
1.1.1 Qualitätsabsicherung . . . . .	11
1.1.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit . . . . .	12
1.2 Bemessungssituationen . . . . .	12
1.3 Untergrund . . . . .	13
<b>2 Geotechnische Untersuchungen</b>	<b>15</b>
2.1 Erkundungsziele . . . . .	15
2.2 Geotechnischer Bericht (geotechnisches Gutachten) . . . . .	15
2.2.1 Umfang der Untergrunderkundung . . . . .	16
2.3 Vorhandene Unterlagen . . . . .	21
2.4 Alte Karten und alte Unterlagen . . . . .	21
2.4.1 Luftbilder . . . . .	21
2.4.2 Geologische Karten . . . . .	22
2.4.3 Untergrundarchive . . . . .	23
2.4.4 Begehung des Geländes . . . . .	23
2.4.5 Schürfe (Schürfgruben, Schürfsschlitz) . . . . .	25
2.4.6 Felsfreilegungen . . . . .	25
<b>3 Ermittlung von Bodenkennwerten</b>	<b>27</b>
3.1 Tabellen der DIN 1055-2 [34] . . . . .	27
3.1.1 Charakteristische Werte für nichtbindige Böden . . . . .	27
3.1.2 Charakteristische Werte für bindige Böden und organische Böden . . . . .	28
3.2 Einschränkungen für die Gültigkeit der Tabellenwerte . . . . .	29
3.3 Mittlere bodenmechanische Kennwerte . . . . .	32
<b>4 Geotechnische Bezeichnung von Böden</b>	<b>33</b>
4.1 Bezeichnung von Böden . . . . .	34
4.1.1 Korngröße und Kornverteilung . . . . .	34
4.1.2 Kornfraktionen . . . . .	35
4.1.3 Kennwerte der Kornverteilung . . . . .	35
4.1.4 Bodenbezeichnung aufgrund der Kornverteilung . . . . .	36
4.2 Atterbergsche Zustandsgrenzen . . . . .	37
4.3 Tonaktivität . . . . .	39
4.4 Wasseraufnahmevermögen von Böden . . . . .	39
4.5 Organische Stoffe . . . . .	41
4.6 Kalkgehalt . . . . .	43
4.7 Farbe . . . . .	44
4.8 Weitere Prinzipien für die Bodenklassifizierung . . . . .	47
4.8.1 Bezeichnungen für die bezogene Lagerungsdichte grobkörniger Böden . . . . .	47
4.8.2 Undränierte Scherfestigkeit von feinkörnigen Böden . . . . .	47
4.8.3 Sensitivität . . . . .	47
4.9 Konsistenzzahl . . . . .	48
4.9.1 Weitere Kenngrößen . . . . .	48
<b>5 Volumen- und Massenverhältnisse</b>	<b>49</b>

<b>6 Feststoffdichte</b>	<b>51</b>
6.1 Feststoffdichte von Lockergesteinen . . . . .	51
<b>7 Zustand von Böden</b>	<b>53</b>
7.1 Proctorversuch . . . . .	53
7.2 Lagerungsdichte . . . . .	55
<b>8 Spannungszustand im Kontinuum</b>	<b>59</b>
8.1 Bestimmung der Hauptspannungen . . . . .	61
<b>9 Spannungszustand im Boden</b>	<b>65</b>
9.1 Wirksame und neutrale Spannungen . . . . .	65
9.1.1 Offenes System . . . . .	67
9.1.2 Geschlossenes System . . . . .	67
<b>10 Spannungen im Untergrund</b>	<b>69</b>
10.1 Halbraum mit horizontaler Oberfläche . . . . .	69
10.1.1 Ruhendes Grundwasser ohne geschlossenem Kapillarwasser . . . . .	69
10.1.2 Ruhendes Grundwasser mit geschlossenem Kapillarwasser . . . . .	70
10.1.3 Lotrecht gerichtete Grundwasserströmung . . . . .	70
10.2 Normale und überkonsolidierte Böden . . . . .	72
<b>11 Spannungsverteilung im isotropen elastischen Halbraum</b>	<b>75</b>
11.1 Schwerer elastischer Halbraum . . . . .	75
11.2 Vertikale Punktlast . . . . .	76
11.3 Vertikale, gleichmäßig verteilte Rechteckslast . . . . .	79
<b>12 Verformbarkeit von Böden</b>	<b>81</b>
12.1 Kompressionsversuch . . . . .	81
12.2 Versuchsdurchführung . . . . .	82
12.2.1 Versuchsauswertung . . . . .	82
12.2.2 Porenzahl $e$ . . . . .	84
12.2.3 Mögliche Versuchsfehler . . . . .	84
12.3 Zeit-Zusammendrückungsbeziehung . . . . .	84
12.4 Lastplattenversuch und Seitendruckversuch . . . . .	86
<b>13 Scherfestigkeit</b>	<b>89</b>
13.1 Begriffsdefinition . . . . .	89
13.2 Kohäsion . . . . .	92
13.2.1 Kohäsion von Böden . . . . .	93
13.3 Physikalische Ursachen . . . . .	93
13.4 Physikalische Kohäsion . . . . .	94
13.5 Bruchbedingungen von Mohr und Coulomb . . . . .	94
13.5.1 Mohrsche Bruchbedingung . . . . .	94
<b>14 Bruchbedingungen von Mohr und Coulomb</b>	<b>95</b>
14.1 Coulombsche Bruchbedingung . . . . .	95
14.1.1 Scherfestigkeit und Restscherfestigkeit . . . . .	97
14.2 Versuchstechnische Bestimmung der Scherfestigkeit . . . . .	99
14.2.1 Rahmenschergerät . . . . .	99
14.2.2 Dreiaxialversuch . . . . .	102

<b>15 Unterirdisches Wasser</b>	<b>105</b>
15.1 Grundwasser . . . . .	105
15.1.1 Sickerwasser . . . . .	106
15.2 Kapillarwasser . . . . .	107
15.3 Adsorptionswasser . . . . .	110
15.4 Grundwasserströmung . . . . .	112
15.4.1 Stromlinien und Stromröhren . . . . .	112
15.4.2 Hydraulische Höhe . . . . .	113
15.4.3 Hydraulischer Gradient und Strömungskraft . . . . .	114
15.4.4 Darcysches Fließgesetz . . . . .	114
15.4.5 Grundwasserströmung in feingeschichtetem Untergrund . . . . .	116
15.4.6 Abschätzung der Durchlässigkeit nichtbindiger Böden . . . . .	118
15.4.7 Durchlässigkeitsfunktion . . . . .	119
15.4.8 Geometrische Modelle . . . . .	119
15.4.9 Analytische Lösungen für krummlinige Grundwasserströmungen . . . . .	120
15.5 Feststofftransport . . . . .	122
15.5.1 Suffusion . . . . .	122
15.5.2 Kolmation . . . . .	123
15.5.3 Erosion . . . . .	123
15.5.4 Oberflächenerosion . . . . .	123
15.5.5 Äußere Erosion . . . . .	123
15.5.6 Innere Erosion . . . . .	124
15.5.7 Fugenerosion . . . . .	125
15.5.8 Kontakterosion . . . . .	125
15.6 Filter . . . . .	125
15.6.1 Kornfilter . . . . .	126
15.6.2 Geometrische Filterkriterien . . . . .	126
15.6.3 Filterregeln von Terzaghi . . . . .	126
15.6.4 Filterregel von Cistin/Ziems . . . . .	127
15.6.5 Filterregel von Sichardt . . . . .	128
15.6.6 Filterregeln für Stöße, Löcher und Schlitze in Dränrohren . . . . .	128
<b>16 Gründungen (Fundamente)</b>	<b>129</b>
16.1 Einteilung der Gründungen nach der Einbindetiefe . . . . .	129
16.1.1 Flachgründungen ( <i>shallow foundations</i> ) . . . . .	129
16.1.2 Tiefgründungen ( <i>deep foundations</i> ) . . . . .	130
16.1.3 Kritische Gründungstiefe . . . . .	130
16.2 Einteilung der Gründungen nach der Lastabtragung . . . . .	131
16.2.1 Flächengründungen ( <i>strip foundations, mat foundations</i> ) . . . . .	131
16.2.2 Pfahlgründungen ( <i>pile foundations</i> ) . . . . .	131
<b>17 Verfahren der Setzungsberechnung nach [24]</b>	<b>133</b>
17.1 Rechenwert $E^*$ des Moduls . . . . .	133
17.2 Ermittlung aus Setzungsbeobachtungen . . . . .	133
17.3 Ermittlung aus bodenphysikalischen Laborversuchen . . . . .	133
17.3.1 Ermittlung aus Feldversuchen . . . . .	134
17.3.2 Ermittlung aus Belastungsversuchen . . . . .	134
17.3.3 Bestimmung aufgrund örtlicher Erfahrung . . . . .	134
17.3.4 Mögliche Rechenwerte $E^*$ und deren Zusammenhänge auf Basis der Elastizitätstheorie . . . . .	134
17.3.5 Grundsätze für die Festlegung maßgebender Rechenwerte $E^*$ . . . . .	135
17.4 Einwirkungen . . . . .	135

17.4.1 Allgemeines . . . . .	135
17.4.2 Einwirkungen aus dem Bauwerk, einschließlich Erd- und Wasserdruck . . . . .	135
17.5 Bodenaushub . . . . .	135
17.6 Änderungen des Grundwasserstandes . . . . .	135
17.7 Einwirkungen neben dem Bauwerk . . . . .	136
17.8 Geotechnisches Modell . . . . .	136
17.9 Grenztiefe und lotrechte Spannungen . . . . .	136
17.9.1 Bestimmung der Grenztiefe . . . . .	136
17.9.2 Ansatz der Spannungen . . . . .	137
17.9.3 Berechnung der lotrechten Spannungen . . . . .	138
17.9.4 Spannungen infolge lotrechter Belastungen . . . . .	138
17.10 Setzungsermittlung . . . . .	139
17.10.1 Allgemeines . . . . .	139
17.10.2 Setzungsermittlung mittels der Formeln für die Verformungen . . . . .	141
17.10.3 Kreisförmige Lastfläche (schlaff) mit konstanter, lotrechter Belastung . . . . .	141
<b>18 Beurteilung der berechneten Setzungen</b>	<b>143</b>
18.1 Kriterium nach dem Absolutwert der Setzungen . . . . .	143
18.2 Kriterium der Setzungsunterschiede . . . . .	143
<b>19 Zeitlicher Setzungsverlauf</b>	<b>145</b>
19.1 Konsolidationstheorie . . . . .	145
19.1.1 Anwendungssituationen . . . . .	145
19.1.2 Annahmen . . . . .	146
19.1.3 Konzeptuelle Erklärung . . . . .	146
19.1.4 Mathematische Formulierung . . . . .	147
19.1.5 Mathematische Lösung . . . . .	150
19.1.6 Graphische Lösung . . . . .	151
<b>20 Tragfähigkeit von Flachgründungen</b>	<b>153</b>
20.1 Entwicklung eines Grundbruchs . . . . .	153
20.2 Bruchmechanismen . . . . .	154
20.3 Bruchmechanismen . . . . .	155
20.4 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (Grundbruch) nach [24] . . . . .	158
20.4.1 Bemessungskriterium und Teilsicherheitsbeiwerte . . . . .	158
20.4.2 Berechnungsverfahren . . . . .	159
20.4.3 Berechnung des Grundbruchwiderstandes . . . . .	160
20.4.4 Konstruktion des Gleitflächenbildes . . . . .	164
20.4.5 Berücksichtigung eines horizontal geschichteten Untergrundes . . . . .	165
20.5 Berücksichtigung von Grundwasser . . . . .	166
20.6 Nachweis des Grenzzustandes Gleiten . . . . .	166
20.6.1 Allgemeines . . . . .	166
20.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte . . . . .	166
20.6.3 Endzustand . . . . .	167
20.6.4 Anfangszustand . . . . .	168
20.7 Nachweis des Grenzzustandes Kippen . . . . .	168
20.7.1 Allgemeines . . . . .	168
20.7.2 Bemessungssituationen BS 1 und BS 2 . . . . .	168
20.7.3 Bemessungssituation BS 3 . . . . .	169
20.8 Nachweis gegen Aufschwimmen . . . . .	169
20.8.1 Allgemeines . . . . .	169
20.9 Hydraulischer Grundbruch nach [8] . . . . .	172

<b>21 Untergrund-Tragwerk-Wechselwirkung</b>	<b>175</b>
21.1 Nachweis der inneren Standsicherheit von Flachgründungen . . . . .	175
21.1.1 Unbewehrte Gründungen . . . . .	175
21.1.2 Bewehrte Gründungen . . . . .	176
21.1.3 Angenommene Sohldruckverteilungen . . . . .	181
21.1.4 Bettungsmodulverfahren . . . . .	183
<b>22 Erddruck</b>	<b>189</b>
22.1 Definition . . . . .	189
22.1.1 Aktiver Erddruck $E_a$ . . . . .	189
22.1.2 Passiver Erddruck (auch Erdwiderstand) $E_p$ . . . . .	191
22.1.3 Erdruhedruck (kurz Ruhedruck) $E_0$ . . . . .	193
22.1.4 Erhöhter aktiver Erddruck . . . . .	193
22.1.5 Verminderter passiver Erddruck . . . . .	193
22.1.6 Verdichtungsdruck . . . . .	194
22.1.7 Silodruck . . . . .	194
22.1.8 Adhäsion und Wandreibungswinkel . . . . .	194
22.1.9 Neigungswinkel des Erddruckes . . . . .	194
22.1.10 Regel für die Neigung der Geländeoberfläche . . . . .	194
22.2 Bewegungen von Stützkonstruktionen . . . . .	195
22.3 Ansatz der Erddrücke . . . . .	195
22.3.1 Ansatz des aktiven Erddruckes . . . . .	195
22.4 Ansatz des erhöhten aktiven Erddruckes . . . . .	196
22.4.1 Ansatz des Ruhedruckes . . . . .	197
22.5 Ermittlung des Erddruckes . . . . .	197
22.5.1 Neigungswinkel des Erddruckes . . . . .	197
22.6 Aktiver Erddruck . . . . .	199
22.6.1 Ebene Geländeoberfläche und ebene Rückseite des Stützbauwerks . . . . .	199
22.6.2 Oberflächenlasten (Linien- und Streifenlasten) . . . . .	201
22.6.3 Geschichteter Untergrund . . . . .	203
22.6.4 Einfluss des Grundwassers auf den aktiven Erddruck . . . . .	204
22.7 Passiver Erddruck . . . . .	204
22.8 Verdichtungsdruck . . . . .	206
22.9 Erddruck auf Winkelstützmauern . . . . .	207
22.9.1 Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit . . . . .	207
22.9.2 Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit (Bemessung der Konstruktionsteile) . . . . .	208
22.10 Silodruck . . . . .	208
22.11 Erddruckverteilung ingolge Bodeneigenlast . . . . .	209
22.11.1 Spundwände und Ortbetonwände . . . . .	210
22.12 Auflagerung von Wänden im Untergrund . . . . .	211
22.12.1 Auflagerungsarten . . . . .	211
22.12.2 Einspannung bei freistehender Wand . . . . .	212
<b>23 Formelzeichen</b>	<b>213</b>
23.1 Griechische Symbole . . . . .	213
23.1.1 Große Symbole . . . . .	213
23.1.2 Kleine Symbole . . . . .	213
23.2 Lateinische Symbole . . . . .	214
23.2.1 Große Symbole . . . . .	214
23.2.2 Kleine Symbole . . . . .	216



## Vorwort

Die Geotechnik befasst sich mit der Planung, Ausführung und Gestaltung von Bauwerken, die **mit, auf und in der Erde** errichtet werden. Mit der Erde werden beispielsweise **Dämme** und **Deiche** konstruiert. Auf der Erde erfolgt die **Gründung von Bauwerken**. In der Erde wiederum werden **unterirdische Bauwerke**, wie Tunnel und Kavernen, errichtet.

Das zentrale Anliegen der Geotechnik liegt in der Untersuchung und Anwendung von Geomaterialien, namentlich **Boden** und **Fels**. Als eigenständige Ingenieurdisziplin ist die Geotechnik vergleichsweise jung: Die Veröffentlichung des Werkes „Erdbaumechanik“ von Karl von Terzaghi im Jahr 1925 gilt als Geburtsstunde dieser Disziplin [49].

Heutzutage umfasst die Geotechnik ein breites Spektrum an Anwendungsfeldern. Dazu zählen Baugrunduntersuchungen, Fundamentkonstruktionen, Stützbauwerke und Böschungsstabilität, Tunnelbau und Kavernen, Deponieplanung, Uferbefestigungen sowie das Management von Georisiken.

Die Geotechnik gliedert sich in zwei zentrale Teildisziplinen: **Bodenmechanik** und **Erd- und Grundbau**. Diese Themenbereiche werden in den Lehrveranstaltungen „Bodenmechanik und Grundbau“ sowie „Angewandte Geotechnik“ behandelt. Die **Bodenmechanik** liefert die theoretischen Grundlagen und befasst sich mit dem mechanischen Verhalten von Geomaterialien. Im Mittelpunkt stehen die **Beschreibung, Klassifikation, das Spannungs- und Deformationsverhalten, die Scherfestigkeit, die Durchlässigkeit** sowie deren **zeitabhängige Entwicklung**. Darüber hinaus werden klassische Themen wie **Setzungsberechnungen, Konsolidationstheorie, Tragfähigkeit von Flachgründungen** und **Böschungsstabilität** behandelt. Der **Erd- und Grundbau** umfasst den **Entwurf**, die **Bemessung** sowie die **Konstruktion** von geotechnischen Bauwerken.

Geotechnik ist ein umfassendes Fachgebiet, das fundierte Kenntnisse in **Geologie, Geohydraulik, Statik** und **Konstruktionslehre** erfordert. Unterschiedliche Fähigkeiten sind gefragt, darunter **Beschreibungen, Versuche, Entwürfe, Berechnungen** und **Bemessungen**. Obwohl diese Kompetenzen in Disziplinen wie Geologie, Statik und Konstruktionsingenieurwesen einzeln gelehrt werden, stellt die **Kombination** dieser Fähigkeiten eine besondere Herausforderung dar. Gerade diese interdisziplinäre Verknüpfung ist das Merkmal exzellenter Ingenieurarbeit.

Trotz weltweit einheitlicher Grundlagen und Theorien spielt der **örtliche Baugrund** eine entscheidende Rolle. Der Untergrund in **Wien** unterscheidet sich maßgeblich von jenem in **Berlin, Paris** oder **London**. So kann eine **verbaute Baugrube** im „Frankfurter Ton“ oder „London Clay“ oft ohne zusätzliche Bauhilfsmaßnahmen realisiert werden. Demgegenüber erfordern vergleichbare Baugruben in **Wiener Sanden** eine **Grundwasserabsenkung**, während in **Zürcher Schottern** eine **Bodenvereisung** notwendig sein kann. Die eigentliche Aufgabe von geotechnischen Ingenieurinnen und Ingenieuren besteht darin, für die jeweiligen örtlichen Gegebenheiten eine **technisch sichere und wirtschaftlich optimierte** Lösung zu erarbeiten.

Das Institut für Geotechnik ist für jeden Verbesserungsvorschlag dankbar. Senden Sie mir Ihre Vorschläge und Hinweise unter [enrico.soranzo@boku.ac.at](mailto:enrico.soranzo@boku.ac.at) oder besuchen Sie mich in unserem Institut.

Enrico Soranzo  
Wien, 2025



# 1 Geotechnische Berechnungen

## 1.1 Grundlagen der Bemessung von Tragwerken

### 1.1.1 Qualitätsabsicherung

Um Mindestanforderungen für den Umfang und die Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen formulieren zu können, müssen zunächst Schwierigkeitsgrad und Komplexität jeder geotechnischen Maßnahme klar herausgestellt werden. Zu diesem Zweck werden drei “Geotechnische Kategorien” festgelegt [25].

Die **Geotechnische Kategorie 1** (GK1) sollte nur kleine und relativ einfache Bauwerke umfassen, bei denen

- die grundsätzlichen Anforderungen auf Grund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllbar ist
- ein vernachlässigbares Risiko besteht

GK 1 umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerk und Baugrund.

Die **Geotechnische Kategorie 2** (GK2) gilt für konventionelle Gründungen und Bauwerke ohne ungewöhnliches Risiko oder schwierige Baugrund- und Belastungsverhältnisse. GK 2 umfasst Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund. Die Nachweise für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 2 sollten in der Regel zahlenmäßig ausgewiesene geotechnische Kenngrößen und Berechnungen enthalten, um die grundsätzlichen Anforderungen zu erfüllen. Konventionelle Bauwerke oder Bauwerksteile, die der Geotechnischen Kategorie 2 entsprechen sind z.B.:

- Flächenfundamente
- Gründungsplatten
- Pfahlgründungen
- Wände oder andere Konstruktionen zur Abstützung von Boden oder Wasser
- Baugruben
- Brückenpfeiler und Widerlager
- Aufschüttungen und Erdarbeiten
- Baugrundanker und andere Verankerungen im Baugrund
- Tunnel im hartem, ungekluftetem Gestein und ohne besondere Wasserdichtigkeit oder anderen Anforderungen

Die **Geotechnische Kategorie 3** (GK3) sollte alle Bauwerke oder Bauwerksteile umfassen, die nicht zu den Geotechnischen Kategorien 1 und 2 gehören. Beispiele für die Geotechnische Kategorie 3 sind:

- sehr große und ungewöhnliche Bauwerke
- Bauwerke mit außergewöhnlichen Risiken oder ungewöhnlichen oder ungewöhnlich schwierigen Baugrund- oder Belastungsverhältnissen
- Bauwerke in seismisch stark betroffenen Gebieten

- Bauwerke in Gebieten, in denen mit stabilen Baugrundverhältnissen oder mit andauernden Bewegungen im Untergrund zu rechnen ist, so dass ergänzende Untersuchungen oder Sondermaßnahmen erforderlich sind.

Die Einstufung der bautechnischen Maßnahmen in GK 1, GK 2 und GK 3 ist vor Beginn der geotechnischen Erkundung vorzunehmen. Maßgebend für die Einstufung ist jenes Merkmal, das die höchste Geotechnische Kategorie ergibt. Die Einstufung und die daraus resultierenden Anforderungen sind im Zuge der Projektbearbeitung aufgrund der Ergebnisse geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauausführung zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen.

### 1.1.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Soweit zutreffend, muss nachgewiesen werden, dass folgende Grenzzustände nicht überschritten werden:

- **Verlust der Lagersicherheit** des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind (**EQU**);
- **inneres Versagen** oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (**STR**);
- **Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds**, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist (**GEO**);
- Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge **Aufschwimmens** (Auftrieb) oder andere vertikaler Einwirkungen (**UPL**);
- **hydraulischer Grundbruch**, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten (**HYD**).

Der Grenzzustand GEO ist oft für die Bemessung von Bauelementen bei Gründungen oder Stützbauwerken und zuweilen für die Festigkeit von Tragwerksgliedern maßgebend.

## 1.2 Bemessungssituationen

Nach der Nationalen Festlegung ÖNORM B 1997-1-1 § 4.2 zu der ÖNORM EN 1997-1 § 2.2 [25], werden drei Bemessungssituationen wie folgt definiert:

1. Ständige Bemessungssituation (**BS 1**, in Deutschland BS-P):  
Den ständigen Situationen (*persistent situations*), die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, wird die ständige Bemessungssituation zugeordnet. Hierbei werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.
2. Vorübergehende Bemessungssituation (**BS 2**, in Deutschland BS-T):  
Den vorübergehenden Situationen (*transient situations*), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, z.B.
  - Bauzustände bei der Herstellung des Bauwerks,
  - Bauzustände an einem bestehenden Bauwerk, z.B. bei Reparaturen oder infolge von Aufgrabungs- oder Unterfangungsarbeiten,

- Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z.B. Baugrubenböschungen und Baugrubenkonstruktionen, soweit für Steifen, Anker und Mikropfähle nichts anderes festgelegt ist,
- Zustand mit einer planmäßig einmaligen Einwirkung oder Gegebenheit

wird die vorübergehende Bemessungssituation BS 2 zugeordnet.

3. Außergewöhnliche Bemessungssituation (**BS 3**, in Deutschland BS-A + BS-E): Den außergewöhnlichen Situationen (*accidental situations*), die sich auf außergewöhnliche Bedingungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z.B. auf Feuer oder Brand, Explosion, Anprall, extremes Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS 3 zugeordnet. Darüber hinaus wird auch der Situation infolge von Erdbeben die Bemessungssituation BS 3 zugeordnet. In Deutschland existiert dafür zusätzlich die Bemessungssituation BS-E.

### 1.3 Untergrund

Es wird zwischen dem Grundgebirge (*bedrock*) und der Überlagerung (*overburden*) unterschieden. Das Grundgebirge wird von der festen Erdkruste gebildet, die bis zur Erdoberfläche reicht oder die von der lockeren Überlagerung bedeckt wird. In Abbildung 1.1 wird der Untergrundaufbau anhand von einem idealisierten Bodenprofil veranschaulicht. Der Mutterboden ist meist geringmächtig, während das Festgestein in der Regel erst in großer Tiefe zu erwarten ist.

Die im Einflussbereich eines Bauwerks anstehenden Schichten des Untergrunds können aus folgenden Gesteinsarten bestehen:

- **Lockergestein oder Boden**

Lockergestein oder Boden im bautechnischen Sinne ist die Anhäufung anorganischer und organischer verschiedenkörniger Feststoffe, deren Festigkeitseigenschaften nicht durch mineralische Bindung der Teilchen (z.B. Körner) bestimmt sind. Die meisten Bautätigkeiten finden in Böden statt. In der Bodenmechanik werden die mechanischen Eigenschaften der Böden behandelt.

- **Klüftiger Fels (kurz: Fels)**

Die Festigkeitseigenschaften von Fels sind durch die Art des Festgestein, mineralische Bindung der Teilchen, sowie durch Trennflächensysteme bestimmt. Fels ist demnach ein aus Festgesteinsteinkörpern (Kluftkörpern) bestehender in-situ Verband, der deutliche Anisotropie und Diskontinuität zeigt. Die gegenseitige Anordnung dieser Kluftkörper wird als Struktur von Fels bezeichnet. Fels kann durch Entfestigung Bodeneigenschaften besitzen. Daher kann Fels auch als ein Zwischenprodukt zwischen Lockergestein und Festgestein betrachtet werden. Die Felsmechanik beschäftigt sich mit den mechanischen Eigenschaften von Fels. Fels ist zwischen kleinen bis mittelgroßen Tiefen anzutreffen (10 m bis 100 m), z.B. bei den Neubaustrecken der Deutschen Bahn im deutschen Mittelgebirge.

- **Festgestein oder kompakter Fels**

Das Festgestein besteht aus einzelnen Kristallen oder Körnern, die unmittelbar oder mittelbar (über ein mineralisches Bindemittel) aneinander gebunden sind. Die gegenseitige Anordnung dieser Kristalle oder Körner wird als Struktur des Festgestein (Mikrostruktur) bezeichnet. Festgestein findet man erst in großer Tiefe, z.B. der Basistunnel Gotthard mit einer max. Tiefe von ca. 2 km. Festgestein kann als homogen<sup>1</sup> angesehen werden.

---

<sup>1</sup>Ein Körper ist homogen, wenn alle Elemente dieses Körpers die gleichen Eigenschaften aufweisen, andernfalls ist er inhomogen. Ein Stoff ist hinsichtlich einer bestimmten Eigenschaft isotrop, wenn diese Eigenschaft in einem bestimmten Element unabhängig ist von der Richtung, andernfalls ist er anisotrop.

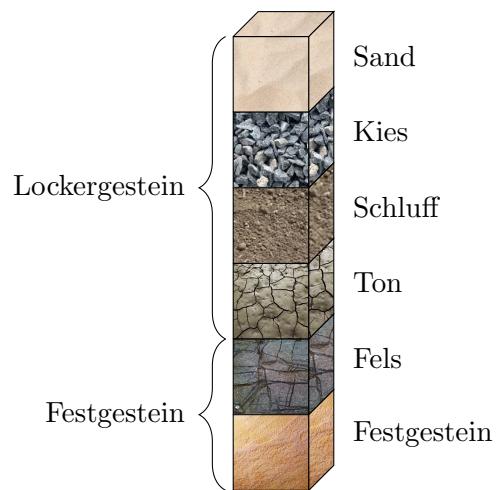


Abbildung 1.1: Untergrundaufbau

## 2 Geotechnische Untersuchungen

Geotechnische Untersuchungen sind die zur bautechnischen Beschreibung und Beurteilung von Gesteinen notwendigen Arbeiten. Sie umfassen die Untergrunderkundung, die Ermittlung der Gesteinseigenschaften (Gesteinskennwerte) und sind erforderlich zur Auswertung des Entwurfs, der Ausschreibung und für die Bauausführung.

Voruntersuchungen sind geotechnische Untersuchungen für die Standortwahl, das Entwurfskonzept und den Vorentwurf eines Bauwerks. Voruntersuchungen dienen der Entscheidung, ob ein geplantes Bauwerk in Hinblick auf die Untergrundverhältnisse überhaupt errichtet werden kann und wenn ja, welche besonderen Anforderungen (technisch und wirtschaftlich) für die Gründungskonzeption, die Baukonstruktion sowie die Bauausführung zu beachten sind.

Voruntersuchungen können auch mit der Fragestellung geführt werden, den Standort zu ermitteln, welcher im Hinblick auf Sicherheit, Umweltschutz und Gesamtkosten die günstigsten Eigenschaften aufweist (z.B. Linienführung von Verkehrswegen oder Kanälen, Erstellung von geotechnischen Karten).

### 2.1 Erkundungsziele

- Petrographische und stratigraphische Bezeichnung der anstehenden geologischen Formationen.
- Feststellung der Lage der anstehenden geotechnischen Schichten (Homogenbereiche), des Untergrundes und eventueller Störungen und Einschlüsse.
- Auch ein im Kleinen (in Millimeter- bis Dezimeter-Stärke) mehr oder weniger regelmäßig geschichteter Bereich wird als ein Homogenbereich (mit Feinschichtung) angesehen.
- Feststellung der dem Augenschein nach zu erkennenden geotechnischen Eigenschaften der einzelnen Homogenbereiche (manuelle und visuelle Verfahren; Bezeichnung des Gesteins). Fotografieren der Bohrkerne bzw. Proben.
- Entnahme von Gesteinsproben zur Kontrolle der Feststellungen an der Baustelle, für die Dokumentation, für geotechnische Laborversuche und für chemische Untersuchungen (zur Feststellung einer etwaigen Kontamination).
- Überschlägige Feststellung der Grundwasserverhältnisse (Grundwasserspiegel, Grundwasserleiter, Grundwasserstockwerke, gespanntes Wasser) und deren zeitliche Änderungen. Für eine genauere Feststellung der Grundwasserverhältnisse sind Messstellen einzurichten, die für Grundwasserstandbeobachtungen über einen längeren Zeitraum geeignet sind.
- Feststellung der dem Augenschein nach und mit einfachen Versuchen zu erkennenden Eigenschaften des Grundwassers.
- Entnahme von Wasserproben.

### 2.2 Geotechnischer Bericht (geotechnisches Gutachten)

Der geotechnische Bericht ist die Zusammenfassung und Kommentierung der Ergebnisse aller geotechnischen Untersuchungen, sowie der daraus zu ziehenden Folgerungen für die Konstruktion und für die Bauausführung.

Die Kosten für die geotechnischen Untersuchungen sind in erster Linie abhängig von den anrechenbaren Kosten und vom Schwierigkeitsgrad des Untergrundes. Das Honorar für die Ingenieurleistung (Gutachtertätigkeit für Baugrundbeurteilung und Baugrundberatung) variiert stark zwischen einigen Promillen bis einigen Prozenten der anrechenbaren Kosten. Die Baugrunduntersuchungen (Feld- und Laboruntersuchungen) werden gesondert vergütet.

### 2.2.1 Umfang der Untergrunderkundung

Die Art und der Umfang von Untergrunderkundungen (Art, Anzahl, Lage und Tiefe der Aufschlüsse; Art und Anzahl der Versuche) ist abzustimmen auf:

- die bisherigen Kenntnisse über den Untergrund
- die Komplexität des Untergrundes und
- die Größe des vorgesehenen Bauvorhabens, die Lasten und die speziellen Anforderungen.

Die richtige Auswahl der erforderlichen Erkundungsmaßnahmen ist eine Optimierungsaufgabe. Dabei nähert man sich am zweckmäßigsten schrittweise an das unbedingt erforderliche Erkundungsergebnis an; folgende Reihenfolge kann zweckmäßig sein:

- alte Karten und alte Unterlagen
- Luftbilder
- geologische Karten
- Begehung
- Untergrundarchiv
- Ramm- und Drucksondierungen
- Schürfe
- Bohrungen

Geologische Karten geben in erster Linie Auskunft über Gesteinsschichten, die unter der Vegetationsschicht an der Geländeoberfläche anstehen. Sie liefern somit Hinweise, ob ein nicht-bindiger oder bindiger Boden oder Fels ansteht, jedoch nicht auf die Schichtdicke und die bodenphysikalischen Eigenschaften. Außerdem finden sich Angaben über Quellen, Störungen sowie über Fallen und Streichen von Klüften-, Schieferungs- und Schichtflächen.

Auch historische topographische Karten sind von Bedeutung, da sie alte, inzwischen nicht mehr vorhandene Bausubstanz, Verkehrswege und Gewässerläufe aufzeigen.

Bei fast allen Kommunalverwaltungen bestehen bereits Untergrundarchive, die ständig weiter ausgebaut werden. In ihnen sind alle Untergrundaufschlüsse des verwalteten Gebietes sowie Setzungsmessungen und beobachtete Grundwasserstände zusammengetragen. An die Bauherren ist zu appellieren, Ergebnisse von Untergrunderkundungen den Archiven zur Verfügung zu stellen.

Das Aufschlussprogramm muss also flexibel sein. Die Arbeiten müssen ständig überwacht, die Ergebnisse beurteilt und darauf der eventuell erforderliche nächste Erkundungsschritt abgestimmt werden. Bei großen Bauvorhaben und bei sehr unregelmäßigen oder unklaren Untergrundverhältnissen ist für die Untergrunderkundung ein Geologe hinzuzuziehen.

Die Erkundungsverfahren (Aufschlüsse) können unterteilt werden in:

- direkte Verfahren (natürliche Aufschlüsse, Schürfe, Bohrungen, Stollen, Schächte), bei denen der Untergrund unmittelbar visuell, manuell oder durch Versuche beurteilt werden kann und
- indirekte Verfahren, deren Ergebnisse erst über Eichbeziehungen (z.B. über eine Schlüsselbohrung) geotechnisch relevante Angaben liefern.

Die geoseismischen, geodynamischen, geoelektrischen, geomagnetischen, gravimetrischen, geothermischen, geohydrothermischen und kernphysikalischen Erkundungsverfahren werden auch als geophysikalische Erkundungsverfahren bezeichnet. Sie werden insbesondere für großflächige Erkundungen angewendet. Mit Erkundungsstollen und Erkundungsschächten erhält man großflächige Aufschlüsse tiefliegender Bereiche, z.B. die Basistunnel Gotthard und Brenner.

Als Richtwert für die notwendigen Abstände direkter Aufschlüsse kann [6] herangezogen werden:

- bei einfachen Bauwerken oder solchen mit kleiner Grundfläche verbunden mit einfachen Untergrundverhältnissen mindestens ein direkter Aufschluss
- bei Hoch- und Industriebauten ein Rasterabstand von 20–40 m
- bei großflächigen Bauwerken ein Rasterabstand von  $\leq 60$  m
- bei Linienbauwerken (Landverkehrswege, Wasserstraßen, Leitungen, Deiche, Tunnel, Stützmauern) zwischen 50 und 200 m; entsprechend den hierbei gewonnenen Ergebnissen sind, falls erforderlich, weitere Aufschlüsse in der Längs- und Querrichtung auszuführen; für tief liegende Tunnel gelten besondere Überlegungen
- bei Sonderbauwerken (z.B. Brücken, Schornsteine, Maschinenfundamente) mehr als ein Aufschluss je Fundament.

Bei schwierigen geologischen Verhältnissen oder zur Eingrenzung von Unregelmäßigkeiten sind geringere Abstände oder eine größere Anzahl von Aufschläßen erforderlich. Dagegen darf bei sehr gleichförmigen geologischen Verhältnissen ein größerer Abstand oder eine geringere Anzahl der Aufschlüsse gewählt werden. Solche Fälle sind jedoch zu begründen.

Die Anordnung von Aufschläßen im Grundriss orientiert sich auch an der Grundrissform des zu errichtenden Bauwerks, sie sollte jedoch nicht nur schematisch in Anpassung an die Geometrie des Bauwerksgrundrisses erfolgen. In vielen Fällen reichen einige wenige Bohrungen aus, die gegenüber Ramm- und Drucksondierergebnissen eine Schlüsselfunktion zu übernehmen haben.

Es wird zwischen Haupt- und Zusatzbohrungen unterschieden. Die Hauptbohrungen werden in größeren Abständen und bis in größere Tiefen ausgeführt, um einen allgemeinen Überblick über die Beschaffenheit des Untergrundes zu erhalten. Sie werden dann durch Zusatzbohrungen oder Sondierungen in der Weise ergänzt, dass der Schichtenaufbau eindeutig beurteilt werden kann. Zumindest die Hauptbohrungen sind so tief zu führen, dass alle Schichten, welche die Tragfähigkeit des Untergrundes unter dem Bauwerk und die Setzungen des Bauwerkes beeinflussen, erfasst werden.

Die Aufschlussstiefe  $z_a$  muss alle Bodenschichten erfassen, die vom geplanten Bauvorhaben beeinflusst werden. Bei Staudämmen, Wehren und für Baugruben im Grundwasser sowie bei Wasserhaltungen ist die Aufschlussstiefe außerdem auf die hydrogeologischen Verhältnisse abzustimmen. In diesem Falle müssen die Grundwasserleiter und ihre Begrenzungen erkundet werden. In [6] sind die Richtwerte für die Aufschlussstiefen angegeben.

Bei Bauwerken auf kompetenten Schichten kann die Untersuchungstiefe bis auf  $z_a = 2$  m gemindert werden, wenn die Geologie geklärt ist, anderenfalls sollte die Untersuchungstiefe wenigstens eines Aufschlusses bis  $z_a = 5$  m geführt werden. Wenn Fels in der vorgesehenen Gründungstiefe eines Bauwerks angetroffen wird, sollte dieser als Bezugsebene für  $z_a$  genommen werden. Andernfalls bezieht sich  $z_a$  auf die Oberfläche des Fels.

Bei Hoch- und Ingenieurbauten sollte der größere Wert der folgenden Bedingungen angewandt werden (Abbildung 2.1a):

- $z_a \geq 6$  m
- und  $z_a \geq 3,0 \times b_F$

Dabei ist  $b_F$  die kürzere Seite der Gründung. Bei Plattengründungen und bei Bauwerken mit mehreren Gründungskörpern, deren Einflüsse sich in tieferen Schichten überlagern:

- $z_a \geq 1,5 \times b_B$

Dabei ist  $b_B$  die kleinere Bauwerksseitenlänge (Abbildung 2.1b).

Bei Dämmen (Abbildung 2.2):

- $0.8h < z_a < 1.2h$
- $z_a \geq 6 \text{ m}$

Dabei ist  $h$  die Dammhöhe. Dämme und Einschnitte, der höhere Wert folgender Bedingungen sollte gewählt werden (Abbildung 2.2). Bei Dämmen:

- $0,8h < z_a < 1,2h$
- $z_a \geq 6 \text{ m}$

Dabei ist  $h$  die Dammhöhe. Bei Einschnitten:

- $z_a \geq 2,0 \text{ m}$
- $z_a \geq 0,4h$

Dabei ist  $h$  die Einschnittstiefe.

Linienbauwerke, der größere Wert der folgenden Bedingungen sollte gewählt werden (Abbildung 2.3). Bei Straßen und Flugplätzen  $z_a \geq 2 \text{ m}$  unter die vorgesehene Aushubsohle. Bei Gräben und Rohrleitungen, der größte Wert für:

- $z_a \geq 2 \text{ m}$  unter die Aushubsohle
- $z_a \geq 1,5b_{Ah}$

Dabei ist  $b_{Ah}$  die Breite des Aushubs. Wenn relevant, sollten die Empfehlungen bezüglich von Dämmen und Einschnitten befolgt werden.

Bei Tunneln und Kavernen (Abbildung 2.4):

- $b_{Ab} < z_a < 2,0b_{Ab}$

Dabei ist  $b_{Ab}$  die Ausbruchsbreite. Die Grundwasserverhältnisse, wie unten beschrieben, sollten ebenfalls berücksichtigt werden.

Baugruben (Abbildung 2.5): Wenn die Grundwasserdruckfläche und Grundwasseroberfläche unter der Baugrubensohle liegen, sollte der höhere Wert der folgenden Bedingungen gewählt werden:

- $z_a \geq 0,4h$
- $z_a \geq (t + 2,0) \text{ m}$

Dabei ist  $t$  die Einbindetiefe der Umschließung,  $h$  die Baugrubentiefe. Wenn die Grundwasserdruckfläche und Grundwasseroberfläche über der Baugrubensohle liegen, sollte der höhere Wert folgender Bedingungen gewählt werden:

- $z_a \geq (1,0H + 2,0) \text{ m}$
- $z_a \geq (t + 2,0) \text{ m}$

Dabei ist  $H$  die Höhe der Grundwasseroberfläche über der Baugrubensohle,  $t$  die Einbindetiefe der Umschließung. Wenn kein Grundwasserhemmer bis zu dieser Tiefe erreicht wird:

- $z_a \geq (t + 5) \text{ m}$

Bei Staubauwerken sollte  $z_a$  abhängig von der vorgesehenen Stauhöhe, den hydrogeologischen Verhältnissen und den Konstruktionsweisen festgelegt werden. Bei Dichtungswänden (Abbildung 2.6):

- $z_a \geq 2 \text{ m}$  unter der Oberfläche des Grundwassernichtleiters.

Bei Pfählen (Abbildung 2.7) sollten folgende drei Bedingungen erfüllt sein:

- $z_a \geq 1,0 b_g$
- $z_a \geq 5,0 \text{ m}$
- $z_a \geq 3D_F$

Dabei ist  $D_F$  der Pfahlfußdurchmesser und  $b_g$  das kleinere Maß eines in der Fußebene liegenden Rechtecks, das die Pfahlgruppe umschließt.

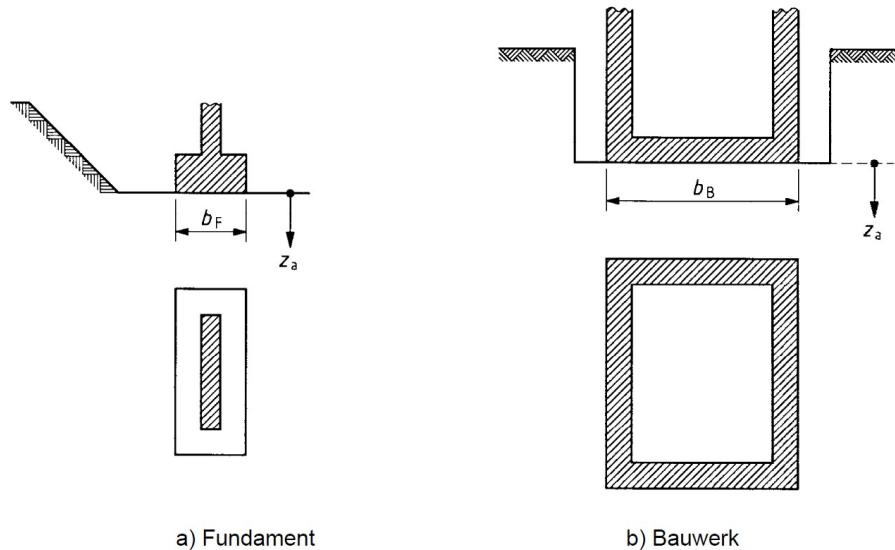


Abbildung 2.1: Hochbauten, Ingenieurbauten [6]

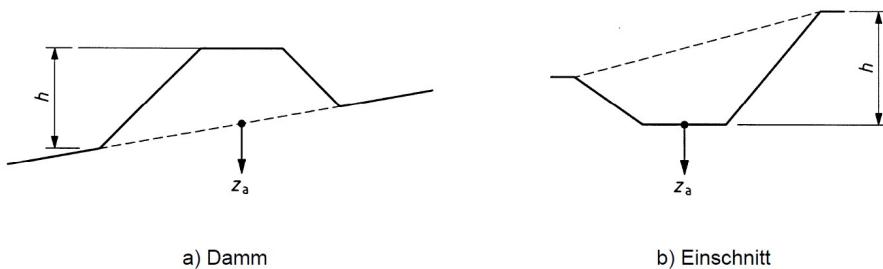


Abbildung 2.2: Dämme und Einschnitte [6]

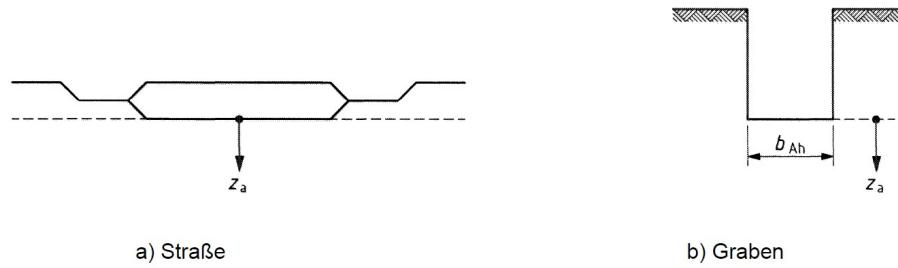


Abbildung 2.3: Linienbauwerke [6]

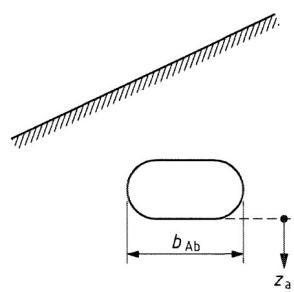


Abbildung 2.4: Tunnel und Kavernen [6]

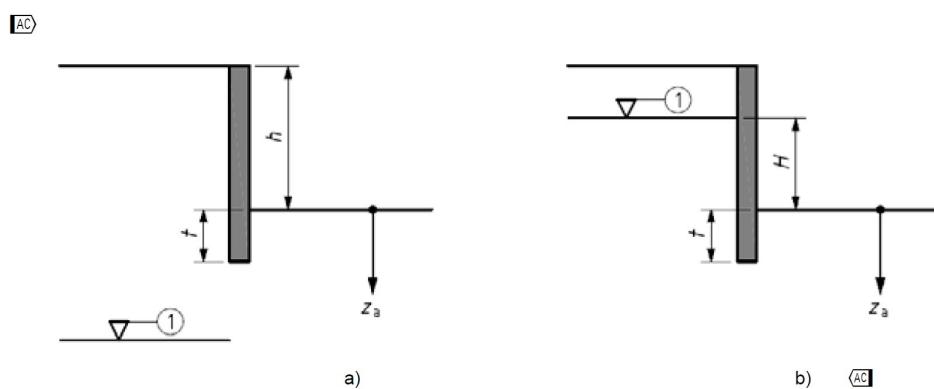


Abbildung 2.5: Baugruben [6]

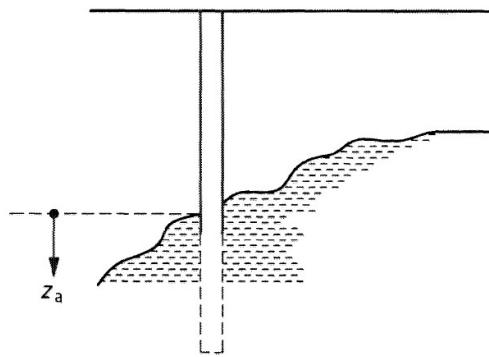


Abbildung 2.6: Dichtungswand [6]

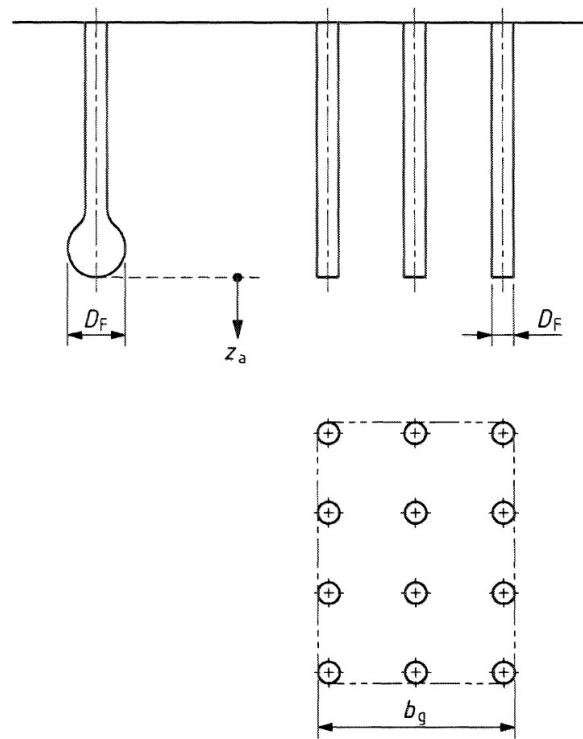


Abbildung 2.7: Pfahlgruppen [6]

### 2.3 Vorhandene Unterlagen

### 2.4 Alte Karten und alte Unterlagen

Historische topographische Karten sind von Bedeutung, da sie alte, inzwischen nicht mehr vorhandene Bausubstanzen, Verkehrswege, Gewässerläufe und Bergbauaktivität aufzeigen. Still gelegte Bergbaustollen sind ohne historische Karten schwer zu lokalisieren und stellen für Bauvorhaben in ihrer Nähe ein hohes Risiko dar.

#### 2.4.1 Luftbilder

Anhand von Luftbildern können wir ingenieurgeologisch relevante Informationen bekommen, z.B. Lagerungsverhältnisse, Tektonik, Karst, Flussdynamik, Massenbewegungen, Gletscheraus-

wirkungen, Vulkanismus. Durch die stereoskopische Betrachtung der Luftbilder ist es besonders gut möglich, die oben genannten Phänomene zu erkennen und abzugrenzen. Abbildung 2.8 zeigt die San Andreas Verwerfung in CA, USA. Diese Verwerfung mit einer Länge von ca. 1300 km und einer Tiefe von ca. 16 km ist für das verheerende Erdbeben in San Francisco im Jahre 1906 verantwortlich.



Abbildung 2.8: San Andreas Verwerfung in Kalifornien, USA

#### 2.4.2 Geologische Karten

Grundsätzlich sollte zuerst der Baugrund auf einer zuständigen geologischen Karte gesucht werden. Derartige Karten haben sich insbesondere für Voruntersuchungen als sehr brauchbar erwiesen. Sie geben in erster Linie Auskunft über Gesteinsschichten, die unter der Vegetationsschicht an der Geländeoberfläche anstehen. Sie liefern somit Hinweise, ob ein nichtbindiger, bindiger Boden oder Fels ansteht, jedoch nicht auf die Schichtdicke und die bodenphysikalischen Eigenschaften. Außerdem finden sich Angaben über Quellen, Störungen sowie über Fallen und Streichen von Klüften-, Schieferungs- und Schichtflächen. Die geologischen Karten von unterschiedlichen Maßstäben sind beim zuständigen geologischen Amt erhältlich (Abbildung 2.9).

Neben den geologischen Karten können Karten mit speziellen Informationen von Nutzen sein. Nachfolgend sind einige Spezialkarten aufgelistet, die für geotechnische Untersuchungen relevant sind:

- Geohydrologische Karten: Sie enthalten Angaben über mittlere Grundwasserstände und
- Grundwasserbewegungen. Die Grundwasserbeobachtungsbrunnen sind besonders gekennzeichnet.
- Ingenieurgeologische Karten: Sie enthalten Darstellungen der Schichtfolgen, Schichtdicken und der geotechnischen Eigenschaften der anstehenden Gesteine.
- Geoseismische Karten
- Geophysikalische Karten
- Bergbaukarten
- Erdfallkarten

- Karten der Auffüllungen, Altdeponien und Altlasten, insbesondere im Bereich von Städten und Industriestandorten.
- Hangstabilitätskarten

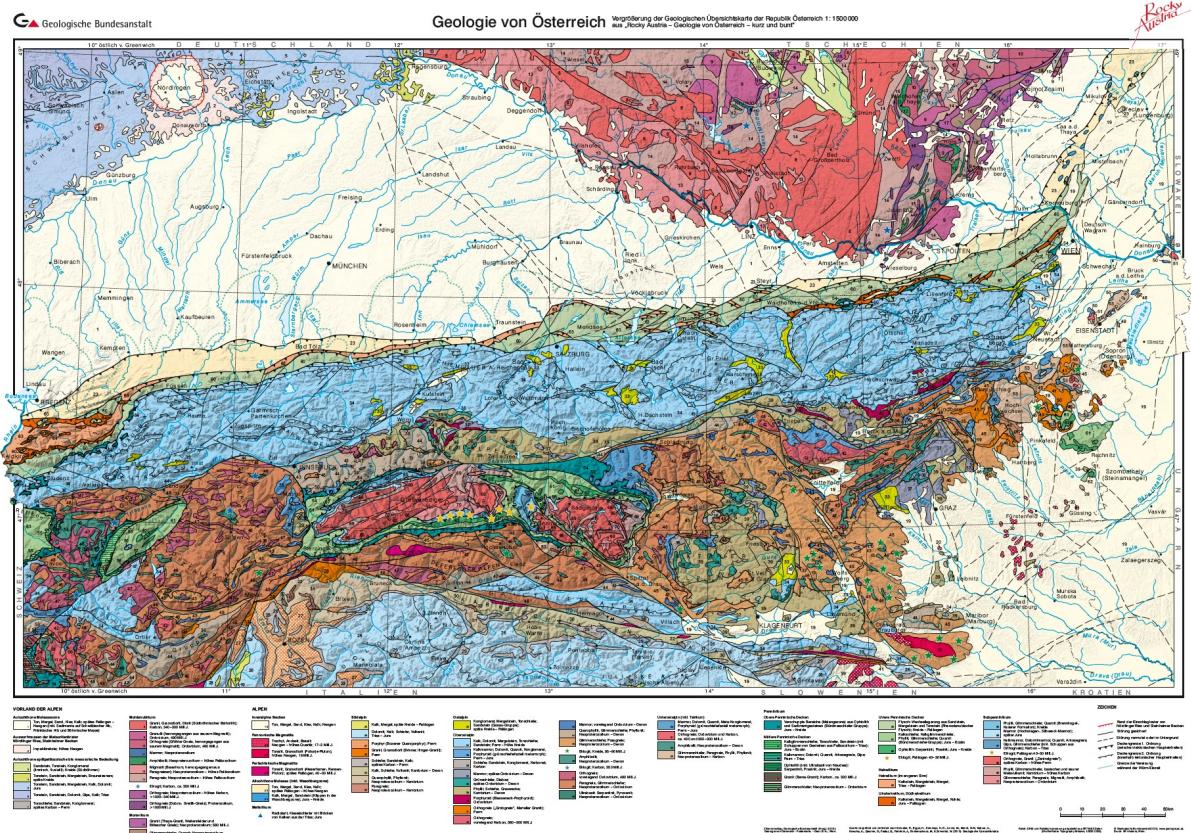


Abbildung 2.9: Geologische Karten von Österreich [38]

#### 2.4.3 Untergrundarchive

Bei fast allen Kommunalverwaltungen bestehen bereits derartige Archive, die ständig weiter ausgebaut werden. In ihnen sind alle Untergrundaufschlüsse des verwalteten Gebietes sowie Setzungsmessungen und beobachtete Grundwasserstände zusammengetragen. An die Bauherren ist zu appellieren, Ergebnisse von Untergrunderkundungen den Archiven zur Verfügung zu stellen. Verdichtet sich das Netz der Erkundungsstellen, so können daraus die verschiedenen geologischen Spezialkarten entwickelt werden.

#### 2.4.4 Begehung des Geländes

Vor der Festlegung des Untersuchungsprogramms, spätestens aber bei Beginn der Aufschlussarbeiten ist eine Ortsbegehung des Standortes und seiner Umgebung durchzuführen und zu dokumentieren. In Tabelle 1 sind die wichtigsten Gesichtspunkte aufgezählt, auf die bei der Ortsbegehung zu achten ist.

Die örtlichen Verhältnisse, die Bebauung und die topographische Gestalt, z.B. Hang, Mulde, Talprofil des weiteren Baugebietes, sind zu erkunden. Hierbei sind Wasseraustritte, Quellen, Flusswasserstände, Brunnen, Wasserentnahmen und Trinkwasserraffungsgebiete zu erfassen. Die Grundwasserfließrichtung wird durch ein Netz von Grundwassermessstellen ermittelt. In Sonderfällen z.B. bei Kluftwasserleitern, stark profiliertem Grundwassersohle, Druckwasserleitern u.ä., können Tracer- und Farbversuche notwendig sein. Es werden die vorhandenen natürlichen

und künstlichen Aufschlüsse beurteilt (Oberflächenkartierung). Dazu dienen Rutschungen, Einschnitte von Wasserläufen und Verkehrswegen, Kies-, Sand-, Tongruben, Steinbrüche, Brunnen u.a.. Insbesondere wird auch festgestellt, ob es sich um einen geschütteten oder einen gewachsenen Untergrund handelt. Bei vorhandener Nachbarbebauung sollten die dort gewählte Gründungsart und die damit gemachten Erfahrungen ermittelt werden. Die Vegetation lässt Rückschlüsse auf die Hydrologie des Untergrundes zu.

Tabelle 1: Ortsbegehung

Gesichtspunkte	zu achten auf	Hinweis auf
geologische	Natürliche und künstliche Aufschlüsse, Lesesteine	anstehende geologische Schichten, Schichtgrenzen, Mächtigkeit der Überlagerung, geologische Störungen
	Vegetation, Wuchs von Bäumen an Hängen	anstehende Schichten, Grundwasserverhältnisse, Rutschungen, Geländesenkungen in der jüngeren Vergangenheit
	Geländeform: Terrassen, ehemalige Flussläufe, Geländeabrisse und Geländeaufwölbungen, Einsenkungen im Gelände (Dolinen)	anstehenden Boden oder Fels, Schichtgrenzen, geologische Störungen, Rutsch- und Kriechhänge, Auslaugung wasserlöslicher Gesteine im Untergrund (Karst)
hydrologische	Wasserläufe, ständig oder zeitweilig	Grundwasserspiegel, gegebenenfalls Wasserdurchlässigkeit
	Vegetation	geringen Grundwasser und Flurabstand, Quellhorizonte
	Quellen	gegebenenfalls Schichtenaufbau, Grundwasserstockwerke
	Verteilung von Wasseraustritten, Feuchtstellen	Rutschungen, Auslaugungen, wasserlösliche Gesteine
zivilisatorische	Leitungen	Behinderungen bei Aufschluss- und Bauarbeiten, Versorgung mit Wasser und Strom, Ableitung von anfallendem Wasser
	Art und Gründung der Nachbarbebauung	Hinweis auf Gründungsmöglichkeiten, Beeinflussung des Vorhabens durch Dritte und Einflüsse auf Dritte
	Bauarbeiten in der Umgebung oder deren Vorbereitung (z.B. Bohrungen)	Hinweis auf künftige Nachbarbebauung, den Baugrund und dessen Eigenschaften
	Bauschäden in der Umgebung	Baugrundverhalten und Sonderfragen (z.B. Setzungen)
	Brunnen	Grundwasser, Anforderungen an Wasserhaltung, Abdichtung des Baugrunds
	Aufschüttungen	Deponien von Bauschutt, Müll usw.
	Halden, Stollen, Fördergerüste	Bergbau

#### 2.4.5 Schürfe (Schürfgruben, Schürfschlitzte)

Örtlich begrenzter Aushub der Bodenschichten in Gruben oder Schlitzten bis zu maximal etwa 5 m Tiefe. Insbesondere bei steinigem und blockigem Untergrund und bei Bauschutt mit Mauerresten haben sich mit einem Tiefloßelbagger hergestellte Schürfe bewährt, weil in einem derartigen Material die Hindernisse für Ramm- und Drucksondiergeräte unüberwindlich sind. Schürfe lassen das Untergrundprofil unmittelbar erkennen und sie liefern großformatige Geesteinsproben. Die Abmessungen der Schürfe werden dadurch bestimmt, dass sich Aushub, Aufnahme des Untergrundprofils und die Entnahme einer Bodenprobe bequem durchführen lassen. Die Mindestgrundfläche einer Schürfgrube ist etwa 1,0/1,0 m. Eine der Wände soll abgetreppt oder abgeflacht werden. Schürfe im Fels werden maschinell oder mit Hilfe von Sprengungen hergestellt. Sie müssen so tief ausgehoben werden, dass der unverwitterte Fels unter der Verwitterungszone angetroffen wird (Abbildung 2.10a). Schürfe sollten möglichst ingenieurgeologisch kartiert werden. Ein Beispiel zeigt Abbildung 2.10b.

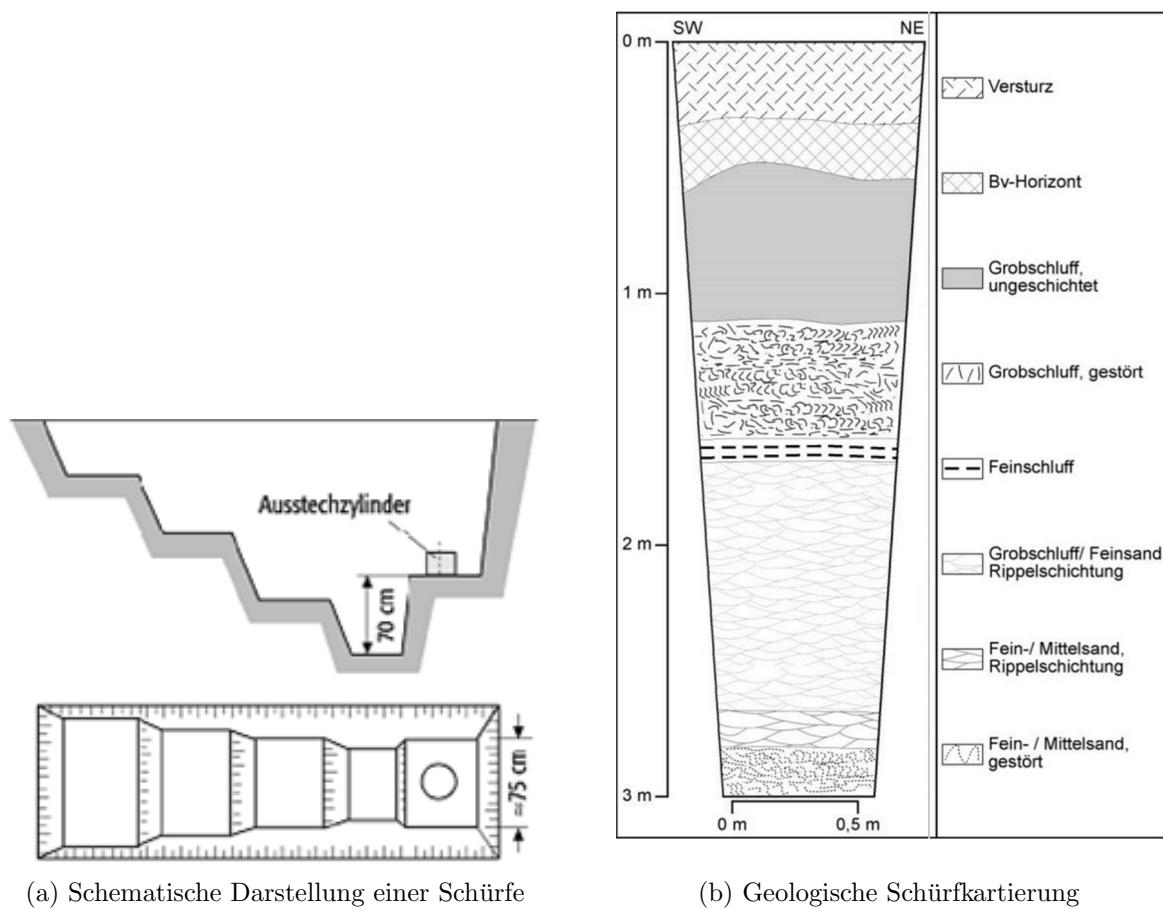


Abbildung 2.10: Darstellungen der Schürfe und der geologischen Kartierung

#### 2.4.6 Felsfreilegungen

Unter Felsfreilegungen versteht man flächenhafte Abräumungen der Überlagerung (eventuell einschließlich Auflockerungsbereich) bis zum Grundgebirge, um die Mächtigkeit und Zusammensetzung von Verwitterungs- oder Sedimentschichten über einem Fels festzustellen.



### 3 Ermittlung von Bodenkennwerten

Bodenkennwerte spielen eine wichtige Rolle bei der Bemessung in der Geotechnik. Als Beispiel kann man eine hohe Einschnittsböschung von 40 m betrachten. Eine geringe Erhöhung des Reibungswinkels repräsentiert einen qualitativ höherwertigen Boden und bedeutet dadurch weniger Aushub durch eine Erhöhung der Böschungsneigung. Generell können Bodenkennwerte festgelegt werden aufgrund von:

- Tabellenwerten, die statistisch abgeleitet sind und die Spannweiten oder charakteristische Werte angeben,
- Versuchsergebnissen,
- Rückrechnungen und
- bisher üblicherweise verwendeten Werten.
- Je nach Bedeutung des Bauvorhabens und den vorhandenen Kenntnissen über den Baugrund können die Bodenkennwerte mit mehr oder weniger Aufwand ermittelt werden.

#### 3.1 Tabellen der DIN 1055-2 [34]

Sofern die anstehenden Böden nach ihrer Art und Beschaffenheit in die Bodenklassen der Tabellen eingereiht werden können, darf mit den in den nachfolgenden Tabellen genannten Bodenkennwerten gerechnet werden. Sie gelten für die Berechnung von Lasten (nicht von Reaktionskräften). Die aufgrund von Bodenuntersuchungen festgestellten Bodenkennwerte dürfen auch dann einer Berechnung zugrunde gelegt werden, wenn sie günstiger sind als die in den nachfolgenden Tabellen angegebenen Bodenkennwerte.

##### 3.1.1 Charakteristische Werte für nichtbindige Böden

Die in Tabellen 2 und 3 angegebenen Werte gelten sowohl für gewachsene als auch für geschüttete Böden. Die maßgebliche Lagerungsdichte darf in beiden Fällen durch eine künstliche Verdichtung hergestellt werden. Bei Böden mit porösem Korn, z.B. Bimsries und Tuffsand, dürfen die Tabellenwerte nicht angewendet werden. Liegen keine Erfahrungen oder Untersuchungen über die Lagerungsdichte vor, so ist bei der Ermittlung des Erddruckes sowie beim Nachweis der Auftriebssicherheit eine lockere Lagerung anzunehmen, bei der Ermittlung von Auflasten eine mitteldichte Lagerung. Im Übrigen darf eine mitteldichte Lagerung nur angenommen werden, wenn dies aufgrund bekannter Verhältnisse gerechtfertigt ist. Eine höhere als die mitteldichte Lagerung darf bei der Festlegung der Scherfestigkeit nur aufgrund von besonderen Untersuchungen, z.B. Druck- oder Rammsondierung, zugrunde gelegt werden. Die Werte der Tabellen 2 und 3 gelten für eine gerundete Kantenform der Körner. Sofern kantige Körner überwiegen, dürfen die für den Reibungswinkel angegebenen Werte um  $2,5^\circ$  erhöht werden.

Tabelle 2: Erfahrungswerte der Wichte nichtbindiger Böden

<b>Bodenart</b>	<b>Lagerungsdichte</b>	<b>Wichte</b>		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_r$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Kies, Sand eng gestuft mit $C_U < 6$	locker	16,0	18,5	8,5
	mitteldicht	17,0	19,5	9,5
	dicht	18,0	20,5	10,5
Kies, Sand weit oder intermittierend gestuft mit $6 \leq C_U \leq 15$	locker	16,5	19,0	9,0
	mitteldicht	18,0	20,5	10,5
	dicht	19,5	22,0	12,0
Kies, Sand, weit oder intermittierend gestuft mit $C_U > 15$	locker	17,0	19,5	9,5
	mitteldicht	19,0	21,0	11,0
	dicht	21,0	22,5	12,5

Tabelle 3: Erfahrungswerte der Scherfestigkeit nichtbindiger Böden

<b>Bodenart</b>	<b>Lagerungsdichte</b>	<b>Reibungswinkel</b> $\varphi'$
Kies, Sand eng, weit oder intermittierend gestuft	locker	30,0°
	mitteldicht	32,5°
	dicht	35,0°

### 3.1.2 Charakteristische Werte für bindige Böden und organische Böden

Die in den Tabellen 4 und 5 angegebenen Werte gelten für gewachsene, konsolidierte bindige Böden. Die Verwendung der angegebenen Wichten und der angegebenen Reibungswinkel ist bei geschütteten bindigen Böden zulässig, wenn sie so weit verdichtet werden, dass ihre Lagerungsdichte wenigstens 97% der Standard-Proctordichte beträgt. Die angegebenen Tabellenwerte für die Kohäsion sind bei geschütteten bindigen Böden durch  $c = 0$  und  $c_u = 0$  zu ersetzen. Maßgebend für die Einteilung der Böden in den Tabellen 4 und 5 sind die Bildsamkeit und die Zustandsform. Bei weitgestuften bindigen Böden, z.B. Geschiebemergel, deren Korngrößen von Ton bis zum Sand oder Kies reichen, sind die für die anorganischen Böden der Tabellen in den Tabellen 4 und 5 angegebenen Wichten um 1 kN/m<sup>3</sup> zu erhöhen.

Tabelle 4: Erfahrungswerte der Wichte bindiger Böden

<b>Bodenart</b>	<b>Zustandsform</b>	<b>Wichte</b>		
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_r$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Leicht plastische Schluffe ( $w_L < 35\%$ )	weich	17,5	19,0	9,0
	steif	18,5	20,0	10,0
	halbfest	19,5	21,0	11,0
Mittelplastische Schluffe ( $35\% \leq w_L \leq 50\%$ )	weich	16,5	18,5	8,5
	steif	18,0	19,5	9,5
	halbfest	19,5	20,5	10,5
Leicht plastische Tone ( $w_L < 35\%$ )	weich	19,0	19,0	9,0
	steif	20,0	20,0	10,0
	halbfest	21,0	21,0	11,0
Mittelplastische Tone ( $35\% \leq w_L \leq 50\%$ )	weich	18,5	18,5	8,5
	steif	19,5	19,5	9,5
	halbfest	20,5	20,5	10,5
Ausgeprägt plastische Tone ( $w_L > 50\%$ )	weich	17,5	17,5	7,5
	steif	18,5	18,5	8,5
	halbfest	19,5	19,5	9,5

Tabelle 5: Erfahrungswerte der Scherfestigkeit bindiger Böden

<b>Bodenart</b>	<b>Zustandsform</b>	<b>Scherfestigkeit</b>		
		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Leicht plastische Schluffe ( $w_L < 35\%$ )	weich	27,5	0	0
	steif		2	15
	halbfest		5	40
Mittelplastische Schluffe ( $35\% \leq w_L \leq 50\%$ )	weich	22,5	0	5
	steif		5	25
	halbfest		10	60
Leicht plastische Tone ( $w_L < 35\%$ )	weich	22,5	0	0
	steif		5	15
	halbfest		10	40
Mittelplastische Tone ( $35\% \leq w_L \leq 50\%$ )	weich	17,5	5	5
	steif		10	25
	halbfest		15	60
Ausgeprägt plastische Tone ( $w_L > 50\%$ )	weich	15	5	15
	steif		10	35
	halbfest		15	75

### 3.2 Einschränkungen für die Gültigkeit der Tabellenwerte

Die Tabellenwerte für die Scherfestigkeit dürfen nicht angewendet werden,

- wenn das Verhalten der gesamten Bodenmasse durch Haarrisse, Harnische, Klüfte oder Einlagerungen schwach bindiger bzw. nichtbindiger Böden beeinträchtigt werden kann;
- bei Böden, in denen möglicherweise durch Verwerfungen oder geneigte Schichtfugen bestimmte Gleitflächen vorgegeben sind, die zu Rutschungen führen können, z. B. bei Oparlinuston, Knollenmergel und Tarras,

- wenn bei feinkörnigen Böden wegen unvermeidlich großer Scherwege die Restscherfestigkeit maßgebend werden kann, z. B. bei Kaolinton und bei Böden mit maßgeblichem Anteil an quellfähigen Tonmineralien, z. B. Montmorillonit.

Die Anwendung der für die Kohäsion  $c'$  des konsolidierten bzw. dränierten Bodens und der für die Scherfestigkeit  $c_u$  des undränierten Bodens angegebenen Erfahrungswerte ist nur zulässig, wenn der Boden eine mindestens weiche Zustandsform (Konsistenz) aufweist und wenn verhindert wird, dass sich die Zustandsform ungünstig ändert. Eine weitere Einschränkung bei der Anwendung der Tabellenwerte kann erforderlich sein, wenn

- bei wassergesättigten Schluffböden ein örtlicher Druckhöhenunterschied entsteht und der Boden dadurch Fließeigenschaften annimmt;
- Porenwasserüberdruck bzw. veränderlicher Porenwasserdruck auftreten kann,
- sich der Boden nicht ausreichend duktil verhält;
- Verwitterung oder Aufweichung in Frage kommen;
- ein plötzlicher Zusammenbruch des Körnergerüsts möglich ist, z. B. bei Lössboden.

Sofern in Ausnahmefällen, insbesondere bei Zwängung, der Ansatz der Einwirkungen auf das Tragwerk unter Berücksichtigung des oberen charakteristischen Wertes der Scherfestigkeit erfolgen muss, dürfen die Tabellenwerte nicht angewendet werden.



### 3.3 Mittlere bodenmechanische Kennwerte

Tabelle 6: Mittlere bodenmechanische Kennwerte [1]

Bodenart	Wichte [kN/m <sup>3</sup> ]		Korngrößen- verteilung		Ungleich- förmigk. $C_U$	Reibungs- winkel $\varphi'$ °	Kohäsion $c'$ kN/m <sup>2</sup>	Durch lässigkeits- beiwert $k$ m/s	Proctorwerte		Kompressions- kennwerte $\bar{E}_s = v\bar{\sigma}^w$ (*)	
	$\gamma$ erd- feucht	$\gamma'$ unter Auftrieb	$\leq 0,06$ mm	$\leq 2,0$ mm					Dichte $\rho_{Pr}$ t/m <sup>3</sup>	Wasser- gehalt $w_{Pr}$	$v$	$w$
			%	%								
Kies, gleichkörnig	16,0 19,0	9,5 10,5	< 5	$\leq 60$	2 5	34 42	- -	$2 \cdot 10^{-1}$ $1 \cdot 10^{-2}$	1,70 1,90	8 5	400 900	0,6 0,4
Kies, sandig wenig Feinkorn	21,0 23,0	11,5 13,5	< 5	$\leq 60$	10 100	35 45	- -	$1 \cdot 10^{-2}$ $1 \cdot 10^{-6}$	2,00 2,25	7 4	400 1100	0,7 0,5
Kies, sandig, tonig, schluffig Feinkorn sprengt nicht Korngerüst	21,0 24,0	11,5 14,5	8 15	$\leq 60$	30 300	35 43	7 0	$1 \cdot 10^{-5}$ $1 \cdot 10^{-8}$	2,10 2,35	7 4	400 1200	0,7 0,5
Kies-Sand-Feinkorngemisch Sprengung des Korngerüstes	20,0 22,5	10,5 13,0	20 40	$\leq 60$	100 1000	28 35	15 5	$1 \cdot 10^{-7}$ $1 \cdot 10^{-11}$	1,90 2,20	10 5	150 300	0,9 0,7
Sand, gleichkörnig	16,0 11,0	9,5	< 5	100	1,2 3	32 40	- -	$5 \cdot 10^{-3}$ $2 \cdot 10^{-5}$	1,60 1,75	15 10	150 250	0,6 0,7
Sand, gut abgestuft Sand, kiesig	18,0 21,0	10,0 12,0	< 5	> 60	6 15	33 41	- -	$5 \cdot 10^{-4}$ $2 \cdot 10^{-5}$	1,90 2,15	10 6	150 300	0,9 0,55
Sand mit Feinkorn keine Sprengung des Korngerüstes	19,0 22,5	10,5 13,0	8 15	< 60	10 50	32 40	7 0	$2 \cdot 10^{-5}$ $5 \cdot 10^{-7}$	2,00 2,20	11 7	100 200	0,80 0,70
Sand mit Feinkorn Sprengung des Korngerüstes	18,0 21,5	9,0 11,0	20 40	> 60 > 70	30 500	25 32	25 7	$2 \cdot 10^{-6}$ $1 \cdot 10^{-9}$	1,70 2,00	19 12	40 140	0,9 0,75
Schluff, gering plastisch	17,5 21,0	9,5 11,0	> 50	> 80	5 50	28 35	10 5	$1 \cdot 10^{-5}$ $1 \cdot 10^{-7}$	1,60 1,80	22 15	25 60	0,95 0,85
Schluff, mittel- und ausgeprägt plastisch	17,0 20,0	8,5 10,5	> 80	100	5 50	25 33	20 7	$2 \cdot 10^{-6}$ $1 \cdot 10^{-9}$	1,55 1,75	24 18	25 60	1,0 1,0
Ton gering plastisch	19,0 22,0	9,5 12,0	> 80	100	6 20	28 35	35 10	$1 \cdot 10^{-7}$ $2 \cdot 10^{-9}$	1,65 1,85	20 15	20 40	1,00 1,00
Ton, mittelplastisch	18,0 21,0	8,5 11,0	> 90	100	5 40	25 30	45 15	$5 \cdot 10^{-8}$ $1 \cdot 10^{-10}$	1,55 1,75	23 17	10 25	1,00 1,00
Ton, ausgeprägt plastisch	16,5 20,0	7,0 10,0	100	100	5 40	17 27	60 20	$1 \cdot 10^{-9}$ $1 \cdot 10^{-11}$	1,45 1,65	27 20	6 20	1,00 1,00
Schluff oder Ton organisch	15,5 18,5	5,5 8,5	> 80	100	5 30	20 26	35 10	$1 \cdot 10^{-9}$ $2 \cdot 10^{-11}$	1,45 1,70	27 18	4 7	1,00 0,90
Torf	10,4 12,5	0,4 2,5	-	-	-	24 30	15 5	$1 \cdot 10^{-5}$ $1 \cdot 10^{-8}$	- -	3 6	1,00 1,00	

(\*)  $\bar{E}_s = E_s/(1\text{bar})$ ;  $\bar{\sigma} = \sigma/(1\text{bar})$ ; der mittlere Steifemodul für Setzungsberechnungen kann wie folgt ermittelt werden:  $\bar{E}_{sm} = v[\bar{\sigma}_v(\bar{\sigma}_0 + \bar{\sigma}_v)]^{w/2}$

## 4 Geotechnische Bezeichnung von Böden

Die geotechnischen Eigenschaften von Böden werden angegeben durch:

- geotechnische Bodenbezeichnungen
- geotechnische Bodenklassifizierungen
- geotechnische Bodenkennwerte

Während Bodenkennwerte die Eigenschaften quantitativ durch Zahlenwerte angeben, geschieht dies bei der Bodenbezeichnung bzw. bei der Bodenklassifizierung qualitativ durch bestimmte Begriffe bzw. Klassenkennzeichnungen. Die geotechnischen Eigenschaften beziehen sich auf die Bodenart (stoffliche Zusammensetzung), auf den Bodenzustand und auf das Bodenverhalten unter bestimmten äußereren Einwirkungen. (Belastungen, Durchströmung, u.ä.) Bevor ein Boden nach geotechnischen Gesichtspunkten beurteilt wird, ist in der Regel seine geologische und petrographische Bezeichnung anzugeben. Unter geotechnischer Bezeichnung versteht man die verbale Beschreibung eines Bodens hinsichtlich der Bodenart und des Bodenzustandes aufgrund verschiedener Kriterien. Die einzelnen dafür maßgebenden Eigenschaften werden dabei durch bestimmte Begriffe oder Begriffskombinationen bzw. durch Buchstabensymbole erfasst. Wegen der Vielfalt der betrachteten Eigenschaften und der jeweils möglichen Begriffe ergibt sich eine große Anzahl von Bezeichnungsmöglichkeiten. Die geotechnische Bezeichnung wird im Zuge von Untergrunderkundungen angewendet. Unter geotechnischer Klassifizierung versteht man die Einordnung eines Bodens in eine bestimmte Klasse eines Klassifizierungssystems. Jedes dieser Klassifizierungssysteme besteht aus einer ganz bestimmten und verhältnismäßig geringen Anzahl von Klassen. Jede dieser Klassen wird durch bestimmte Begriffe oder Buchstabenkombinationen gekennzeichnet. Die in den einzelnen Klassen zusammengefassten Böden zeigen ähnliche geotechnische Eigenschaften. Die Anzahl der festgelegten Klassen hängt davon ab, inwieweit es möglich ist, zwischen den einzelnen Klassen noch signifikante Unterschiede bezüglich dieser Eigenschaften zu erfassen. Jede Klassifizierung ist eine Idealisierung, die den tatsächlichen Verhältnissen nur näherungsweise gerecht wird. Im Zweifelsfall sind Böden, die an einer Grenze zwischen zwei Klassen liegen, beiden Klassen zuzuordnen (Doppelkennzeichnung). Festzuhalten ist, dass es neben den für die üblichen Klassifizierungen maßgebenden Kriterien noch andere gibt, welche die geotechnischen Eigenschaften eines bestimmten Bodens bestimmen, wie Kornform, Rundungsgrad, Rauigkeit der Kornoberfläche, Kornfestigkeit, Kornverfeinerung bei Verdichtung, Verfestigung u.a.. Sind diese hier nicht berücksichtigten Kriterien von wesentlichem Einfluss für die behandelte Aufgabe, so sind diese Klassifizierungen nicht anwendbar (z.B. tropische Böden). Bei Böden werden folgende Eigenschaften berücksichtigt:

- Kornverteilung
- Kornform, Rundungsgrad und Rauigkeit der Kornoberfläche (des Grobanteiles)
- Bildsamkeit der Feinanteile
- organische Stoffe
- Kalkgehalt
- Farbe
- Lagerungsdichte bzw. Zustandsform
- Verfestigung

Bei Festgestein werden folgende Eigenschaften berücksichtigt:

- Festgesteinsart (aufgrund der mineralogischen Zusammensetzung und der Genese)
- Körnigkeit und Korngrößen
- Schieferung
- Schichtung
- Kalkgehalt
- Farbe
- Dichtigkeit
- Ritzhärte
- Spaltbarkeit
- Wasserstabilität

Bei Fels werden folgende Eigenschaften berücksichtigt:

- Klüftung
- Schieferung
- Verwitterungsgrad

Besondere Klassifizierungssysteme beziehen sich u.a.

- im Erdbau auf die Lösbarkeit von Gesteinen und
- im Untertagebau auf die erforderlichen Stützungsmaßnahmen bzw. auf die maximale Standzeit von Hohlräumen.

## 4.1 Bezeichnung von Böden

### 4.1.1 Korngröße und Kornverteilung

Die Korngröße ist bei der Siebanalyse durch die Maschenweite der Siebe, bei der Schlämmanalyse durch den äquivalenten Kugeldurchmesser definiert. Die natürlichen Böden sind immer ein Gemenge verschieden großer Körner. Die Kornverteilung (Korngrößenverteilung) gibt den Gewichtsanteil der einzelnen Kornfraktionen, aus denen sich ein Boden zusammensetzt, an der Gesamtprobe an. Durch eine bestimmte Korngröße  $d$  (mm) wird eine Gesamtkörnung in zwei Anteile, und zwar in die Teilkörnung  $R$  (= Rückstand) und in die Teilkörnung  $D$  (= Durchgang), also in zwei Klassen, geteilt. Dabei gilt

$$R + D = 1 \quad (4.1)$$

Die Kornverteilungen von Böden werden als Summenkurven graphisch dargestellt. Dabei werden auf der Abszisse die Logarithmen der Korngrößen ( $\log(d)$ ) und auf der Ordinate die Durchgänge ( $D$ ) aufgetragen. Vor Bestimmung der Kornverteilung eines Bodens mit unzersetzten organischen Bestandteilen werden diese entfernt. Die Kornverteilung eines solchen Bodens bezieht sich somit immer nur auf die anorganischen und die zersetzen organischen Bestandteile. Die Bestimmung der Kornverteilung dient:

- zur Bezeichnung und Klassifizierung der Böden und
- zur Ableitung empirischer Beziehungen zwischen bestimmten Bodenklassen und bestimmten geotechnischen Kennwerten.

#### 4.1.2 Kornfraktionen

Die Kornfraktionen werden entsprechend Tabelle 7 (nach ÖNORM EN ISO 14688-1:2020 [23]) bezeichnet. Dort sind auch die dafür verwendete Buchstabsymbole angegeben. Reine Bodenarten bestehen nur aus einem Korngrößenbereich nach und werden nach Tabelle 7 diesem benannt, z.B. Kies Gr, Feinsand FSa, Grobschluff CSi. Der erste Buchstabe der Kurzzeichen der Kornfraktion wird jeweils als Großbuchstabe geschrieben. Der Begriff "Lehm" kennzeichnet in der Umgangssprache alle Gemische aus Sand und Ton oder Schluff. Dieser Begriff wird im Rahmen der Geotechnik nicht verwendet.

Tabelle 7: Korngrößenfraktionen

Bodengruppe	Korngrößenfraktionen (Symbol)	Korngrößenbereich mm
sehr grobkörniger Boden	großer Block (lBo) Block (Bo) Stein (Co)	> 630 > 200 und $\leq$ 630 > 63 und $\leq$ 200
grobkörniger Boden	Kies (Gr) Grobkies (cGr) Mittelkies (mGr) Feinkies (fGr)	> 2,0 und $\leq$ 63 > 20 und $\leq$ 63 > 6,3 und $\leq$ 20 > 2,0 und $\leq$ 6,3
	Sand (Sa) Grobsand (cSa) Mittelsand (mSa) Feinsand (fSa)	> 0,063 und $\leq$ 2,0 > 0,63 und $\leq$ 2,0 > 0,20 und $\leq$ 0,63 > 0,063 und $\leq$ 0,20
feinkörniger Boden	Schluff (Si) Grobschluff (cSi) Mittelschluff (mSi) Feinschluff (fSi)	> 0,002 und $\leq$ 0,063 > 0,02 und $\leq$ 0,063 > 0,0063 und $\leq$ 0,02 > 0,002 und $\leq$ 0,0063
	Ton (Cl)	$\leq$ 0,002

#### 4.1.3 Kennwerte der Kornverteilung

Um den Streubereich der Kornverteilung einer Bodenschicht zu bestimmen, müssen mehrere, über den gesamten betrachteten Bereich verteilte Bodenproben untersucht werden. Die Ergebnisse werden als Körnungsbänder angegeben. Zahlenmäßig werden Kornverteilungen durch

- die maximale Korngröße  $d_{\max}$ ,
- die mittlere Korngröße  $d_{50}$ , die Kornanteile,
- die Ungleichförmigkeitszahl  $C_U = d_{60}/d_{10}$  und
- die Krümmungszahl  $C_C = d_{30}^2/(d_{60} \cdot d_{10})$

gekennzeichnet.  $C_U$  ist das Maß für die Steilheit der Körnungslinie im Bereich  $d_{10}$  bis  $d_{60}$ .  $d_{10}$  und  $d_{60}$  sind die Korngrößen, die den Ordinatenwerten 10% bzw. 60% Massenanteil der Körnungslinie entsprechen.  $C_C$  ist das Maß für den Verlauf der Körnungslinie im Bereich zwischen  $d_{10}$  bis  $d_{60}$ . Nach den Kennwerten  $C_U$  und  $C_C$  werden die Böden gemäß Tabelle 8 beurteilt.

Kennzeichnende Korngrößen charakterisieren die Kornverteilung (z.B.  $d_{10}$ ,  $d_{50}$  und  $d_{\max}$ ). Insbesondere bei Steinen und Blöcken sollen neben der (durch die Maschenweite definierten) maximalen Korngröße  $d_{\max}$  auch die größte Kornlänge  $l_{\max}$  und die Kornform (durch die Längenverhältnisse  $l_2/l_1$  und  $l_3/l_1$ ; sh. Abschnitt "Kornform") bzw. das maximale Kornvolumen angegeben werden [26]. Wirksame Korngrößen charakterisieren bestimmte geotechnische

Eigenschaften. Sie können als arithmetischer, geometrischer oder als harmonischer Mittelwert berechnet werden. Da die Durchlässigkeit hauptsächlich von den feinen Kornfraktionen beeinflusst wird, wird dafür auch  $d_{10}$  als wirksame Korngröße angesehen.

Tabelle 8: Form der Körnungslinie [19]

Bezeichnung	$C_U$	$C_C$
gleichmäßig gestuft	< 3	< 1
eng gestuft	3 bis 6	< 1
mäßig gestuft	6 bis 15	< 1
weit gestuft	> 15	1 bis 3
intermittierend gestuft	> 15	< 0,5

#### 4.1.4 Bodenbezeichnung aufgrund der Kornverteilung

Die meisten natürlichen Bodenarten sind Gemische aus verschiedenen Korngrößenbereichen, wie z. B. Sand-Kies-Gemische oder Schluff-Sand-Gemische. Sie werden wie folgt unterteilt:

- grobkörnige Böden: Gemische, deren Feinkornanteil weniger als 5% der Masse beträgt.
- feinkörnige Böden: Gemische, deren Feinkornanteil mehr als 35% der Masse beträgt.
- gemischtkörnige Böden: Gemische, deren Feinkornanteil 5% bis 35% der Masse beträgt.

Zusammengesetzte Bodenarten bestehen aus Haupt- und Nebenanteilen. Sie werden mit einem Substantiv für den Hauptanteil bzw. die Hauptanteile und mit einem oder mehreren Adjektiven für die Nebenanteile benannt. Als Symbol für die Nebenanteile sind Kleinbuchstaben zu verwenden, die vor den Kurzzeichen der Hauptanteile gesetzt und untereinander mit einem Leerzeichen zu trennen sind, z.B.:

sandiger Kies = sa Gr,  
sandiger, schluffiger Ton = sa si Cl.

Sind in Böden die Nebenanteile in geringem Ausmaß vertreten, ist dem jeweiligen Nebenanteil das Beiwort "schwach" voranzustellen. Bei Verwendung der normgemäßen Kurzzeichen für die Nebenanteile ist die Beifügung "schwach" durch einen Apostroph auszudrücken. Die Angabe hat in aufsteigender Reihenfolge von links nach rechts gemäß den Masseanteilen in Prozent zu erfolgen. Die Massenanteile sind augenscheinlich vor Ort abzuschätzen und können mithilfe der Bestimmung der Körnungslinie verifiziert werden. Dies ist im geotechnischen Untersuchungsbericht entsprechend zu vermerken. Die Beschreibung "schwach" erfolgt bei 5% bis 15% Masseanteil (für Steine weniger als 10%, für Blöcke weniger als 5%).

si' sa Gr: schwach schluffiger, sandiger Kies  
fsa Si or': feinsandiger Schluff, schwach organisch

Bei wechselgelagerten Böden sind die zwischengelagerten unterstrichenen Kleinbuchstaben nachzustellen

gr Cl Sa: kiesiger Ton mit Sand-Zwischenlagen

Sind Korngrößenbereiche mit etwa gleichen Masseanteilen über 30% (bei Feinanteilen über 35%) vertreten, sind diese als Hauptanteile anzusehen und deren Bezeichnungen durch einen Schrägstrich zu verbinden.

FSa/Si: Feinsand/Schluff

Si/Sa/Gr: Schluff/Sand/Kies

Si/Cl: Schluff/Ton

gr'Si/Sa: schwach kiesiger Schluff/Sand

In Abbildung 4.1 sind Beispiele für die Kornverteilungen einiger typischer Bodenarten gezeigt.

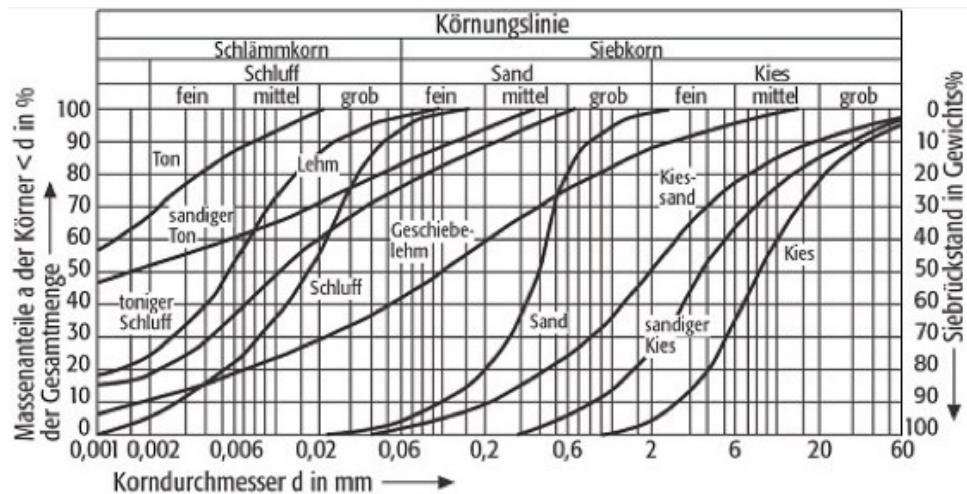


Abbildung 4.1: Typische Kornverteilungskurven

## 4.2 Atterbergsche Zustandsgrenzen

Ein bindiger Boden kann je nach Wassergehalt in verschiedenen Zustandsformen vorliegen. Nimmt der Wassergehalt durch Konsolidation infolge Belastung oder Austrocknung ab, so durchläuft der Boden folgende Zustände:

- Flüssiger Zustand: Der Boden hat nur einen geringen Zusammenhalt; er neigt zum Fließen und zum Einstellen auf eine waagrechte Oberfläche.
- Bildsamer Zustand: Der Boden hat gegenüber dem flüssigen Zustand eine größere Kohäsion; wird er größeren Verformungen unterworfen, so zerbricht er nicht in Einzelteile (plastisches Fließen, plastischer Bruch). Diese Bildsamkeit erklärt sich aus einem Ab- und Aufbau von Bindungskräften im Adsorptionswasser.
- Halbfester Zustand: Der Boden zerbricht bei Verformungen in mehrere Teile. Beim Schrumpfen wird hauptsächlich Adsorptionswasser abgegeben. Im flüssigen, bildsamen und halbfesten Zustand ist der Boden wassergesättigt.
- Fester Zustand: Die Verformbarkeit nimmt noch weiter ab, der Boden bricht scherbenartig. Bei abnehmendem Wassergehalt bleibt das Volumen nahezu konstant; der Boden ist nur noch teilweise wassergesättigt.

Die Grenzen zwischen diesen Zuständen können durch bestimmte definierte Verformungswiderstände festgelegt werden. Dafür werden nach Atterberg, 1905 der Fließgrenzenversuch, der Ausrollgrenzenversuch und der Schrumpfgrenzenversuch verwendet. Diese Versuche liefern als Ergebnis:

- den Wassergehalt bei der Fließgrenze (*liquid limit*)  $w_L$  (Übergang vom flüssigen zum bildsamen Bereich) und

- den Wassergehalt bei der Ausrollgrenze (*plastic limit*)  $w_P$  (Übergang vom bildsamen zum halbfesten Bereich)

Die Anfangsscherfestigkeit  $c_u$  beträgt bei der Ausrollgrenze etwa  $100 \text{ -- } 200 \text{ kN/m}^2$ , bei der Fließgrenze etwa  $5 \text{ kN/m}^2$ . Es wurde vorgeschlagen, die Zustandsgrenzen aufgrund bestimmter  $c_u$ -Werte festzulegen. Die Bildsamkeitszahl  $I_P$  (Plastizitätszahl) ist die Differenz zwischen Fließ- und Ausrollgrenze und beschreibt die Empfindlichkeit des Bodens gegenüber Änderungen des Wassergehaltes:

$$I_P = w_L - w_P \quad (4.2)$$

Da mit zunehmender Bildsamkeitszahl erfahrungsgemäß auch die Fließgrenze ansteigt, kann als Maß für die Bildsamkeit auch die Fließgrenze herangezogen werden; dabei werden die in Tabelle 9 angegebenen Unterscheidungen getroffen.

Die feinkörnigen Böden werden nach der Bildsamkeit in Tone und Schluffe unterteilt. Diese Unterteilung erfolgt aufgrund des Bildsamkeitsdiagrammes von Casagrande (Abbildung 4.2). Trägt man in dieses Diagramm als Ordinate die Bildsamkeitszahl  $I_P$  und als Abszisse die Fließgrenze  $w_L$  ein, so ergibt sich aus der Lage dieses Punktes zur A-Linie die gesuchte Einordnung: alle unterhalb der A-Linie liegenden anorganischen Böden werden als Schluffe, alle oberhalb der A-Linie liegenden als Tone bezeichnet. Organische Böden liegen stets unterhalb der A-Linie. Die Atterbergschen Zustandsgrenzen der im Zwischenbereich ( $4 < I_P \leq 7$ ) liegenden Böden sind versuchsmäßig nur schwierig zu ermitteln. Diese Böden müssen daher auch nach anderen Verfahren, z.B. nach den einfachen Feldversuchen, den Bodenklassen "Schluff" oder "Ton" zugeordnet werden.

Die Gründe für die Bezeichnung der feinkörnigen Böden nach der Bildsamkeit sind folgende:

- Visuell und manuell kann nur die Bildsamkeit, nicht jedoch die Kornverteilung bestimmt werden; damit wäre es grundsätzlich nicht möglich, den Feinanteil im Feld zu beurteilen, es wäre dafür jeweils ein Laborversuch (Schlämmanalyse) erforderlich.
- Die geotechnischen Eigenschaften des Feinanteils werden in erster Linie durch die Bildsamkeit bestimmt, wobei diese wiederum von der Kornverteilung, aber auch von der mineralischen Zusammensetzung und dem Chemismus des Bodenwassers und des Feinanteiles beeinflusst wird. Die Beziehung zur Kornverteilung wird über die Aktivitätszahl angegeben und ist variabel.

Tabelle 9: Bildsamkeitszahlen des Feinkornteils [19]

Bodenart	Plastizität	Fließgrenze
Cl = Ton	L = niedrig	< 35
Si = Schluff	M = mittel H = hoch V = sehr hoch	35 bis 70 50 bis 70 > 70

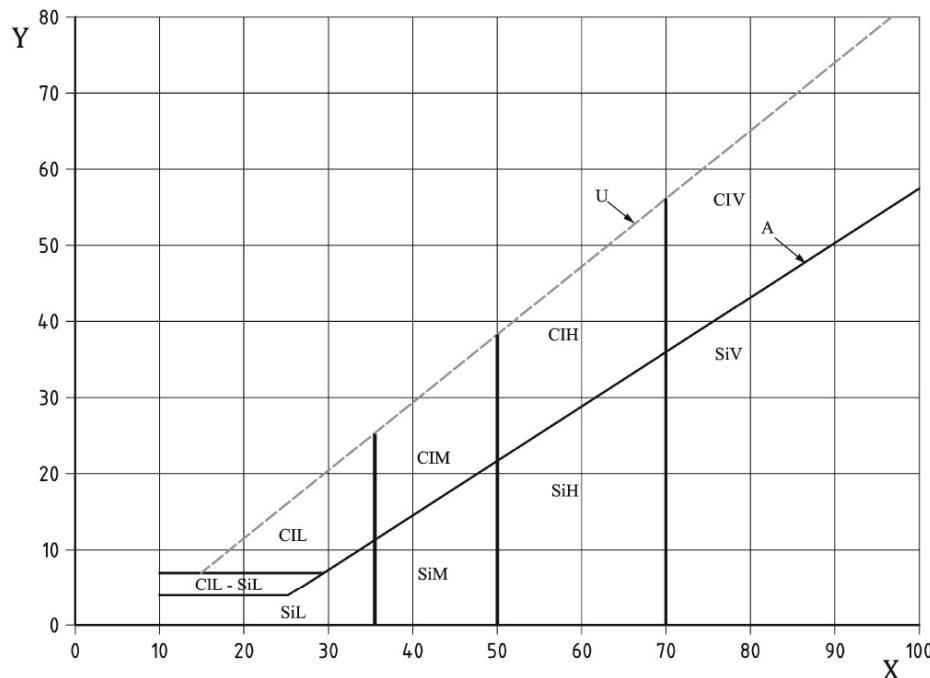


Abbildung 4.2: Bildsamkeitsdiagramm (Plastizitätsdiagramm) nach Casagrande.  $Y = I_P$ ,  $X = w_L$ . U-Linie:  $I_P = 0,9(w_L - 8)$ ; A-Linie:  $I_P = 0,73(w_L - 20)$ .

### 4.3 Tonaktivität

Für die Fließgrenze sind die Tonminerale maßgebend. Im Durchgang 0,002 mm sind aber nicht nur (aktive) Tonminerale enthalten, sondern auch Teilchen von sonstigen inaktiven Mineralien. Dies wird durch die Aktivitätszahl  $I_A$  ausgedrückt:

$$I_A = \frac{I_P}{CF} \quad (4.3)$$

wobei  $CF = \frac{m_{d<0,002}}{m} \text{ mm}$  der Tonanteil (*clay fraction*) ist. Es gelten die Bezeichnungen gemäß Tabelle 10. Die Zuordnung der Tonminerale ist nur ein grober Anhalt und kann keinesfalls eine röntgenographische Analyse des Tonmineralbestandes ersetzen.

Tabelle 10: Bezeichnung aufgrund der Aktivitätszahl

Aktivitätszahl	Aktivität	Bezeichnung
$I_A < 0,75$	inaktiv	Kaolinit
$0,75 < I_A < 1,25$	normal	Illit
$1,25 < I_A < 2,00$		Montmorillonit
$I_A > 0,75$	aktiv	Bentonit

### 4.4 Wasseraufnahmevermögen von Böden

Unter Wasseraufnahmevermögen versteht man denjenigen Wassergehalt eines Bodens, den dieser nach Benetzung mit freiem Wasser entgegen der Schwerkraft festhält. Es ist abhängig von der Bodenart und der Dichte. Zu Vergleichszwecken wurden besondere Werte definiert. Das Speicher- und Rückhaltevermögen des Bodens stellt eine wesentliche Komponente bei Versickerungsvorgängen dar.

Durch den in diesem Absatz festgelegten Versuch wird das Wasseraufnahmevermögen der Feinbestandteile eines Bodens ermittelt [35]. Das Wasseraufnahmevermögen hängt ab von der

spezifischen Oberfläche des Feinkorns und von der Aktivität der Tonminerale. Der Versuch liefert einen Indexwert, der zu bodenmechanischen Kenngrößen, wie beispielsweise zur Fließ- und Ausrollgrenze, zum Quell- und Schrumpfmaß, korreliert ist und daher zur Beurteilung von Böden, die für bautechnische Zwecke verwendet werden, sowie zur Beurteilung von mineralischen Baustoffen, z. B. von Bentoniten für Abdichtungszwecke, geeignet ist.

Das Wasseraufnahmevermögen  $w_A$  ist das Verhältnis der von der getrockneten Bodenprobe im Versuchsgerät aufgesaugten Wassermasse  $m_{wg}$  zur Trockenmasse  $m_d$  der Bodenprobe:

$$w_A = \frac{m_{wg}}{m_d} \quad (4.4)$$

Dabei ist  $m_{wg}$  der Grenzwert, der im Laufe der Zeit aufgesaugten Wassermasse, in g;  $m_d$  die Trockenmasse der Bodenprobe, in g. Das Ergebnis kann auch als Massenanteil in % angegeben werden. Bei stark quellfähigen Bodenarten ist als Grenzwert der aufgesaugten Wassermasse  $m_{wg}$  der Wert bei der Versuchsdauer von  $t = 24$  h zur Berechnung des Wasseraufnahmevermögens  $w_A$  anzusetzen.

Für bautechnische Anwendungen werden die Wasseraufnahmevermögen der Feinbestandteile von Böden nach Tabelle 11 in fünf Bereiche unterteilt Hinweise zur Bewertung der Bereiche des Wasseraufnahmevermögens sind aus Tabelle 12 zu entnehmen.

Für die Durchführung des Versuchs zur Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens sind die folgenden Geräte erforderlich:

- Trocknungsofen;
- Wasseraufnahmegerät (Abbildung 4.3), bestehend aus einem Glasaufsatzrohr mit Glasfilterplatte zur Aufnahme der Bodenprobe, einem Glasverbindungsrohr und einer kalibrierten Messbürette von 2 ml Nennvolumen. Der Skalenteilungswert beträgt 0,005 ml, die Bezugstemperatur 20 °C. Die Messbürette ist horizontal so anzutragen, dass die Messrohrachse 50 mm ± 1 mm tiefer als die Oberfläche der Glasfilterplatte liegt. Der Filter darf nicht verschmutzt sein. Der Glasaufsatz mit der Filterplatte ist nach etwa 50 Versuchseinheiten zu reinigen (z. B. im Ultraschallbad) oder auszutauschen;
- Mörser und Pistill oder Kugelmühle;
- Waage, Genauigkeit ± 0,003 g;
- Exsikkator;
- Einfülltrichter mit kurzem Stiel (Abbildung 4.3); in das Glasaufsatzrohr gesetzt, muss der Auslauf des Glastrichters 20 mm über der Glasfilterplatte liegen;
- Glattes Papier zum Einfüllen der Probe.

Tabelle 11: Bereiche des Wasseraufnahmevermögens

Bereich	$w_A$ [%]
sehr gering	$\leq 40$
niedrig	$40 < w_A \leq 60$
mittel	$60 < w_A \leq 85$
hoch	$85 < w_A \leq 130$
sehr hoch	$w_A > 130$

Tabelle 12: Bewertung der Bereiche des Wasseraufnahmevermögens

$w_A$ [%]	Bodengruppe	Beispiel
< 40	Sandkorn eng gestuft, schluffig oder tonig	Steinmehl
40 ≤ $w_A$ < 60	Schluff, Ton leichtplastisch	Schluff mit Bentonit konditioniert
60 ≤ $w_A$ < 85	Schluff, Ton mittelplastisch	Tonmehl
85 ≤ $w_A$ < 130	Ton ausgeprägt plastisch	Ton für mineralische Dichtungen
> $w_A$	Ton ausgeprägt plastisch	Bentonite

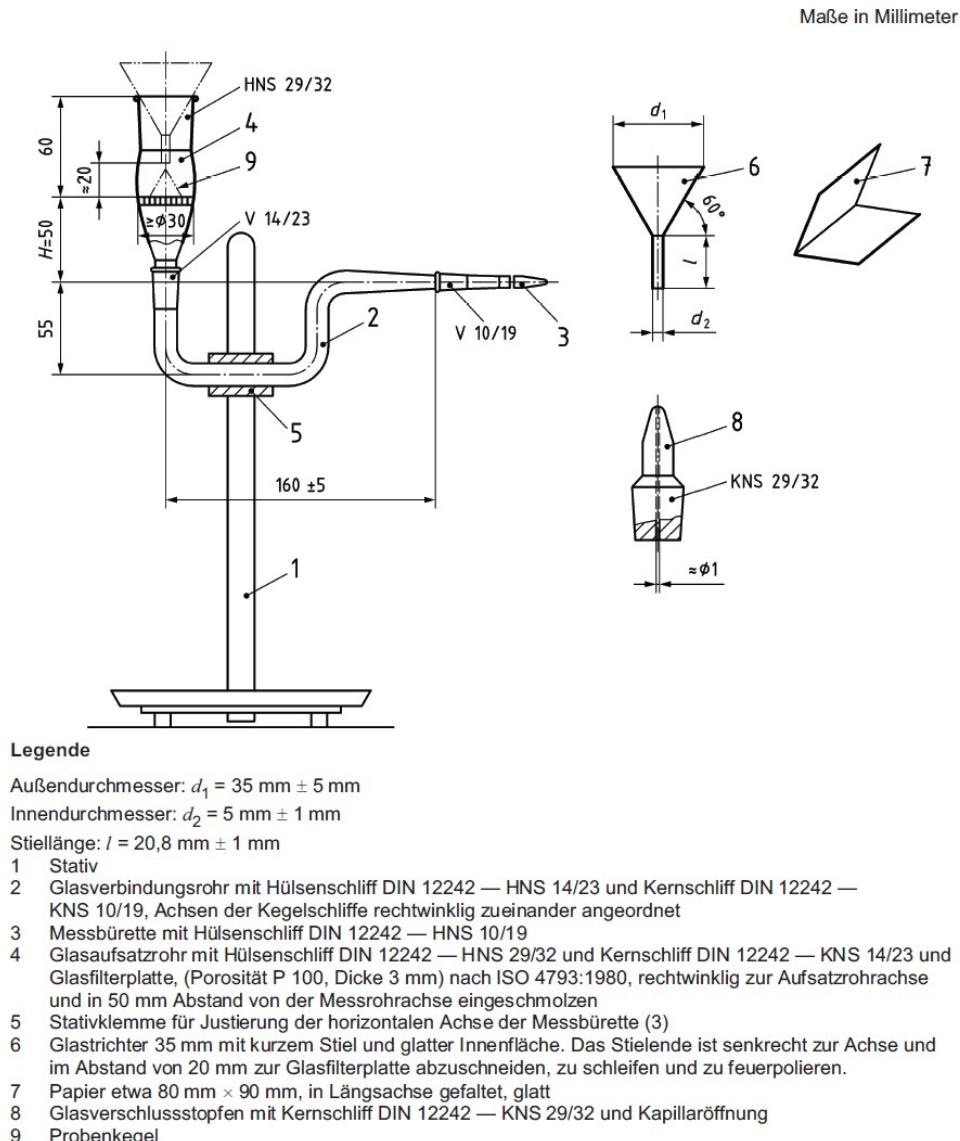


Abbildung 4.3: Wasseraufnahmegerät [35]

## 4.5 Organische Stoffe

Zu den organischen Stoffen im Boden zählen alle nicht mineralischen, organisch entstandenen Stoffe. Diese bestehen zum Teil aus nicht oder nicht völlig zersetzen pflanzlichen oder tierischen Rückständen und lebenden und toten Mikroorganismen (untersetzte organische Stoffe), zum Teil aus einer dunklen, amorphen, schwer zersetzbaren Masse, die alle Spuren ihres ursprünglichen

Aufbaues verloren hat (zersetzte organische Stoffe;). Der Abbau der organischen Stoffe kann je nach den Durchlüftungsverhältnissen anaerob oder aerob erfolgen:

- Anaerob zersetzen sich Stoffe pflanzlichen Ursprungs in der Reihenfolge: Fasertorf - zerstetter Torf - Lignit - mineralische Kohle. Die Endprodukte der anaeroben Zersetzung sind in Wasser unlöslich.
- Aerob zersetzen sich Stoffe pflanzlichen und tierischen Ursprungs in der Reihenfolge: Huminstoffe (Humusstoffe) und Humusbegleitstoffe - humose Säuren. Die Endprodukte der aeroben Zersetzung können mit den Bodenmineralien lösbare Salze bilden und ausgespült werden; auf diese Weise werden die organischen Stoffe als solche vollkommen aufgelöst.

Den Vorgang der Umwandlung in Huminstoffe nennt man Humifizierung, die Zersetzung organischer Verbindungen durch Mikroorganismen in anorganische Verbindungen, bei der zum Teil Mineralstoffe freigesetzt werden, die Mineralisierung. Bei der Mineralisierung werden Pflanzennährstoffe und Spurenelemente frei. Die Huminstoffe stellen ein Gemisch von vielen verschiedenartig aufgebauten, komplexen organischen Verbindungen von meist dunkler Farbe dar. Ihre mikrobielle Resistenz führt zur Anreicherung dieser Stoffe in Böden. Eine Unterteilung der Huminstoffe nach rein strukturochemischen Gesichtspunkten ist wegen des komplexen Charakters ihrer großen Moleküle in der Regel nicht durchzuführen. Dagegen können sie aufgrund der unterschiedlichen Löslichkeit in verschiedenen Lösungsmitteln aufgetrennt werden. Hierfür sind zahlreiche Lösungsmittel benutzt worden wie Wasser, Äthan, Äthylbromid und andere. Unter dem Gehalt an organisch gebundenem Kohlenstoff (TOC) versteht man den aus den organischen Stoffen des Bodens stammenden Kohlenstoff. Er wird meistens als Differenz des Gesamtkohlenstoffes und des anorganischen (Carbonat-)Kohlenstoffes errechnet.

Er kann auch durch zweistündiges Verbrennen bei niedrigen Temperaturen ( $550^{\circ}\text{C}$ ) direkt bestimmt werden [27]. Die organischen Stoffe haben keine besondere Korngröße. Sie reichen vom Kolloidteilchen bis zu Stücken von mehreren Dezimetern Länge. Der Anteil der organischen Stoffe in einem Boden kann sehr unterschiedlich sein: Bei den rein organischen Böden kann er die gesamte Trockenmasse ausmachen, bei Böden mit organischen Beimengungen können es auch nur geringe Anteile sein.

Die Fließgrenze eines organischen, nicht getrockneten Bodens kann bis über 20% höher sein als die des luftgetrockneten, bei  $105^{\circ}\text{C}$  getrockneten oder ausgeglühten Bodens. Organische Beimengungen erhöhen die Wasseraufnahmefähigkeit (Wasseranlagerungskapazität). Damit zusammenhängend gilt die reduzierte Verdichtungsfähigkeit in der Bodenkunde (landwirtschaftliche Bodennutzung) als wünschenswert, in der Geotechnik wird sie als ungünstige Bodeneigenschaft eingestuft.

Wenn Böden mit organischen Bestandteilen nach ihrem organischen Anteil klassifiziert werden, muss zwischen organischen Böden (Torf/Humus/Gyttja/Dy [23]) und mineralischen Böden mit organischem Anteil (Tabelle 13) unterschieden werden. Das für die Bestimmung des Gehalts an organischen Bestandteilen benutzte Verfahren muss dabei angegeben werden.

Die Klassifizierung von Böden mit Korngrößen über 2 mm wird auf der Grundlage der organischen Bestandteile, nach ihrer Entstehung und deren Zersetzunggrad der organischen Bestandteile vorgenommen.

Der organische Anteil  $C_{\text{OM}}$  wird wie folgt ermittelt:

$$C_{\text{OM}} = w_{\text{LOI}} - 0,4w_{\text{L}} \quad (4.5)$$

$w_{\text{LOI}}$  ist der Glühverlust, der wie folgt ermittelt wird:

$$w_{\text{LOI}} = \frac{m_1 - m_2}{m_1 - m_c} \quad (4.6)$$

$m_1$  ist die 1Trockenmasse Boden und Behälter vor Glühen,  $m_2$  ist Trockenmasse Boden und Behälter nach Glühen und  $m_c$  ist die Masse des Behälters. Die Formel folgt aus der Überschätzung des organischen Anteils durch den Versuch des Glühverlustes [31].

Tabelle 13: Klassifizierung von Böden mit Korngrößen  $\leq 2$  mm mit organischen Bestandteilen

Bezeichnung	Organischer Anteil % der Trockenmasse
schwach organisch	2 bis 6
mäßig organisch	6 bis 20
stark organisch	> 20
Torf/Gyttja/Dy/Humus	-

## 4.6 Kalkgehalt

Der Kalkgehalt eines Gesteins ist der Massenanteil des Kalzium- und Magnesiumkarbonates an der Gesamt-trockenmasse. Der Kalkgehalt beeinflusst die geotechnischen Eigenschaften meist nur wenig, hilft aber oft, das Gestein geologisch richtig einzuordnen. Eine hohe Trockenfestigkeit des Bodens wird häufig durch Kalk als Bindemittel hervorgerufen.

Die Bestimmung des Kalkgehalts erfolgt nach Zugabe von Salzsäure (HCl) und Messung des Volumens des freigesetzten Kohlenstoffdioxids ( $\text{CO}_2$ ) mit dem Scheibler-Gerät (Abbildung 4.4). Der Massanteil des Kalziumkarbonat wird wie folgt ermittelt:

$$\omega = \frac{m}{\text{EW}} \quad (4.7)$$

$m$  ist die Masse des Karbonats und EW die Einwaage des Bodens (zwischen 0,5 und 10 g je nach erwartetem Kalkgehalt). Aus der thermischen Zustandsgleichung idealer Gase

$$pV = nRT = \frac{m}{\text{MG}} RT \quad (4.8)$$

kann die Masse des Karbonats wie folgt ermittelt werden:

$$m = \frac{pV\text{MG}}{RT} \quad (4.9)$$

Der Massenanteil  $\omega$  wird somit:

$$\omega = \frac{pV}{\text{TEW}} \cdot \frac{\text{MG}}{R} = 1,204 \frac{pV}{\text{TEW}} \quad (4.10)$$

MG ist das Molekulargewicht des Kalziumkarbonat (100,088 g pro Mol),  $p$  ist der atmosphärische Druck in bar,  $R$  ist das molare Gaskonstante (8,31447 J/(mol·°K)),  $T$  ist der Raumtemperatur in °K = °C + 273,2 und  $V$  ist das gemessene Volumen des freigesetzten  $\text{CO}_2$  in  $\text{cm}^3$  oder ml.

Die Klassifizierung des Kalkgehalts von Böden kann mithilfe der Bezeichnungen in Tabelle 14 vorgenommen werden.

Tabelle 14: Klassifizierung des Kalkgehalts

Bezeichnung	Kalkgehalt ( $\text{CaCO}_3$ ) %
nicht kalkhaltig	< 1
leicht kalkhaltig	1 bis 5
kalkhaltig	5 bis 25
sehr kalkhaltig	25 bis 50
sehr stark kalkhaltig oder Kalk	> 50

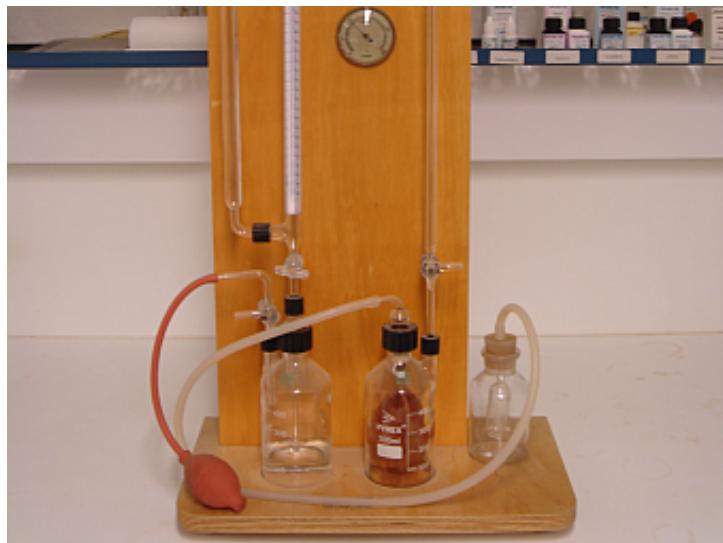


Abbildung 4.4: Scheibler-Gerät

#### 4.7 Farbe

Bei der Farbkennzeichnung ist zwischen der Farbton (erste Beschreibung), ihrer Sättigung (Intensität, zweite Beschreibung) und Helligkeit (dritte Beschreibung) zu unterscheiden. Die Farbe von Gesteinsproben wird bei vollem Tageslicht bestimmt. Dazu bricht bzw. schlägt man eine frisch entnommene Probe auseinander und gibt die Farbe oder die Farben an. Besonders sind auch Farbveränderungen der frischen Bruchflächen unter dem Einfluss der Luft zu beachten und zu beschreiben, bei Festgesteinen auch die Farbunterschiede zwischen den frischen Bruchflächen und der Umgebung. Wichtig sind bei Festgesteinen auch Angaben, ob und wie Körner, Schlieren, Adern usw. in der Farbe vom Gesamtgestein abweichen und ob allgemein das Gestein als hell oder dunkel zu bezeichnen ist. Die farbliche Homogenität kann mit den Begriffen "einfärbig", "gefleckt" oder "gebändert" gekennzeichnet werden. Zur möglichst eindeutigen Kennzeichnung der Farben können Farbkarten verwendet werden. In der landwirtschaftlichen Bodenkunde ist die Bodenfarbe ein wesentliches Klassifizierungsmerkmal, wie auch aus der Tatsache hervorgeht, dass eine Reihe von Böden nach ihrer Farbe benannt wird (z.B. Braun-, Rot- und Schwarzerde). Dabei werden vom japanischen Land- und Forstwirtschaftsministerium herausgegebene Standard Bodenfarbtafeln (Revised Standard Soil Color Charts [44]) verwendet.

Für geotechnische Zwecke empfiehlt es sich, aus einem breiteren Spektrum von Farben eine Auswahl zu verwenden. Dementsprechend sind im Anhang aus den Farbtäfeln RAL ausgewählte Farben zusammengestellt (Herausgeber der Farbtäfeln RAL: RAL Deutsches Institut für Gütesicherung und Kennzeichnung e.V., Bonn (früher: Reichs-Ausschuss für Lieferbedingungen)). Neben diesen Farben können für die Gesteinsbezeichnung noch die Farben Weiß und Schwarz verwendet werden. Die Bodenfarbe ist für die geotechnischen Eigenschaften von verhältnismäßig geringer Bedeutung. Die Bodenfarben können helfen, die in benachbarten Aufschlüssen anstehenden Bodenschichten einander zuzuordnen. Durch eine dunkle Bodenfarbe werden oft organische Stoffe angezeigt. Am Verbreitesten sind gelbe, braune, graue und rote Färbungen. Gelbe bis braune Farbtönungen werden durch Eisensalze, braune Farbtönungen durch Eisenoxidhydrat und rote Farbtönungen durch Eisenoxid hervorgerufen. Helle Farben zeigen völlig humusfreie Quarz- und Kalksandböden und außerdem Bleicherdeböden, bei denen im oberflächennahen Bereich die farbgebenden Bestandteile durch sauerstoffreiches Niederschlagswasser im Zusammenwirken mit Humussäure und Kohlensäure ausgelaugt worden sind. Unter der Bleichzone sind die ausgelaugten Bestandteile meist wieder ausgeschieden und rufen eine besonders intensive rostbraune Färbung des Bodens hervor. Bei Rostfarben ist häufig auch eine Verkittung des Bodens zu beobachten.

1000	1001	1002	1003	1004	1005	1006	1007	1011	1012
1013	1014	1015	1016	1017	1018	1019	1020	1021	1023
1024	1026	1027	1028	1032	1033	1034	1035	1036	1037
2000	2001	2002	2003	2004	2005	2007	2008	2009	2010
2011	2012	2013	3000	3001	3002	3003	3004	3005	3007
3009	3011	3012	3013	3014	3015	3016	3017	3018	3020
3022	3024	3026	3027	3031	3032	3033	4001	4002	4003
4004	4005	4006	4007	4008	4009	4010	4011	4012	5000
5001	5002	5003	5004	5005	5007	5008	5009	5010	5011
5012	5013	5014	5015	5017	5018	5019	5020	5021	5022
5023	5024	5025	5026	6000	6001	6002	6003	6004	6005
6006	6007	6008	6009	6010	6011	6012	6013	6014	6015
6016	6017	6018	6019	6020	6021	6022	6024	6025	6026
6027	6028	6029	6032	6033	6034	6035	6036	7000	7001
7002	7003	7004	7005	7006	7008	7009	7010	7011	7012
7013	7015	7019	7021	7022	7023	7024	7026	7030	7031
7032	7033	7034	7035	7036	7037	7038	7039	7040	7042
7043	7044	7045	7046	7047	7048	8000	8001	8002	8003
8004	8007	8008	8011	8012	8014	8015	8016	8017	8019
8022	8023	8024	8025	8028	8029	9001	9002	9003	9004
9005	9006	9007	9010	9011	9016	9017	9018	9022	9023

Abbildung 4.5: Tabelle nach RAL



## 4.8 Weitere Prinzipien für die Bodenklassifizierung

Es gibt eine Vielzahl quantifizierender Bezeichnungen, die verwendet werden können, um den Zustand eines Bodens zu beschreiben, u.a. die bezogene Lagerungsdichte, die undränierte Scherfestigkeit und die Konsistenzzahl.

### 4.8.1 Bezeichnungen für die bezogene Lagerungsdichte grobkörniger Böden

Die bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  kann mithilfe der in Tabelle 15 angegebenen Bezeichnungen klassifiziert werden. Die bezogene Lagerungsdichte wird im Labor aus der Porenzahl der dichtesten Lagerung  $e_{\min}$  und der lockersten Lagerung  $e_{\max}$  wie folgt ermittelt [32]:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (4.11)$$

Tabelle 15: Bezeichnungen zur Klassifizierung mithilfe der bezogenen Lagerungsdichte

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

### 4.8.2 Undränierte Scherfestigkeit von feinkörnigen Böden

Die Begriffe zur Klassifizierung der undränierten Scherfestigkeit auf der Grundlage von Messergebnissen (und nicht abgeleiteter Werte) aus Labor- und Feldversuchen sind in Tabelle 16 enthalten. Die Bestimmung der Scherfestigkeit im Labor muss nach [12] oder [15] oder als Indextest nach [11] erfolgen. Für unmittelbare Untersuchungen in situ kann die Scherfestigkeit auch durch einfache Feldversuche, z.B. mit einer kleinen (in der Hand gehaltenen) Flügelsonde, bestimmt werden. Boden mit einer Festigkeit von mehr als 300 kPa sollte als Fels beschrieben werden [20].

Tabelle 16: Undränierte Scherfestigkeit von feinkörnigen Böden

Bezeichnung	Undränierte 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
äußert hoch	> 300

### 4.8.3 Sensitivität

Feinkörnige Böden dürfen auch auf Grund ihrer Sensitivität, des Verhältnisses zwischen der undränierten Scherfestigkeit ungestörter und gestörter Proben, entsprechend Tabelle 17 klassifiziert werden. Materialien, die eine hohe Sensitivität aufweisen, können außerdem als "Quickton" klassifiziert werden.

Tabelle 17: Klassifizierung der Sensitivität

Bezeichnung	Sensitivität
niedrig	< 8
mittel	8 bis 30
hoch	> 30

## 4.9 Konsistenzzahl

Die Konsistenzzahl ist der Verhältniswert der Differenz zwischen dem Wassergehalt an der Fließgrenze und natürlichem Wassergehalt und der Plastizitätszahl:

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (4.12)$$

Bezeichnungen für die Konsistenzzahl  $I_C$  von Schluffen und Tonen sind in der Tabelle 18 aufgeführt. Die Bestimmung der Zustandsgrenzen nach Atterberg muss nach [14] ausgeführt werden. Diese Unterteilung stellt besonders für Böden mit geringer Plastizität nur eine grobe Unterteilung dar. Darüber hinaus kann es sein, dass bei einem Ton mit gleicher Konsistenzzahl die Festigkeit nicht immer gleich ist. Alternativ darf auch die Liquiditätszahl verwendet werden

Tabelle 18: Konsistenzzahl  $I_C$  von Schluffen und Tonen

Bezeichnung	Konsistenzzahl $I_C$
breiig	< 0,25
sehr weich	0,25 bis 0,50
weich	0,50 bis 0,75
steif	0,75 bis 1,00
halbfest	> 1,00

### 4.9.1 Weitere Kenngrößen

Für besondere Zwecke dürfen auch weitere Kenngrößen für eine Bodenklassifizierung herangezogen werden, z.B.:

- natürlicher Wassergehalt;
- Trockendichte;
- Aktivitätszahl von Ton;
- mineralogische Zusammensetzung;
- Sättigungsindex;
- Durchlässigkeit;
- Kompressionsbeiwert  $C_C$ ;
- Quellindex sowie
- das Sackungspotential.

## 5 Volumen- und Massenverhältnisse

Betrachtet sei ein Volumenelement von Boden. Im trockenen und gesättigten Zustand stellt ein Boden ein Zweiphasensystem aus Feststoff und Porenluft bzw. Feststoff und Porenwasser dar. Im feuchten Zustand bestehen Böden aus drei Phasen, nämlich aus Feststoff, Porenwasser und Porenluft. Zur Beschreibung von Böden werden Kennwerte definiert, welche die Massen- und Volumenanteile der drei Phasen in Beziehung zueinander beschreiben (Abbildung 5.1).

Volumina	$V_s + V_w + V_a = V_s + V_p = V$
Feststoffvolumina	$V_s$
Wasservolumen	$V_w$
Luftvolumen	$V_a$
Hohlraumvolumen	$V_p$
Volumenanteile	$\frac{V_s}{V} + \frac{V_w}{V} + \frac{V_a}{V} = \frac{V_s}{V} + \frac{V_p}{V} = 1 \quad \text{bzw.} \quad n_s + n_w + n_a = n_s + n = 1$
Feststoffanteil	$n_s$
Wasseranteil	$n_w \quad (\text{oder } \theta) = n \cdot S_r$
Luftanteil	$n_a$
Porenanteil (Porosität)	$n = \frac{V_p}{V} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{e}{1+e}$
Porenzahl	$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{n}{n_s} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{n}{1-n}$
Massen	$m_s + m_w + m_a = m \cdot \sqrt{a^2 + b^2}$
Feststoffmasse	$m_s$
Wassermasse	$m_w$
Luftmasse	$m_a$
Feststoffdichte	$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$
Wasserdichte	$\rho_w$
Luftdichte	$\rho_a$
Dichteanteile	$\frac{m_s}{V} + \frac{m_w}{V} + \frac{m_a}{V} = \frac{m}{V} \quad \text{bzw.} \quad n_s \cdot \rho_s + n_w \cdot \rho_w + n_a \cdot \rho_a = \rho$

Da die Luftdichte  $\rho_a$  im Verhältnis zur Wasserdichte  $\rho_w$  und zur Feststoffdichte  $\rho_s$  sehr klein ist (auf Meeressniveau bei 5 °C  $\rho_a \approx 0,00129 \text{ g/cm}^3$ ), kann sie in der Regel vernachlässigt werden. Somit gilt als ausreichend genau:

$$\frac{m_s}{V} + \frac{m_w}{V} = \frac{m}{V} \quad \text{bzw.} \quad n_s \cdot \rho_s + n_w \cdot \rho_w = \rho \quad (5.1)$$

Trockendichte	$\rho_d = \frac{m_s}{V} = n_s \cdot \rho_s$
Spezifisches Volumen	$v = \frac{1}{\rho_d}$
Feuchtdichte	$\rho = \frac{m}{V} = n_s \cdot \rho_s + n_w \cdot \rho_w$
Dichte gesättigter Boden	$\rho_{sat} = \rho_d + n \cdot \rho_w$
Wassergehalt	$w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{n_w \cdot \rho_w}{n_s \cdot \rho_s} = \frac{n_w \cdot \rho_w}{\rho_d}$
	$\frac{\rho}{\rho_d} = 1 + w$
Sättigungsgrad	$S_r = \frac{V_w}{V_p} = \frac{n_w}{n} = \frac{w}{\rho_w \left( \frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s} \right)} = \frac{w}{w(S_r=1)}$
Wichte	$\gamma = \frac{F_G}{V} = \frac{m \cdot g}{V} = \rho \cdot g$

Für den Fall  $S_r = 1$  gelten folgende Beziehungen:

$$\begin{aligned} \text{Dichte} \quad \rho &= n_s \cdot \rho_s + n \cdot \rho_w = \rho_d \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} \right) + \rho_w \\ \text{Wassergehalt} \quad w &= \frac{n \cdot \rho_w}{n_s \cdot \rho_s} = \rho_w \left( \frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s} \right) \\ \text{Wichte unter Auftrieb} \quad \gamma' &= \gamma_{sat} - \gamma_w \end{aligned}$$

Die Wichte eines Stoffes (auch spezifisches Gewicht) ist die Gewichtskraft bezogen auf das Vo-

lumen. Sie ist im Gegensatz zur Dichte ortsabhängig. Die in-situ vorhandenen Kennwerte eines gewachsenen Bodens (insbesondere der Wassergehalt, die Dichte und die Porenzahl) werden auch als natürliche Kennwerte (natürlicher Wassergehalt, natürliche Dichte, natürliche Porenzahl) bezeichnet.

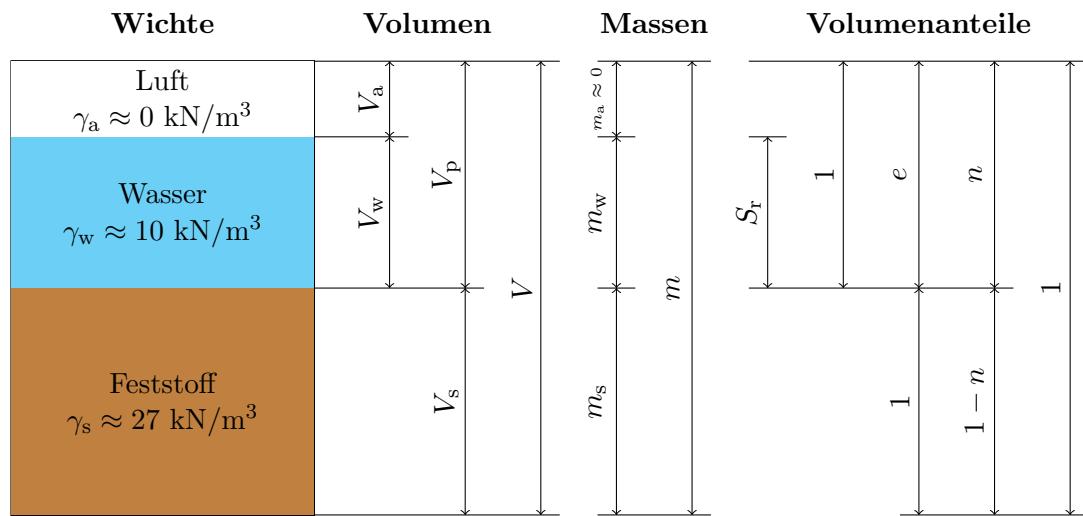


Abbildung 5.1: Massen- und Volumenanteile in einem Bodenelement

## 6 Feststoffdichte

Die Feststoffdichte  $\rho_s$  eines Locker- oder Festgestein ist gleich der mittleren Dichte der Einzelkörner bzw. Minerale, aus denen sich das Gestein zusammensetzt.

### 6.1 Feststoffdichte von Lockergesteinen

Obwohl die Feststoffdichte zur Bestimmung von Mineralen verwendet wird, ist sie zur Klassifizierung von Böden weniger geeignet, weil sich die Feststoffdichten der verschiedenen Böden in einem engen Bereich bewegen (Tabelle 19). Die Feststoffdichten der einzelnen Fraktionen von Verwitterungsböden nehmen mit abnehmender Korngröße zu. Zur Bestimmung der Feststoffdichte von Festgestein wird die Probe soweit zerkleinert, bis die Einzelkörner keine Poren mehr enthalten.

Tabelle 19: Feststoffdichte von Lockergestein

Grobkörniger Boden	2,65 g/cm <sup>3</sup>
Feinkörniger Boden	2,75 g/cm <sup>3</sup>



## 7 Zustand von Böden

Beim Zustand von Böden wird zwischen bindigen und nicht bindigen Böden unterschieden. Der Zustand von nicht bindigen Böden wird vor allem durch die relative Dichte beschrieben. Der Zustand von bindigen Böden wird durch die Konsistenzzahl beschrieben. Der Bodenzustand wird unmittelbar beschrieben durch Volumen- und Massenverhältnisse (Trockendichte, Wassergehalt, Sättigungsgrad u.a.), die Zustandsform (relative Dichten, Zustandszahlen, Anfangsscherfestigkeit) und die Verfestigung, und mittelbar durch den Eindringwiderstand von Rammsonden, Drucksonden (CPT: Cone Penetration Tests), Standard Penetration Test (SPT) und Penetrometern.

### 7.1 Proctorversuch

Die Verdichtung von Böden spielt eine große Rolle für zahlreiche Anwendungen z.B. Verkehrswegebau, Deichbau usw. Die Erfahrung zeigt, dass die durch Verdichtung erzielte Dichte bei gleichbleibender Verdichtungsenergie vom Wassergehalt abhängt. Bei zu niedrigem Wassergehalt führt die hohe Reibung zwischen den Körnern zu schlechter Verdichtung. Bei zu hohem Wassergehalt verhindert das Porenwasser eine Verkleinerung der Poren, was ebenfalls eine schlechte Verdichtung zur Folge hat. Bei dem optimalen Wassergehalt  $w_{\text{opt}}$  lässt sich die Proctor-Dichte  $D_{\text{Pr}}$  erzielen. Zur Ermittlung von  $w_{\text{opt}}$  baut man den Boden mit verschiedenen Wassergehalten in einen Zylinder ein. Die Probe wird dann mit einem Fallgewicht von einer vorgegebenen Höhe und mit bestimmter Schlagzahl verdichtet. Man führt mehrere Versuche mit verschiedenen Wassergehalten durch. Die erzielte Trockendichte wird über den Wassergehalt aufgetragen. Eine typische Beziehung zwischen  $\rho_d$  und  $w$  zeigt Abbildung 7.2. An der Stelle  $w_{\text{opt}}$  liegt die – für den Vorliegenden Zustand des Bodens – maximale Dichte  $\rho_{\text{Pr}}$ . In der Praxis wird ein Boden so aufbereitet (z.B. durch Wasserzugabe), so dass der Wassergehalt  $w_{\text{opt}}$  entspricht. Diese Vorgangsweise wurde zuerst von dem US-Ingenieur Proctor (1931) vorgeschlagen, daher der Index "Pr". Der Versuch zur Ermittlung von  $w_{\text{opt}}$  wird als Proctorversuch genannt. Das folgende Verhältnis wird als relative Dichte benannt

$$D_{\text{Pr}} = \rho_d / \rho_{\text{Pr}} \quad (7.1)$$

Die relative Dichte wird sowohl für die Charakterisierung des Bodenzustandes (Tabelle 20) als auch häufig zur Verdichtungskontrolle herangezogen, z.B.  $D_{\text{Pr}} > 97\%$ . Die Mindestanforderungen werden z.B. in [51] für die Straßenplanung geregelt (Tabelle 21 und Abbildung 7.1).

Da die maximale Trockendichte von der Energiezufuhr abhängig ist, kann der Verdichtungsgrad in der Praxis (schwere Walze) höher als 100% sein. Da die Trockendichte  $\rho_d$  ein Maximum bezüglich  $w$  aufweist, spielt das Wasser im Boden eine Zentralrolle. Da Wasser nicht kompressibel ist, lässt sich ein mit Wasser gesättigter Boden nicht weiter verdichten. Die Trockendichte des gesättigten Bodens ermittelt sich wie folgt

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{\rho_s V_s}{V_v + V_s} = \frac{\rho_s}{1 + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{\rho_s}{1 + \frac{V_v}{V_w} \frac{V_w}{V_s}} = \frac{\rho_s}{1 + \frac{1}{S_r} \cdot \frac{\frac{m_w}{\rho_w}}{\frac{m_s}{\rho_s}}} = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \rho_s}{S_r \rho_w}} \quad (7.2)$$

Die obige Beziehung zwischen  $\rho_d$  und  $w$  stellt die Sättigungscurve (eine Hyperbel) in Abbildung 7.2 dar. Die Sättigungscurve liegt immer rechts oberhalb der Proctor-Kurven. Nimmt der Wassergehalt ab, wird der Boden kompressibler. Bei bestimmtem Wassergehalt wird der Boden unter der Zugwirkung des Kapillarwassers so steif, dass das Zusammendrücken des Bodens erschwert wird. Von dort an nimmt die Zusammendrückbarkeit mit abnehmendem Wassergehalt ab. Der oben beschriebene Prozess ist vor allem bei gemischten Böden von Bedeutung. Bei rein kohäsionslosen Böden, z.B. Sand, hingegen spielt dieser Prozess keine große Rolle. Dies gilt auch für tonige Böden, wo das Entweichen von Wasser wegen zu geringer Durchlässigkeit erschwert wird.

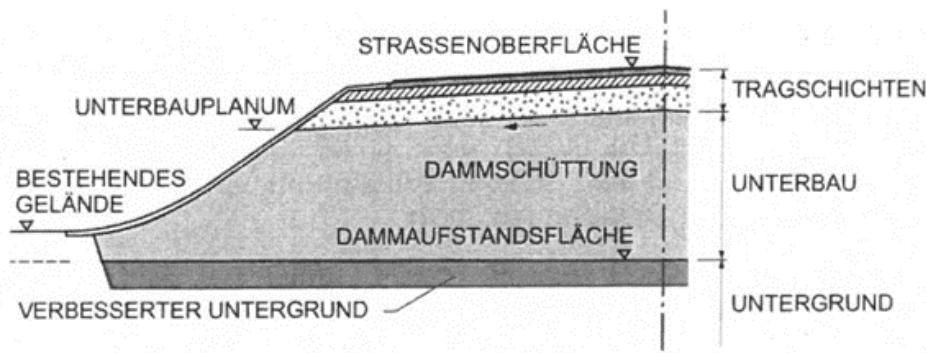


Abbildung 7.1: Tiefenbereiche eines Straßendamms [51]

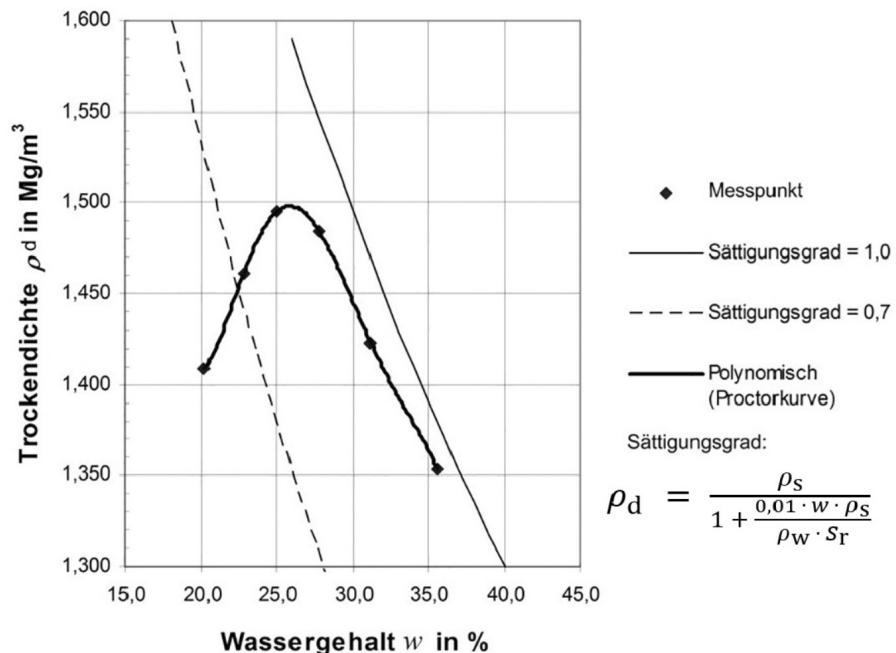


Abbildung 7.2: Proctorversuch zur Ermittlung des optimalen Wassergehalts [22]

Tabelle 20: Bodencharakterisierung anhand der relativen Dichte [18]

Bodenzustand	$D_{Pr}$ [%]
Sehr locker	bis 90
Locker	über 90 bis unter 95
Mitteldicht	ab 95 bis unter 98
Dicht	ab 98 bis unter 100
Sehr dicht	ab 100

Tabelle 21: Mindesanforderungen der relativen Dichte  $D_{Pr}$  gemäß [51] (Klammerwerte für bindige Böden)

Tiefenbereich	$D_{Pr}$ [%]
Unterbauplano	100
ab 1 m unter Unterbauplano	99
ab Dammaufstandfläche einschl. Bodenauswechselung	97 (95)
Hinterfüllung	100

## 7.2 Lagerungsdichte

Das mögliche Auseinanderrücken der Partikel eines Korngefüges erreicht eine Grenze, wenn die Anzahl der Kontaktpunkte je Volumeneinheit so klein wird, dass sich ein Zustand mit örtlichen kinematischen Unbestimmtheiten ergibt. Daher muss es bei nichtbindigen Böden eine obere Grenze  $n_{max}$  des Porenanteils geben. Die als "lockerste Lagerung" von nichtbindigen Böden definierte Lagerung wird versuchsmäßig bestimmt (Abbildung 7.3), indem man das getrocknete Material vorsichtig in einen Messzylinder einrieseln lässt und die Menge wiegt (Abbildung 7.3). Für Kugeln gleichen Durchmessers kann man  $n_{max} = 0,476$  und  $e_{max} = 0,908$  errechnen. Umgekehrt gibt es auch eine geometrische Grenze für die dichteste Anordnung der Partikel im Gefüge (ohne Zerbrechen der Körner). Man bestimmt  $n_{min}$ , indem man die Probenmenge ermittelt, die sich äußerstenfalls im Messzylinder einbringen lässt, wenn man das Material durch Rütteln (Rütteltisch und belastete Oberfläche, Abbildung 7.4) oder durch Schlagen des Zylinders (Abbildung 7.5) in Verbindung mit Durchsaugen von Wasser verdichtet. Beim Kugelhaufen ist  $n_{min} = 0,260$ ,  $e_{min} = 0,350$ . Da die lockerste und dichteste Lagerung in Laborversuchen mit empirisch definierten Randbedingungen hinsichtlich der Verdichtungsarbeit ermittelt werden, sind auch Lagerungsdichten außerhalb des Bereiches  $[0, 1]$  möglich. Bei der Baugrundkundung wird die Lagerungsdichte in der Regel mit Hilfe von Sondierungen über den Sondierwiderstand und empirische Zusammenhänge bestimmt, da die Entnahme ungestörter Bodenproben zur Bestimmung der Dichte sehr schwierig ist. Die Lagerungsdichte bestimmt die Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit nichtbindiger Böden. Sie ist von besonderer Bedeutung im Hinblick auf das Verhalten unter dynamischer Belastung, die eine Verdichtung bewirkt und bei der die Körner eine dichtere Lagerung annehmen. Extreme Effekte sind die Bodenverflüssigung (*Liquefaction*) und das Setzungsfliessen.

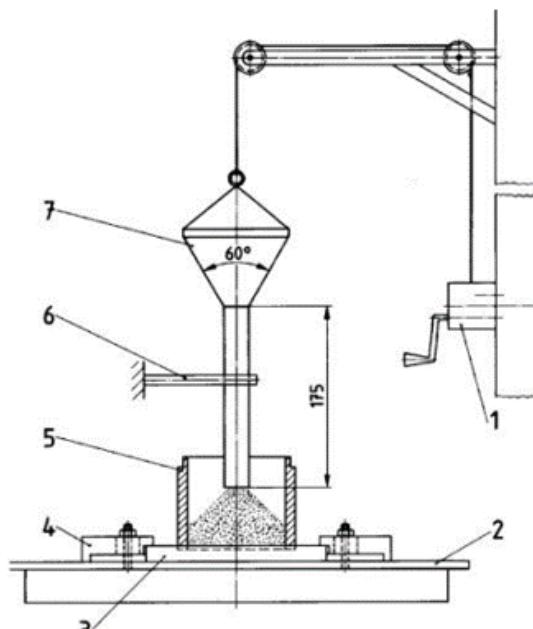


Abbildung 7.3: Versuchsgerät für die Bestimmung der lockersten Lagerung [32]

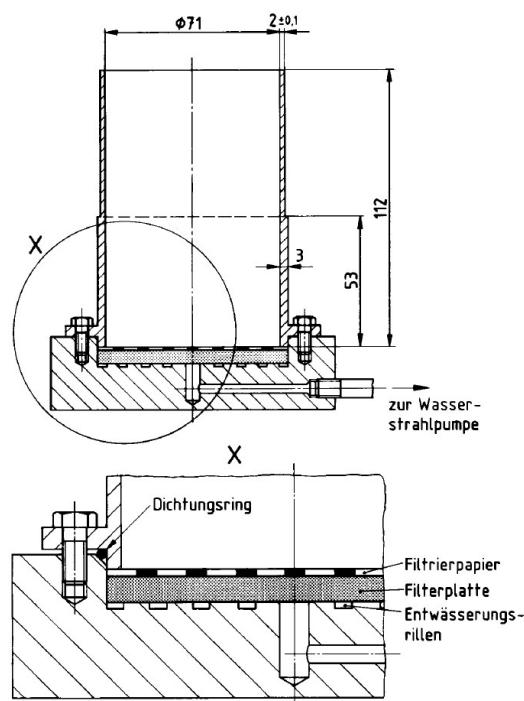


Abbildung 7.4: Rütteltisch für die Bestimmung der dichtesten Lagerung [32]

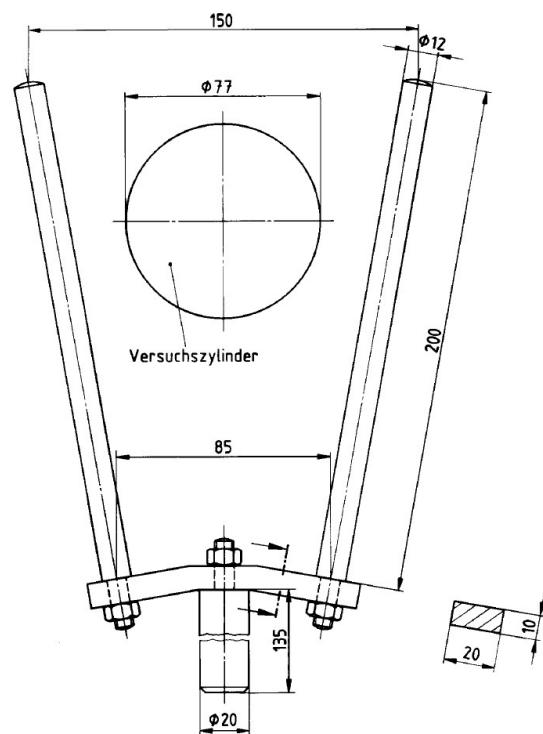


Abbildung 7.5: Schlaggabel für die Bestimmung der dichtesten Lagerung [32]



## 8 Spannungszustand im Kontinuum

Bei den an einem Körper angreifenden Kräften ist zwischen den äußeren Kräften (aktiven Kräfte, Aktionskräften, Lasten) und den inneren Kräften (passiven Kräften, Reaktionskräften, Schnittkräften; bei dynamischen Aufgaben auch Trägheits- und Dämpfungskräften) zu unterscheiden. Zu den Lasten gehören die Oberflächenkräfte (Randlasten, Auflasten) und die Volumskräfte; sie erscheinen bei kontinuumsmechanischen Aufgaben als unabhängige (bekannte, vorgegebene) Größen, die Schnittkräfte hingegen als abhängige (unbekannte, gesuchte) Größen. Wird ein von äußeren Kräften beanspruchter Körper durch eine Schnittfläche A geteilt (Abbildung 8.1a), so kann die Wirkung des entfernten Teiles durch die Schnittkraft  $P_i$  ersetzt werden. Auf ein Flächenelement  $dA$  mit der äußeren Normalen  $n$  wirkt die Kraft  $dP_{ni}$  (Abbildung 8.1b). Diese Kraft kann in Komponenten zerlegt werden, die in Richtung eines beliebig gewählten Koordinatensystems wirken. Fällt z.B. die  $z$ -Achse mit der äußeren Normalen des Flächenelementes zusammen, so ist die in die  $z$ -Richtung fallende Komponente eine auf das Flächenelement wirkende Normalkraft  $dP_{nz}$  und die anderen Komponenten sind parallel zum Flächenelement wirkende Tangentialkräfte (Schubkräfte)  $dP_{nx}$  und  $dP_{ny}$  (Abbildung 8.1c). Es bezeichnet der erste Index die Richtung der äußeren Normalen des Flächenelementes, der zweite Index die Richtung der Kraft.

Die Spannungen sind die spezifischen, d.h. auf die Flächeneinheit bezogenen Werte der Oberflächenkräfte und Schnittkräfte und sie sind somit bei einem beliebigen Koordinatensystem definiert durch

$$p_{ni} = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dP_{ni}}{dA} \quad (8.1)$$

und bei einem Koordinatensystem, von dem eine Achse in Richtung der äußeren Normalen  $n$  des Flächenelementes liegt, durch die Normalspannung

$$\sigma_{ni} = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dP_{ni}}{dA} \quad (\text{mit } i = n) \quad (8.2)$$

und die Tangentialspannungen (Schubspannungen)

$$\tau_{ni} = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dP_{ni}}{dA} \quad (\text{mit } i \neq n) \quad (8.3)$$

Ausführlich geschrieben lautet der Spannungsvektor

$$p_{ni} = \begin{pmatrix} p_{nx} \\ p_{ny} \\ p_{nz} \end{pmatrix} \quad (8.4)$$

Der Spannungsvektor gibt den zu einem bestimmten Flächenelement gehörenden Spannungszustand an. Seine vollständige Beschreibung umfasst

- die Koordinaten  $x$ ,  $y$  und  $z$  eines Punktes,
- die äußere Normale  $n$  auf ein durch diesen Punkt verlaufendes Flächenelement und
- die Vektorkoordinaten  $p_{nx}$ ,  $p_{ny}$  und  $p_{nz}$ .

Volumenelemente werden aus Flächenelementen gebildet, deren äußere Normalen mit den Koordinatenrichtungen zusammenfallen (Abbildung 8.2). Die  $3 \times 3 = 9$  Koordinaten der drei Spannungsvektoren  $p_{ni}$  bilden die Koordinaten des Spannungstensors

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (8.5)$$

Der Spannungstensor gibt den zu einem bestimmten Volumenelement gehörenden Spannungszustand an.

Für den ebenen Fall werden die Spannungskomponenten auf den Flächen senkrecht zur  $z$ -Achse nicht betrachtet und der Spannungstensor lautet

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{pmatrix} \quad (8.6)$$

Die Ermittlung der Hauptspannungen folgt aus der Eigenwertbetrachtung

$$\sigma^2 - J_1 \cdot \sigma + J_2 = 0 \quad (8.7)$$

mit

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y \quad (8.8)$$

und

$$J_2 = \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2 \quad (8.9)$$

wobei  $J_1$  und  $J_2$  die sog. Invarianten sind. Die zwei Hauptspannungen lassen sich wie folgt ermitteln

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (\sigma_1 \geq \sigma_3) \quad (8.10)$$

Die Richtungen der Hauptspannungen ergeben sich aus der folgenden Formel

$$\tan 2\chi_\sigma = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (8.11)$$

mit  $\sigma = \sigma_1$ ; dabei wird die Vereinbarung getroffen, dass  $-\frac{\pi}{2} < \chi_\sigma \leq \frac{\pi}{2}$  ist (Abbildung 8.3). Die mittlere Normalspannung beträgt:

$$\sigma_s = \frac{J_1}{2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (8.12)$$

und die max. Scherspannung

$$\tau_s = \sqrt{\frac{J_1^2}{4} - J_2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (8.13)$$

Der Index  $s$  weist darauf hin, dass diese Spannungen dem Scheitelpunkt des Spannungskreises entsprechen; man spricht daher auch von Scheitelpunktsspannungen (Abbildung 8.3). Bei der Transformierung des Koordinatensystems um den Mittelpunkt des Volumenelements (Abbildung 8.3) lauten die Transformationsgleichungen:

$$\bar{\sigma}_{yx} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha \pm \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (8.14)$$

bzw.

$$\bar{\sigma}_x = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (8.15)$$

$$\bar{\sigma}_y = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (8.16)$$

und

$$\bar{\tau}_{yx} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha \quad (8.17)$$

Sind die Spannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  Hauptspannungen, so vereinfachen sich diese Gleichungen zu

$$\bar{\sigma}_{yx} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha \quad (8.18)$$

und

$$\bar{\tau}_{yx} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha \quad (8.19)$$

Für den ebenen Fall kann der Spannungszustand im Spannungsdiagramm ( $\sigma, \tau$ ) mit Hilfe des Mohrschen Spannungskreises graphisch dargestellt werden, weil die Gleichungen 8.18 und 8.19 die in Parameterform geschriebenen Gleichungen eines Kreises darstellen ( $\bar{\sigma}_x = x, \bar{\tau}_{xy} = y$ , Parameter  $\alpha$ ). Wird  $\bar{\sigma}_y = \sigma$  und  $\bar{\tau}_{yx} = \tau$  gesetzt, so können diese Gleichungen geschrieben werden in der Form

$$\sigma = \sigma_s + \tau_s \cos 2\alpha \quad (8.20)$$

und

$$\tau = \tau_s \sin 2\alpha \quad (8.21)$$

Durch Umformung, Quadrieren und Addieren dieser Gleichungen kann  $\alpha$  eliminiert werden und es ergibt sich

$$(\sigma - \sigma_s)^2 + \tau^2 = \tau_s^2 \quad (8.22)$$

Dies ist eine Kreisgleichung, wobei die mittlere Normalspannung  $\sigma_s$  dem Mittelpunkt und die Hauptschubspannung  $\tau_s$  dem Radius des Kreises entspricht. Jeder Punkt des Spannungskreises repräsentiert einen auf ein bestimmtes Flächenelement wirkenden Spannungsvektor. Bei der Darstellung eines Spannungszustandes durch den Spannungskreis, d.h. durch Spannungsvektoren, gilt folgende - jedoch nur für die geometrische Deutung des Spannungskreises anzuwendende - Vorzeichenvereinbarung: In Bezug auf das betrachtete Volumenelement wirken positive Schubspannungen gegen den Uhrzeigersinn, negative Schubspannungen im Uhrzeigersinn. Mit Hilfe des Spannungskreises können folgende Aufgaben graphisch gelöst werden.

## 8.1 Bestimmung der Hauptspannungen

Die Spannungsvektoren  $\{\sigma_x, \tau_{xy}\}^T$  und  $\{\tau_{yx}, \sigma_y\}^T$  werden im Koordinatensystem  $(\sigma, \tau)$  aufgetragen. Verbindet man die Endpunkte dieser Spannungsvektoren, so erhält man auf der  $\sigma$ -Achse den Mittelpunkt des Spannungskreises und dieser kann gezeichnet werden. Er schneidet auf der  $\sigma$ -Achse die Hauptspannungen ab. Die graphische Darstellung der folgenden speziellen Spannungszustände hilft uns, den Mohrschen Spannungskreis besser zu verstehen:

- Bei einaxialen Spannungszuständen ist nur eine der drei Hauptspannungen von Null verschieden; bei einaxialem Zug ist dies die kleinste Hauptspannung, bei einaxialem Druck ist dies die größte Hauptspannung (Druck positiv).
- Für einen isotropen Spannungszustand ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) degeneriert der Spannungskreis zu einem Punkt auf der Abszisse.

Nicht nur ein Spannungszustand lässt sich mit Hilfe des Mohrschen Kreises darstellen, auch Spannungspfade lassen sich dadurch repräsentieren. Ein Beispiel ist in Abbildung 8.5 schematisch dargestellt. Eine zylindrische Probe wird zunächst einer Anfangsspannung (mit  $\sigma_{1A} > \sigma_{3A}$ ) unterworfen. Danach wird die axiale Spannung auf  $\sigma_{1E}$  gesteigert, während die radiale Spannung unverändert bleibt. Die Spannungskreise sind in Abbildung 8.5 dargestellt. Der Spannungspfad in Abbildung 8.5 entspricht jenem eines triaxialen Kompressionsversuchs.

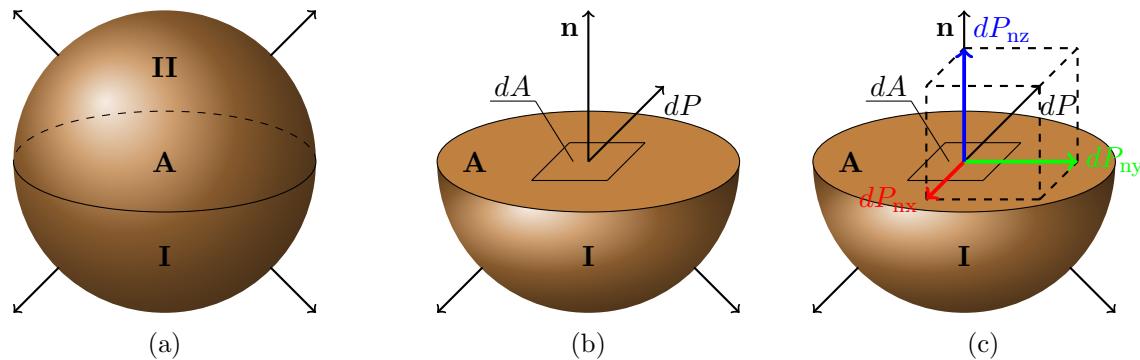


Abbildung 8.1: Spannungszustände

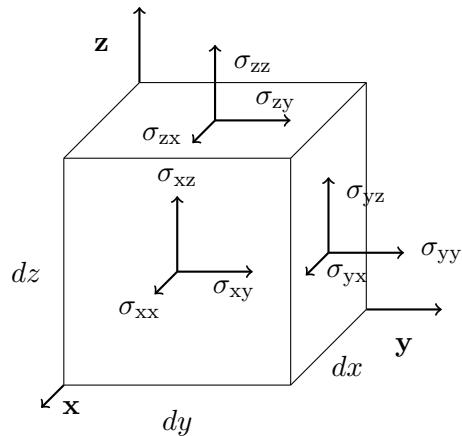


Abbildung 8.2: Spannungskomponenten und die zugehörigen Flächenelemente

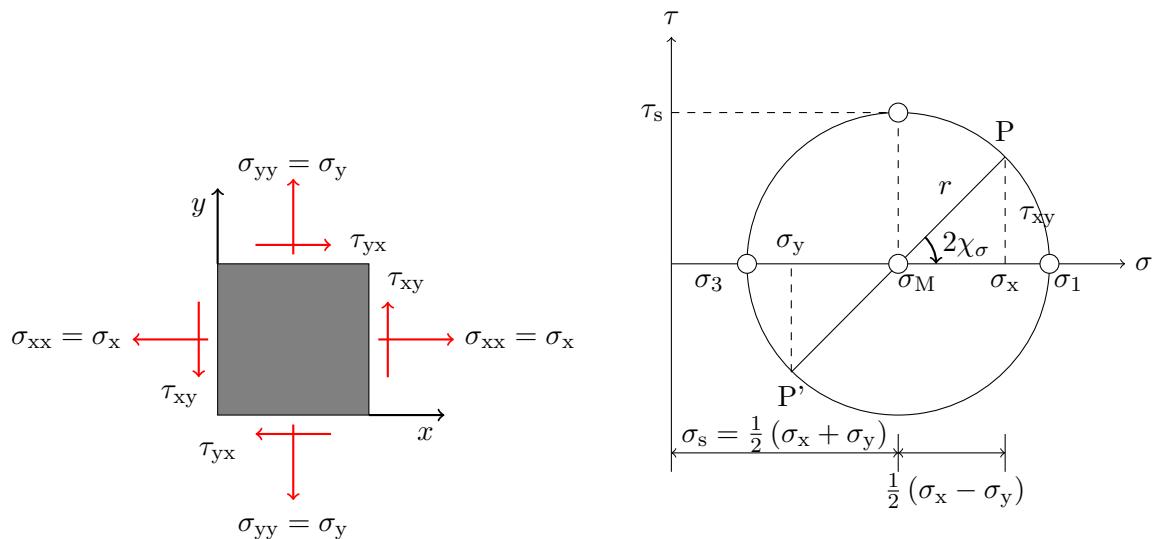


Abbildung 8.3: Spannungszustand und Mohrscher Spannungskreis

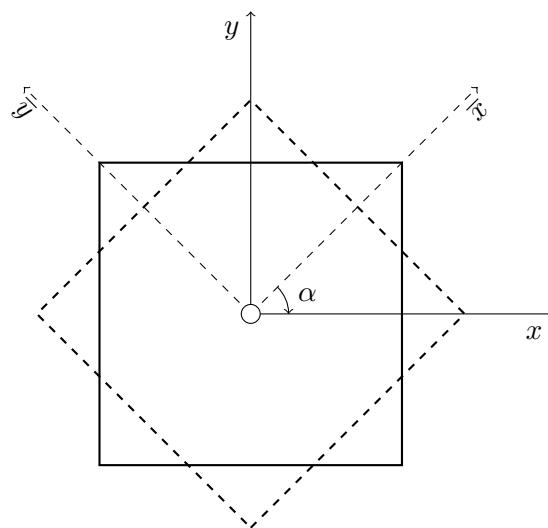


Abbildung 8.4: Transformationen des Koordinationsystems

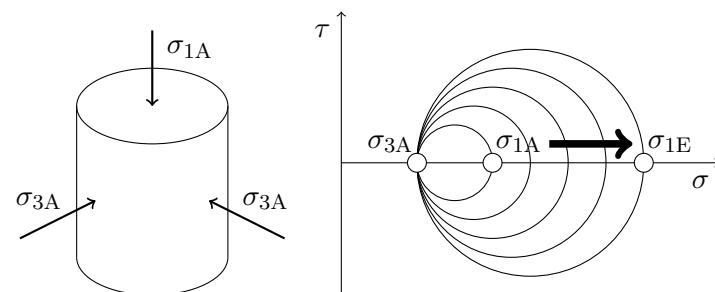


Abbildung 8.5: Spannungskreise in einem triaxialen Kompressionsversuch



## 9 Spannungszustand im Boden

Böden stellen ein Dreiphasensystem von Feststoff, Wasser und Luft dar. Die Belastung wird durch die drei Phasen aufgenommen. Die Spannungen in den drei Phasen stehen in Beziehung zueinander. Für die Scherfestigkeit und Steifigkeit ist alleine die Spannung zwischen den Bodenpartikeln, die sogenannte wirksame (effektive) Spannung entscheidend.

### 9.1 Wirksame und neutrale Spannungen

Wird eine beliebige Schnittfläche durch einen teilweise gesättigten Boden gelegt, so schneidet diese die Bodenkörper, das Bodenwasser und die Bodenluft. Eine tatsächliche Schnittfläche muss zwischen den Körnern und je nach Wassergehalt mehr oder weniger im Wasser verlaufen.

$N_s$ ,  $N_w$  und  $N_a$  sind die von den Bodenkörpern, dem Bodenwasser und der Bodenluft übertragenen Normalkräfte und  $A_s$ ,  $A_w$  und  $A_a$  sind die zugehörigen Schnittflächen. Es gelten folgende Beziehungen (Abbildung 9.1):

$$N = N_s + N_w + N_a \quad (9.1)$$

und

$$A = A_s + A_w + A_a \quad (9.2)$$

Die in den Schnittflächen übertragenen Normalspannungen sind daher nicht gleichförmig verteilt. Werden aber nur Flächenelemente betrachtet, deren Seitenlängen im Verhältnis zu den Abmessungen der Körper sehr groß sind, so können die tatsächlichen unstetigen Spannungsverteilungen durch die Mittelwerte, also durch fiktive stetige Spannungsverteilungen ersetzt werden und es gilt.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{N_s}{A} + \frac{N_w}{A} + \frac{N_a}{A} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{A} + \frac{u_w \cdot A_w}{A} + \frac{u_a \cdot A_a}{A} = \sigma_s a_s + u_w a_w + u_a a_a \quad (9.3)$$

mit

$$a_s + a_w + a_a = 1 \quad (9.4)$$

Der Porenwasserdruck  $u_w$  und der Porenluftdruck  $u_a$  werden in Bezug auf den atmosphärischen Luftdruck  $p_0$  angegeben. Die absoluten Drücke sind daher

$$u'_w = p_0 + u_w \quad (9.5)$$

und

$$u'_a = p_0 + u_a \quad (9.6)$$

Mit dieser Festlegung ist der Porenwasserdruck unterhalb des Grundwasserspiegels positiv, oberhalb negativ.<sup>2</sup>

Man bezeichnet diejenigen Spannungen, welche auf die Verformungen und auf die Scherfestigkeit einen Einfluss haben, als wirksame (effektive) Spannungen - im Gegensatz zu den neutralen Spannungen. Üblicherweise trifft man folgende Annahmen:

- die wirksamen Spannungen ergeben sich aus  $\sigma' = \frac{N_s}{A}$  und
- im Bodenwasser und in der Bodenluft herrschen isotrope Spannungszustände  $u_w$  bzw.  $u_a$ .

<sup>2</sup>Negative Porenwasserdrücke werden auch als Saugspannungen bezeichnet.

Unter diesen Voraussetzungen sind die im Boden auftretenden Schubspannungen immer wirksame Spannungen und für die wirksamen Normalspannungen (kurz: die wirksamen Spannungen)  $\sigma'$  ergibt sich aus Gleichung (10.1) mit  $a_s = 0$  (die bezogene Schnittfläche  $a_s$  wird als sehr klein vernachlässigt) und wenn man für  $a_w$  das Symbol  $\chi$  setzt die Gleichung

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (9.7)$$

Dies ist das Gesetz der wirksamen Spannungen von Bishop (1959).

Für  $u_a = 0$  wird aus Gleichung (10.5)

$$\sigma' = \sigma - \chi \cdot u_w \quad (9.8)$$

Der Beiwert  $\chi$  ist abhängig vom Sättigungsgrad ( $\chi \approx S_r$ ), aber auch von der Bodenart und vom Spannungs- bzw. Verzerrungszustand. Wir haben  $\chi = 0$  für  $S_r = 0$  und  $\chi = 1$  für  $S_r = 1$ . Für einen trockenen Boden wird

$$\sigma' = \sigma \quad (9.9)$$

und für einen wassergesättigten Boden ( $\chi = 1$ )

$$\sigma' = \sigma - u_w = \sigma - u \quad (9.10)$$

Dies ist das Gesetz der wirksamen Spannungen von Terzaghi (1925).

Die Teilung des Spannungstensors in einen wirksamen und in einen neutralen Anteil lautet für den ebenen Fall

$$\begin{bmatrix} \sigma_z & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_z & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma'_x \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u & 0 \\ 0 & u \end{bmatrix} \quad (9.11)$$

Die graphische Darstellung dieser Teilung im Spannungsdiagramm ( $\sigma, \tau$ ) zeigt Abbildung 9.2. Der Porenwasserdruck bewirkt eine Verschiebung des Spannungskreises entlang der  $\sigma$ -Achse. Die Größe der Spannungskreise bleibt unverändert.

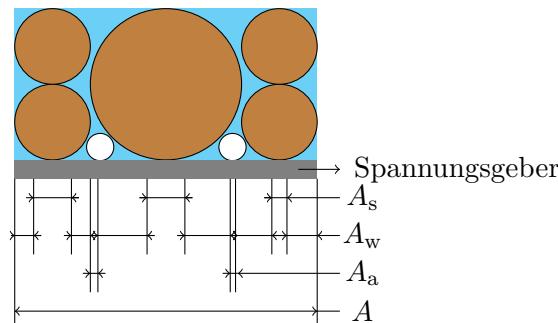


Abbildung 9.1: Spannungsgeber

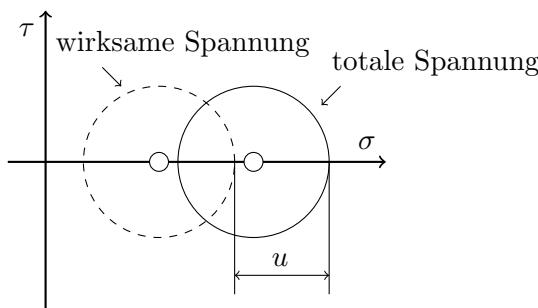


Abbildung 9.2: Mohrsche Spannungskreise für totale und wirksame Spannungen

### 9.1.1 Offenes System

Sind die Seitenflächen eines wassergesättigten Volumselementes wasserundurchlässig, so spricht man von einem offenen System. Das Porenwasser steht mit einem freien Wasser oder einem freien Grundwasser in Verbindung und die Änderungen der auf das Element wirkenden wirksamen Spannungen werden so langsam durchgeführt, dass die auftretenden kleinen Porenwasserüber- oder Porenwasserunterdrücke durch Zufluss oder Abfluss von Porenwasser sofort abgebaut werden. Es treten also nahezu keine Porenwasserüberdrücke oder Porenwasserunterdrücke auf. Die Porenwasserdrücke sind in einem bestimmten Bodenbereich durch das Strömungsbild gegeben und somit bei einer stationären Grundwasserströmung konstant und unabhängig von eventuellen Änderungen der wirksamen Spannungen. Die Spannungsänderungen werden in diesem Fall im Inneren eines Volumselementes ausschließlich von den wirksamen Spannungen aufgenommen.

### 9.1.2 Geschlossenes System

Sind die Seitenflächen eines Volumselementes wasserundurchlässig, so spricht man von einem geschlossenen System. Es liegt vor bei fehlender Entwässerungsmöglichkeit. Dies ist im Laboratorium beim Dreiaxialversuch der Fall, wenn die Entwässerungsleitungen geschlossen sind; im Feld ist dies der Fall bei einem zu kleinen Verhältnis zwischen der Wasserdurchlässigkeit des Bodens und der Geschwindigkeit einer Spannungsänderung (Be- oder Entlastung).

Werden die auf ein Volumselement wirkenden Belastungen verändert, so werden diese Änderungen im Inneren teilweise von den wirksamen Spannungen  $\Delta\sigma$  und teilweise von den neutralen Spannungen  $\Delta u$  aufgenommen. Wird der Porenwasserdruck erhöht, so spricht man von einem Porenwasserüberdruck, wird er vermindert, von einem Porenwasserunterdruck.

Im axialsymmetrischen Fall (z.B. beim Dreiaxialversuch) kann jede beliebige Spannungsänderung aufgrund der Hauptspannungen in die Anteile  $\Delta\sigma_3$  und  $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$  zerlegt werden. Für den sich im geschlossenen System entwickelnden Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  gilt dann (Skempton, 1954):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (9.12)$$

bzw.

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} \quad (9.13)$$



## 10 Spannungen im Untergrund

Infolge von Gravitation steht der Untergrund stets unter Spannung. Durch Baumaßnahmen wird der Untergrund zusätzlich beansprucht und es werden dadurch zusätzliche Spannungen hervorgerufen. Die Spannungen im Untergrund vor und nach der Beanspruchung durch eine Baumaßnahme werden als primäre bzw. sekundäre Spannung bezeichnet. Nachfolgend wird die Spannung infolge von Gravitation bzw. Eigengewicht behandelt. Die Spannungen im Untergrund werden u.a. aufgrund folgender Modelle ermittelt:

- Halbraum mit horizontaler Oberfläche
- elastischer Halbraum mit horizontaler Oberfläche
- verallgemeinerte geradlinige Druckausbreitung nach Fröhlich
- Kugelschüttung

### 10.1 Halbraum mit horizontaler Oberfläche

Da im Halbraum mit horizontaler Oberfläche jede vertikale Ebene eine Symmetrieebene ist, handelt es sich um eine einaxiale Aufgabe. In den Gleichgewichtsbedingungen für ein Volumenelement verschwinden die Differentialquotienten nach  $x$  und  $y$  und es wird

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \quad (10.1)$$

und die Spannung  $\sigma_z$  ergibt sich zu

$$\sigma_z = p + \sum_i \gamma_i h_i \quad (10.2)$$

Sie nimmt also innerhalb jeder Bodenschichte mit der Tiefe linear zu.  $p$  ist eine gleichmäßig verteilte Flächenlast auf der Geländeoberfläche. Die Vertikalspannungen  $\sigma_z$  können somit alleine aus den Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet werden, ein Stoffgesetz ist dafür nicht erforderlich. Aufgrund des Gesetzes der wirksamen Spannungen ist

$$\sigma'_z = \sigma_z - u \quad (10.3)$$

bzw.

$$\sigma'_z = p + \sum_i \gamma_i h_i - \gamma_w h_w \quad (10.4)$$

Daraus abzuleitende Sonderfälle:

#### 10.1.1 Ruhendes Grundwasser ohne geschlossenem Kapillarwasser

$$\sigma'_z = p + \sum_i \gamma_i h_i - \gamma_w h_w = p + \sum_i \gamma'_i h_i \quad (10.5)$$

mit

$$\gamma'_i = \gamma_i \quad (\text{oberhalb des Grundwasserspiegels}) \quad (10.6)$$

und

$$\gamma'_i = \gamma_{b,i} \quad (\text{unterhalb des Grundwasserspiegels}) \quad (10.7)$$

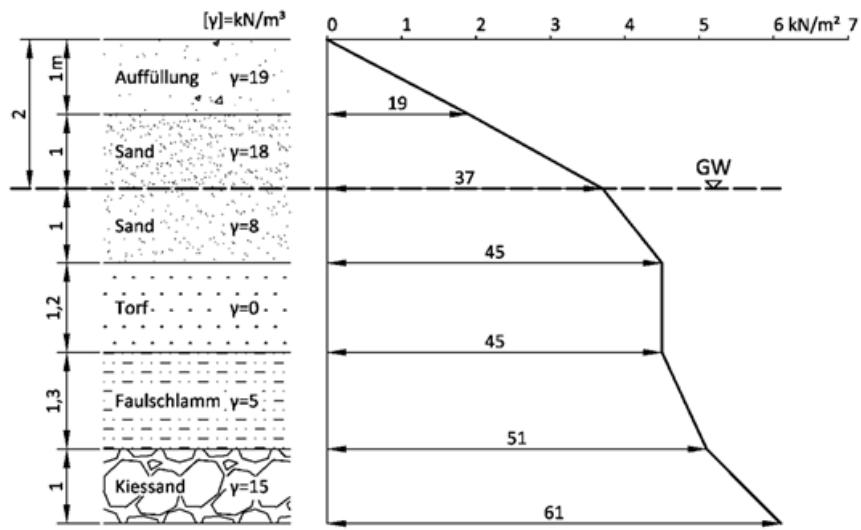


Abbildung 10.1: Bestimmung der wirksamen vertikalen Spannungen infolge Eigengewichts in geschichtetem Boden

### 10.1.2 Ruhendes Grundwasser mit geschlossenem Kapillarwasser

$$\sigma'_z = p + \sum_i \gamma_i h_i - \gamma_w h_w = p + \sum_i \gamma'_i h_i + \gamma_w h_k \quad (10.8)$$

Diese Beziehung besagt, dass auch bei Auftreten eines geschlossenen Kapillarwassers zur Bestimmung der wirksamen Spannungen mit den Wichten unter Auftrieb  $\gamma_b$  gerechnet werden kann, nur ist dann außerdem in der Grundwasseroberfläche (= obere Grenzfläche des mit Wasser gesättigten Bodenbereiches) der dort wirkende, nach innen gerichtete Kapillardruck

$$p_k = \gamma_w h_k \quad (10.9)$$

anzusetzen. Die kapillare Steighöhe  $h_k$  kann selbstverständlich keinen größeren Wert als die Höhe der Geländeoberfläche über dem Grundwasserspiegel annehmen.

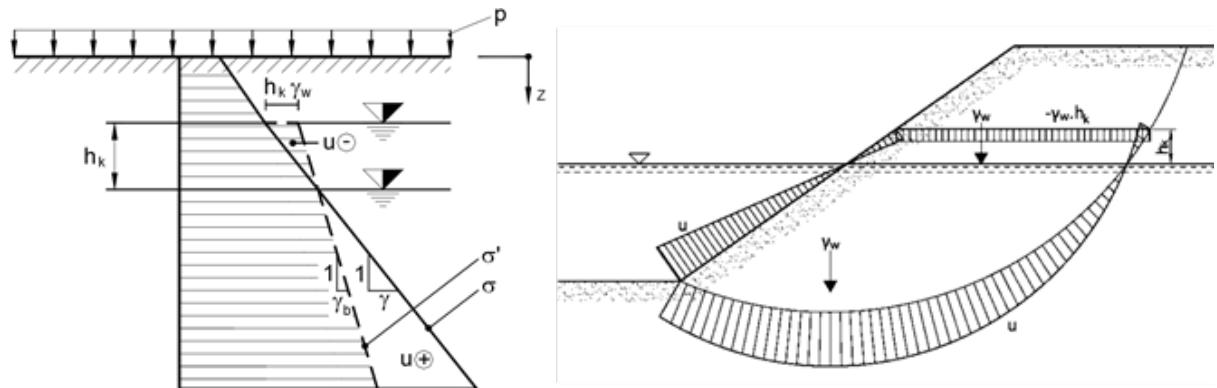


Abbildung 10.2: Grundwasser Porenwasserdruk (links) und Grundwasser mit Kapillarzone (rechts)

### 10.1.3 Lotrecht gerichtete Grundwasserströmung

$$\sigma'_z = p + \sum_i \gamma_i h_i - \gamma_w h_w = p + \sum_i \gamma'_i h_i \quad (10.10)$$

mit

$$\gamma'_i = \gamma_i \quad (\text{oberhalb des Grundwasserspiegels}) \quad (10.11)$$

$$\gamma'_i = \gamma_{b,i} + j_i \quad (\text{unterhalb des Grundwasserspiegels}) \quad (10.12)$$

und

$$j_i = \gamma_w i_i = -\gamma_w \cdot \frac{\Delta \varphi_i}{h_i} \quad (10.13)$$

$j_i$  bezeichnet die in den einzelnen Schichten  $i$  des Untergrundes auftretenden spezifischen Strömungskräfte. Bei einer Strömung nach unten sind die spezifischen Strömungskräfte  $j_i$  positiv, bei einer Strömung nach oben negativ. Gleichung 10.10 besagt, dass auch bei Auftreten einer Grundwasserströmung zur Bestimmung der wirksamen Spannungen im durchströmten Bereich mit den Wichten  $\gamma_{b,i}$  unter Auftrieb gerechnet werden kann, nur sind dann im durchströmten Bereich außerdem die in Richtung der Stromlinien wirkenden Strömungskräfte anzusetzen.

Die resultierende Strömungskraft  $J$  beträgt:

$$J = \sum_i j_i h_i = \gamma_w \Delta \varphi \quad (10.14)$$

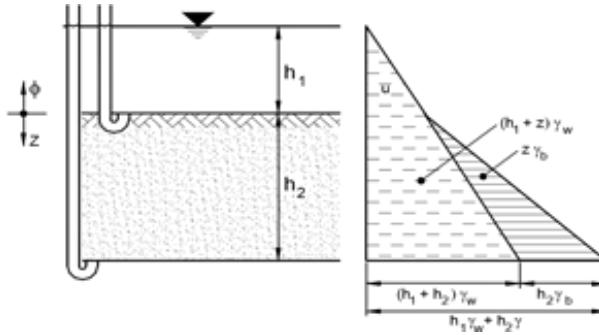


Abbildung 10.3: Ruhendes Grundwasser ( $\Delta\varphi = 0$ )

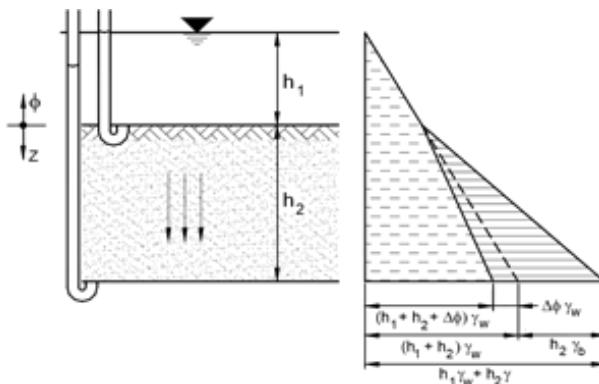
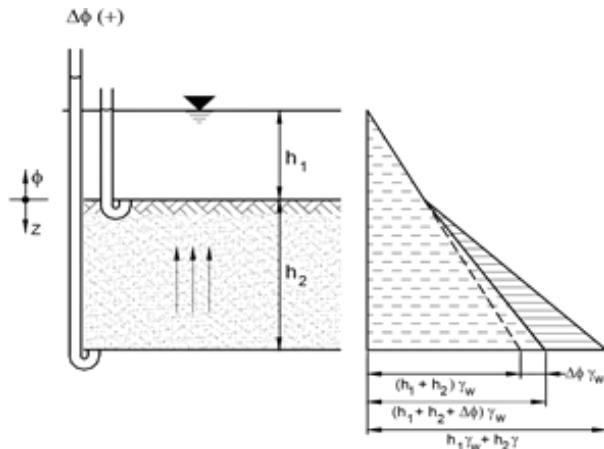


Abbildung 10.4: Nach unten strömendes Grundwasser ( $\Delta\varphi < 0$ )

Abbildung 10.5: Nach oben strömendes Grundwasser ( $\Delta\varphi > 0$ )

## 10.2 Normale und überkonsolidierte Böden

Die Eigenschaften von Geomaterialien (Böden und Felsen) werden stark von den Spannungen und Dehnungen beeinflusst, welche sie in der Vergangenheit erfahren haben. Die meisten Böden kommen durch Sedimentation und Konsolidation zustande. Bei einem bindigen Boden haben wir anfangs mit einer Tonsuspension zu tun. Unter Gravitation findet die Konsolidation statt. Dabei nimmt die wirksame Spannung zu und die anfangs sehr hohe Porenzahl ab. In so einem konsolidierten Boden ist die momentane wirksame Spannung stets größer als die wirksamen Spannungen in der Vergangenheit, d.h. die maximale Spannung ist gleich der aktuellen Spannung:

$$\sigma'_{\max} = \sigma'_a \quad (10.15)$$

Man spricht auch von einem normal konsolidierten Boden (normally consolidated soil) bzw. einem jungfräulichen Boden (virgin soil). Falls ein Boden in der Vergangenheit eine größere Spannung erfahren hat als die aktuelle Spannung, dann spricht man von einem überkonsolidierten Boden (over-consolidated soil). Das Verhältnis zwischen der maximalen Vertikalspannung in der Vergangenheit und der aktuellen Vertikalspannung wird als overconsolidation ratio (OCR) bezeichnet:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma_{\text{vmax}}}{\sigma_{\text{va}}} \quad (10.16)$$

OCR stellt das Ausmaß der Überkonsolidierung dar. Für einen normal konsolidierten Boden gilt stets  $\text{OCR} = 1$ . Eine typische Überkonsolidation in der Natur haben viele Böden in der Eiszeit durch die Belastung der Eisschicht erfahren. Dieser Vorgang wird im nachfolgenden Bild veranschaulicht, wo die Spannungspfade im Koordinatensystem  $(\sigma_v, \sigma_h)$  schematisch dargestellt sind. Wir betrachten nur die wirksamen Spannungen, nämlich  $\sigma = \sigma'$ .

Unter Eigengewicht wird der Boden zunächst bis zu einer Vertikalspannung von  $\sigma_{\text{va}}$  normal konsolidiert (0-A im Bild). Danach folgt die Belastung durch die Eisschicht bis zu einer Spannung von  $\sigma_{\text{vmax}}$  (A-B im Bild). Nach der Eiszeit folgt eine Entlastung (B-C im Bild) und die Vertikalspannung wird auf  $\sigma_{\text{va}}$  reduziert und wir erhalten:  $\text{OCR} = \frac{\sigma_{\text{vmax}}}{\sigma_{\text{va}}}$ . Es ist ersichtlich, dass OCR mit zunehmender Tiefe abnimmt, da die Spannung  $\sigma_{\text{va}}$  mit der Tiefe linear zunimmt. Bei gleich bleibender  $\sigma_{\text{vmax}}$  nimmt OCR mit der Tiefe ab und nähert sich der normalen Konsolidation ( $\text{OCR} = 1$ ) an. Je nach Stärke der eiszeitlichen Belastung und Baugrundtiefe kann die Überkonsolidation einen Wert von  $\text{OCR} > 10$  erreichen. In der Geotechnik unterscheidet man zwischen schwacher und starker Überkonsolidation.

Da die Überkonsolidation mit der Tiefe abnimmt, beschränkt sich in der Natur die Überkonsolidation meistens auf den oberflächennahen Bereich. Man spricht auch von einer harten Kruste. Ein überkonsolidierter Boden kann auch wieder zu einem normal konsolidierten Boden werden, wenn die aktuelle Spannung die maximale Spannung in der Vergangenheit übersteigt, z.B. durch eine hohe Erdaufschüttung.

Anhand von Abbildung 10.6effig:OCR können wir ferner folgende Beobachtungen machen. Bei der ersten Belastung (0-A-B) nehmen die Vertikal- und Horizontalspannungen proportional zu. Das Verhältnis  $K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  bzw. die Neigung der Geraden 0-A-B ist eine Konstante und wird als der Erdruhedruckbeiwert bezeichnet. Für normalkonsolidierte bindige Böden sowie für nichtbindige Böden lässt sich der Ruhedruckbeiwert mittels der empirischen Formel von Jaky abschätzen:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (10.17)$$

Bei der Entlastung folgt der Spannungspfad nicht dem Belastungspfad 0-A-B sondern B-C. Dabei nimmt die Vertikalspannung stärker ab als die Horizontalspannung. Am Punkt H erreicht der Spannungspfad die Diagonale und die Spannung ist hydrostatisch ( $\sigma_v = \sigma_h$ ). Danach ist die horizontale Spannung sogar größer als die Vertikalspannung. D.h. der Erdruhedruckbeiwert ist größer als 1. Diesen Sachverhalt kann man durch eine Verspannung in horizontaler Richtung bei einer Entlastung veranschaulichen. Der erhöhte Erdruhedruckbeiwert hat weitreichende Konsequenzen für die Erddruckermittelung bzw. für die Bemessung von Bauwerken. Wir stellen daher fest, dass die Jakysche Formel nur für normal konsolidierte und nichtbindige Böden gilt. Für überkonsolidierte Böden ist der Erdruhedruckbeiwert abhängig vom Ausmaß der Überkonsolidierung, also von OCR. In der Fachliteratur gibt es zahlreiche empirische Formeln für die Beziehung zwischen  $K_0$  und OCR.

Die Überkonsolidation hat großen Einfluss sowohl auf die Scherfestigkeit als auch auf die Steifigkeit von bindigen Böden. Die Scherfestigkeit und Steifigkeit eines normal konsolidierten Bodens ist proportional zur wirksamen Spannung. Daraus folgt, dass die Scherfestigkeit und Steifigkeit mit der Tiefe linear zunimmt. Geht die wirksame Spannung gegen Null, wie z.B. an der Oberfläche in einem Sumpf, verschwindet auch die Scherfestigkeit. Das Gleiche gilt auch für nichtbindige Böden wie z.B. an der Oberfläche einer Sanddüne. Durch die Vorbelastung erhält ein überkonsolidierter Boden eine Kohäsion, welche unabhängig von der wirksamen Spannung ist. Die Scherfestigkeit eines überkonsolidierten Bodens hat daher zwei Komponenten, einen Kohäsionsanteil und einen Reibungsanteil. Bei einem nichtbindigen Boden gibt es nur den Reibungsanteil, da die Bildung von Kohäsion durch Vorbelastung nicht gegeben ist. In der Natur entsteht durch die Überkonsolidation oft eine harte Kruste, in der die Scherfestigkeit höher ist als im normal konsolidierten Boden unterhalb der Kruste. Die Überkonsolidation hat auch großen Einfluss auf das Verformungsverhalten von Böden. Der gleiche Boden im überkonsolidierten Bereich ist in der Regel steifer und setzungsärmer als im normal konsolidierten Bereich. Dies sollte bei der Setzungsermittlung berücksichtigt werden.

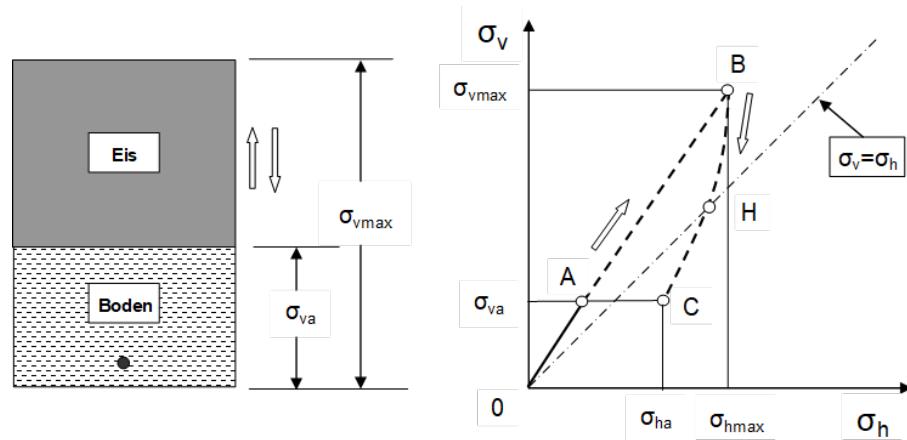


Abbildung 10.6: Überkonsolidation durch eiszeitliche Belastung

## 11 Spannungsverteilung im isotropen elastischen Halbraum

Die durch Baumaßnahmen verursachten Spannungen brauchen wir für die Untersuchung der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. Nachfolgend werden die durch Baumaßnahmen verursachten Spannungen behandelt. Für die Ermittlung der Spannungen wird die Elastizitätstheorie zugrunde gelegt. Danach können die resultierenden Spannungen durch mehrere Belastungen durch Superpositionen ermittelt werden. Grundsätzlich nimmt die Spannung im Untergrund infolge einer Oberflächenlast (Punkt-, Linien- und Flächenlast) mit der Tiefe ab. Diese Ausbreitung der Spannung kann durch die folgende Abbildung veranschaulicht werden. Aus Gleichgewichtsüberlegung lässt sich zeigen, dass die vertikale Spannung mit der Tiefe stark abnimmt. Die Spannung an der Tiefe  $z$  wird nach diesem Modell wie folgt ermittelt:

$$\sigma_z = \frac{p_0 b_0}{2z + b_0} \quad (11.1)$$

Nachfolgend werden die exakten Lösungen dargelegt. Dabei wird der dreidimensionale Raum durch eine waagrechte, unendlich ausgedehnte Ebene in zwei Hälften geteilt, von denen die obere leer und die untere mit einem homogenen Stoff gefüllt ist, der sich isotrop elastisch verhält. Dieses Modell wird daher isotroper elastischer Halbraum genannt. Ein senkrechter Doppelschnitt trennt aus diesem Halbraum die Halbscheibe heraus, die zur Lösung von Aufgaben in der Ebene dient. Die Spannungsverteilungen in Kugelschüttungen lassen erwarten, dass sich der Untergrund erst in genügend großem Tiefenabstand von der freien Oberfläche wie ein elastischer Halbraum verhält. Im Folgenden werden für den elastischen Halbraum in erster Linie die Gleichungen für die Berechnung der Spannungen angegeben, obwohl dieses Modell selbstverständlich auch Gleichungen für die Verschiebungen liefert. Dieses Modell wird nämlich bei der konventionellen Setzungsberechnung nur zur Ermittlung der Spannungen, nicht jedoch auch zur Ermittlung der Verformungen herangezogen.

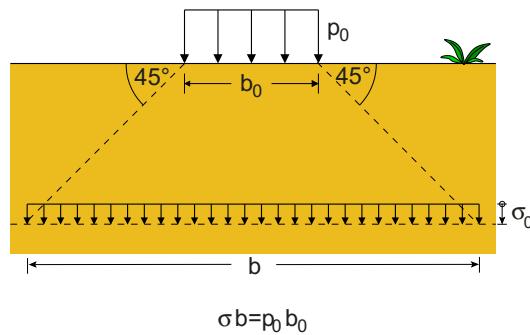


Abbildung 11.1: Spannungsausbreitung infolge einer Flächenlast [41]

### 11.1 Schwerer elastischer Halbraum

Im Halbraum ist  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  und  $\sigma_y = \sigma_x$ . Damit folgt aus dem Hookeschen Gesetz

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z = K_0 \cdot \sigma_z \quad (11.2)$$

$K_0$  ist der **Ruhedruckbeiwert**. Da es keinen Routineversuch gibt, um die Querdehnungszahl  $\nu$  von Böden unmittelbar zu bestimmen, kann Gleichung 11.2 in Verbindung mit der Gleichung  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  dazu benutzt werden, um die Querdehnungszahl  $\nu$  aus dem Reibungswinkel  $\varphi$  zu berechnen:

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi} \quad (11.3)$$

Es ergibt sich damit für  $\varphi = 0^\circ$   $\nu = 0.5$  und für  $\varphi = 30^\circ$   $\nu = 0.33$ . Die Querdehnungszahl  $\nu$  wird beispielsweise benötigt, um die verschiedenen Steifemodule (z.B.  $E_S$ ,  $E_V$ ) zumindest näherungsweise ineinander umzurechnen oder um aus diesen Steifemodulen den Elastizitätsmodul  $E$  abzuleiten.

## 11.2 Vertikale Punktlast

Greift an der Oberfläche eines gewichtslosen elastischen Halbraumes eine lotrechte Punktlast  $P$  an, so treten in der Umgebung des Angriffspunktes sehr große Spannungen auf, und die Fließgrenze des Stoffes wird überschritten. Es werden daher nur Spannungen betrachtet, die in einer bestimmten, ausreichend großen Entfernung vom Angriffspunkt der Last wirken (Prinzip von Saint-Venant).

Bei diesem Modell werden gravierende Vereinfachungen getroffen, diese beinhalten:

- Der Halbraum wird im Gegensatz zu einem realen Boden als isotrop, homogen und gewichtslos angenommen.
- Die elastischen Eigenschaften werden durch einen konstanten E-Modul  $E$  und die Querdehnungszahl  $\nu$  bestimmt.
- Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird linear angenommen.

Die Lösung wurde erstmals von Boussinesq (1884) angegeben. Sie ist mit Hilfe der Airyschen Funktion

$$f = \frac{P}{2 \cdot \pi} \left[ \frac{z}{r} + (1 - 2\nu) \ln(r + z) \right] \quad (11.4)$$

zu erhalten.

Die Spannungen sind im Zylinderkoordinatensystem

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \psi = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (11.5)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[ 3 \cos^3 \psi \sin^2 \psi - (1 - 2\nu) \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right] \quad (11.6)$$

$$\sigma_\theta = -(1 - 2\nu) \frac{P}{2\pi z^2} \left[ \cos^3 \psi - \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right] \quad (11.7)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \sin \psi = \frac{3P}{2\pi} \frac{rz^2}{R^5} \quad (11.8)$$

$$\tau_{\vartheta z} = \tau_{\vartheta r} = 0 \quad (11.9)$$

und im Kugelkoordinatensystem

$$\sigma_R = \frac{P}{\pi R^2} \left[ (2 - \nu) \cos \psi - \frac{1}{2}(1 - 2\nu) \right] \quad (11.10)$$

$$\sigma_\psi = -(1 - 2\nu) \frac{P}{2\pi R^2} \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \quad (11.11)$$

$$\sigma_\theta = -(1 - 2\nu) \frac{P}{2\pi R^2} \left( \cos \psi - \frac{1}{1 + \cos \psi} \right) \quad (11.12)$$

$$\tau_{R\psi} = (1 - 2\nu) \frac{P}{2\pi R^2} \frac{\sin \psi \cos \psi}{1 + \cos \psi} \quad (11.13)$$

$$\tau_{\vartheta\psi} = \tau_{\vartheta R} = 0 \quad (11.14)$$

mit  $\cos \psi = \frac{z}{R}$  und  $\sin \psi = \frac{r}{R}$

Alle Spannungen sind unabhängig vom Elastizitätsmodul  $E$ , die Spannungen  $\sigma_z$  und  $\tau_{rz}$  sind darüber hinaus auch noch unabhängig von der Querdehnungszahl  $\nu$ . In jedem isotropen elastischen Halbraum sind also bei gleicher Belastung die Verteilungen der Spannungen  $\sigma_z$  und  $\tau_{rz}$  gleich. Da  $\tan \delta = \tau_{rz}/\sigma_z = \tan \psi$  ist, weist der Spannungsvektor eines horizontalen Flächenelementes zum Koordinatenursprung. Für  $\nu = 0.5$  erhalten wir die folgende Lösung:

$$\sigma_R = \frac{3P}{2\pi R^2} \cos \psi = \frac{3P}{2\pi} \frac{z}{R^3} \quad (11.15)$$

$$\sigma_\psi = \sigma_\vartheta = \tau_{R\psi} = 0 \quad (11.16)$$

Es handelt sich um einen einaxialen Spannungszustand. Die einzige nicht verschwindende Hauptspannung ist zum Koordinatenursprung gerichtet und ist eine Druckspannung. Da in keinem Punkt Zugspannungen auftreten, ist diese Spannungsverteilung auch möglich, wenn der Stoff keine Zugfestigkeit besitzt. Die Hauptspannungstrajektorien sind in diesem Sonderfall vom Angriffspunkt ausgehende Strahlen. Die Größe der Hauptspannung  $\sigma_R$  nimmt mit dem Quadrat des Abstandes  $R$  ab, wie die Anziehungskraft einer punktförmigen Masse und einer elektrischen Ladung oder wie die Lichtstärke. Die Richtungen sind hier aber untereinander nicht gleichwertig, die Spannung  $\sigma_R$  ist auch vom Winkel  $\psi$  abhängig.

Aus dem in Abbildung 11.6 angegebenen Diagramm können Beiwerte  $i$  zur Berechnung der vertikalen Spannungen  $\sigma_z$  entnommen werden. Es ist für Punktlasten  $P$

$$\sigma_z = \frac{P_i}{z^2} \quad (11.17)$$

und für Linienlasten  $\bar{p}$

$$\sigma_z = \frac{P_i}{z} \quad (11.18)$$

Die eingezeichneten Kurven können jeweils auch als Spannungsverteilungen für  $p = 1$  und  $z = 1$  aufgefasst werden.

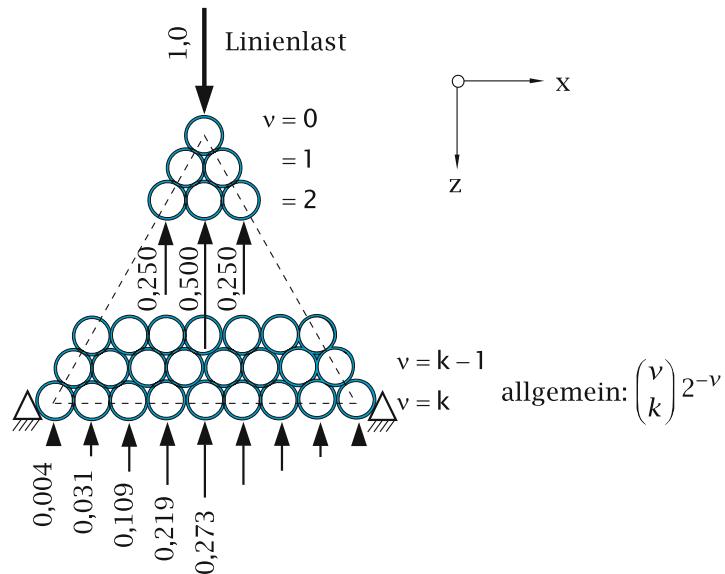


Abbildung 11.2: Spannungsausbreitung infolge einer Punktlast [47]

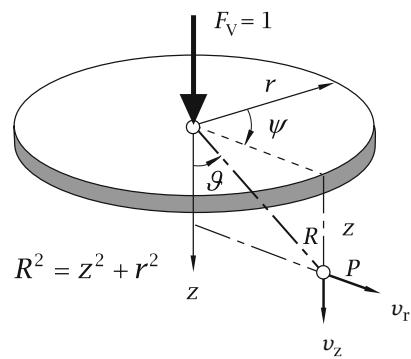


Abbildung 11.3: Spannungen im Halbraum hervorgerufen durch eine lotrechte Einzellast [47]

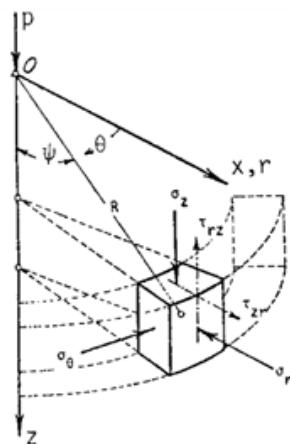


Abbildung 11.4: Spannungen im Zylinderkoordinatensystem durch eine lotrechte Einzellast  $P$ .  
 $R = \frac{z}{\cos \psi}$

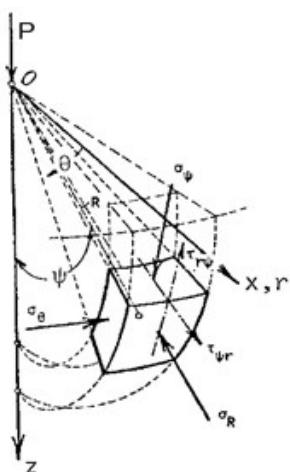


Abbildung 11.5: Spannungen im Polarkoordinatensystem durch eine lotrechte Einzellast  $P$ .  $R = \frac{z}{\cos \psi}$

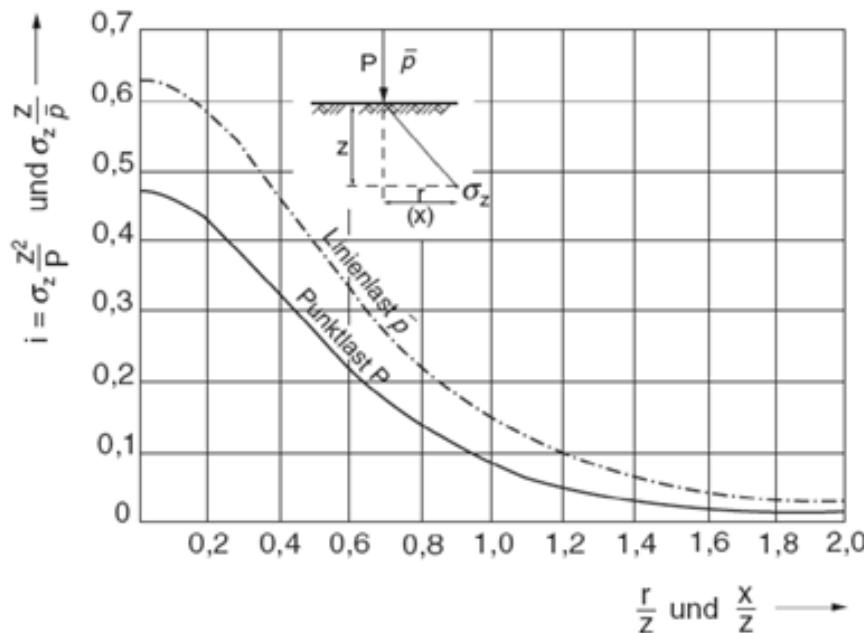


Abbildung 11.6: Spannungsbeiwert bei Einzeln- und Linienlast. Spannung in der Tiefe  $z$  infolge einer Linien- oder Punktlast in der Entfernung  $x$  oder  $r$  (Zur Berechnung der durch benachbarte Pfeilerlasten hervorgerufenen Spannungen).  $\sigma_z$  = gesuchte Druckspannung in der Tiefe  $z$

### 11.3 Vertikale, gleichmäßig verteilte Rechteckslast

Die Spannung  $\sigma_z$  unterhalb eines Eckpunktes resultierend aus einer einwirkenden Rechteckslast wird in Absatz 17.9.4 ausführlich erläutert und errechnet sich gemäß Gleichung 17.6. Die Spannungen  $\sigma_z$  unterhalb eines Eckpunktes können auch grafisch mit Hilfe des in Abbildung 17.4 angegebenen Diagramms ermittelt werden.

Werden die Spannungen unter einem beliebigen Punkt innerhalb der Lastfläche gesucht, so wird durch diesen Punkt je eine Parallelle zu den beiden Rechteckseiten gelegt (Abbildung 17.3). Man erhält dann vier Rechtecke mit dem betrachteten Punkt als Eckpunkt. Die Gesamtspannung ergibt sich dann durch Superposition der Spannungen infolge der Teilflächen.

Die Spannungen unter einem Punkt außerhalb der Lastfläche werden erhalten, indem wieder die Spannungen mehrerer Rechteckflächen, für die der gegebene Punkt einen Eckpunkt bildet, überlagert werden.



## 12 Verformbarkeit von Böden

Boden ist ein kompressibler Stoff. Daher gehört zu jeder Belastungsänderung auch eine Formänderung des Bodens. Wird ein Boden belastet, dann wirkt sich dies sowohl auf seine festen Bestandteile als auch auf seinen Porenraum aus. Bei einer Druckbeanspruchung müssen – in (wassergesättigten) bindigen Böden nach Abströmen von zunächst mitwirkendem Porenwasser – die eingeleiteten Druckkräfte vom Korngerüst aufgenommen werden. Die Einzelkörner – bzw. die Tonmineralstrukturen – werden dabei zusätzlichen Druckbeanspruchungen unterworfen, auf die sie mit Stauchungen reagieren. In den uns überwiegend interessierenden Spannungsbereichen werden die Körner (bzw. Tonmineralpartikel) dabei in der Regel weit unterhalb ihrer Bruchlasten beansprucht und sie verhalten sich elastisch. Soweit aber die zufällig verteilten Kontaktpunkte der Bodenpartikel nicht exakt in der Wirkungsrichtung der Kräfte liegen, also im Regelfall, kommt es gleichzeitig zu Rotations- und Translationsbewegungen der Partikel, bis sie in einer neuen Lage ein Gleichgewicht finden. Dabei wird der Porenraum verkleinert. Bei der Erstbelastung eines Bodens überwiegt die Änderung des Porenvolumens bei weitem gegenüber den elastischen Stauchungen der Körner. Genau betrachtet wird ein Boden durch eine Druckbelastung also verdichtet und erfährt dabei eine Volumenverringerung. Da die festen Bestandteile, für die ein elastisches Verhalten angesetzt werden kann, wenig kompressibel sind, ist die Volumenverringerung bei einem Lockergestein fast ausschließlich eine Verringerung des Porenanteils  $n$ , bei wassergesättigten Böden in Verbindung mit einem erzwungenen Abströmen des Wassers und entsprechender Abnahme des Wassergehalts  $w$ . Dieser Anteil ist bleibend und plastisch. Um eine Abschätzung der wirklichen Verschiebungen zu machen, ist man auf Laborversuche angewiesen, die das Setzungsverhalten des Bodens simulieren. Dafür müssen Bodenproben mit einem Stechzylinder so entnommen werden, dass sie möglichst ungestört bleiben. Da diese Probe räumlich begrenzt ist, müssten im Versuch auch die Randbedingungen der Lage in der Natur wiederhergestellt werden. Dies ist aber bisher noch nicht versuchstechnisch gelöst, so dass man zwei extreme Fälle betrachtet:

1. Probe wird in der Seitendehnung nicht behindert
2. Probe wird in der Seitendehnung behindert

Bei einem auf seiner ganzen Fläche belasteten Halbraum ist der zweite Fall exakt erfüllt. Da in der Natur diese setzungsempfindlichen Schichten oft sehr dünn sind und oberflächennah anstehen, ist die Annahme der behinderten Seitendehnung ausreichend genau.

### 12.1 Kompressionsversuch

Der Kompressionsversuch dient dazu, die für die konventionellen Verformungsberechnungen (z.B. konventionelle Setzungsberechnungen, Berechnung eingebetteter flexibler Rohre) erforderlichen Kennwerte zu ermitteln. Das Gerät, mit dem der Versuch durchgeführt wird, wird als "eindimensionales Kompressionsgerät" oder Ödometer (in Normen auch: Oedometer) bezeichnet. Der Kompressionsversuch ist ein Druckversuch mit behinderter Seitendehnung; die Probe wird einem einaxialen Verzerrungszustand unterworfen. Die größte Hauptspannung wirkt lotrecht, die mittlere und kleinste Hauptspannung wirken horizontal. Aus einer ungestörten Bodenprobe wird ein kreisplattenförmiger Versuchskörper mit Durchmesser  $\geq 35$  mm und Höhe  $\geq 12$  mm ausgestochen und in einen Drucktopf mit starrer Wandung eingebaut. Daher wird im Versuch die Zusammendrückbarkeit bei verhindeter Seitendehnung ermittelt. Der Versuch ist in [10] genormt. Das Verhältnis von Durchmesser zu Höhe der Probe ist ein Kompromiss, um die Fehler aus Wandreibung, unebenen Oberflächen und nicht sattem Anliegen der Probe an der Seitenwand zu minimieren. Normgemäß beträgt das Verhältnis  $D/H \geq 2,5$ . Die Probe liegt zwischen angefeuchteten Filtersteinen, damit sie entwässern kann. Die Last  $P$  wird vertikal über eine Kopfplatte mit der Querschnittsabmessung  $A$  aufgebracht. In der Probe besteht dann näherungsweise ein im Mittel über die Querschnittsfläche eindimensionaler Spannungszustand

## 12.2 Versuchsdurchführung

Nach dem Aufbringen einer ersten Laststufe wird die Probe zusammengedrückt, wobei die Zusammendrückung zeitlich verzögert abläuft. Die Geschwindigkeit der Zusammendrückung nimmt ab, bis sie langsam gegen Null geht, d. h. die Zusammendrückung (Setzung) erreicht einen Endwert unter dieser Laststufe. Die Endsetzung wird theoretisch nach unendlich langer Zeit, im Labor praktisch nach etwa 24 Stunden, erreicht. Nach Erreichen der Endsetzung wird eine neue Laststufe aufgebracht und wieder der zeitliche Verlauf der Setzung gemessen.

Wird die Last in konstanten Laststufen gesteigert, nimmt das Endsetzungsmaß pro Laststufe mit größer werdender Last ab, der Boden wird mit steigender Last steifer. Daher werden die Laststufen nach einer geometrischen Reihe gewählt, z.B. 16,25, 32,50, 65,0, 130,0, 260,0 und 520,0 kN/m<sup>2</sup>.

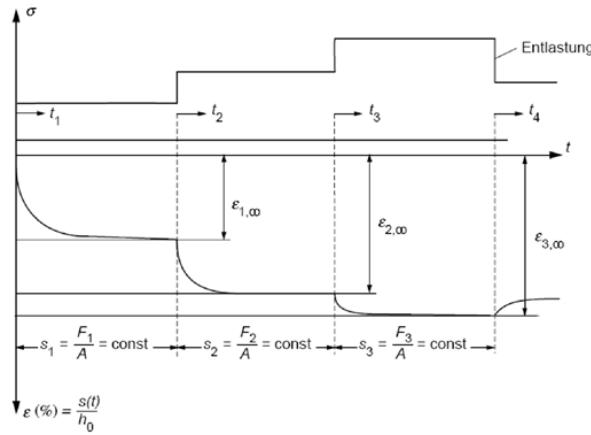


Abbildung 12.1: Zeit-Setzungs-Diagramm

### 12.2.1 Versuchsauswertung

Aus den Setzungen  $s = H_0 - H_f$  werden die Dehnungen  $\varepsilon$  bezüglich der ursprünglichen Probenhöhe  $h_0$  berechnet:

$$\varepsilon = \frac{H_0 - H_f}{H_0} \quad (12.1)$$

Damit lässt sich ein Zeit-Setzungs-Diagramm zeichnen. Die Asymptoten an der Zeitsetzungskurve ergeben die Endsetzung (Abbildung 12.1). Für die Endsetzungen der Zeitsetzungskurven wird das Drucksetzungsdiagramm gezeichnet:

$$\varepsilon = f(\sigma'_v, t \rightarrow \infty) \quad (12.2)$$

Der Steifemodul  $E_{\text{oed}}$  wird definiert als:

$$E_{\text{oed}} = \tan \alpha = \frac{\delta \sigma'_v}{\delta \varepsilon_v} \quad (\text{Sekantenmodul}) \quad (12.3)$$

Man erkennt, dass mit steigendem  $\sigma'_v$  sich die Kurve verflacht ( $E_{\text{oed}}$  wird größer), d.h. der Boden verfestigt sich. Das bedeutet theoretisch, dass die Probe nie zu Bruch geht. Dies steht im Widerspruch zu bekannten Brucherscheinungen bei anderen Materialien und zu der praktischen Erfahrung, dass auch der natürliche Boden nicht beliebig belastbar ist. Die Annahme der behinderten Seitendehnung ist aus diesem Grund nur so lange vertretbar, wie die Belastung noch einen genügend großen Abstand von der Bruchlast des Bodens hat.

Die  $\sigma'_v$ - $\varepsilon_v$ -Beziehung ist nichtlinear. Die Stauchung setzt sich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen. Zu jedem Versuch gehört die messtechnisch beobachtete

Durchführung der Entlastung bzw. einer Entlastungs-/Wiederbelastungsschleife. Bei der Entlastung/Wiederbelastung werden neben Anteilen aus Rückstellungen von Körnern die elastischen Verformungsanteile des Korngerüstes erkennbar. Die plastischen Anteile aus der Änderung des Porenraumes sind nicht reversibel. Die Entlastungs-/Wiederbelastungsschleife wird etwa bei dem Spannungsniveau durchgeführt, welches der Entnahmetiefe der Probe entspricht (effektiver Überlagerungsdruck, *effective overburden pressure*).

In der Regel lässt sich aus den Versuchsergebnissen auch die Vorbelastung erkennen, die eine Probe vor ihrem Einbau in den Versuchsstand erfahren hatte. Da bis zur Vorbelastungsspannung eine Wiederbelastung stattfindet, reagiert die Probe in diesem Spannungsbereich deutlich steifer.

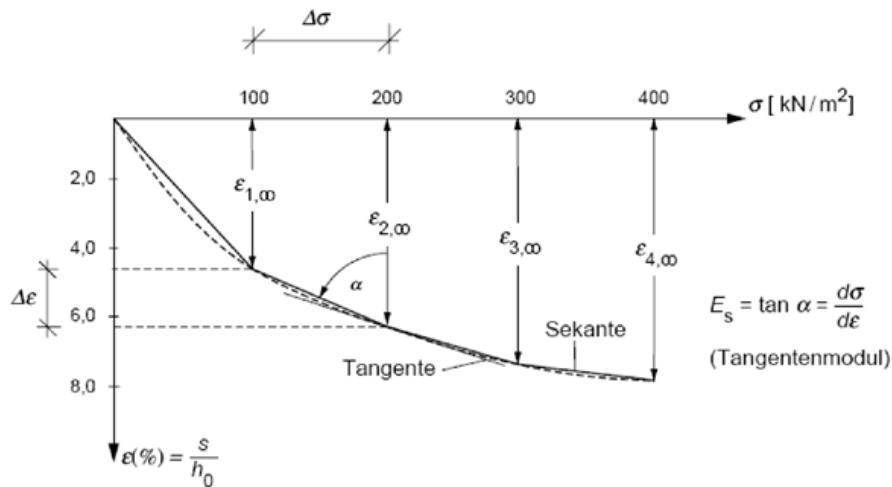


Abbildung 12.2: Druck-Setzungs-Diagramm zur Ermittlung von  $E_s$

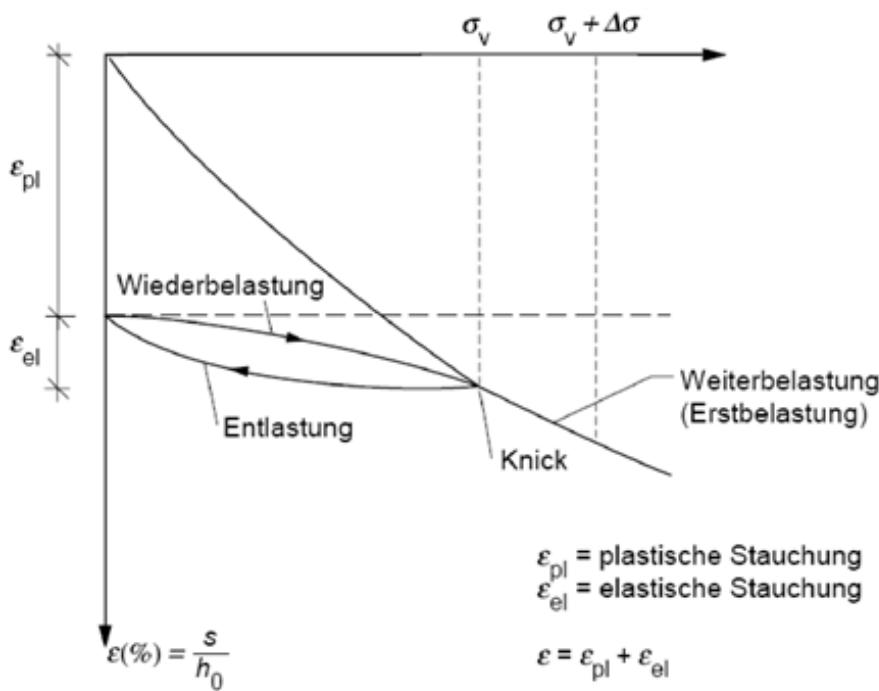


Abbildung 12.3: Vorbelastungsknick

### 12.2.2 Porenzahl $e$

Wenn die Ergebnisse für die Zusammendrückung über die Porenzahl darzustellen sind, ist die Porenzahl zu berechnen. Der Steifemodul  $E_{\text{oed}}$  kann somit auch wie folgt definiert werden:

$$E_{\text{oed}} = \frac{\delta \sigma'_v}{\delta e} (1 + e_0) \quad (\text{Sekantenmodul}) \quad (12.4)$$

Die obigen Formel lässt sich aus der volumetrischen Verformung  $\Delta \varepsilon_v$  wie folgt beweisen:

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{A \cdot \Delta H}{A \cdot H} = \frac{\Delta H}{H} = \Delta \varepsilon \quad (12.5)$$

Aus der Definition der Porenzahl  $e = \frac{V_v}{V_s}$  folgt

$$\Delta e = \frac{\Delta V}{V_s} = \frac{\Delta V}{V_s} = \frac{\Delta V/V}{V_s/V} = \frac{\Delta \varepsilon}{V_s/(V_s + V_v)} = \frac{\Delta \varepsilon}{1/(1 + e)} = \Delta \varepsilon(1 + e) \quad (12.6)$$

### 12.2.3 Mögliche Versuchsfehler

- Die (absolut) starre, seitliche Stützung der Probe durch den Stahlring im Laborversuch ist in der Natur nicht vorhanden. Der Laborversuch ergibt zu große Steifigkeiten.
- Die Probe wird bei Entnahme und Einbau ins Laborgerät mehr oder weniger stark gestört: Der Laborversuch ergibt zu kleine Steifigkeiten.
- Die Filtersteine liegen bei Versuchsbeginn nicht satt auf. Bei der ersten Laststufe werden zu große Setzungen (Anliegesetzungen) gemessen. Diese werden durch eine kleine Anfangsspannung, deren Setzung nicht beachtet wird, eliminiert.
- Man geht davon aus, dass in jedem horizontalen Schnitt durch die Probe die Spannung  $\sigma_z$  gleich der aufgebrachten Spannung ist. Durch die Zusammendrückung der Probe entstehen am feststehend angeordneten Ring Schubspannungen, die vom Ring als Normalkraft in die Bodenplatte geleitet werden, so dass die vertikalen Spannungen in der Bodenprobe etwas abgemindert werden. Der Boden scheint hierdurch steifer zu sein. Dieser Fehler ist bei den üblichen Verhältnissen von Probendurchmesser zu Probenhöhe im Rahmen der übrigen Aussagekraft des Versuches vernachlässigbar klein.

## 12.3 Zeit-Zusammendrückungsbeziehung

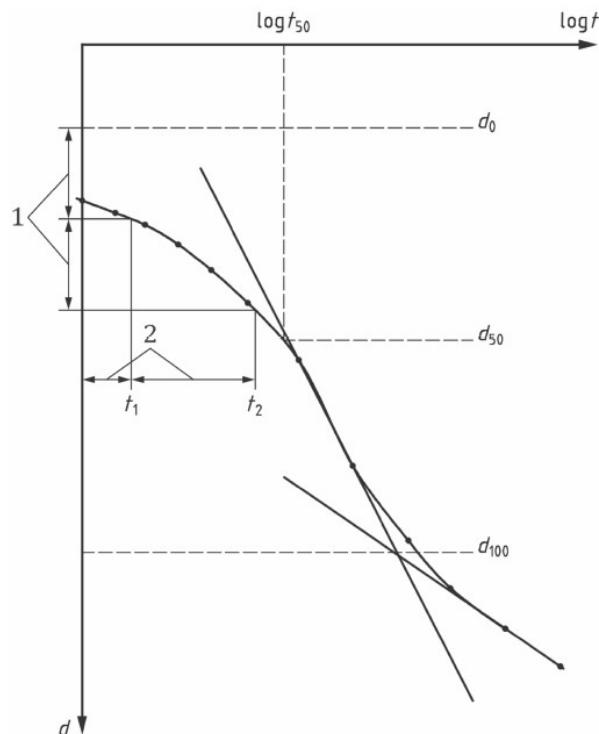
Beim Kompressionsversuch wird in jeder Laststufe die Zeitsetzung abgewartet und in ausgewählten Laststufen messtechnisch verfolgt sowie als Funktion der Zeit  $t$  graphisch dargestellt. Aus der Interpretation der Zeitsetzungskurve lassen sich bei bindigen Böden verschiedene Anteile: Sofortsetzung, Primärsetzung (= Konsolidation bedingt durch Auspressen von Porenwasser) und Sekundärsetzung (Kriechen) ermitteln.

Unmittelbar mit der Belastung tritt die Sofortsetzung auf. Ihr folgt die durch Konsolidation bedingte Primärsetzung. Unter Konsolidation versteht man dabei den Vorgang, bei dem unter Last Wasser aus der Probe herausgedrückt wird, was aufgrund der geringen Durchlässigkeit bei einer Probe aus bindigem Material einige Zeit erfordert. Während der Konsolidationsphase tritt anfänglich theoretisch die Konsolidationssetzung  $d$  in der Zeit  $t$  und die doppelte Setzung  $2d$  in der vierfachen Zeit  $4t$  auf. Entsprechend dieser Regel lässt sich die Linie der primären Setzung ermitteln. Die Methode geht auf Casagrande (1936) zurück. Die Grenze (100% primäre Setzung) zwischen primärer Setzung und sekundärer Setzung findet man dadurch, dass man im logarithmischen Maßstab die Tangente an den S-förmigen Teil der Zeit-Setzungskurve mit der Verlängerung der während der sekundären Setzung vorhandenen Gerade zum Schnitt bringt.

Eine zweite Methode (nach Taylor, 1948) macht sich zu Nutze, dass sich der Anfangsbereich der Primärsetzung als Gerade darstellen sollte. Durch Annäherung der Versuchspunkte im Anfangsbereich der Konsolidation mit einer Geraden ergibt sich der theoretische Nullpunkt (Verfestigungsgrad  $U = 0$ ), der das Ende der Sofortsetzung markiert. Zur Ermittlung des Endes der Konsolidationsphase wird folgende Konstruktion gewählt, die aus der theoretischen Konsolidationstheorie abgeleitet werden kann: In das Zeit-Setzungsdiagramm im Wurzelmaßstab wird eine zweite Gerade eingezeichnet, deren Steigung gegenüber der zuletzt genannten Anfangsgeraden um 15% erhöht ist. Die Stelle, an der diese Gerade die Versuchskurve schneidet, markiert einen Verfestigungsgrad von  $U = 90\%$ . Daraus lässt sich der Verfestigungsgrad 100%, also das Ende der Konsolidierungsphase und der Beginn der Sekundärsetzung extrapoliieren.

Die zwei genannten Methoden führen nicht immer zum gleichen Ergebnis. Die Sekundärsetzung, üblicherweise auch als Kriechen bezeichnet, findet theoretisch kein Ende. Sie verlangsamt sich jedoch logarithmisch. Im Zeitraum 10 Minuten bis 100 Minuten tritt der gleiche Setzungszuwachs auf wie zwischen 10 Jahren und 100 Jahren. Sie wird mit dem Kriechmaß  $C_\alpha$  beschrieben, welches die Steigung des linearen Abschnitts der Zeit-Porenzahl-Linie im Bereich der Sekundärsetzung im logarithmischen Zeitmaßstab darstellt:

$$C_\alpha = -\frac{\delta H}{H_i} \cdot \frac{1}{\delta \log t} \quad (12.7)$$



#### Legende

- 1 Verhältnis 1:1
- 2 Verhältnis 1:4

Abbildung 12.4: Auftragung der Zeitsetzung bei einem Versuch: Zeit in logarithmischem Maßstab [10]

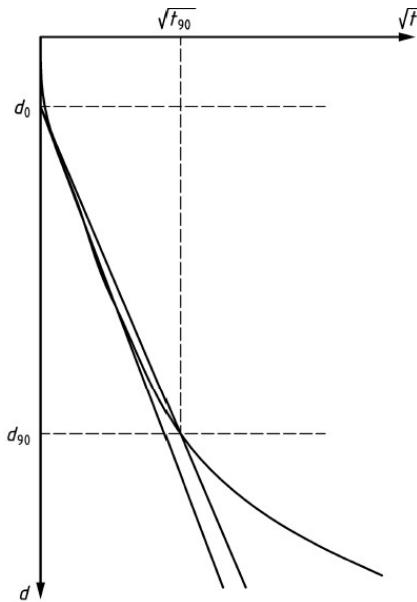


Abbildung 12.5: Auftragung der Zeitsetzung bei einem Versuch: Zeit in Wurzel-Maßstab [10]

## 12.4 Lastplattenversuch und Seitendruckversuch

Der Kompressionsversuch ist geeignet, die Zusammendrückbarkeit eines Bodens bei verhindeter Seitendehnung an Bodenproben zu ermitteln. Der Laborversuch entspricht hinsichtlich seiner Randbedingungen bei einer Übertragung auf in-situ-Verhältnisse einer unendlich weit ausgedehnten Last (Flächenlast), die eine kompressible Schicht begrenzter Dicke belastet. Um unmittelbar im Feld Aussagen über die Verformungseigenschaften von Böden unter einfacher Druckbeanspruchung zu gewinnen, sind auch Lastplattenversuche auf einem Erdplanum und Seitendruckversuche in Bohrlöchern aussagekräftig. Hier ist jedoch die Seitendehnung nicht verhindert und die Lastausbreitung in benachbarte, unbelastete Bereiche hat Bedeutung. Daraus sind Formfaktoren und Ansätze über die seitliche Lastausbreitung erforderlich, um die dort gewonnenen Last-Setzungs-Kurven mit Kurven im Oedometerversuch vergleichbar zu machen.

Beim Plattendruckversuch [17] wird der Boden durch eine kreisförmige Lastplatte mit Hilfe einer hydraulischen Presse, die sich gegen ein Widerlager abstützt (z.B. Lkw), stufenweise belastet, entlastet und wiederbelastet. Die Spannungsstufen werden auch bei diesem Versuch progressiv gesteigert. Der mittlere Sohldruck  $\sigma$  unter der Platte und die zugehörigen Setzungen  $s$  der einzelnen Laststufen werden in einem Diagramm dargestellt. Aus der Druck-Setzungs-Kurve kann die Verformbarkeit des Bodens abgeleitet werden. Dazu werden die Verformungsmoduln  $E_{v1}$  und  $E_{v2}$  für die Erst- und Zweitbelastung ermittelt:

$$E_v = 0,75 \cdot d \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} \quad (12.8)$$

Als Lastplatten werden Kreisplatten aus Stahl verwendet, die sich unter der Belastung starr verhalten. Übliche Durchmesser sind: 300 mm, 600 mm und 762 mm. Der Durchmesser der Lastplatte soll etwa 5-mal so groß wie das Größtkorn des zu prüfenden Bodens unmittelbar unter der Platte sein (die 300 mm Platte ist somit nicht für steinige Böden oder Felsschüttungen geeignet).

Üblich ist die Messung der Setzung mit einer Messuhr in der Mitte der Platte, es empfiehlt sich die Verwendung von Libellen, um eine eventuelle Verkantung der Lastplatte erkennen zu können. Der Lastplattenversuch liefert sofort an der Baustelle das Ergebnis (im Gegensatz zur Dichtebestimmung, die einen zusätzlichen Proctorversuch erfordert) und die Schüttlage wird auch nicht gestört. Die Wirkung der Lastplatte reicht bis etwa zur Tiefe des 1,0- bis 2,0-

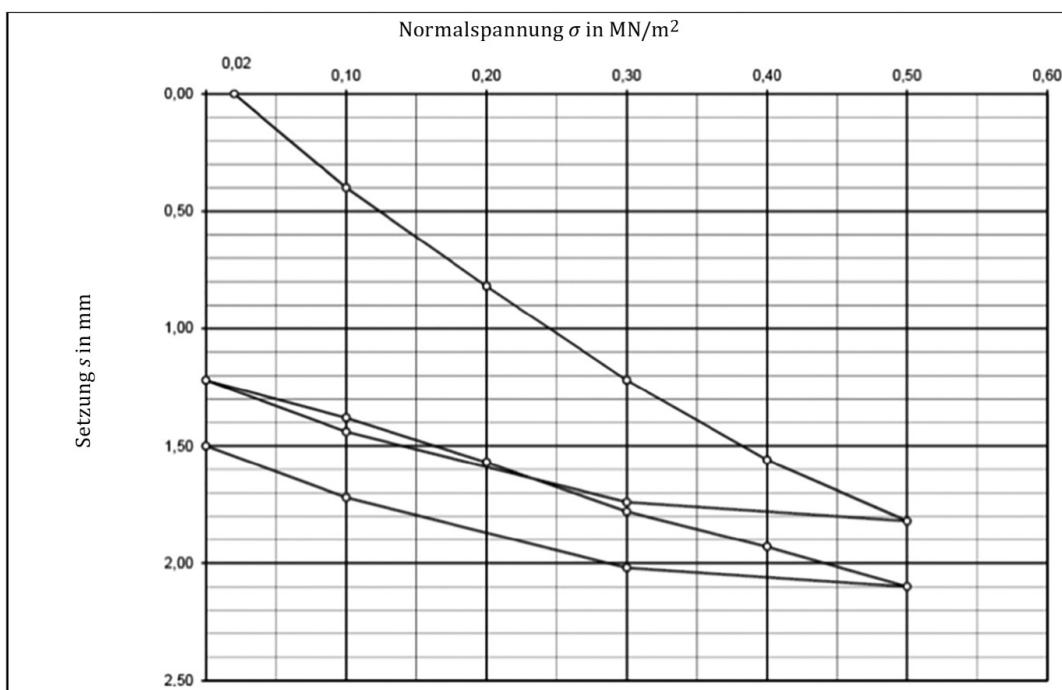
fachen Plattendurchmessers, dementsprechend können in diesem (geringen) Tiefenbereich die Eigenschaften der Zusammendrückbarkeit aus dem Versuch abgeleitet werden.

Die Gleichung 12.8 folgt aus [42]:

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{q\pi r}{2\Delta s} \quad (12.9)$$

mit  $\nu = 0,212$  und  $r = d/2$ .

Für die Lastplatte ist eine entsprechend große, möglichst horizontale Prüffläche vorzubereiten. Dazu ist die Bodenoberfläche eben abzuziehen und von lockerem Material zu säubern. Zum satten Aufsitzen der Lastplatte, zum Ausgleich eventuell in der Bodenoberfläche verbliebener Unebenheiten und zum Auffüllen größerer Hohlräume kann unter der Lastplatte eine wenige Millimeter dicke Schicht aus trockenem Sand oder Gipsbrei aufgetragen werden.



KURVE	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$s_2$	$s_1$	$\Delta\sigma$	$\Delta s$	$E_v = \frac{0,75 \cdot d \cdot \Delta\sigma}{\Delta s}$ MN/m <sup>2</sup>	PLATTEN- DURCHMESSER 30 cm
	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	mm	mm	MN/m <sup>2</sup>	mm		
Erstbelastung	0,40	0,20	1,56	0,82	0,20	0,74	61	
Wiederbelastung	0,40	0,20	1,93	1,57	0,20	0,36	125	$\frac{E_{v2}}{E_{v1}} = 2,1$

Abbildung 12.6: Druck-Setzungskurve [17]



## 13 Scherfestigkeit

### 13.1 Begriffsdefinition

Die Scherfestigkeit von Böden spielt eine Zentralrolle bei einem Nachweis der Standsicherheit. Dabei werden Bruchzustände im Boden betrachtet, wo die Scherbeanspruchung die Scherfestigkeit erreicht. Ein gutes Beispiel für den Versagenszustand und die Scherfestigkeit ist der unten dargestellte Böschungsbruch.

Der Spannungszustand in einem Bodenelement lässt sich durch Abbildung 13.1b veranschaulichen. Bei zunehmender Scherverformung ( $s$ ) nimmt die Scherspannung ( $\tau$ ) zu und erreicht schließlich die Scherfestigkeit ( $\tau_{\max}$  in Abbildung 13.1c). Beim Erreichen der Scherfestigkeit spricht man auch von einem Grenzzustand. Die Beziehung zwischen der Scherspannung ( $\tau_{\max}$ ) und der zugehörigen Normalspannung ( $\sigma$ ) wird Bruchbedingung genannt (Abbildung 13.1d). Beim Erreichen der Scherfestigkeit beginnt die Böschung entlang einer Gleitfläche zu rutschen (Abbildung 13.1a).

Man beachte, dass nicht alle Spannungen zu Bruch führen. Zum Beispiel führt eine hydrostatische Spannung zur Verdichtung nicht zum Bruch der Böden. Für ebene Probleme (ebene Spannungs- und Dehnungsprobleme) lässt sich die Scherbeanspruchung am besten im Mohr'schen Diagramm aufzeigen. Der Radius des Spannungskreises in dieser Darstellung gibt die Größe der maximalen Scherbeanspruchung an. Sie beträgt  $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ . Die Richtung, in der die maximale Scherbeanspruchung wirkt, ist um  $45^\circ$  gegenüber den Hauptspannungsrichtungen  $\sigma_1$  bzw.  $\sigma_3$  geneigt.

Unter Festigkeit versteht man allgemein die Fähigkeit eines Stoffes, Schubspannungen bzw. Zugspannungen mit begrenzten Verformungen auszuhalten, nach einer Spannungserhöhung also wieder einen neuen Gleichgewichtszustand zu erreichen. Mit Erreichen der Festigkeitsgrenze kommt es zum Versagen. Dabei wird unterschieden zwischen einem plötzlichen Versagen (Sprödbruchverhalten) und einem plastischen Fließen (duktiles Verhalten), welches in nicht überkonsolidierten Böden typisch ist. Das Fließen lässt sich am besten in einem Versuch erklären, bei dem nicht die Spannungen gesteigert werden, sondern bei dem einer Probe zunehmend Verformungen, Dehnungen oder Verzerrungen, aufgezwungen werden. Solange für zunehmende Verformungen die einzuleitenden Kräfte bzw. Spannungen gesteigert werden müssen, ist der Grenzzustand (Festigkeitsgrenze) noch nicht erreicht. Dies ist erst der Fall, wenn die Spannungen ihr Maximum erreicht haben. Hier sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- bei überkritisch dichten Böden erreicht die Schubspannung einen Peak (größte Scherfestigkeit  $\tau_f$ ) und fällt danach wieder ab. Gleichzeitig lockern dichte Böden dabei auf, bis sie bei ausreichend großen Verformungen sich wieder stabilisieren und die so genannte kritische Scherfestigkeit  $\tau_k$  bei der kritischen Dichte  $\rho_k$  mit der kritischen Porenzahl  $e_k$  erreichen.
- bei unterkritisch dichten Böden steigt die Schubspannung mit zunehmender Scherverformung an und erreicht asymptotisch ebenfalls die kritische Scherfestigkeit. Gleichzeitig verdichten sich lockere Böden, bis auch sie die kritische Porenzahl und die kritische Scherfestigkeit erreichen.

Wenn trotz zunehmender Verformungen die Schubspannungen gleich bleiben, spricht man vom plastischen Fließen ("volumentreu"), der kritische Grenzzustand ist erreicht. Obwohl streng genommen kein Bruch auftritt, spricht man in der Bodenmechanik dennoch auch vom Bruchkriterium. Bei mittel- und ausgeprägt plastischen Böden kann bei sehr großen Verformungen, verbunden mit diskreten Scherflächen (Harnischflächen), eine so genannte Restscherfestigkeit  $\tau_r$  erreicht werden, die (deutlich) geringer ist als die kritische Scherfestigkeit. Dann ist es, wie beispielsweise bei einem Zugversuch an sprödem Material, zu einem Trennbruch gekommen.

Die Grenze der Festigkeit kann außer durch Steigerung der Beanspruchung bis zu einem kritischen Spannungszustand auch durch eine Festigkeitseinbuße infolge chemischer oder physi-

kalischer Einwirkungen erreicht werden. Der Grenzzustand wird im Boden charakterisiert durch (im Ausnahmefall) Brechen des Materials auf der Ebene der Körner oder Kristalle oder (im Regelfall) durch nicht zur Ruhe kommende Umlagerungen, Rotationen und Gleitungen der Feststoffteile untereinander.

Die Überschreitung der Festigkeit eines Lockergesteins wird entweder durch Zugspannungen oder durch deviatorische Spannungen im Grenzzustand ausgelöst. Da die Fähigkeit, Zugkräfte aufzunehmen, im Boden keine nennenswerte Rolle spielt, versteht man in der Bodenmechanik unter "Festigkeit" stets die Scherfestigkeit. Sie gibt die maximale Größe einer Scherbeanspruchung  $\sigma_{xz}$  in einem Bodenelement an. Bei einer Darstellung von Spannungen in der Mohr'schen Spannungsebene wird die Scherfestigkeit daher durch maximal mögliche Radien von Spannungskreisen definiert. Die Scherfestigkeit eines Lockergesteins wächst mit dem isotropen Spannungsanteil, weil das Korngerüst dadurch vorgespannt, und die relative Verschieblichkeit der Körner gebremst wird. (mögliche Ausnahme: bei sehr inhomogenen Materialzusammensetzungen können durch isotrope Druckvorspannung Eigenspannungszustände entstehen, die zu einem Abweichen von dieser Regel führen.) Die Scherfestigkeit eines Lockergesteins ist also an den isotropen Spannungsanteil gekoppelt und keine feste Materialkenngröße. Die Koppelung verschwindet in dem Maße, wie die Verschieblichkeit der Körner blockiert wird (Beispiel: Beton). Feste Stoffe zeigen daher nur eine geringe Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom allseitigen Druck.

Bei der Betrachtung der Scherfestigkeit von Lockergesteinen spielt die Reibung zwischen den Partikeln eine maßgebende Rolle. Man unterscheidet dabei zwischen

- Haftriebung,
- Gleitreibung,
- Rollreibung und
- Flüssigkeitsreibung (Viskosität).

Die Reibung zwischen den Körpern kann nach Coulomb mit folgender Formel berechnet werden:

$$F_R = \mu \cdot F_N \quad (13.1)$$

Die Reibung hängt also von der Normalkraft  $F_N$ , sowie von der Größe und Art der Oberfläche ab. Findet keine Bewegung zwischen den Körpern statt, so bezeichnet man die Widerstandskraft als Haftriebung. Bewegen sich die Körper relativ zueinander, spricht man von Gleitreibung. Diese Reibungsarten kann in analoger Weise auf den Boden übertragen werden. Im Boden finden Reibungsvorgänge zwischen den Einzelkörnern statt. Je größer die Kontaktspannung zwischen den Körnern ("Normalkraft"), desto mehr Schubkraft ("Reibungskraft") kann übertragen werden. Der Reibungskoeffizient  $\mu$  wird dabei durch den Tangens des Reibungswinkels  $\varphi$  des Bodens ersetzt:

$$\mu \rightarrow \tan \varphi \quad (13.2)$$

Die Schubspannung  $\tau_\varphi$ , die zufolge der Reibung in Böden übertragen werden kann, ergibt sich folglich nach Coulomb unter Berücksichtigung der Normalspannung  $\sigma$  zu:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi \quad (13.3)$$

Es kann folglich nur dann eine Scherfestigkeit über Reibung übertragen werden, wenn eine Belastung in der Kornstruktur wirkt, d.h. eine Kraft von Korn zu Korn übertragen wird. Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden ist im Allgemeinen größer als jener von bindigen Böden,

jedoch grundsätzlich immer vorhanden. Nur im Fall von plötzlicher Belastung vollständig wassergesättigter bindiger Böden kann es durch den auftretenden Porenwasserüberdruck zu einem Verlust des Kontaktes zwischen den Bodenkörnern kommen, womit auch der wirksame Reibungswinkel Null wird.

Möchte man einen Körper auf einer starren Unterlage verschieben, so muss man eine gewisse Kraft aufwenden, um die sogenannte Reibungskraft zu überwinden. Bei kleineren Kräften bleibt der Körper in Ruhe. Es gibt also eine Festigkeitsgrenze im Hinblick auf den Kontakt (Reibungsverbund) zweier Körper. Dabei entspricht die bis zum ersten Verschieben zu überwindende Haftreibung der größten Scherfestigkeit (Peak) und die Gleitreibung entspricht dem kritischen Grenzzustand. Die für den Zustand des Gleitens erforderliche Tangentialkraft  $T$  wächst bekanntlich proportional mit der normal zur Kontaktfläche wirksamen Kraft  $N$ . Der Proportionalitätsfaktor  $T/N$  wird mit  $f$  oder  $\mu$  bezeichnet, der Winkel zwischen den Resultierenden und der Normalen als Reibungswinkel  $\delta$  (auch als Kontakt-Reibungswinkel  $\varphi$  bezeichnet). Im Zustand des Gleitens gilt:

$$T = N \cdot \tan \varphi \quad (13.4)$$

Entsprechend den Definitionen des vorangegangenen Abschnitts entspricht das Gleiten einem plastischen Fließen. Die Kraft  $T$  definiert den kritischen Grenzzustand (Scherfestigkeit in der zwischen den starren Körpern definierten Scherebene). Der zu verschiebende Körper bleibt in Ruhe (haftet), solange gilt:

$$T < N \cdot \tan \varphi \quad (13.5)$$

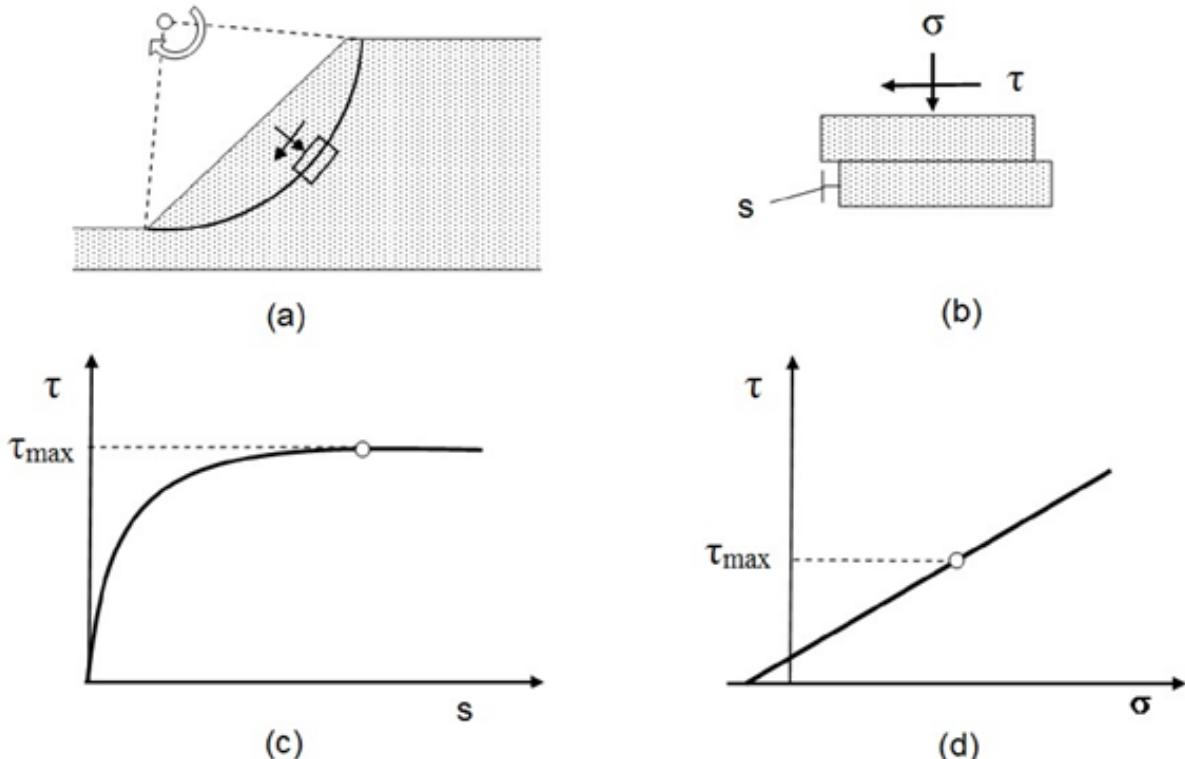


Abbildung 13.1: Scherfestigkeit von Boden am Beispiel von einer Böschung: (a) Böschung im Grenzzustand, (b) Scherbeanspruchung in einem Bodenelement, (c) Beziehung zwischen Scherspannung und Scherverformung im Bodenelement, (d) Versagenszustand beim Erreichen der Bruchbedingung

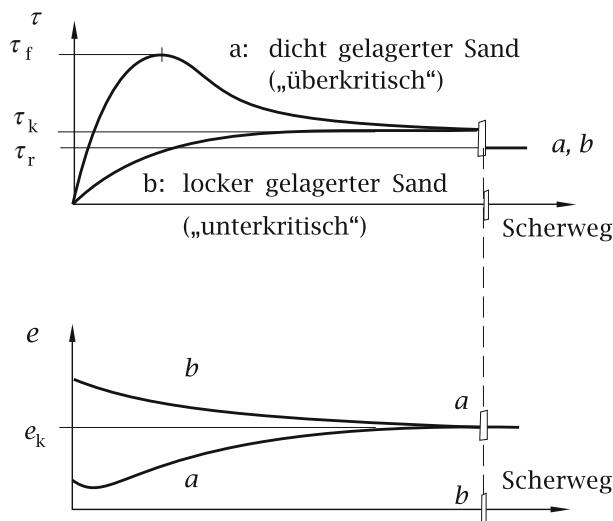


Abbildung 13.2: Scherfestigkeit und Restscherfestigkeit bei unterschiedlichen Lagerungsdichten [47]

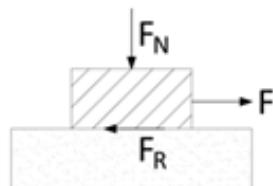


Abbildung 13.3: Coulomb'sche Reibung zwischen zwei festen Körpern

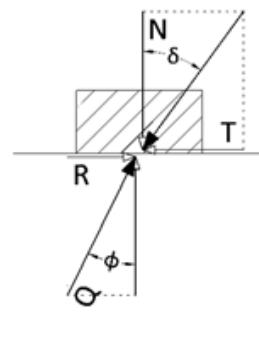


Abbildung 13.4: Kräfte beim Verschieben eines Körpers auf starrer Unterlage

### 13.2 Kohäsion

Feinkörnige, bindige Böden weisen einen inneren Zusammenhalt auf, der durch Kornbindungskräfte bedingt und als Kohäsion  $c$  bezeichnet wird. Die Kohäsion kann als Folge von inneren Spannungen („Binnendruck“ -  $p_c$ ) angesehen werden, welche die Körner aneinander binden. Kohäsive Böden besitzen daher im Gegensatz zur Reibung auch eine Scherfestigkeit, wenn keine äußere Belastung vorhanden ist. Die Schubspannung  $\tau_c$ , die zufolge der Kohäsion in Böden übertragen werden kann, ergibt sich folglich zu:

$$\tau_c = c \quad (13.6)$$

### 13.2.1 Kohäsion von Böden

Die Kohäsionskräfte bindiger Böden beruhen vorwiegend auf elektrostatischen Anziehungskräften zwischen den feinkörnigen Bodenkörnern. Die Teilchen haften dabei umso mehr aneinander, je kleiner der Abstand der Teilchen zueinander ist. Zusätzlich kann die Oberflächenspannung des Wassers im Porenraum des Bodens ein Zusammenpressen der Körner und somit einen kohäsiven Anteil verursachen. Die Größe der zusammenhaltenden Kräfte hängt von der Korngrößenverteilung des Feinkornes, vom Anteil und der Art der Tonminerale am Feinkorn und vom Wassergehalt ab. Je größer die Einzelkörner und Poren sind, umso kleiner werden die zusammenhaltenden Kräfte. In reinem Schluff, Sand und Kies beschränkt sich der Zusammenhalt der Körner auf die Oberflächenspannung des Wassers im Porenraum und führt dort zur Kapillarkohäsion bzw. scheinbaren Kohäsion, die im nächsten Abschnitt erläutert wird. Mit zunehmendem Wassergehalt und Sättigungsgrad nehmen die Kohäsionskräfte im Boden ab und führen in breiigen, flüssigen Böden praktisch zur Kohäsion  $c \approx 0$ . Dabei befindet sich zwischen den Feinteilchen so viel Wasser, dass der Abstand zwischen den Teilchen wächst und die Anziehungskräfte zueinander näherungsweise vernachlässigbar werden. Im Gegensatz dazu verursacht das Aufbringen einer Belastung auf den Boden ein Auspressen des Wassers, welches mit einer Verringerung des Porenraumes verbunden ist. Dadurch verringert sich auch der Abstand der Teilchen zueinander und die (echten) Kohäsionskräfte wachsen im konsolidierten Zustand an. Wird die konsolidierte Normalspannung mit  $\sigma_v$  bezeichnet, so kann näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen  $\sigma_v$  und der Kohäsion  $c$  festgestellt werden.

$$c = \sigma_v \cdot \tan \varphi \quad (13.7)$$

- $\sigma_v$ : maximale Vorbelastung in der Konsolidierungsphase
- $\varphi$ : bodenabhängige Proportionalitätskonstante

Da der Boden bei Entlastung (fast) kein Wasser aufnimmt, bleibt die Kohäsion auch nach der Konsolidierungsphase mit Belastung  $\sigma_v$  bei Entlastung annähernd konstant. Wenn die ursprüngliche Belastung  $\sigma_v$  durch Wiederbelastung überschritten wird, steigt die Kohäsion weiter an.

Zusammenfassend wird die Kohäsion durch unterschiedliche physikalische und chemische Vorgänge verursacht. Die Größe der Kohäsion ist jedoch sehr stark von veränderlichen Randbedingungen wie Dichte, Wassergehalt, Verdichtungszustand, Mineralzusammensetzung etc. abhängig. Folglich darf die Kohäsion für erdstatistische Berechnungen nur dann angesetzt werden, wenn die Randbedingungen gesichert vorhanden sind (Bauzustände) bzw. dauerhaft vorhanden bleiben (Endzustand).

## 13.3 Physikalische Ursachen

Die Scherfestigkeit von Böden lässt sich auf folgende physikalische Ursachen zurückführen:

- Bei rolligen Böden wird die innere Reibung hervorgerufen durch die äußere Reibung der Kornoberflächen, wobei teilweise die Ruhereibung, teilweise die Restreibung und teilweise die Rollreibung maßgebend sein kann. Das makroskopische Auf- bzw. Abgleiten ergibt hier Umlagerungen der Bodenkörper bzw. Strukturänderungen (engl.: particle rearranging). Ein Maß dafür ist der Dilatationswinkel  $\psi$ . Es ergibt sich ein Abrieb und Abbruch von Kornkanten.
- Der von Strukturänderungen herrührende Anteil der Scherfestigkeit wird auch als Strukturfestigkeit bezeichnet.
- Der Kapillardruck  $p_k$  ergibt sich aufgrund der Oberflächenspannung des Wassers. Er geht bei Austrocknung oder Überflutung verloren.

- Im Gegensatz zu Sand und Schluff, bei denen die Scherfestigkeit vorwiegend von der “Korn zu Korn Reibung” abhängt, wird das Scherverhalten der Tone von den anziehenden und abstoßenden elektrostatischen Kräften der Tonmineralteilchen zueinander, dem Wassergehalt, der Spannungsvorgeschichte (Konsolidation, künstliche Verdichtung, Thixotropie) und dem Spannungszustand bestimmt (Binnendruck  $p_c$ ). Die Art der Berührungspunkte, Fläche-Fläche, Kante-Fläche, oder Kante-Kante, beeinflusst die Scherfestigkeit signifikant (Hofmann, 1997).
- Die Zugfestigkeit von Faserbewehrungen gibt es z.B. bei Wurzeln, Kunststofffasern und Plastikkomponenten im Müll.

### 13.4 Physikalische Kohäsion

Ergibt sich beim Abscheren mit  $\sigma' = 0$  eine Scherfestigkeit  $\tau_f > 0$ , so spricht man von einer physikalischen Kohäsion (die nicht mit der geometrischen Kohäsion, d.h. dem Ordinatenabschnitt der Coulombschen Bruchbedingung verwechselt werden darf).

Ursachen einer physikalischen Kohäsion können sein:

- Kapillardruck  $p_k$  und Binnendruck  $p_c$  (Porenwasserunterdrücke)
- Zugfestigkeit von Festgestein infolge unmittelbarer Korn-zu-Korn-Bindung oder infolge von Bindemittel
- Zugfestigkeit von Geflechten, die aus miteinander vernadelten, verwobenen oder aneinander gebundenen Fasern bestehen

Die Stoffkennwerte sind in diesem Fall die Mohrschen Scherparameter  $a [^\circ]$  und  $c [^\circ]$  und die Zugfestigkeit  $\sigma_t [\text{kN/m}^2]$ . Zwischen der Zugfestigkeit  $\sigma_t$  und der physikalischen Kohäsion  $c [\text{kN/m}^2]$  gibt es den Zusammenhang.

Die Kohäsion kann experimentell durch einen Scherversuch bei einer Normalspannung  $\sigma'$  von nahezu oder nur wenig größer als 0 bestimmt werden.

Die Zugfestigkeit  $\sigma_t$  kann ebenfalls experimentell bestimmt werden.

### 13.5 Bruchbedingungen von Mohr und Coulomb

#### 13.5.1 Mohrsche Bruchbedingung

Nach der Mohrschen Bruchbedingung hängt die Scherfestigkeit in einem Flächenelement nur von der dort wirkenden Normalspannung ab:

$$\tau = \tau(\sigma) \quad (13.8)$$

Gleichung 13.9 kann auch durch die Scheitelpunktsspannungen

$$\tau_s = \tau_s(\sigma_s) \quad (13.9)$$

oder durch die Hauptspannungen

$$\sigma_1 = \sigma_1(\sigma_3) \quad (13.10)$$

ausgedrückt werden. Die Scherfestigkeit ist danach unabhängig von der mittleren Hauptspannung  $\sigma_2$  und die Spannungskreise der Fließzustände (Bruchzustände) besitzen eine gemeinsame Hüllkurve, deren Form und Lage vom Stoff abhängig ist

Gleichung 13.8 wird angewendet, wenn bei der betrachteten Aufgabe die Gleitfläche vorgegeben ist, beispielsweise bei der Auswertung von Rahmenscherversuchen oder bei der Behandlung

von Aufgaben mit vorgegebener Gleitfläche. Gleichung 13.10 wird bei Kenntnis der Hauptspannungen angewendet, beispielsweise bei der Auswertung von Dreiaxialversuchen.

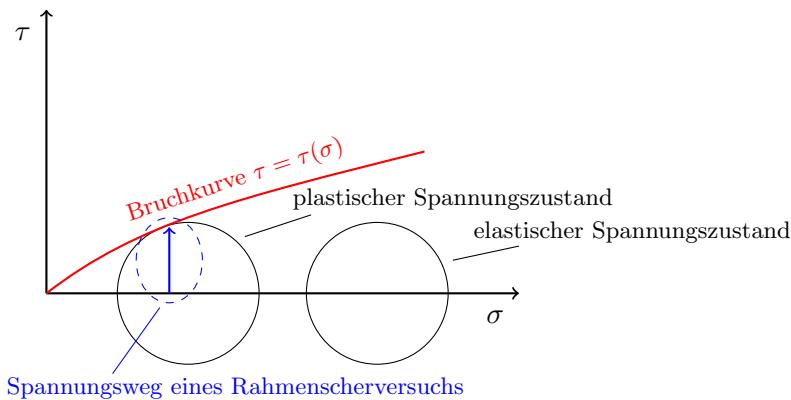


Abbildung 13.5: Mohrsche Bruchbedingung im Spannungsdiagramm ( $\sigma$ ,  $\tau$ )

## 14 Bruchbedingungen von Mohr und Coulomb

### 14.1 Coulombsche Bruchbedingung

Eine besondere Form der Mohrschen Fließbedingung ist die Coulombsche Bruchbedingung, bei der die Fließspannungen  $\tau$  bzw.  $\tau_s$  mit den Normalspannungen  $\sigma$  bzw.  $\sigma_s$  linear zunehmen.

Trägt man die bei verschiedenen Triaxialversuchen am gleichen Material, aber bei verschiedenen Seitendräcken  $\sigma_3$  erreichten Spannungszustände  $\sigma_3|\sigma_{1\max}$  in der Coulombschen Darstellung als Spannungskreise auf, so erkennt man, dass die Kreise eine gemeinsame Tangente aufweisen. Sie definiert die Bruchbedingung, die als Coulombsche Bruchbedingung (Schergerade) eine zentrale Funktion in der Bodenmechanik darstellt.

Spannungskreise, die über diese gemeinsame Tangente hinausreichen, sind nicht möglich.

Bei nichtbindigen Böden verläuft die Gerade durch den Ursprung und korrespondiert bei spiegelbildlicher Ergänzung nach unten mit dem Reibungskegel in Abb. 15.7. Die Steigung der Schergeraden entspricht dem Winkel der inneren Reibung  $\varphi$ .

Bei überkonsolidierten bindigen Böden schneidet die Gerade die Ordinate bei der Schubspannung  $c$ , die als Kohäsion bezeichnet wird. Es ist eine Schubspannung, die auch ohne Wirkung einer Normalspannung ertragen werden kann, gerade ohne dass der Boden versagt.

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (14.1)$$

Mit den Bezeichnungen aus Abbildung 14.1 lässt sich die Coulombsche Bruchgerade darstellen:

$$\tau = \tau_c + \tau_\varphi \quad (14.2)$$

**Wichtig!**

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (14.3)$$

Werden die Spannungswägen mit ihren Spannungspunkten dargestellt, liegen die Spannungspunkte, die zum Grenzzustand gehören, auf einer Geraden. Diese Gerade wird als Bruchgerade bezeichnet. Sie verbindet die Scheitelpunkte der Spannungskreise der Grenzzustände. Sie hat die Neigung  $\alpha$  und schneidet die Ordinate beim Wert  $b$ .

Die Coulombsche Bruchgerade (Scherparameter  $c$  und  $\varphi^3$ ) wird durch die Sehne für den maßgebenden Spannungsbereich festgelegt. Im Spannungsdiagramm ( $\sigma'$ ,  $\tau$ ) ist dies meist der Bereich zwischen  $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$  und  $\sigma' = 400 \text{ kN/m}^2$ . Bei der Auswertung von Dreiaxialversuchen kann in entsprechender Weise auch vom Spannungsdiagramm ( $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$ ) ausgegangen werden.

Von einem kohäsiven Boden spricht man, wenn die Scherfestigkeit bzw. die Restfestigkeit durch die Coulombsche Bruchbedingung für Spannungen  $\sigma' > 0$  ausgedrückt wird in der Form:

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \varphi \quad (14.4)$$

bzw.

$$\tau_r = \sigma' \cdot \tan \varphi_r \quad (14.5)$$

Für Spannungen  $\sigma' \leq 0$  gilt:

$$\tau_f = \tau_r = 0 \quad (14.6)$$

Diese Näherung ist brauchbar für die Scherfestigkeit dicht gelagerter nicht bindiger und überkonsolidierter bindiger Böden.

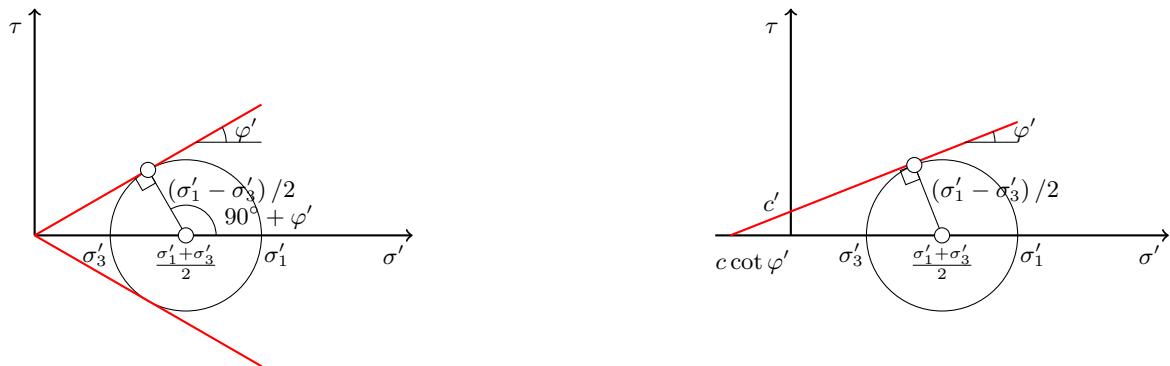


Abbildung 14.1: Spannungskreise des Bruchzustandes eines Bodens (links) ohne und (rechts) mit Kohäsion mit Mittelpunkt  $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$  und Radius  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$

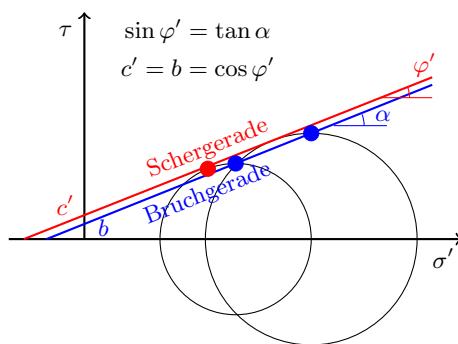


Abbildung 14.2: Zusammenhang zwischen Schergeraden und Bruchgeraden

<sup>3</sup>Im Schrifttum werden die Scherparameter  $c$  und  $\varphi$  oft mit  $c'$  und  $\varphi'$  bezeichnet. Da sich die Scherparameter aber grundsätzlich auf wirksame Spannungen beziehen, ist eine derartige Kennzeichnung nicht erforderlich

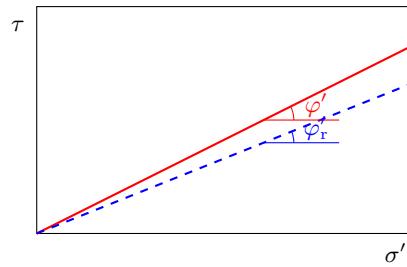


Abbildung 14.3: Kohäsionloser Boden

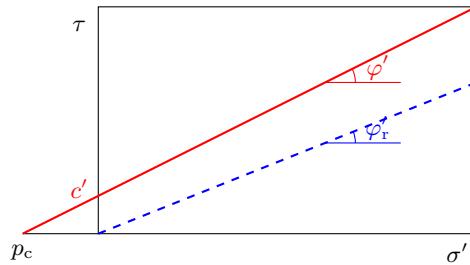


Abbildung 14.4: Kohäsiver Boden

#### 14.1.1 Scherfestigkeit und Restscherfestigkeit

Der Parameter  $\varphi'$  bestimmt den von der Normalspannung abhängigen Teil der Scherfestigkeit und wird im  $(\sigma' - \tau)$  Diagramm als Neigungswinkel der als Geraden dargestellten Grenzbedingung eingetragen. Der Parameter  $c'$  stellt eine von der Normalspannung unabhängige Scherfestigkeit dar (Ordinatenabschnitt auf der  $\tau$ -Achse). Die Scherfestigkeit ist die maximale Schubspannung  $\tau_f$  in der Scherfuge, die im Grenzzustand aktiviert werden kann. Sie ergibt sich somit aus der Kohäsion  $c'$  und dem Reibungswinkel  $\varphi'$  unter Berücksichtigung der Normalspannung  $\sigma'$ . Betrachtet man ein Bodenelement unter Normal- und Scherbeanspruchung, so kann festgestellt werden, dass der Boden bei geringer Belastung zunächst ein annähernd linear-elastisches Verhalten aufweist. Mit zunehmender Beanspruchung treten jedoch auch irreversible plastische Verformungen ein. Nach dem Erreichen der maximalen Scherfestigkeit  $\tau_{\max}$ , kann eine Entfestigung eintreten, die mit einem Abfallen der Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit  $\tau_r$  einhergeht. Die Restscherfestigkeit ist definiert als der minimale Scherwiderstand, der unter konstanter effektiver Spannung  $\sigma'$  nach sehr großen Scherverschiebungen in einer Scherfuge erreicht wird. In praktischer Hinsicht bedeutet dies, dass z.B. in rutschgefährdeten Böden große Verformungen zu einem Abfallen der Scherfestigkeit führen können, die folglich mit geringeren Sicherheiten verbunden sind. Zunächst steigt die Schubspannung  $\tau$  mit zunehmender Scherdehnung  $\gamma$  des Bodens an. Der Verfestigungsbereich bis zum Bruchpunkt ist hier als Zunahme des Scherwiderstandes durch die beim Abscheren des Bodens eintretende Verformung definiert (Anmerkung: Die Verformung kann auch durch eine Volumenänderung durch Konsolidation hervorgerufen werden). Das Erreichen des Bruchpunktes stellt gleichzeitig auch den Zustand der maximal aufnehmbaren Scherfestigkeit  $\tau_f = \tau_{\max}$  dar. Bei weitergehender Verformung folgt eine Abnahme der Schubspannung, die sich asymptotisch einer Restscherfestigkeit  $\tau_r$  des Bodens nähert. Unter Entfestigung ist die Abnahme des Scherwiderstands bei Fortsetzung der Gestaltänderung bis zum Erreichen eines Grenzzustands zu verstehen. Das (unbegrenzte) Anwachsen der Verformungen in einem Grenzzustand wird auch als „plastisches Versagen“ definiert. Die strichlierte Linie im  $(\gamma - \tau)$ -Diagramm zeigt im Gegensatz dazu das in der Bodenmechanik häufig verwendete idealisierte Materialverhalten. Hierbei wird von einem linear elastisch – ideal plastischen Materialverhalten ausgegangen.

Die Grenzbedingung bzw. Bruchgerade vor dem Abscheren wird mit den Parametern  $\varphi$  und  $c$  angegeben. Nach Abfallen der Scherfestigkeit auf die konstante Restscherfestigkeit  $\tau_r$  wird die Grenzbedingung nur mehr durch den Restscherwinkel  $\varphi_r$  angegeben. Die Kohäsionskräfte werden infolge der Auflockerung in der Scherfuge durch den Abschervorgang aufgehoben ( $c' = 0$ ). In wassergesättigten bindigen Böden, die eine plötzliche Belastung erfahren, kann das Porenwasser aufgrund der geringen Durchlässigkeit nicht schnell genug abfließen. Die aufgebrachten Spannungen werden zunächst vom Porenwasser aufgenommen und es entsteht ein Porenwasserüberdruck. Erst mit dem Abfließen bzw. Auspressen des Porenwassers kann das Korngerüst die zusätzliche Belastung übernehmen. Die Scherfestigkeit geht zu diesem Anfangszeitpunkt der Belastung daher allein auf die bereits vorhandene Kohäsion zurück. Diese wird in der Bodenmechanik als "undränierte Scherfestigkeit" ( $c_u, \varphi'_u = 0$ ) bezeichnet und kann im Triaxialversuch ermittelt werden (UU-Versuch). Die undränierte Scherfestigkeit wird für Standsicherheitsnachweise im Anfangszustand herangezogen. Im Gegensatz dazu existiert der dränierte Zustand bei nichtbindigen Böden auch bereits unmittelbar nach Lastaufbringung. Hier kann das Porenwasser aufgrund der Durchlässigkeit sofort abfließen und das Korngerüst kann die zusätzlich aufgebrachte Belastung sofort übernehmen.

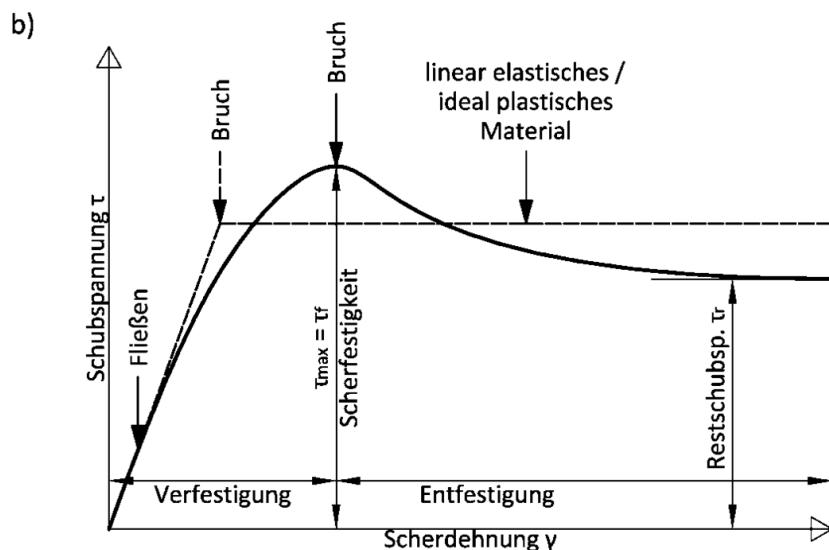


Abbildung 14.5: Schubspannungs-Scherdehnungs-Diagramm eines Bodenelementes unter Scherbeanspruchung

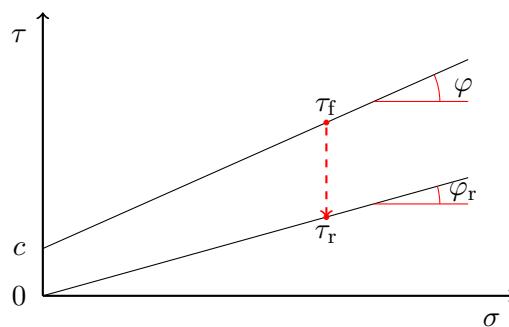


Abbildung 14.6: Versagenskriterium für o. a. Bodenprobe vor dem Abschervorgang (Parameter  $c'$ ,  $\varphi'$ ) und nach dem Abschervorgang unter hinreichend großen Scherverformungen (Parameter  $\varphi'_r$ ). Abfallen der Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit ( $c \rightarrow 0, \varphi \rightarrow \varphi_r$ )

## 14.2 Versuchstechnische Bestimmung der Scherfestigkeit

### 14.2.1 Rahmenschergerät

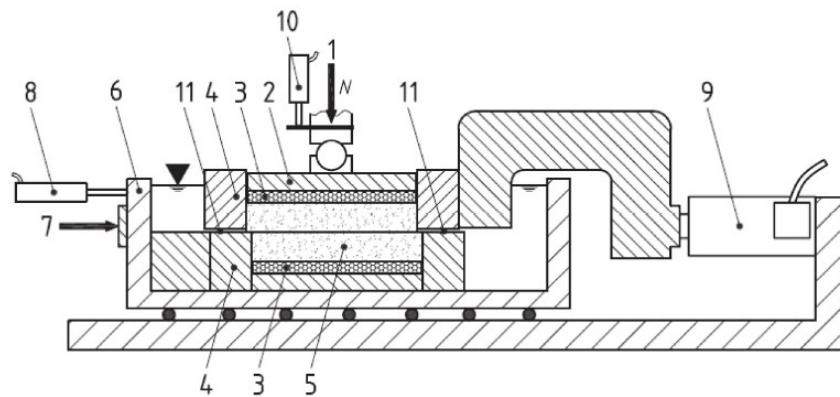
Das Rahmenschergerät findet sowohl für nicht bindige als auch für bindige Böden Anwendung.

Der Rahmenscherversuch ist in [21] genormt und wird i.d.R. weggesteuert durchgeführt, d.h. die horizontale Verschiebung des oberen Rahmens wird mit konstanter Geschwindigkeit mittels eines Motors eingeprägt. Die Grundfläche der Versuchsproben ist quadratisch (Mindestbreite von 50 mm) oder kreisförmig (Mindestdurchmesser 50 mm). In beiden Fällen sollte das Rahmenschergerät für einen Probekörper mit einer Mindestanfangshöhe von 20 mm oder nicht weniger als der sechsfache Größtkorndurchmesser ausgelegt sein, wobei der größere Wert gilt. Das Verhältnis der Breite oder des Durchmessers zur Höhe sollte 2,5 nicht unterschreiten. Zur Untersuchung der Scherfestigkeit von Kiesen sind normale Rahmenschergeräte wegen der Korngröße nicht mehr geeignet. Hierfür gibt es Großrahmenschergeräte, bei denen die Rahmenabmessungen  $30 \times 30$  cm oder sogar  $50 \times 50$  cm betragen. Die Probe wird in Normalenrichtung durch eine konstante Kraft belastet. Oben und unten ist die Probe zur Entwässerung durch Filtersteine begrenzt. Es werden folgende Größen gemessen:

- Die Scherkraft  $T$  wird durch die Scherfestigkeit des Bodens auf den unteren Rahmen übertragen und dort gemessen. Auf die Volumenänderung des Bodens wird aus der gemessenen Hebung geschlossen. Aus der Scherkraft  $T$  wird die Scherspannung auf der durch den Vorschubveränderlichen Fläche ermittelt.
- Im Rahmen der Auswertung mehrerer Rahmenscherversuche bei unterschiedlichen Normalkräften wird aus den Verschiebungsdigrammen die Bruchspannung bestimmt, in einem Diagramm eingetragen und die Schergerade zeichnet.
- Weiterhin kann die Änderung des Porenvolumens über die Verschiebungswege und unter Umständen bei bindigen Böden der Zeitsetzungsverlauf aufgetragen werden.

Im Rahmenschergerät können praktisch nur gestörte Bodenproben untersucht werden (keine ungestörten Proben). Das Rahmenschergerät ist gut geeignet zur Bestimmung der Scherfestigkeit nichtbindiger Böden.

Im Rahmenschergerät wird eine Scherfuge erzwungen. Beim Dreiaxialversuch (Absatz 14.2.2) kann sich diese dagegen (mehr oder weniger) frei ausbilden. Die Spannungen in der Probe des Rahmenschergerätes sind nicht gleichmäßig verteilt, da die Scherkraft  $T$  nicht nur über die gezahlten Filterplatten, sondern auch über die Rückwand des Rahmens eingeleitet wird. Es ist nicht möglich, undränierte Versuche zu fahren oder auch einen über die Probenhöhe konstanten Porenwasserdruck zu erhalten. Ferner ist die Messung des Porenwasserdruckes problematisch, d.h. der Rahmenscherversuch ist vor allem für dränierte, langsam abgescherte Versuche mit gestört eingebauten nicht bindigen, und auch gestört eingebauten bindigen Böden (dann mit besonders geringen Abschergeschwindigkeiten) geeignet. Weiters kommt er zur Untersuchung der Scherfestigkeit in Fugen zwischen verschiedenen Materialien (z.B. in Verbindung mit Geokunststoffen) zur Anwendung.

**Legende**

- 1 (Vorrichtung zum Einleiten der) vertikale(n) Kraft,  $N$
- 2 Laststempel zum Einleiten der vertikalen Kraft
- 3 Filtersteine oder Rippenplatten
- 4 oberer und unterer Rahmenteil des Rahmenschergeräts
- 5 Boden-Probekörper
- 6 äußerer Behälter (Wagen)
- 7 Einrichtung zum Aufbringen der horizontalen Verschiebung (mit einer konstanten Geschwindigkeit)
- 8 Einrichtung zum Messen der horizontalen Verschiebung
- 9 Einrichtung zum Messen der horizontalen Kraft
- 10 Einrichtung zum Messen der vertikalen Verschiebung
- 11 Spalt zwischen dem oberen und unteren Rahmenteil des Rahmenschergeräts, um Reibung zu vermeiden

Abbildung 14.7: Längsschnitt durch ein Rahmenschergerät [21]

**Versuchsdurchführung** Die Probekörper dürfen aus ungestörten, gestörten, wiederverdichteten oder aufgearbeiteten Bodenproben hergestellt werden. Für die Bestimmung der Restscherfestigkeit beim Kreisringscherversuch werden jedoch im Allgemeinen gestörte oder aufgearbeitete Probekörper verwendet. Die Anfangshöhe  $H_0$  des Probekörpers und die zum Berechnen der Grundrissfläche  $A$  erforderlichen Abmessungen werden bestimmt. Der Wassergehalt des Probekörpers muss an überschüssigem, repräsentativem und angrenzendem Material nach [28] bestimmt werden.

Die Konsolidierungsspannungen müssen unter Berücksichtigung der Bodenart, der angenommenen Vorgeschichte bezüglich In-situ-Spannung und der vom Versuch geforderten Parameter festgelegt werden. Sofern kein trockener Probekörper untersucht wird, muss so viel Wasser in den äußeren Behälter gegeben werden, dass der obere Filterstein oder die Kopfplatte vollständig eingetaucht ist. Die Last wird vorsichtig innerhalb von 2 s ruckfrei aufgebracht. Die Vertikalverschiebungen werden in geeigneten Zeitintervallen aufgezeichnet. Es werden so lange Ablesungen vorgenommen, bis aus der grafischen Darstellung das Ende der Primärkonsolidierung abgelesen werden kann. Trockener Sand oder frei entwässernder, gesättigter Sand konsolidiert sehr schnell, sodass für diese Materialien keine Zeitablessungen während der Konsolidierung notwendig sind. Die Höchstgeschwindigkeit der Scherverschiebung wird wie folgt bestimmt. Es darf eine graphische Darstellung der vertikalen Verschiebung  $d$  über der Quadratwurzel der Zeit verwendet werden, um den Wert von  $t_c$  abzuschätzen, der zur Bestimmung der Zeit bis zum Versagen beim direkten Scherversuch verwendet wird (Abbildung 14.8). Die Ausgleichsgerade wird für den ersten Kurvenabschnitt (üblicherweise die ersten 50% der Kompression) eingezeichnet und verlängert, bis sie sich mit der etwa horizontalen Geraden durch die Endpunkte der Kurve, der Primärkonsolidierung, schneidet. Der dem Schnittpunkt der beiden Geraden entsprechende Wert von  $t_c$  wird bestimmt. Die Mindestzeit bis zum Versagen, d.h. die Zeit bis zum Aufbieten des

maximalen Scherwiderstands  $t_f$  des Probekörpers, wird mit Gleichung 14.7 berechnet:

$$t_f = 13 \times t_c \quad (14.7)$$

Die horizontale Scherverformung beim Versagen  $s_f$  wird geschätzt. Bei fehlender Erfahrung mit dem untersuchten Material kann für grobkörnige Böden eine Verschiebung von 10 mm oder 10% der Scherrahmenlänge angenommen werden, während für steife, feinkörnige Böden eine Verschiebung von 1 mm oder 2% der Scherrahmenlänge geeignet sein kann. Die höchstzulässige Scherverschiebungsgeschwindigkeit  $v_{\max}$  wird mit Gleichung 14.8 bestimmt:

$$v_{\max} = s_f / t_f \quad (14.8)$$

Die vertikale Last muss während des Abscherens konstant gehalten werden. Vor dem Abscheren wird die Verbindung der beiden Hälften des Rahmenschergeräts entriegelt und die obere Hälfte soweit angehoben, dass ein Spalt in der horizontalen Scherebene entsteht. Der Spalt sollte mindestens so groß sein, dass die Reibung während des Versuchs verhindert wird und andererseits so klein sein, dass ein Eindringen von Boden zwischen beide Rahmenteile nicht möglich ist. Diese Verfahrensweise sollte auch beim Ringscherversuch eingehalten werden, wenn die Gerätekonstruktion das Anheben der oberen Hälfte des Bodenbehälters erlaubt. Bei feinkörnigen Böden ist ein Spalt von 0,5 mm in der Regel ausreichend. Bei grobkörnigen Böden sollte er 1 mm nicht überschreiten. Die vertikale Last wird so auf den gewünschten Wert eingestellt, der beim Abscheren erforderlich ist, dass die Masse des oberen Teils des Rahmens oder Bodenbehälters, die auf die Scherebene einwirkt, berücksichtigt ist. Die anfänglichen Ablesewerte der vertikalen und horizontalen Verschiebungsmessgeräte und horizontalen Kraftmessgeräte werden vor dem Abscheren aufgezeichnet. Der Probekörper wird mit einer konstanten Verschiebungsgeschwindigkeit (weggesteuert) abgescheret, die nicht größer als die aus Gleichung 14.8, indem eine der beiden Hälften des Rahmenschergeräts oder die runde Kopfplatte gegenüber dem Gegenstück verschoben wird. Während des Schervorgangs sind folgende Ablesungen erforderlich, wobei mindestens 15 Ablesewerte bis zur Höchstlast, d.h. bis zum Peakwert der Scherfestigkeit, genommen werden:

- Horizontal- bzw. Winkelverschiebung;
- Höhenänderung;
- Scherkraft oder Drehmoment (Drehkraft).

Der Versuch darf beendet werden, wenn eines der folgenden Kriterien erreicht ist:

- Peakwert der horizontalen Scherspannung wurde eindeutig erreicht;
- eine festgelegte Verformung, z. B. 15% der Scherrahmenlänge, ist erreicht, ohne dass ein Peakwert der horizontalen Scherspannung erreicht wurde.

Die Restscherfestigkeit darf beim Rahmenscherversuch durch mehrfaches Umkehren der Scherrichtung wie folgt bestimmt werden. Nach dem Erreichen der maximalen Scherspannung wird der Scherversuch fortgesetzt, bis die vollständige Wegstrecke des Rahmenschergeräts erreicht ist. Das Rahmenschergerät wird durch Umkehr der Bewegungsrichtung wieder in seine Ausgangsposition gebracht. Die Geschwindigkeit der umgekehrten Verschiebung sollte nicht größer als die Geschwindigkeit der Verschiebung bis zur maximalen Scherkraft sein. Wird eine höhere Verschiebungsgeschwindigkeit angewendet, muss der Probekörper zum Ausgleich des Porenwasserdrucks mindestens 12 h stehen gelassen werden. Der Probekörper wird bei einer Verschiebungsgeschwindigkeit, die gleich der Geschwindigkeit der Verschiebung bis zur maximalen Scherkraft ist, erneut einer Scherbelastung bis zum Erreichen der vollständigen Wegstrecke des Scherrahmens ausgesetzt. Der Vorgang wird wiederholt, bis ein wiederholbarer Wert

der Restscherfestigkeit erhalten wird. Die Prüfung wird bei der letzten Vorwärtsbewegung des Scherrahmens beendet. Der Probekörper wird bis zur konstanten Masse ( $m_d$ ) getrocknet, oder der Wassergehalt eines repräsentativen Teils des Probekörpers wird nach [28] bestimmt.

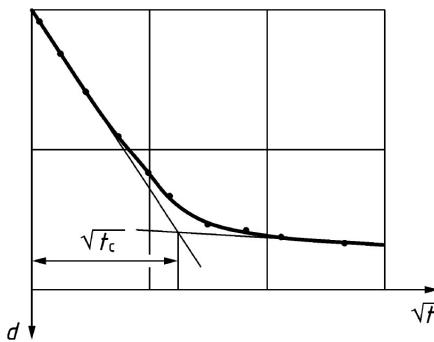


Abbildung 14.8: Beispiel für die Zeit-Setzungs-Kurve zur Ermittlung der Zeit für die Primärkonsolidierung [28]

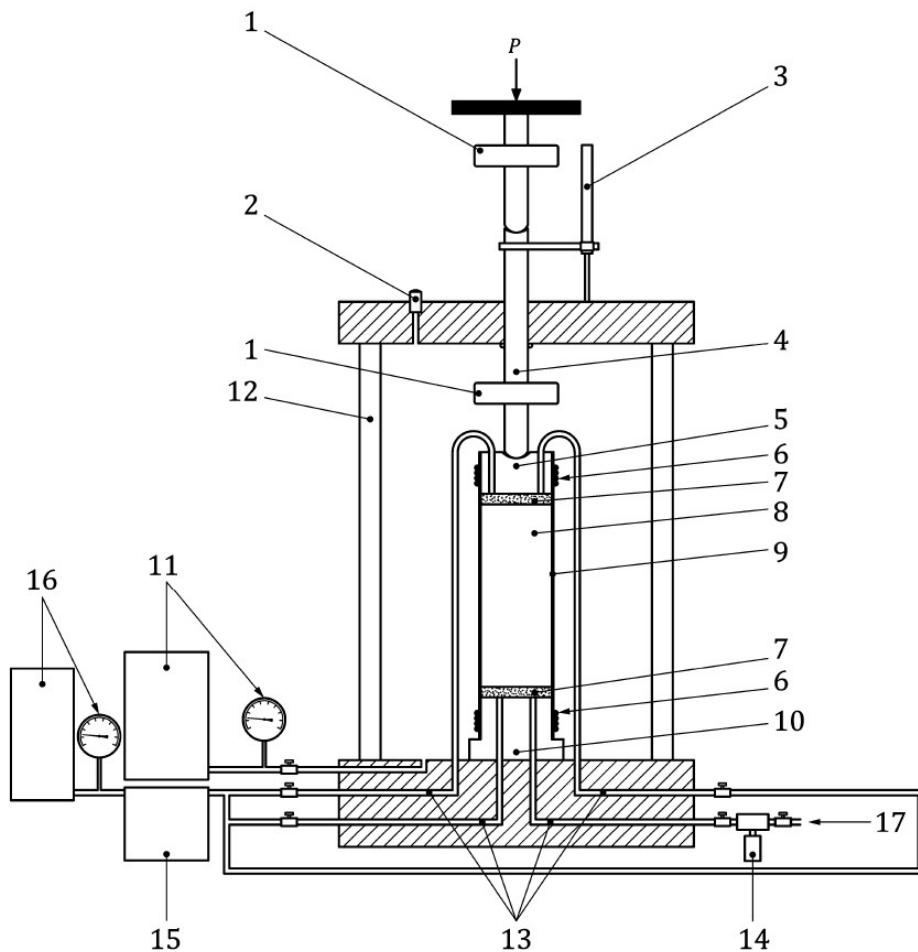
#### 14.2.2 Dreiaxialversuch

Der Dreiaxialversuch (auch: Triaxialversuch) bietet die beste Möglichkeit,  $c'$  und  $\varphi'$  einer ungestörten Probe zu bestimmen. Es werden auf die Oberflächen, d.h. auf die End- und Mantelflächen der kreiszylindrischen Proben, Normalspannungen aufgebracht. Die Hauptspannung  $\sigma'_v = \sigma'_1$  wirkt in lotrechter, die Hauptspannungen  $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_h$  wirken in waagrechter Richtung (querisotroper Spannungszustand).

Zunächst wird die von einer Gummimembran eingehüllte Bodenprobe in einem Triaxialgerät (Abbildung 14.9) einem allseitigen hydrostatischen Druck  $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$  unterworfen, der hydraulisch oder pneumatisch in Form eines Zelldrucks  $\sigma_c$  aufgebracht wird. Anschließend wird im Regelfall die waagerechte, radiale Druckspannung  $\sigma_3$  konstant gehalten und die axiale Hauptspannung  $\sigma_1$  mit Hilfe eines Druckstempels bis zum Versagen der Probe durch Ausbeulen oder Abscheren gesteigert (triaxialer Scherversuch mit teilweiser behinderter Seitendehnung). Bei diesem Versuch kann sich die Gleitfläche in der Probe frei ausbilden. Typische Versuchsbilder von abgescherchten Proben zeigt Abbildung 14.10.

Der Versuch ist in [15, 16] genormt.

Der Versuch wird im Regelfall an mindestens drei Proben desselben Materials bei drei verschiedenen Seitendrücken  $\sigma_3$  ausgeführt, um die Scherfestigkeit bei verschiedenen isotropen Spannungsanteilen zu ermitteln. Die Scherfestigkeitsparameter ergeben sich aus der Einhüllenden aller Mohr'schen Bruchkreise, die durch Variation des Spannungsverhältnisses gewonnen werden. Der einaxiale Druckversuch mit unbehinderten Seitendehnungen, der sogenannte Zylinderdruckversuch mit einem Seitendruck  $\sigma_c = \sigma_3 = 0$ , ist als Sonderfall zu betrachten. Im Triaxialgerät können wegen der Variationsmöglichkeiten von  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  und der Möglichkeit, mit den Absperrhähnen die Entwässerung einer Probe vollkommen zu unterbinden, wichtige Randbedingungen in der Natur simuliert werden. Entsprechend kommen je nach Fragestellung verschiedene Versucharten zur Anwendung.

**Legende**

- |   |  |
|---|--|
| 1 alternative Anordnungen für Aufnehmer zur Messung der Kraft | 10 Grundplatte mit Sockel                          |
| 2 Ablass für Luft   | 11 Gerät zur Messung und Regelung des Zellendrucks |
| 3 Gerät zur Messung der vertikalen Verschiebung               | 12 Triaxialzelle                                   |
| 4 Stempel   | 13 Dränageleitungen                                |
| 5 Druckkappe  | 14 Sensor für den Porenwasserdruck                 |
| 6 O-Ringe   | 15 Gerät zur Messung der Volumenänderung           |
| 7 Filterplatte  | 16 Gerät zur Messung und Regelung des Gegendrucks  |
| 8 Bodenprobe  | 17 Spülssystem                                     |
| 9 Gummihülle (mit oder ohne seitliche Entwässerung)           | $P$ Vertikalkraft                                  |

Abbildung 14.9: Schnitt durch ein dreiaxiales Kompressionsgerät [16]

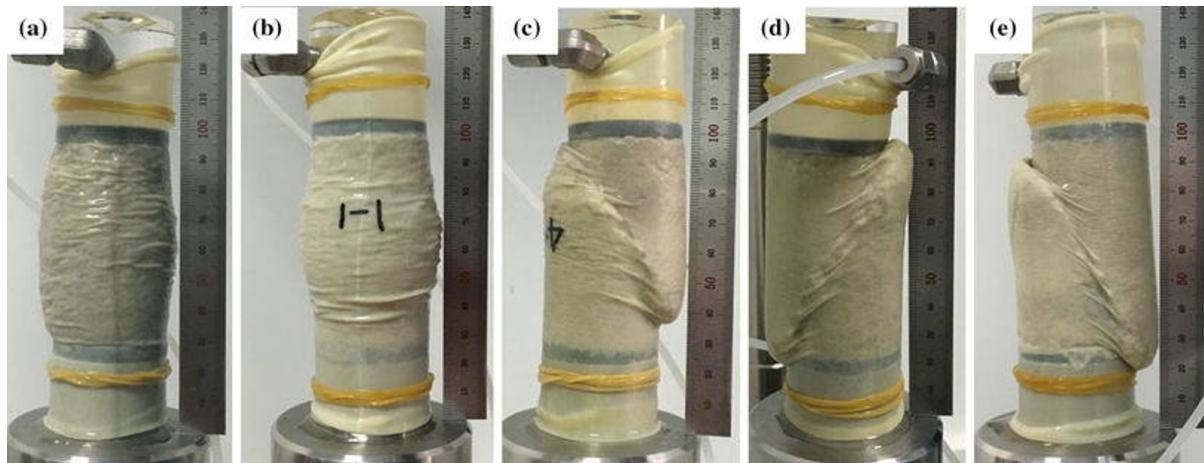


Abbildung 14.10: Abgescherten Triaxialproben in Abhängigkeit von der relativen Dichte (links: locker; rechts: dicht)

**Dräniertes Versuch (D-Versuch)** Der D-Versuch ist dadurch gekennzeichnet, dass die Probe in der 1. Versuchsphase unter der aufgebrachten Belastung vollständig konsolidiert und dass beim Abscheren in der 2. Versuchsphase ein offenes System vorliegt, d.h. dass in der Probe keine Porenwasserdruckänderung entstehen kann. Bei diesem Versuch treten nur wirksame Spannungen auf, mit denen die zugehörigen Scherparameter ermittelt werden.

**Konsolidierter undräniertes Versuch (CU-Versuch)** Beim CU-Versuch konsolidiert die Probe in der 1. Versuchsphase wie beim D-Versuch, beim Abscheren in der 2. Versuchsphase liegt jedoch ein geschlossenes System vor. Am Ende der 1. Versuchsphase sind nur wirksame Spannungen vorhanden. Während des Abscherens muss der Porenwasserdruck gemessen werden. Dabei ist die Belastung so langsam zu steigern, dass in der ganzen Probe ein gleichmäßig verteilter Porenwasserdruck entstehen kann. Aus den Messergebnissen des Versuches können die wirksamen Spannungen und die zugehörigen Scherparameter ermittelt werden.

**Unkonsolidierter undräniertes Versuch (UU-Versuch)** Beim unkonsolidierten undränierten Dreiaxialversuch (UU-Versuch) liegt in der 1. und in der 2. Versuchsphase jeweils ein geschlossenes System vor, d.h. eine wassergesättigte Probe ändert ihr Volumen vom Einbau bis zum Ende des Versuchs nicht. Die Auswertung erfolgt aufgrund der totalen Spannungen.

Werden mit teilweise oder völlig gesättigten Versuchsproben UU-Dreiaxialversuche mit verschiedenen Seitendrücken  $\sigma_3$  durchgeführt, so erhält man aus den totalen Spannungen, die beim Bruch in der Probe auftreten, die Anfangsscherparameter  $c_u$  und  $\varphi_u$ . Für wassergesättigte Böden ist

$$c_u > 0, \quad \varphi_u = 0 \quad (14.9)$$

und für teilweise wassergesättigte Böden

$$c_u > 0, \quad \varphi_u > 0 \quad (14.10)$$

Im ersten Fall spricht man auch von einem rein kohäsiven Boden. Die Anfangsscherparameter können zur Analyse des Anfangszustandes verwendet werden.

Oft wird der Einfachheit halber die Anfangskohäsion  $c_u$  aus der einaxialen Druckfestigkeit abgeleitet:

$$c_u = \frac{\sigma_c}{2} \quad (14.11)$$

## 15 Unterirdisches Wasser

Das unterirdische Wasser ist das Wasser im Untergrund. Es ist in den hydrologischen Kreislauf einbezogen, der eine ständige Folge der Zustands- und Ortsveränderungen in Form von Niederschlag, Abfluss und Verdunstung darstellt und seine Energie letztlich aus der Sonneneinstrahlung bezieht. Das oberirdische Wasser oder Oberflächenwasser ist das Wasser in fließenden oder stehenden Gewässern, das in Quellen anfallende Wasser und das Niederschlagswasser. Nach den Kräften, denen das unterirdische Wasser unterliegt, unterscheidet man Grundwasser (freies Wasser), Kapillarwasser, Adsorptionswasser und Kristallwasser.

### 15.1 Grundwasser

Grundwasser ist unterirdisches Wasser, das die Poren oder Klüfte des Untergrundes zusammenhängend ausfüllt und unter gleichem oder größerem Druck steht als er in der Atmosphäre herrscht. Sein Bewegungszustand wird nahezu ausschließlich von der Schwerkraft und den durch die Bewegung ausgelösten Fließwiderständen des Untergrundes bestimmt.

Die Fließwiderstände ergeben sich durch die bei einer Grundwasserströmung aktivierte Reibungskräfte (im Wasser und in den Grenzflächen zwischen Wasser und Bodenkörnern und zwischen Wasser und Porenluft) und Stoßkräfte infolge der ständigen Umlenkung des Wassers (Abbildung 15.1).

Die Position des Grundwasserspiegels, auch als "water table" oder "phreatic surface" bezeichnet, kann durch den Einsatz eines Brunnens ermittelt werden. Ein solcher Brunnen ist ein Bohrloch, das bei Bedarf mit einem durchlässigen Rohr, wie etwa einem geschlitzten Stahlrohr, stabilisiert wird. Genau genommen bezeichnet man als Grundwasser nur das Wasser, das sich unterhalb des Grundwasserspiegels befindet. Das darüberliegende Wasser wird durch Kapillarkräfte gehalten und bildet den sogenannten Kapillarsaum (*vadose zone*), der im unteren Bereich gesättigt ist und nach oben hin eine abnehmende Sättigung aufweist.

Da der Grundwasserspiegel durch Niederschläge (Grundwasserneubildung) gespeist wird und das Grundwasser in Bewegung ist, stellt er keine horizontale Fläche dar (Abbildung 15.2a). Vielmehr handelt es sich um eine gekrümmte Oberfläche, deren Lage sich im Laufe der Zeit verändert. Häufig orientiert sich der Verlauf des Grundwasserspiegels am Geländeprofil und neigt sich in Richtung von Vorflutern, wie Flüssen.

Innerhalb kurzer horizontaler Distanzen kann die Tiefe des Grundwasserspiegels erheblich variieren. Diese Schwankungen werden sowohl von baulichen Eingriffen als auch von jahreszeitlichen und jährlichen Veränderungen beeinflusst.

Infolge des Vorhandenseins unterirdischer Becken mit gering durchlässigen Böden können sogenannte schwebende Grundwasserkörper entstehen (Abbildung 15.2b). Diese besitzen einen eigenen, isolierten Grundwasserspiegel, der als "perched watertable" bezeichnet wird.

Bodenschichten, die das Grundwasser leicht passieren lassen, nennt man Grundwasserleiter (Aquiferen). Schichten mit kleineren Poren, in denen das Wasser nur schwer zirkulieren kann, werden als (relativ) undurchlässige Schichten (Aquitards) bezeichnet. Wenn ein Grundwasserleiter von einer solchen undurchlässigen Schicht überlagert wird (konfinierter Aquifer), kann gespanntes Grundwasser entstehen (Abbildung 15.2c). Durch natürliche oder künstliche Öffnungen, wie Brunnen, kann dieses Wasser unter Druck an die Oberfläche gelangen. Dies führt zur Bildung von artesischen Brunnen (*artesian wells*) oder von Fließsand (*quicksand*).

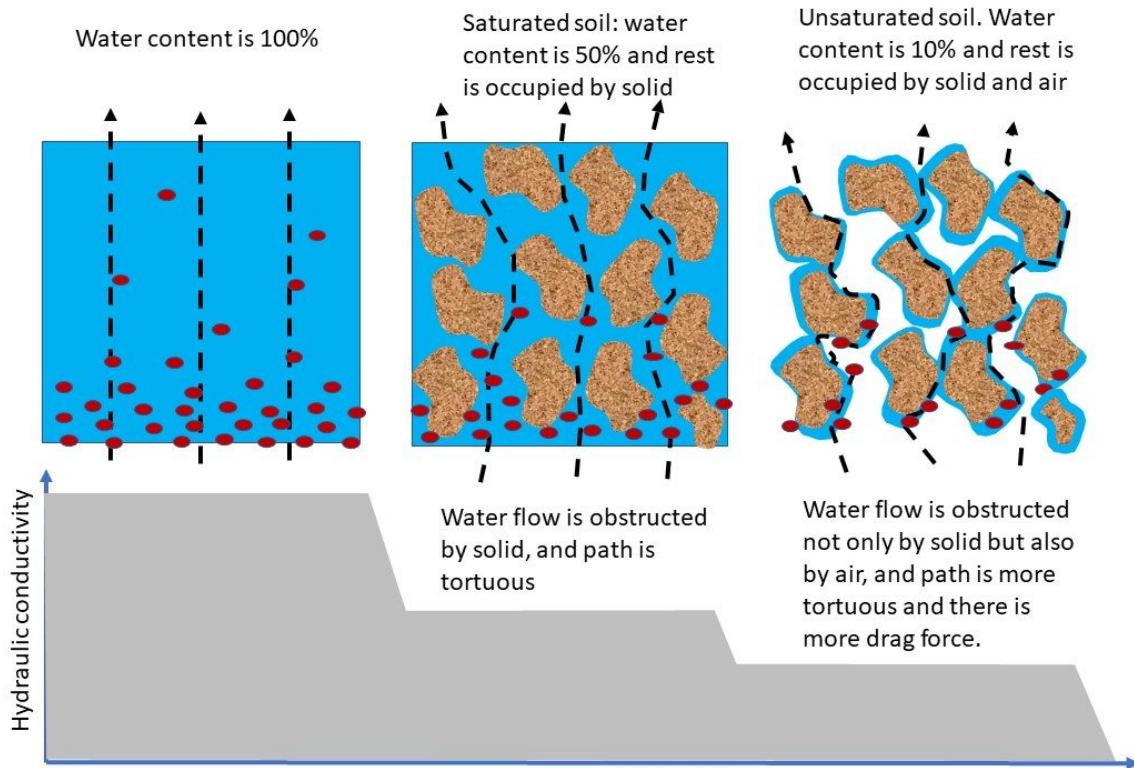


Abbildung 15.1: Reduktion der Fließwege bei abnehmendem Bodenwassergehalt [30]

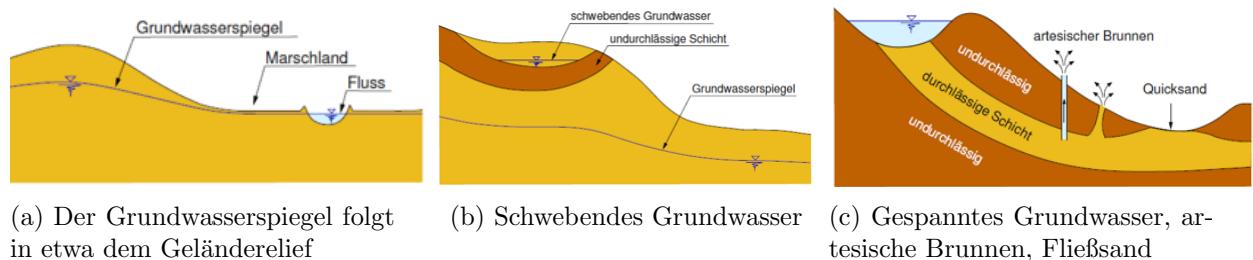


Abbildung 15.2: Aufbau von Grundwassersystemen im Lockergestein [41]

### 15.1.1 Sickerwasser

Unter Sickerwasser versteht man in den Untergrund infiltriertes Oberflächenwasser,

- das sich unter dem Einfluss der Schwerkraft vertikal abwärts der Grundwasseroberfläche zu bewegt oder
- das nach einem verhältnismäßig kurzen Strömungsweg wieder an der Oberfläche austritt (z.B. bei der Durch- und Unterströmung von Staudämmen).

Nach den Hohlräumen, in denen sich das Grundwasser bewegt, unterscheidet man (Abbildung 15.3):

- Porenwasser (in durchgehenden Poren von Locker- und Festgestein),
- Wasseradern (in stark durchlässigen, verhältnismäßig dünnen Zwischenschichten im Lockergestein; z.B. Sandschichten im Flysch und im Wiener Tegel),

- Kluftwasser (in Klüften, Spalten und Schichtfugen),
- Karstwasser (in Klüften, Spalten und durch Kalkkorrosion daraus hervorgegangenen Karsthohlräumen).

Die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers in Kiesen und Sanden liegt zwischen wenigen Dezimetern pro Tag und mehreren Dekametern pro Tag. Grundwasserleiter im Fels (im Wesentlichen Sandsteine und nicht verkarstete Kalksteine) sind meist sehr inhomogen. Der Hohlräumanteil und damit die Speicherfähigkeit ist sehr gering (meist unter 1%). Die Fließgeschwindigkeit unterliegt je nach Kluftweite und hydraulischem Gradienten starken Schwankungen. Sie kann einige Meter pro Tag bis einige Dekameter pro Tag erreichen. Die Grundwasseroberfläche schwankt in Abhängigkeit von den Niederschlägen meist stark (bis über 10 m).

In Karstgrundwasserleitern liegt der Hohlräumanteil in der Regel unter 5%. Karstwasser fließt mit Geschwindigkeiten bis zu einigen 100 Metern pro Stunde. Oberirdische und unterirdische Wasserscheiden weichen oft kilometerweit voneinander ab.

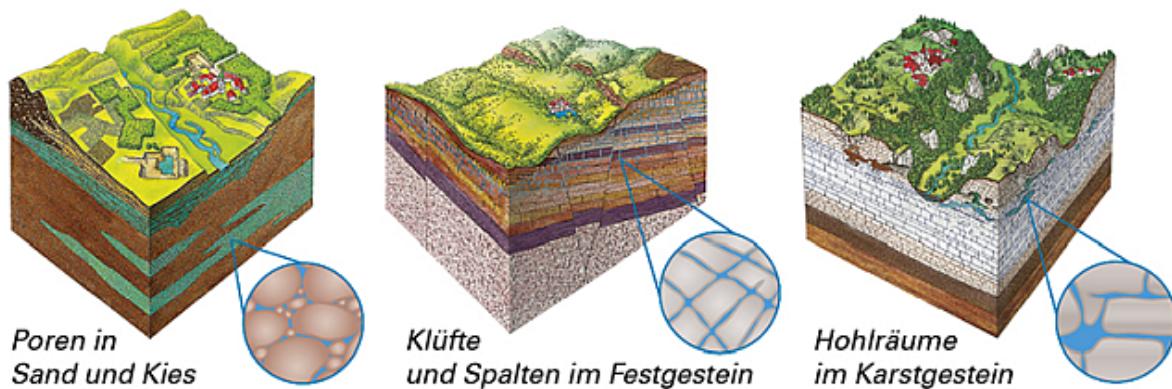


Abbildung 15.3: Hohlräume: Poren, Kluft, Karst-Grundwasserkörper bzw. -Grundwasserhohlräume

## 15.2 Kapillarwasser

Die Bildung von Kapillarwasser wird verursacht durch die Tendenz der Grenzfläche zwischen Wasser und Luft, sich zu verkleinern, weil hierdurch ein energieärmerer Zustand erreicht wird. Die Bildung von Menisken beruht auf dem Zusammenwirken von Adhäsionskräften zwischen festen Teilchen und Wassermolekülen sowie Kohäsionskräften zwischen den Wassermolekülen.

Kapillarität nennt man die Erscheinung benetzbarer Körper, wegen der Oberflächenspannungen Wasser über dessen freie Oberfläche zu heben. In Kapillarröhren beträgt die Steighöhe (Abbildung 15.4):

$$h_k [\text{cm}] = \frac{40\alpha [\text{mN/cm}]}{d [\text{cm}] \cdot \gamma_w [\text{mN}/(\text{cm}^3)]} \cos \phi \approx \frac{0,30}{d [\text{cm}]} \quad (15.1)$$

und der Wasserdruk in Höhe des Meniskus:

$$u = -\alpha \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (15.2)$$

bzw.

$$u = -\gamma_w h_k \quad (15.3)$$

- $d$  Durchmesser des Kapillarrohres
- $\phi$  Benetzungswinkel zwischen Rohrwand und Flüssigkeit (für eine vollkommen benetzende Flüssigkeit ist  $\phi = 0$ ; Abbildung 15.5)

- $\alpha$  Oberflächenspannung der Flüssigkeit gegen Luft (für Wasser bei 20°C ist  $\alpha = 0,74 \text{ mN/cm}$ )
- $1/r_1, 1/r_2$  Krümmungen der Grenzfläche in zwei beliebigen, zueinander orthogonalen Richtungen

Auch der Boden zeigt wegen der Vielfalt der Porenweiten, -formen und Verbindungen die Erscheinung der Kapillarität, d.h. er besitzt eine kapillare Steighöhe. Man unterscheidet die aktive kapillare Steighöhe  $h_{k,a}$  bei Bewässerung und die passive kapillare Steighöhe  $h_{k,p}$  bei Entwässerung. Die passive kapillare Steighöhe ist größer als die aktive. Typische Werte für die aktive kapillare Steighöhe sind in Tabelle 22 angegeben.

Nach Terzaghi/Peck (1948) ist die kapillare Steighöhe nichtbindiger Böden:

$$h_{k,a} [\text{cm}] = \frac{C}{e \cdot d_{10} [\text{cm}]} \quad (15.4)$$

- $C$  Koeffizient (zwischen 0,1 und 0,5 cm<sup>2</sup>)

Infolge der kapillaren Hebewirkung kann Wasser z.B. über die Krone eines undurchlässigen Kernes eines Staudamms fließen (Abbildung 15.6) oder vom Schutzvlies über die Kunststofffolie einer Teichdichtung gehoben werden (Gegenmaßnahme: Vlies hört unterhalb des Scheitels der Kunststofffolie auf).

Infolge der Oberflächenspannung auftretende Saugspannung geht nicht über 1 bar hinaus, da hier (absoluter Druck  $u' = 0$ ) eine Änderung des Aggregatzustandes des Wassers von der flüssigen zur gasförmigen Phase eintritt (Verdampfung). Damit ist aber ein Abbau von Zugspannungen verbunden.

Als geschlossenes Kapillarwasser bezeichnet man den Bereich über dem Grundwasserspiegel, der gesättigt ist oder zumindest keine nennenswerten durchlaufenden Luftporen enthält. Darüber befindet sich das offene Kapillarwasser mit durchlaufenden Luftporen (Abbildung 15.7).

Beim geschlossenen Kapillarwasser kann die Wirkung der negativen Porenwasserdrücke als eine normal auf die durch die Menisken gebildete Fläche, das ist z.B. die Grundwasseroberfläche oder die Oberfläche einer gesättigten Bodenprobe, wirkende Flächenlast aufgefasst werden. Diese Last wird als Kapillardruck bezeichnet (Abb. 16.8) und wird von den Menisken auf die Bodenkörper übertragen (wie das Gewicht der Wassersäule in einem Kapillarrohr von den Wänden des Kapillarrohres abgetragen wird).

Durch den Kapillardruck  $p_k$  wird die Scherfestigkeit des Bodens erhöht. Dieser Anteil der Scherfestigkeit wirkt jedoch auf Dauer nur bei Normalspannungen  $\sigma > 0$  und er geht bei Überflutung oder Benetzung der Geländeoberfläche, durch Eintauchen der Probe in Wasser oder durch Austrocknung verloren und wird daher in der Regel sicherheitshalber nicht in Rechnung gestellt.

Unter Haft- und Porenwinkelwasser versteht man das gegen den Einfluss der Schwerkraft im Boden durch Adsorptionskräfte, Kapillarkräfte und osmotische Kräfte festgehaltene Wasser.

Beim geschlossenen Kapillarwasser kann die Wirkung der negativen Porenwasserdrücke als eine normal auf die durch die Menisken gebildete Fläche, das ist z.B. die Grundwasseroberfläche oder die Oberfläche einer gesättigten Bodenprobe, wirkende Flächenlast aufgefasst werden. Diese Last wird als Kapillardruck bezeichnet (Abb. 16.8) und wird von den Menisken auf die Bodenkörper übertragen (wie das Gewicht der Wassersäule in einem Kapillarrohr von den Wänden des Kapillarrohres abgetragen wird). Durch den Kapillardruck  $p_k$  wird die Scherfestigkeit des Bodens erhöht. Dieser Anteil der Scherfestigkeit wirkt jedoch auf Dauer nur bei Normalspannungen  $\sigma > 0$  und er geht bei Überflutung oder Benetzung der Geländeoberfläche, durch Eintauchen der Probe in Wasser oder durch Austrocknung verloren und wird daher in der Regel sicherheitshalber nicht in Rechnung gestellt.

Tabelle 22: Typische Werte für die aktive kapillare Steighöhe

Bodenart	Kapillare Steighöhe $h_{k,a}$ (cm)
Grobsand	1 - 5
Mittelsand	5 - 35
Feinsand	35 - 70
Schluff	70 - 150
Ton	150 - 400 und größer

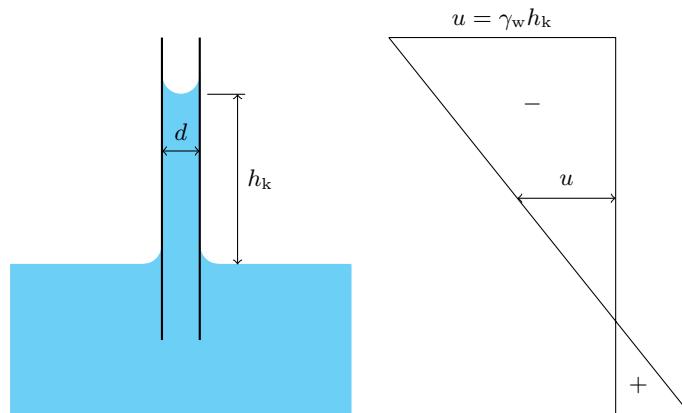


Abbildung 15.4: Kapillarröhren

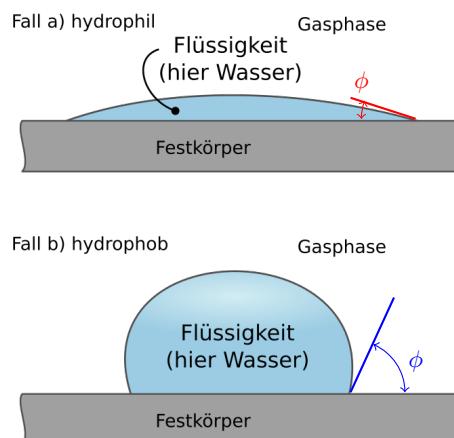


Abbildung 15.5: Liegender Tropfen einer benetzenden (oben) und nicht benetzenden (unten) Flüssigkeit

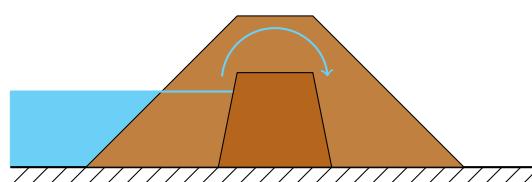


Abbildung 15.6: Kapillarströmung über den undurchlässigen Kern von Staudämmen

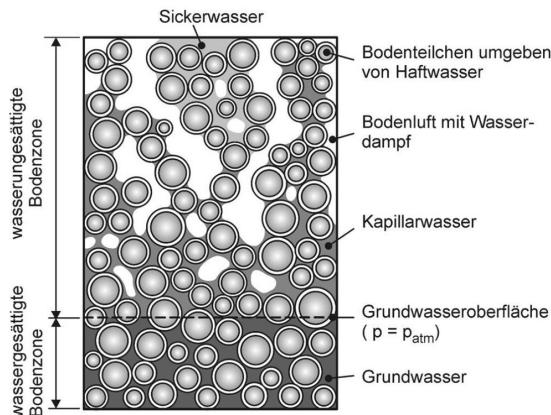


Abbildung 15.7: Arten des Kapillarwassers [46]

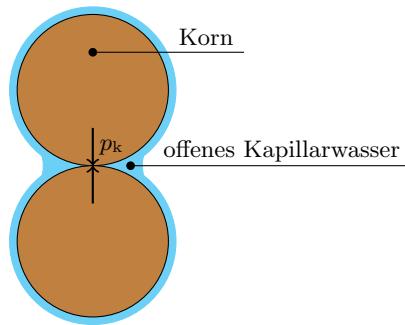


Abbildung 15.8: Kapillardruck

### 15.3 Adsorptionswasser

Die Wasserdipole des Adsorptionswassers ordnen sich kettenartig um die Körner (gerichtete Adsorption) und bilden zusammenhängende Wasserfilme. Unmittelbar an der Oberfläche der Körner verhält sich das angelagerte Wasser infolge der hohen Spannungen ähnlich wie ein fester Körper, mit zunehmendem Abstand ähnelt es einem viskosen Stoff, bei einem Abstand von über  $0,5 \mu\text{m}$  besitzt es normale Eigenschaften (freies Wasser, Kapillarwasser, Abbildung 15.9).

Die Festigkeit der Bindungen zwischen den Körnern hängt ab von der Stärke der Wasserfilme, d.h. vom Wassergehalt des Bodens, von der Größe und Mineralart der Körner, der Art und der Menge der Ionen und der Temperatur. Die Wasserfilme sind miteinander verkettet und bilden somit ein zusammenhängendes Bindemittel. Es können dazwischen auch größere Minerale eingelagert werden, ohne dass die Bindung verlorengeht. Je dünner diese Wasserfilme werden (z.B. durch Austrocknung), umso stärker machen sich die über die Wasserdipole und die Ionen wirkenden Anziehungskräfte zwischen den Körnern bemerkbar. Diese stellen einen negativen Porenwasserdruck dar, der als Binnendruck  $p_c$  bezeichnet wird. Je dicker die Wasserfilme bei der Wasseraufnahme werden, umso schwächer werden diese Bindungen und ein Aneinander-vorbeibewegen der Teilchen wird begünstigt. Damit wird das stark wasserabhängige Verhalten bindiger Böden deutlich (Abbildung 15.10).

- adsorbiertes Porenwasser (Innenlösung)
- gebundenes Porenwasser (Innenlösung GOUY-Schicht)
- freies Porenwasser (Außenlösung)
- Ausrichtung von Wasserdipolen an der Festkörperoberfläche

Durch den Binnendruck wird die Scherfestigkeit des Bodens erhöht. Dieser Anteil der Scherfestigkeit wirkt jedoch auf Dauer (Endzustand) nur bei Normalspannungen  $\sigma > 0$ . Die Erhöhung der Scherfestigkeit wird auch entsprechend der Coulombschen Bruchbedingung als Kohäsion  $c' = p_c \cdot \tan \varphi'$  gedeutet. Dazu gelten in entsprechender Weise die zum Kapillardruck gemachten Bemerkungen.

Der Wassergehalt einer ofengetrockneten Bodenprobe nimmt an der atmosphärischen Luft zu. Die aufgenommene Luftfeuchtigkeit wird hygrokopisches Wasser genannt. Seine Menge ist von der Bodenart, der relativen Luftfeuchtigkeit und der Temperatur abhängig. Es ist teilweise zum Kapillar-, teilweise zum Adsorptionswasser zu zählen.

Das Kristallwasser (Strukturwasser) besteht aus Hydroxylgruppen, die wesentliche Bestandteile des Kristallgitters sind. Dieses Wasser kann nur bei sehr hohen Temperaturen entfernt werden, wobei auch die Kristallstruktur zerstört wird.

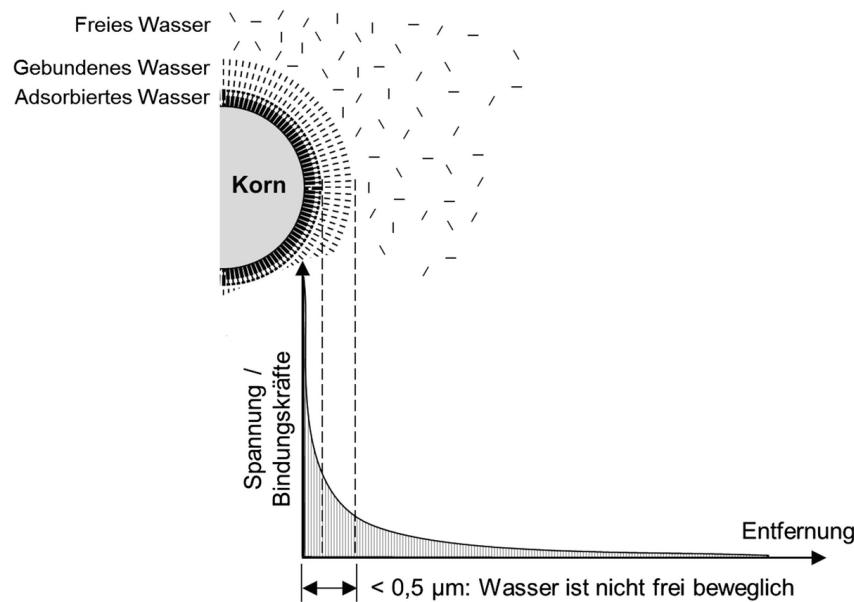


Abbildung 15.9: Darstellung der Wasserbindung. Größe der Anziehungskräfte in Abhängigkeit von der Entfernung zwischen Mineralteilchen und Wasser [48]

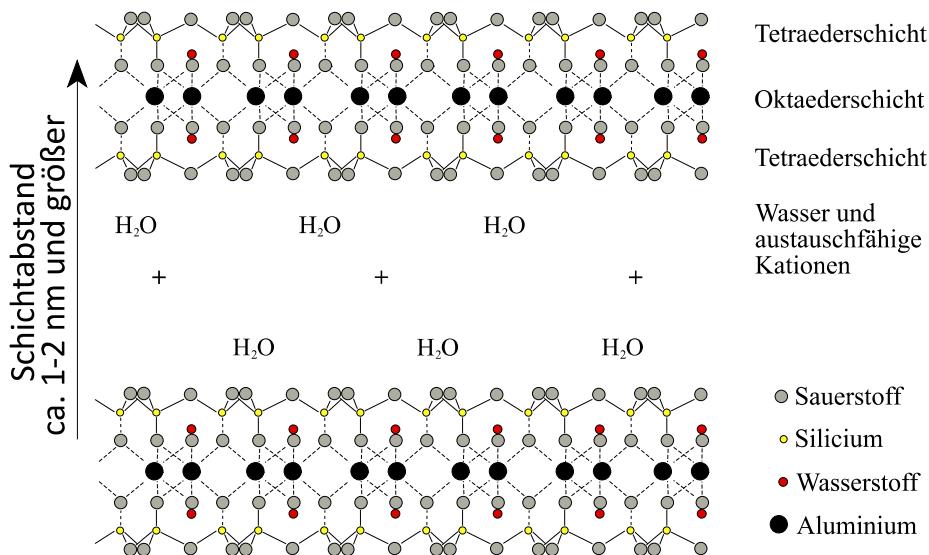


Abbildung 15.10: Prinzip des Aneinanderhaftens zweier Tonmineralteilchen (am Beispiel von Montmorillonit). Hoher Wasseranteil bewirkt ungeordnete Verteilung der Kationen und geringe Anziehung zwischen den Tonmineralteilchen; geringer Wasseranteil bewirkt geordnete Lagerung der Kationen und hohe Anziehung zwischen den Tonmineralteilchen [36]

## 15.4 Grundwasserströmung

Für die Wasserbewegung im Untergrund gibt es zahlreiche Ursachen:

- hydraulischer Gradient (Schwerkraft, Kapillarkraft)
- thermischer Gradient
- osmotischer Gradient
- elektrischer Gradient

In der Regel wird bei Grundwasseraufgaben von einer starren Gesteinsstruktur ausgegangen. Diese Voraussetzung ist aber nicht immer gegeben; Gründe dafür können sein:

- Feststofftransport
- Konsolidationsvorgänge
- Verformungen infolge von Strömungskräften, Kapillar- und Binnendruck

### 15.4.1 Stromlinien und Stromröhren

Stromlinien sind Linien, die in Richtung der Strömung verlaufen, d.h. deren Tangente den Geschwindigkeitsvektor angibt. Bei stationärer Bewegung sind die Stromlinien gleichzeitig die Bahnen der Flüssigkeitsteilchen.

Ein bestimmter, von Stromlinien und normal zu den Stromlinien verlaufenden Querschnittsflächen begrenzter Bereich wird als Stromröhre bezeichnet.

Für eine inkompressible Flüssigkeit gilt für einen beliebigen abgeschlossenen Bereich die Kontinuitätsgleichung

$$\int_A \mathbf{v} \cdot dA = 0 \quad (15.5)$$

oder für eine Stromröhre

$$v_{m1} \cdot A_1 = v_{m2} \cdot A_2 \quad (15.6)$$

- $Q$  [ $\text{m}^3$ ] Durchfluss (in der Zeit  $t$  durch die normal zur Strömungsrichtung liegende Fläche  $A$  fließende Flüssigkeitsmenge)
- $q = \frac{Q}{At}$  [ $\text{m}^3/(\text{m}^2\text{s})$ ] Spezifischer Durchfluss (in der Zeiteinheit durch die Flächeneinheit fließende Flüssigkeitsmenge). Die spezifische Durchflussmenge wird formal auch als Filtergeschwindigkeit  $v$  [ $\text{m/s}$ ] bezeichnet.
- $v_a = \frac{v}{n_e}$  Abstandsgeschwindigkeit oder Sickergeschwindigkeit (maßgebende Geschwindigkeit zwischen zwei Beobachtungsstellen entlang einer Stromlinie)
- $n_e$  Wirksamer (effektiver) Porenanteil; das ist derjenige Porenanteil, durch den eine Flüssigkeitsbewegung stattfindet; bei teilgesättigten Böden wird in der Regel  $n_e = n_w$  gesetzt.

### 15.4.2 Hydraulische Höhe

Für einen bestimmten Punkt eines Strömungsbereiches gilt die Bernoullische Höhengleichung

$$\phi = z + h_w + \frac{v^2}{2g} \quad (15.7)$$

Sie besagt, dass sich die hydraulische Höhe oder Standrohrspiegelhöhe aus Lagehöhe, Druckhöhe und Geschwindigkeitshöhe zusammensetzt.

Für die Druckhöhe gilt:

$$h_w = \frac{u}{\gamma_w} \quad (15.8)$$

Bei Grundwasserströmungen braucht die Geschwindigkeitshöhe in der Regel nicht berücksichtigt werden. Die Bernoullische Höhengleichung lautet damit

$$\phi = z + h_w \quad (15.9)$$

wobei vorausgesetzt wird, dass sowohl die  $\phi$ -Achse, als auch die  $z$ -Achse nach oben positiv orientiert sind. In der Geotechnik wird jedoch meistens die  $z$ -Achse nach unten positiv orientiert; liegt weiters die Bezugshöhe für  $\phi$  bei  $z_\phi$ , so ist (Abbildung 15.11)

$$\phi = -z + z_\phi + h_w \quad (15.10)$$

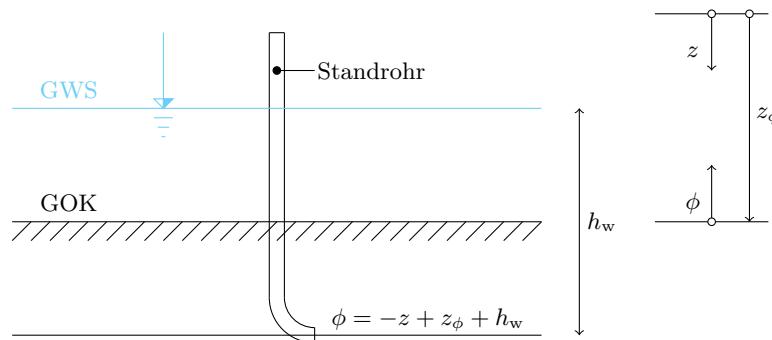


Abbildung 15.11: Druckhöhe

### 15.4.3 Hydraulischer Gradient und Strömungskraft

Besitzen alle Punkte eines Grundwasserbereiches die gleiche hydraulische Höhe, so ist das Grundwasser in Ruhe. Ändert sich die hydraulische Höhe von Punkt zu Punkt, so ist das Grundwasser in Bewegung (Grundwasserströmung). Es wird angenommen, dass der Geschwindigkeitsvektor  $v_i$  vom hydraulischen Gradienten

$$i_i = -\frac{\partial \phi}{\partial x_i} \quad (15.11)$$

abhängt 15.12. Das negative Vorzeichen wird hier - entgegen der mathematischen Definition des Gradienten - gewählt, damit der Gradient  $i$  und die davon abhängigen Größen Filtergeschwindigkeit  $v$ , Durchfluss  $q$  und Strömungskraft  $j$  in den Koordinatenrichtungen positive Werte erhalten. Unter dem Eigengewicht vertikal nach unten strömendes Sickerwasser hat einen hydraulischen Gradienten von  $i = 1$ .

Die Durchströmung des Bodens verbraucht Energie. Eine Sickerströmung erfordert deshalb den Abbau von hydraulischer Höhe entlang der Stromlinien. Diesem Abbau an hydraulischer Höhe entspricht eine Kraftwirkung auf das durchflossene Korngerüst: für ein bestimmtes Bodenvolumen  $V$  ist dies die Strömungskraft  $J$ , für ein Einheitsvolumen ist dies die spezifische Strömungskraft

$$j_i = \gamma_w \cdot i_i \quad (15.12)$$

Mikroskopisch betrachtet ist die Strömungskraft die durch das strömende Porenwasser auf die Einzelkörner einwirkende Schleppkraft.

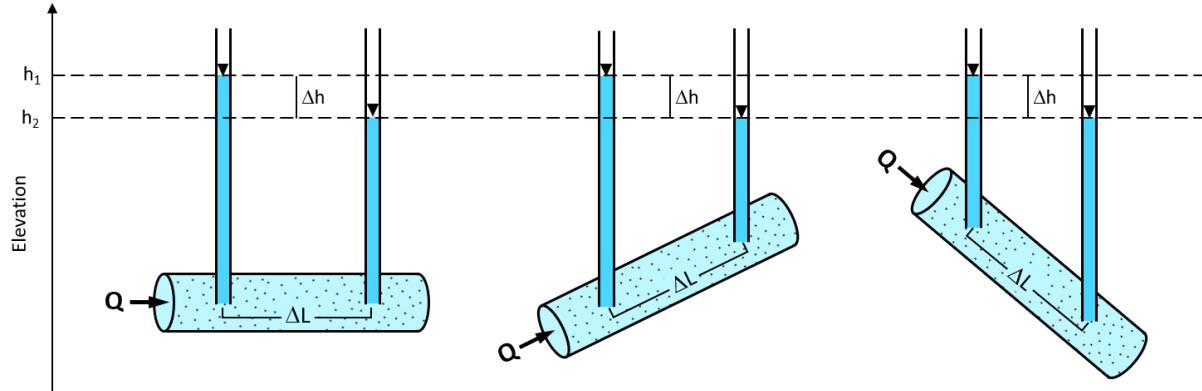


Abbildung 15.12: Hydraulische Höhe. Das Wasser strömt immer aus dem höheren zum niedrigeren Druckniveau

### 15.4.4 Darcysches Fließgesetz

Die Grundwasserströmung wird nur von der Schwerkraft und von den Fließwiderständen des Untergrundes beeinflusst. Wird nur die Schwere als Ursache der Wasserbewegung betrachtet, so stellt das Fließgesetz einen funktionellen Zusammenhang zwischen den Vektoren  $v_i$  und  $i_i$  dar; der einfachste lineare Zusammenhang ist durch die Beziehung

$$v_i = k_{ij} \cdot i_j \quad (15.13)$$

gegeben. Diese Beziehung wird als Darcysches Gesetz (Darcy, 1856) bezeichnet. Der Durchlässigkeitstensor  $k_{ij}$  charakterisiert die Durchlässigkeit eines anisotropen Bodens. Seine Hauptwerte sind  $k_1$ ,  $k_2$  und  $k_3$ . Nur wenn die Strömung in Richtung eines dieser Hauptwerte verläuft, sind der Geschwindigkeitsvektor und der Gradientenvektor parallel, d.h. nur dann stehen die Stromlinien und Potentiallinien normal aufeinander.

Für den ebenen Fall gilt

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix} \quad (15.14)$$

mit den Transformationsgleichungen

$$\begin{aligned} k_{xx} &= k_1 \cos^2 \alpha + k_2 \sin^2 \alpha \\ k_{yy} &= k_1 \sin^2 \alpha + k_2 \cos^2 \alpha \\ k_{xy} &= k_{yx} = (k_1 - k_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \end{aligned}$$

$k_1$  = größter Hauptwert der Durchlässigkeit

$k_2$  = kleinster Hauptwert der Durchlässigkeit

$\alpha$  = Winkel zwischen der  $x_1$ -Achse und der Richtung von  $k_1$

Die Durchlässigkeitsmatrix reduziert sich im Falle, dass  $k_1$  parallel zur  $x_1$ -Achse ist ( $\alpha = 0$ ) zu

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix} \quad (15.15)$$

und für einen isotropen Boden zu

$$[k] = \begin{bmatrix} k & 0 \\ 0 & k \end{bmatrix} \quad (15.16)$$

Die Durchlässigkeit-Anisotropie kann sedimentär (Grobschichtung, Feinschichtung) oder strukturell bedingt sein.

Wird bei einem isotropen Boden das Koordinatensystem so gedreht, dass nur eine Geschwindigkeitskoordinate nicht verschwindet, so können die Gleichungen 15.11 bzw. 15.13 vereinfacht wie Skalarengleichungen angeschrieben werden:

$$i = -\frac{d\varphi}{ds} \quad (15.17)$$

bzw.

$$v = k \cdot i \quad (15.18)$$

Für die Filtergeschwindigkeit  $v$  wird auch das Symbol  $v_f$ , für den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  wird auch das Symbol  $k_f$  verwendet. Das Differential  $ds$  ist positiv, wenn die  $s$ -Achse in Strömungsrichtung, negativ, wenn diese entgegengesetzt gerichtet ist. Der Proportionalitätsfaktor  $k$  [cm/s, m/s] wird als hydraulischer Durchlässigkeits- oder Leitfähigkeitsbeiwert bezeichnet.

Nach der Durchlässigkeit werden die Böden entsprechend Tabelle 23 bezeichnet. Richtwerte für die Durchlässigkeitsbeiwerte gibt Tabelle 24. Die geringe Durchlässigkeit der Tone, insbesondere der Bentonite, ist eine Folge der großen spezifischen Oberfläche dieser Böden bzw. der daran gebundenen nicht beweglichen Adsorptionswasserfilme.

Tabelle 23: Bezeichnung der Böden nach deren Durchlässigkeit [33]

$k$ [m/s]	Bezeichnung
$k > 10^{-2}$	sehr stark durchlässig
$10^{-2} \geq k > 10^{-4}$	stark durchlässig
$10^{-4} \geq k > 10^{-6}$	mittel durchlässig
$10^{-6} \geq k > 10^{-8}$	gering durchlässig
$10^{-8} \geq k > 10^{-9}$	sehr gering durchlässig
$10^{-9} \geq k$	undurchlässig, technisch dicht

Tabelle 24: Durchlässigkeitsbeiwerte

Durchlässigkeit $k_f$ [m/s]	durchlässig			schwer durchlässig					undurchlässig
Bodenart	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$
Kies									
sandiger Kies									
Grobsand									
Feinsand									
schluffiger Sand									
Schluff									
schluffiger Ton									
Ton									

### 15.4.5 Grundwasserströmung in feingeschichtetem Untergrund

Ein feingeschichteter Untergrund kann wie ein homogener Untergrund behandelt werden, indem man einen mittleren Durchlässigkeitsbeiwert

$$k_m = \frac{v_m}{i_m} \quad (15.19)$$

einführt. Dieser Wert wird jedoch auch von der Richtung der Strömung stark beeinflusst; er muss daher für eine schichtparallele und eine schichtnormale Strömung ermittelt werden, d.h. die Wirkung der Feinschichtung wird durch ein anisotropes Durchlässigkeitsverhalten simuliert.

Bei schichtparalleler Strömung durch den Untergrund sind die verschiedenen Schichten parallel verbundenen elektrischen Widerständen analog. Die gesamte Strömung beträgt

$$Q = \sum k_i i_i h_i = i \sum k_i h_i = k_{x,m} i h \quad (15.20)$$

und der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert

$$k_{x,m} = \frac{\sum k_i h_i}{h} \quad (15.21)$$

Bei schichtnormaler Strömung durch den Boden sind die verschiedenen Schichten serienvverbundenen elektrischen Widerständen analog. Die Differenz der hydraulischen Höhen in einer Schichte beträgt

$$-\Delta\varphi_i = i_i h_i = \frac{vh_i}{k_i} \quad (15.22)$$

somit die gesamte Differenz

$$-\sum \Delta\varphi_i = v \sum \frac{h_i}{k_i} = \frac{vh}{k_{z,m}} \quad (15.23)$$

und der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert

$$k_{z,m} = \frac{h}{\sum \frac{h_i}{k_i}} \quad (15.24)$$

Sind die Durchlässigkeiten sehr verschieden, so ergibt sich aus den Gleichungen 15.21 und 15.24, dass  $k_{x,m}$  von gleicher Größenordnung wie das größte  $k$ , und  $k_{z,m}$  von gleicher Größenordnung wie das kleinste  $k$  ist, in Übereinstimmung damit, dass die durchlässigste Schicht einen großen Teil der schichtparallelen Strömung führen wird, während die am wenigsten durchlässige Schicht eine wesentliche Behinderung für die schichtnormale Strömung darstellt. (Abbildung 15.13, Abbildung 15.14, Tabelle 25)

### Beispiel für das Schichtpaket in Abbildung 15.14

$$k_{x,m} = \frac{1}{2.5 \cdot h} (2 \cdot h \cdot 10^{-1} + 0.5 \cdot h \cdot 10^{-4}) = 8.0 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$k_{z,m} = \frac{2.5 \cdot h}{\left(\frac{2 \cdot h}{10^{-1}} + \frac{0.5 \cdot h}{10^{-4}}\right)} = 5.0 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$$

$$\frac{k_{x,m}}{k_{z,m}} = \frac{8.0 \cdot 10^{-2}}{5.0 \cdot 10^{-4}} = 160$$

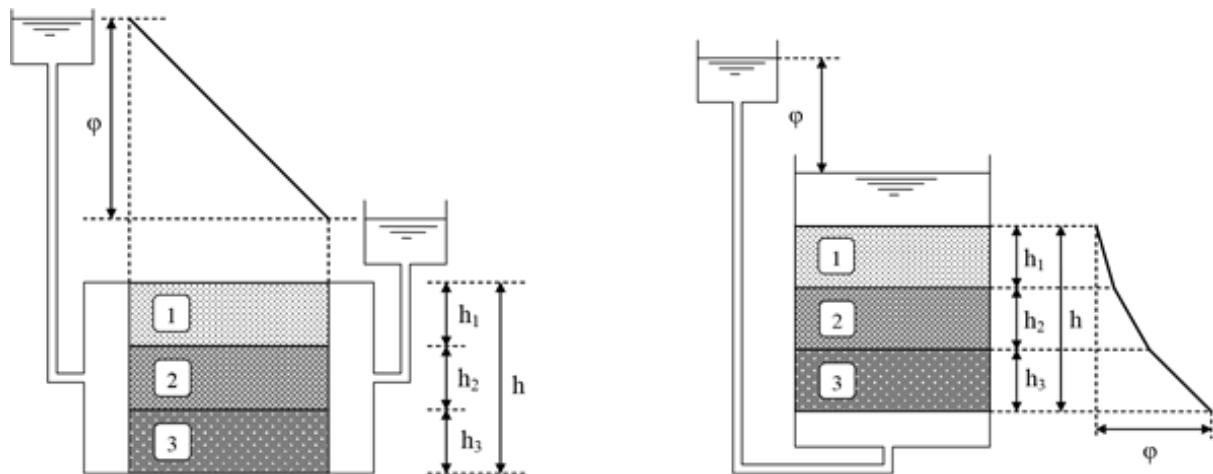


Abbildung 15.13: Mittlere Durchlässigkeit und Gradient in geschichteten Böden. Bodenschichten **1**, **2**, **3** (in sich homogen und isotrop) verschiedener Durchlässigkeiten  $k_1 > k_2 > k_3$ . Links: Strömung parallel zur Schichtung, mittlerer k-Wert  $k_{x,m}$ ; rechts: Strömung senkrecht zur Schichtung, mittlerer k-Wert  $k_{z,m}$

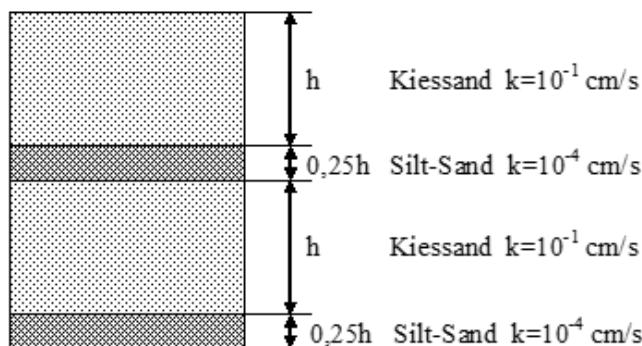


Abbildung 15.14: Anisotropie des horizontal geschichteten Bodens. Modell: Alluvion Kiessand mit Silt-Sand Schichten (Schichten in sich homogen und isotrop)

Tabelle 25: Beispiel für den unterschiedlichen Druckabbau in drei gleich dicken Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit, welche normal zur Schichtung durchströmt werden.

Verhältnis der Durchlässigkeit	$k_{z,m}$	$\Delta\varphi_1$	$\Delta\varphi_2$	$\Delta\varphi_3$
$k_1/k_2 = k_2/k_3 = 2$	$0.429 \cdot k_1$	$0.143 \cdot \varphi$	$0.286 \cdot \varphi$	$0.571 \cdot \varphi$
$k_1/k_2 = k_2/k_3 = 10$	$1.71 \cdot k_3$	$0.009 \cdot \varphi$	$0.090 \cdot \varphi$	$0.901 \cdot \varphi$
$k_1/k_2 = k_2/k_3 = 100$	$2.70 \cdot k_3$	$0.000 \cdot \varphi$	$0.010 \cdot \varphi$	$0.990 \cdot \varphi$

### 15.4.6 Abschätzung der Durchlässigkeit nichtbindiger Böden

Die Durchlässigkeit nichtbindiger Böden kann mit der Formel von Hazen (1893) für lockeren, enggestuften Sand abgeschätzt werden:

$$k = C \cdot d_{10}^2 \quad \text{mit } C = 20 \div 200 \text{ 1/(cm·s)} \quad (15.25)$$

Der Faktor  $C$  ist von der Lagerungsdichte und von der Ungleichförmigkeitszahl abhängig.

**Einfluss der Dichte des Bodens auf die Durchlässigkeit** Die Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit von der Dichte des Bodens kann näherungsweise durch die Beziehung von Terzaghi, 1925

$$k = C_T \cdot \frac{g}{\nu} \cdot \left( \frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 \cdot d_{10}^2 \quad (15.26)$$

ausgedrückt werden, wobei:

$C_T$   $6.1 \times 10^{-3}$  bis  $10.7 \times 10^{-3}$

$\nu$   $1.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  bei  $13^\circ\text{C}$  (kinematische Viskosität des Wassers)

$n$  Porosität

**Einfluss der strömenden Phase auf die Durchlässigkeit** Zwei Strömungsvorgänge sind dann einander physikalisch ähnlich, wenn ihre Reynoldschen Zahlen gleich sind. Daraus folgt

$$k = K \frac{\gamma}{\eta} \quad (15.27)$$

- $\gamma$  Wichte der strömenden Phase (Flüssigkeit oder Gas)
- $\eta$  [g/m·s] dynamische Viskosität der strömenden Phase
- $K$  [ $\text{m}^2$ ] spezifische Permeabilität oder kurz Permeabilität des porösen Mediums

Das Durchlässigkeitsverhalten eines porösen Mediums wird durch die phasenunabhängige spezifische Permeabilität beschrieben. Diese ist nur von den Eigenschaften des porösen Mediums abhängig, nicht aber von den Eigenschaften der durch das Medium strömenden Phase.

Für den gleichen Boden aber unterschiedliche strömende Phasen (z.B. Wasser und Öl) bzw. bei verschiedenen Temperaturen und bei kompressiblen Stoffen (Gas) bei verschiedenen Drücken ergeben sich unterschiedliche Werte für den Durchlässigkeitsbeiwert.

Die Öldurchlässigkeit ist z.B. maßgebend bei der Anlage unterirdischer Behälter und Pipelines für Mineralöle und bei der Versickerung von nach Unfällen aus Tankfahrzeugen ausfließenden Mineralölen. Die Luftdurchlässigkeit hat beim Bau von Stollen und Tunnels in Druckluftbauweise Bedeutung.

Das Verhältnis  $k_{\text{Benzin}}/k_{\text{Wasser}}$  liegt bei ca.  $8 \div 10$ , das Verhältnis  $k_{\text{Rohöl}}/k_{\text{Wasser}}$  bei ca.  $0.8 \div 1.0$ .

Die Beziehung zwischen den Wasserdurchlässigkeiten bei der Bezugstemperatur  $\theta = 10^\circ\text{C}$  und einer beliebigen anderen Temperatur  $\theta$  (z.B. Versuchstemperatur) folgt aus der nachfolgenden Gleichung mit ausreichender Genauigkeit zu.

$$k_{10} = k_\theta \cdot \alpha \approx k_\theta \frac{\eta_\theta}{\eta_{10}} \quad (15.28)$$

Die Durchlässigkeit hängt aber nicht nur von den mechanischen Eigenschaften (Dichte, Zähigkeit) der strömenden Phase, sondern in gewissem Maße auch von deren physikalisch-chemischen (z.B. Dielektrizitätskonstante) und chemischen (z.B. gelöste Salze) Eigenschaften ab. Auch kann es vorkommen, dass das poröse Medium durch die strömende Phase physikalisch (z.B. Suffusion) oder chemisch (z.B. Desorption, Mineralumwandlungen, Ausfällungen, Lösungerscheinungen) verändert wird.

### 15.4.7 Durchlässigkeitsfunktion

Die Durchlässigkeit nimmt mit fallendem Sättigungsgrad ab, weil einerseits die Luftporen die Querschnittsfläche für den Durchfluss verkleinern und andererseits die Flüssigkeit durch die Kapillar- und Adsorptionskräfte nicht frei beweglich ist. Die Abhängigkeit vom Sättigungsgrad wird in Tensorschreibweise ausgedrückt durch

$$k_{ij}(S_r \leq 1) = \kappa k_{ij}(S_r = 1) \quad (15.29)$$

Dabei ist  $k_{ij}(S_r \leq 1)$  der Durchlässigkeitsbeiwert für einen beliebig gesättigten Zustand,  $k_{ij}(S_r = 1)$  ist der Durchlässigkeitsbeiwert für den gesättigten Zustand und  $\kappa$  ist das vom Sättigungsgrad  $S_r$  abhängige Durchlässigkeitsverhältnis  $\kappa = \frac{k_{ij}(S_r \leq 1)}{k_{ij}(S_r = 1)}$ , wobei gilt  $0 \leq \kappa \leq 1$ , siehe Abbildung 15.15.

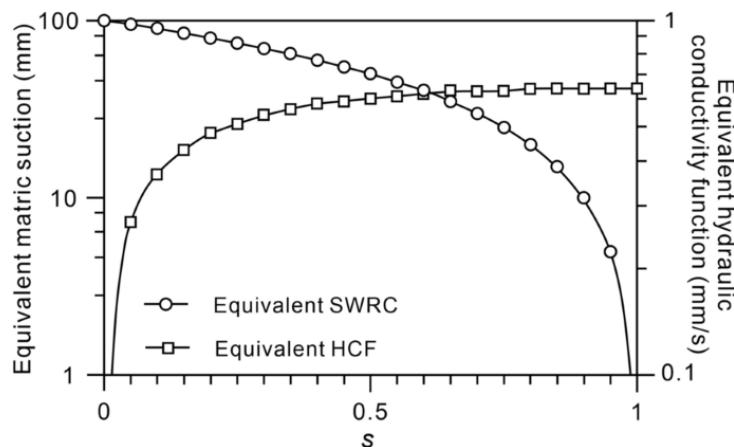


Abbildung 15.15: Saugspannung und Durchlässigkeit in Funktion des Sättigungsgrades

### 15.4.8 Geometrische Modelle

Bei der Simulation von Grundwasserströmungen können folgende geometrische Modelle angewendet werden:

- eindimensionales Modell
- zweidimensionales horizontales Modell
- zweidimensionales vertikales Modell
- axialsymmetrisches Modell
- dreidimensionales Modell

Bei horizontal ebenen Aufgaben ist der Porenwasserdruck nur eine Funktion der hydraulischen Höhe  $\varphi$  und unabhängig von der geodätischen Höhe  $z$ , d.h. für alle Punkte gilt  $h_w = \varphi$ . Diese Annahme ist brauchbar, wenn es sich näherungsweise um eine horizontale Strömung handelt. Der damit verbundene Fehler ist besonders gering, wenn – wie dies bei Aquiferen oft der Fall ist – die hydraulische Höhe mit der geodätischen Höhe unmittelbar zusammenhängt.

Nach der Zeitabhängigkeit wird unterschieden zwischen:

- stationären und
- instationären Grundwasserströmungen

### 15.4.9 Analytische Lösungen für krummlinige Grundwasserströmungen

Krummlinige Grundwasserströmungen in gesättigten Bereichen werden als Randwertaufgaben der Potentialtheorie behandelt. Die in ein Volumselement (Abbildung 15.16) eines wasser gesättigten Bereiches eintretende Wassermenge

$$q_{\text{EIN}} = v_x \cdot dy \cdot dz + v_y \cdot dx \cdot dz + v_z \cdot dx \cdot dy \quad (15.30)$$

muss bei Annahme einer inkompressiblen Flüssigkeit der austretenden Wassermenge

$$q_{\text{AUS}} = v_x \cdot dy \cdot dz + \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \right) + v_y \cdot dx \cdot dz + \left( \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy \cdot dx \cdot dz \right) + v_z \cdot dx \cdot dy + \left( \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot dz \cdot dx \cdot dy \right) \quad (15.31)$$

entsprechen. Die Differenz  $q_{\text{AUS}} - q_{\text{EIN}}$  führt zur Kontinuitätsbedingung

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (15.32)$$

Das Gradientenfeld  $G_i$  des Skalarfeldes (Potentialfeldes)  $\phi$  folgt aus  $G_i = \frac{\partial \phi}{\partial x_i}$ . Das Gradientenfeld  $G_{ij}$  des Vektorfeldes  $v$  folgt aus  $G_{ij} = \frac{\partial v_i}{\partial x_j}$ .  $G_{ii}$  ist die Divergenz des Vektorfeldes  $v$ . Ein Vektorfeld, in dem überall  $G_{ii} = 0$  ist, wird als quellenfreies Vektorfeld, die Gleichung  $G_{ii} = 0$  als Kontinuitätsbedingung bezeichnet. Mit dem Darcyschen Gesetz

$$v = k \cdot i = -k \frac{\partial \phi}{\partial x_i} \quad (15.33)$$

erhält man

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left( k_{ij} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} \right) = 0 \quad (15.34)$$

Für einen in Bezug auf die Durchlässigkeit isotropen Untergrund wird

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (15.35)$$

Dies ist eine räumliche Potentialgleichung (Laplacesche Differentialgleichung, harmonische Funktion) in kartesischen Koordinaten. Die Lösung einer Grundwasseraufgabe besteht in der Integration dieser Gleichung, d.h. im Aufsuchen jener Lösung dieser Gleichung, die den besonderen Randbedingungen der jeweiligen Aufgabe entspricht (Randwertaufgaben der Potentialtheorie). Das Potential  $\phi(x, y, z)$  ist eine im betrachteten Strömungsbereich gültige, stetige, differenzierbare Funktion, die Potentialfunktion (Skalarfeldfunktion). Die Potentialflächen sind durch die Bedingung  $\phi = \text{konst.}$  gegeben.

In einem in Bezug auf die Durchlässigkeit homogenen und isotropen Untergrund hat der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  als konstanter Faktor keinen Einfluss auf die Form des Strömungsbildes. Durch die Funktion  $\phi = \phi(x, y, z)$  ist das Strömungsbild eindeutig festgelegt. Die Form des Bereichsrandes kann vorgegeben sein (z.B. eine feste Begrenzung des Grundwasserträgers) oder sie ist nicht bekannt und muss erst aus den Randbedingungen bestimmt werden (z.B. eine freie Grundwasseroberfläche).

Bei den Randbedingungen sind die Arten aus den folgenden Absätzen zu unterscheiden.

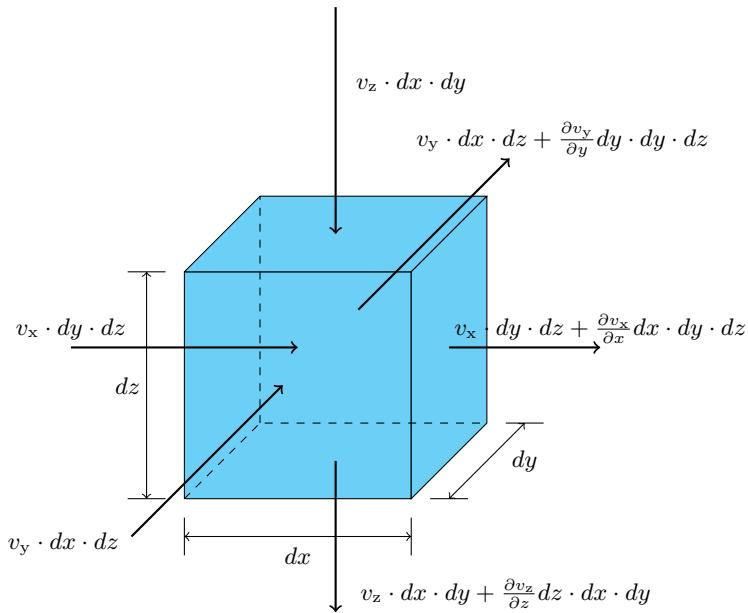


Abbildung 15.16: Durchströmung eines Bodenprismas

**Randstromlinie** Die Grenze des Gebietes gegen ein undurchlässiges Material bildet eine Stromlinie, weil die Filtergeschwindigkeit dort nur parallel zum festen Rand sein kann. Die Potentiallinien stehen also normal auf diese Grenzen und es gilt  $\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$ . Dabei ist  $n$  die Richtung der äußeren Normalen zum Rand.

**Randpotentiallinie (Dirichlet-Randbedingung)** Der Rand ist eine Potentiallinie, wenn das Gebiet an ruhendes oder nur langsam fließendes Wasser grenzt. In jedem Punkt eines solchen Randes ist die hydraulische Höhe  $\phi$  die gleiche. Die Stromlinien der zugehörigen Grundwasserströmung stehen daher normal auf solche Grenzen.

**Sickerlinie, freie Oberfläche** Die Sickerlinie bildet, wenn vom Kapillarbereich abgesehen wird, die Grenze des Strömungsbereiches gegenüber dem von Luft erfüllten Teil des Grundwasserträgers. Sie ist bei stationärer Bewegung immer eine Stromlinie, aber im Gegensatz zur festen Randstromlinie von vornherein nicht bekannt. Die Potentiallinien verlaufen normal zur freien Oberfläche. Da der Druck längs der freien Oberfläche Null ist, wird dort die hydraulische Höhe  $\phi = z$  und deshalb ist weiters  $\Delta\phi = \Delta z$ , d.h. die Potentiallinien mit dem Höhenunterschied  $\Delta\phi$  schneiden die Sickerlinie in Punkten vom lotrechten Abstand  $\Delta z = \Delta\phi$ .

Je nachdem, ob sich eine freie Oberfläche ausbildet oder nicht, wird unterschieden zwischen:

- Grundwasserströmungen bei ungespanntem Wasser (*unconfined flow*) und
- Grundwasserströmungen bei gespanntem Wasser (*confined flow*).

**Infiltrations- und Exfiltrationslinie** Diese Bereiche sind die Grenzen eines Strömungsbereiches gegen die Atmosphäre, wobei diese jedoch weder eine Stromlinie noch eine Potentiallinie darstellen. Das Grundwasser tritt frei ein oder aus. Infiltrationsbereiche liegen bei der Versickerung von Niederschlagswasser vor, Exfiltrationsbereiche bei Hangquellen und Brunnen. Bei Wassersättigung ist entlang von Exfiltrationsbereichen der Druck gleich Null; daher gilt hier wie bei Sickerlinien  $\phi = z$  und  $\Delta\phi = \Delta z$ .

Eine Grundwasseraufgabe wird als gelöst betrachtet, wenn für jeden Punkt des Strömungsbereiches die Größe und die Richtung der Filtergeschwindigkeit und der Porenwasserdruck bestimmbar

sind. Eine solche vollständige Lösung wird am anschaulichsten durch das Strömungsbild (Strom- und Potentialliniennetz) vermittelt.

Zur Lösung solcher Aufgaben gibt es folgende Verfahren:

- analytische Verfahren
- graphisches Verfahren
- Verfahren der Finiten Elemente
- elektrische Analogie
- Modellversuche

## 15.5 Feststofftransport

Die örtlichen Schleppkräfte am Einzelkorn versuchen, dieses in Richtung der Sickerströmung fortzuspülen. Für ein solches Fortspülen sind folgende Faktoren maßgebend:

- **Bodenart:** Enggestufte grobkörnige Böden unterliegen bei Erosionsvorgängen in der Gesamtheit der Ausspülung. Bei Zweikomponentenmischungen kommen unterschiedliche Strukturfälle vor, die klar gegeneinander abzugrenzen sind. Bei einer Feinmatrix mit eingelagerten Grobanteilen ist der Feinanteil alleine maßgebend. Grobskelette mit teilweise durch Feinmaterial verfülltem Porenvolumen sind stark suffosiv, weil die Durchlässigkeit sehr groß und der Feinanteil frei beweglich ist. Die Erosionsanfälligkeit bindiger Böden wird als Dispersivität bezeichnet („dispersive Böden“). Zu ihrer Bestimmung dient u.a. der Pinhole-Versuch.
- **Bodenzustand:** Insbesondere bei bindigen Böden wird die Erosionsanfälligkeit stark vom Bodenzustand (Zustandsform) beeinflusst.
- **Wirksame Spannungen:** Hydraulischer Gradient bzw. Strömungsgeschwindigkeit.
- **Richtung der Strömung:** Richtung der Kontaktfläche bzw. Oberfläche.

### 15.5.1 Suffusion

Das Wort Suffusion (auch Suffossion geschrieben) ist der lateinischen Sprache entnommen (*suffodere*) und bedeutet: untergraben, unterwühlen, untermisern. Unter Suffusion versteht man den Transport von feineren Teilchen (der Skelettfüllung) in den Poren des Bodens durch die Grundwasserströmung, ohne dass dabei das tragende Bodenskelett verändert (zerstört) wird. Suffusion tritt vor allem bei intermittierend gestuften nichtbindigen Böden auf. Eine Suffusion kann aus der Trübung bzw. aus dem Schwebstoffgehalt des anfallenden Sickerwassers beurteilt werden; insbesondere ist dabei auf Änderungen dieser Werte zu achten.

In Bezug auf die Lage der Suffusionserscheinungen zum Erdkörper unterscheidet man die Oberflächensuffusion, die äußere Suffusion, die innere Suffusion und die Kontaktuffusion.

Die Oberflächensuffusion vollzieht sich an der freien Oberfläche eines Erdkörpers infolge der Schleppkraft eines parallel zur Böschungsoberfläche fließenden Wassers. Innere Suffusion ist die Suffusion im Inneren eines Erdkörpers. Sie dauert nur verhältnismäßig kurze Zeit und der Transportweg der bewegten Teilchen ist begrenzt, wenn sie nicht durch Erosion bzw. äußere Erosion bzw. äußere Suffusion oder Kontaktuffusion eingeleitet oder fortgesetzt wird. Kontaktuffusion ist die Suffusion an der Kontaktfläche zweier unterschiedlich zusammengesetzter Böden.

Dabei finden die bewegten Teilchen des feineren Bodens in den Poren des gröberen Bodens Platz. In diesem „neuen“ Boden kann wiederum innere Suffusion stattfinden. Die Teilchen können sich aber auch im gröberen Boden festsetzen, d.h. es kommt zur Kolmation. Die äußere Suffusion findet unabhängig von der Richtung der Sickerströmung an der freien Oberfläche statt.

Die Suffusion ist oft der Beginn einer Erosion.

### 15.5.2 Kolmation

Kolmation bedeutet die Ablagerung feinen Materials aus dem Sickerwasser an der Oberfläche oder in den Poren bzw. Hohlräumen eines porösen Körpers. Die Kolmation stellt den umgekehrten Vorgang der Suffusion dar und verringert die Durchlässigkeit. Kolmation tritt z.B. an natürlichen Gewässersohlen auf. Man kann diese Erscheinung auch gezielt zu Abdichtungszwecken nutzen.

### 15.5.3 Erosion

Unter Erosion versteht man die Umlagerung und den Transport fast aller Teilchen eines Bodens, so dass es zur progressiven Zerstörung der Bodenstruktur kommt. Dabei unterscheidet man - entsprechend der Unterteilung der Suffusion - die Oberflächenerosion, die äußere Erosion, die innere Erosion, die Fugenerosion und die Kontakterosion.

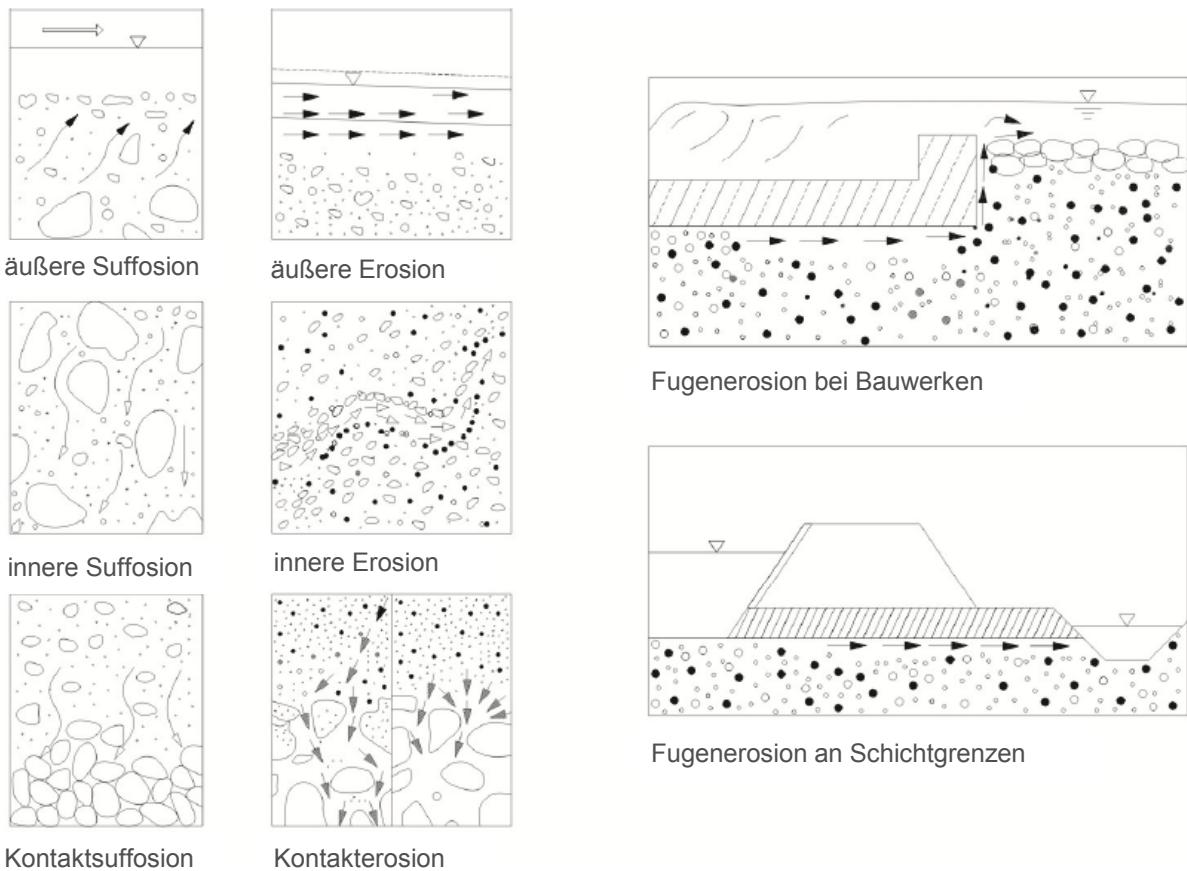


Abbildung 15.17: Erosion [45]

### 15.5.4 Oberflächenerosion

Die Oberflächenerosion vollzieht sich an der freien Oberfläche eines Erdkörpers infolge der Schleppkraft des parallel zur Bodenoberfläche fließenden Wassers. Dazu gehört auch der Geschiebe- und Schwebstofftransport in Wasserläufen und die Ausbildung von Erosionsrinnen an Böschungen. Eine besondere Form der Oberflächenerosion ist die Kolkbildung in Wasserläufen.

### 15.5.5 Äußere Erosion

Die äußere Erosion vollzieht sich wie die Oberflächenerosion an der freien Oberfläche eines Erdkörpers, jedoch infolge einer aus dem Erdkörper austretenden Sickerströmung. Äußere Ero-

sion durch Sickerwasseraustritt an einer freien Oberfläche kann beispielsweise an der Sohle eines Gewässers oder bei Hangquellen auftreten.

### 15.5.6 Innere Erosion

Ein hydraulischer Grundbruch infolge innerer Erosion tritt ein, wenn - ausgehend von einer freien Unterwasser- oder Baugrubensohle, einer Aufschlussbohrung oder dgl. - eine durch Bodenausspülung entstandene Röhre die Sohle eines freien oder praktisch freien Oberwassers erreicht. Dann kann sich die Röhre - je nach Beschaffenheit des Untergrundes - durch die Erosionswirkung des durchfließenden freien Wassers in kürzester Zeit katastrophal ausweiten. Wegen seiner Entwicklungsrichtung, die der Strömungsrichtung entgegengesetzt ist, bezeichnet man die innere Erosion auch als rückschreitende Erosion oder als Röhrenbildung (*piping*).

Ursachen der inneren Erosion können sein:

- praktisch immer vorhandene Inhomogenität im Untergrund, welche die Grundwasserströmung an bestimmten Stellen zu Wasseradern sammeln, die als Quellen austreten,
- eine locker gelagerte, gegenüber der Umgebung viel durchlässigere Schichte im Untergrund mit vorhandenen Austrittsmöglichkeiten an der Geländeoberfläche und
- bereits vorhandene röhrenförmige Hohlräume infolge von Gängen pflanzlichen und tierischen Ursprungs.

An den Wasseraustrittsstellen kann nach einer anfänglichen äußeren Erosion allmählich eine innere Erosion beginnen, wobei die Sickerwassermengen immer größer werden und es schließlich zu einem hydraulischen Grundbruch kommen kann. Ein solcher Vorgang kann exakt nicht vorausgesagt werden, da dieser von örtlichen, vorher nicht bekannten Umständen abhängt; eine darauf zurückzuführende Zerstörung eines Bauwerkes geht gewöhnlich schnell vor sich.

Das Entstehen eines hydraulischen Grundbruchs infolge innerer Erosion ist in Abbildung 15.18 dargestellt. Durch eine vorhandene Störung im Untergrund kann örtlich der Boden ausgespült werden, d.h. es kann örtlich eine Bodenverflüssigung infolge von Porenwasserdrücken eintreten. Hierdurch entsteht aber auch eine Stelle mit größerer Durchlässigkeit, die sowohl in Richtung der dort endenden Stromlinie, als auch quer dazu vermehrten Grundwasserstrom erhält. Dadurch wird die örtliche Erosion zusätzlich verstärkt. So beginnt ein röhrenartiger Hohlräum sich primär in Richtung der örtlich endenden Stromlinie nach der Oberwasserseite hin zu verlängern und in Querrichtung auszuweiten. Abbildung 15.18b zeigt das Bruchstadium.

Ist kein freies Oberwasser vorhanden, kann eine Röhrenbildung von der Unterwasserseite her ebenfalls beginnen. Es kommt dann aber meistens zu keinem Bruch, weil sich der erodierte Schlauch im Untergrund totläuft, bzw. weil keine für das Eintreten eines Erosionsbruches ausreichenden Wassermengen zur Verfügung stehen, wenn nicht zufällig eine außerordentlich stark wasserführende Schicht erreicht wird. Auch in stark bindigem Boden liegt in der Regel keine Gefahr einer inneren Erosion vor.

Wegen der erwähnten, praktisch immer vorhandenen Inhomogenität des Untergrundes beginnt jeder hydraulische Grundbruch, gleichgültig, ob es sich um einen Scher-, Verflüssigungs- oder Erosionsbruch handelt, immer an einzelnen Stellen des durchströmten Bereiches als Erosionsbruch.



Abbildung 15.18: Modellversuch vor Umströmung (a) und nach Absenkung während des hydraulischen Grundbruchs (b) [3]

### 15.5.7 Fugenerosion

Die Fugenerosion tritt an der Grenzfläche zwischen starren Konstruktionen und Boden auf (z.B. entlang der Wände von Durchlässen und Rohrleitungen in Staudämmen oder entlang der Wände von starren Zylindern bei Durchlässigkeitsversuchen).

### 15.5.8 Kontakterosion

Die Kontakterosion tritt an der Kontaktfläche zweier unterschiedlich zusammengesetzter Böden auf. Die Teilchen des feineren Bodens werden in den Poren des größeren abgelagert. Die Kontakterosion ist in einer großen Vielfalt von Fällen denkbar: Schichtwechsel in Sedimenten, Grenzflächen in Dammbauwerken, Mantelflächen von Brunnenfiltern und v.a.m.

Die Kontakterosion bewirkt die fast vollständige Zerstörung des feineren Bodens. Diese Zerstörung vollzieht sich meistens in Form einer örtlichen, rückschreitenden inneren Erosion im feineren Boden (röhrenförmige Hohlraumbildung). Sie kann schließlich zu einem Erosionsbruch des gesamten Erdkörpers führen. Falls eine flächenhafte Kontakterosion vorliegt, wird der feinere Boden allmählich dezimiert. Mit diesem Vorgang geht eine Setzung des Erdkörpers einher.

Auch der gröbere Boden wird durch die Kontakterosion in seiner Struktur verändert. Bei diesem Vorgang kann eine Kolmation stattfinden, wobei die Korngrößenverteilung und unter Umständen auch die Scherparameter beeinflusst werden. Damit verbunden sind in diesem Bereich eine Verringerung des Porenanteils und der Durchlässigkeit, sowie eine Erhöhung der Dichte, der Ungleichkörnigkeit und des hydraulischen Gradienten.

## 15.6 Filter

Als Filter bezeichnet man natürliche und künstliche Materialien, die an den Kontaktflächen zwischen zwei Bodenschichten oder an freien Oberflächen das Ausspülen von Bodenteilchen bei Durchströmung verhindern. Im Gegensatz zu den Dränagen werden die Filter in der Querrichtung durchströmt.

Dränagen (Linien-, Flächendränagen) und Filter müssen zwei einander widerstrebende Forderungen erfüllen:

- Die Poren und Öffnungen, die im Kontakt mit dem Boden sind, müssen klein genug sein, damit keine Erosion stattfindet, andererseits aber
- müssen sie groß genug sein, um eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit zu gewährleisten.

Als Filterstoffe können verwendet werden:

- Kornfilter (nichtbindige Böden insbesondere Kies-Sande, Schlacke u.a.)

- Geotextil-Filter
- feste Filter (z.B. Filtersteine)

Die Bemessungskriterien für Filter sind bekannt unter den Bezeichnungen Filterkriterien oder Filterregeln. Die meist auf experimentellem Wege, teils auch auf der Grundlage theoretischer Betrachtungen ermittelten Filterkriterien bestimmen die geometrische Filterstabilität zweier aneinandergrenzender Böden (Boden- bzw. Filtermaterial), d.h. die Siebwirkung des Filters. Liegt geometrische Filterstabilität vor, so ist diese unabhängig von den hydraulischen Verhältnissen gegeben. Liegt Filterstabilität nicht vor, so können Erosionen auftreten, wenn die auftretenden Strömungskräfte dazu ausreichen (hydraulische Filterkriterien).

### 15.6.1 Kornfilter

Bei den Kornfiltern werden die Mischfilter und die Stufenfilter unterschieden.

Die erforderliche Dicke eines Kornfilters ist abhängig

- von den baubetrieblichen und konstruktiven Erfordernissen,
- von der Kornverteilung des Filters und
- von der geforderten hydraulischen Leistungsfähigkeit des Filters als Entwässerungsschicht.

Die hydraulische Leistungsfähigkeit kann auch durch in den Filter zusätzlich eingelegte Entwässerungsrohre erhöht werden. Abbildung 15.19 zeigt die Anordnung eines Stufenfilters als Kolkschutz im Anschluss an das Tosbecken eines Flusskraftwerkes.

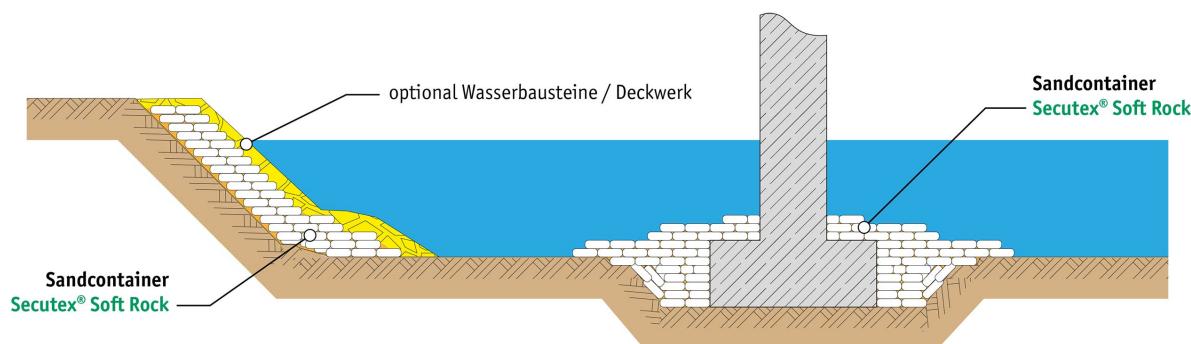


Abbildung 15.19: Anordnung eines Stufenfilters als Kolkschutz [43]

### 15.6.2 Geometrische Filterkriterien

Vereinfachend werden meist nur die Kornverteilungen von Boden und Filter als maßgebende Einflussfaktoren herangezogen.

### 15.6.3 Filterregeln von Terzaghi

Da die Größe der Filterporen besonders durch die kleineren Körner bestimmt wird, und da es genügt, dass der Filter die größeren Bodenkörper zurückhält (Abbildung 15.20), beruht die Erosionsregel auf den Korngrößen  $d_{85}$  (Boden) und  $D_{15}$  (Filter):

$$D_{15} < 4d_{85} \quad (15.36)$$

Diese Filterregel gilt für Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl  $C_U < 2,4$  (diese Einschränkung wird bei der Anwendung dieser Filterregeln oft nicht beachtet.) Ungleichung 15.36 beinhaltet bereits eine Sicherheit, da das Grenzverhältnis für Kontakterosion experimentell zu  $D_{15}/d_{85} = 8 \div 9$  bestimmt wurde.

Die Durchlässigkeitsregel bedingt, dass die Durchlässigkeit des Filters wesentlich, d.h. 10- bis 100-fach, über der des Bodens liegt. Dies ist der Fall, wenn

$$D_{15} > 4d_{15} \quad (15.37)$$

Ist der Boden sehr ungleichkörnig, dann können die feinen Bodenkörper in die Poren des Filters hineinwandern. Daher wird manchmal die Suffusionsregel

$$D_{15} < 25d_{15} \quad (15.38)$$

verwendet. Es ist nicht immer notwendig, die Erfüllung dieser Regel zu fordern. Bei Brunnen ist es z.B. nur nützlich, wenn die feinen Körner ausgewaschen werden, weil dadurch der wirksame Durchmesser des Brunnens vergrößert wird. Die Kornverteilungskurven von Filter und Boden sollen ziemlich parallel verlaufen, die Ungleichförmigkeitszahl des Filters soll jedoch eher klein sein. Enthält der Boden Grobkörnung  $> 25$  mm, so werden die Filterkriterien nur auf die Körnung  $< 25$  mm angewendet. Bei bindigen Böden können die Filterkriterien etwas weniger streng gehandhabt werden. Die Korngröße  $D_{15}$  braucht dabei nicht kleiner als 0,1 mm sein.

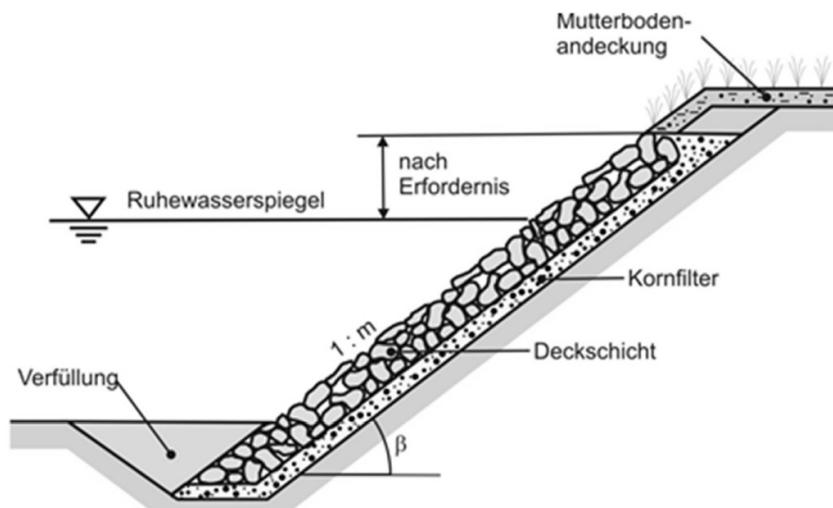


Abbildung 15.20: Zurückhaltung grober Bodenkörper [37]

#### 15.6.4 Filterregel von Cistin/Ziems

In Abhängigkeit von den Ungleichförmigkeitszahlen  $U_d$  des Bodens und  $U_D$  des Filters kann damit das zulässige Abstandsverhältnis

$$A_{50} \leq \text{zul } A_{50} \quad \left( A_{50} = \frac{D_{50}}{d_{50}} \right) \quad (15.39)$$

mit Abbildung 15.21 ermittelt werden. Dieses Kriterium hat sich für stetig weitgestufte Böden bewährt. Es beinhaltet einen Sicherheitsfaktor von 1,5, indem die kritischen Abstandsverhältnisse um 1,5 größer als  $\text{zul } A_{50}$  sind.

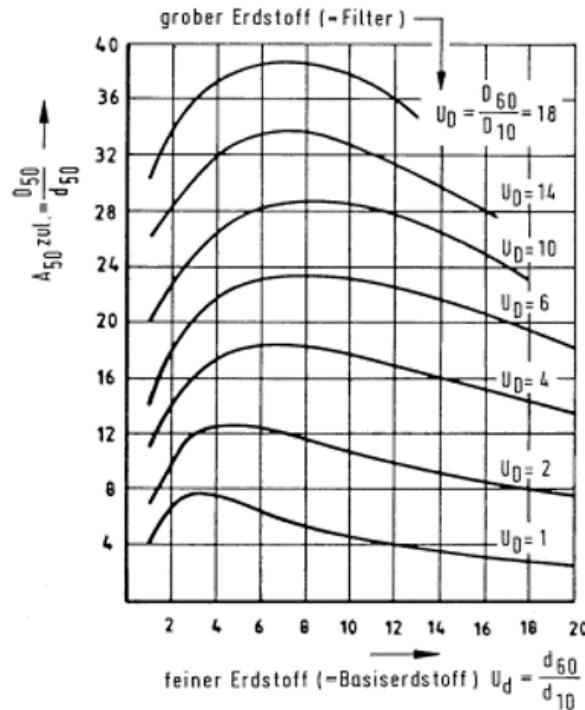


Abbildung 15.21: Ermittlung des Abstandsverhältnisses

### 15.6.5 Filterregel von Sichardt

Diese Filterregel bezieht sich auf enggestufte grobkörnige Böden; sie kann daher zur Beurteilung von Stufenfiltern verwendet werden. Die Filterwirkung ist dann erreicht, wenn die mittlere Porengröße der Filterschicht kleiner ist als die mittlere Korngröße des Bodens. Diese Bedingung ist dann erfüllt, wenn das Verhältnis der mittleren Korngrößen von Filter und Boden - in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte - zwischen 2,4 und 6,4 liegt. Als praktisches Kriterium wird der dazwischen liegende Wert 4,5 verwendet:

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 4,5 \quad (15.40)$$

### 15.6.6 Filterregeln für Stöße, Löcher und Schlitze in Dränrohren

Bei eingebetteten Rohren dürfen die Enden nicht offen bleiben. Als Filterregeln gelten für Schlitze

$$\frac{d_{85}}{\text{Schlitzbreite}} > 1,2 \quad (15.41)$$

und für kreisförmige Löcher

$$\frac{d_{85}}{\text{Lochdurchmesser}} > 1,0 \quad (15.42)$$

Bei offen verlegten Rohren gilt (Spaltbreite  $d_R$ )

$$d_{85} > s d_R \quad (15.43)$$

Bei Tonrohren wird eine Spaltbreite von  $d_R = 10$  mm angenommen. Als Dränrohre verwendete Betonrohre großen Durchmessers (z.B. 800 mm) können mit einem Spalt ( $1.W. \approx 10$  mm) verlegt werden, wenn dieser Spalt mit einem als Filter wirkenden Geotextil, Geogitter o.ä. umhüllt und das Rohr sodann mit Dränkies (z.B. 16/32 mm) ummantelt wird.

## 16 Gründungen (Fundamente)

Das Tragwerk eines Bauwerkes besteht aus dem Überbau und der Gründung (Abbildung 16.1). Der Überbau umfasst alle tragenden Bauteile oberhalb der Oberkante der Gründung. Die Gründung (der Fundamentkörper) überträgt die Lasten des Bauwerkes in den Untergrund.

Die Gründungsart und die Gründungsform ergeben sich aus den Untergrundverhältnissen, den Lasten und aus konstruktiven Erfordernissen. Da die zulässige Belastung des Untergrundes, Fels ausgenommen, wesentlich geringer ist als diejenige der Baustoffe des Überbaues (Mauerwerk, Beton usw.), muss die Last durch die Gründung meist auf einer größeren Fläche abgesetzt werden (Abbildung 16.2b und 16.2c).

Keine besonderen Gründungen sind erforderlich, wenn die Lasten vom Querschnitt des Überbaues in den Untergrund übertragen werden können, wie dies z.B. bei Staumauern der Fall ist (Abbildung 16.2a).

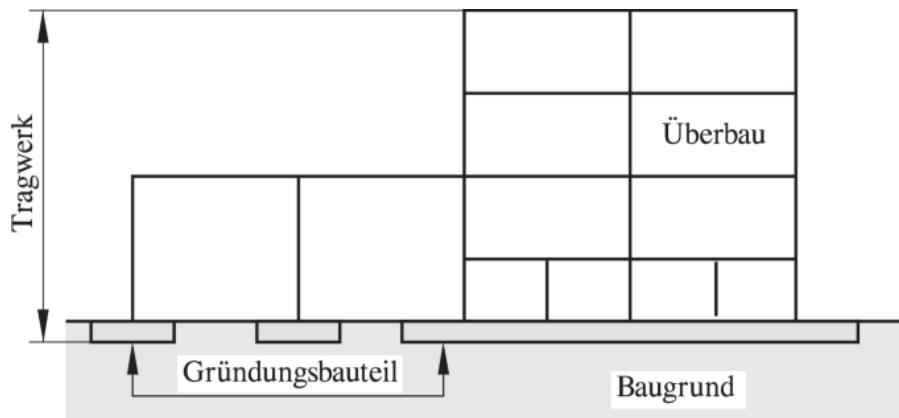


Abbildung 16.1: Erläuterung der Definition Tragwerk Überbau und Gründung [47]

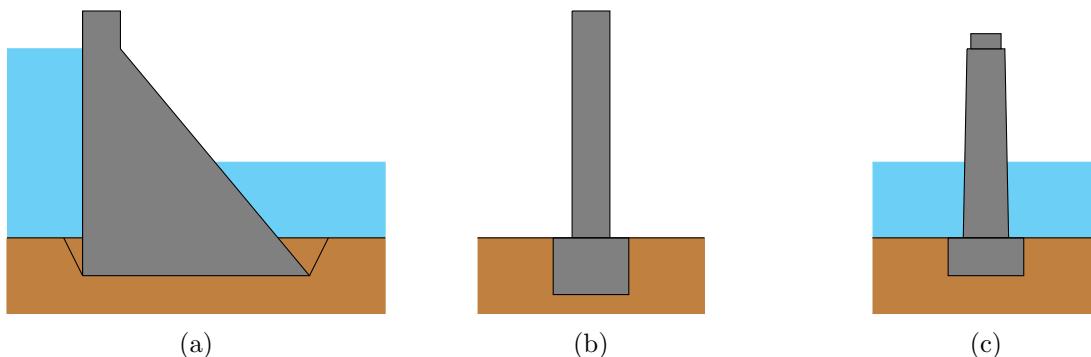


Abbildung 16.2: Gründungsausprägungen in Abhängigkeit von Überbau: (a) Dämme; (b) Verbreiterte Gründung einer Wand; (c) Verbreiterte Gründung eines Brückenpfeilers

### 16.1 Einteilung der Gründungen nach der Einbindetiefe

#### 16.1.1 Flachgründungen (*shallow foundations*)

Diese Gründungen übertragen die Bauwerkslasten in der Nähe der Geländeoberfläche oder in der Nähe der Kellersohle direkt in den Untergrund. Der Gründungskörper wird als "Fundament" (Flachfundament, gekennzeichnet durch geringe Einbindetiefe des Fundamentes) bezeichnet, an dessen Unterfläche eine flächenhaft verteilte Bodenreaktion, die Sohlnormalspannung genannt wird, entsteht, und ferner eine Sohlschubspannung.

Zu den Flachgründungen gehören u.a. die Einzel-, Streifen-, Streifenrost-, Platten- und Membrangründungen. Flachgründungen können z.B. angewendet werden, wenn ein tragfähiger Untergrund in mäßiger Tiefe - also etwa unter der Kellersohle - ansteht.

Die Minimalabmessungen der Gründungskörper von Flachgründungen, d.h. der Fundamente, ergeben sich nach den Kriterien der Standsicherheit, d.h. im Allgemeinen aus dem Gleit- und Grundbruchnachweis. Bei besonderen Randbedingungen ist auch die Sicherheit gegen Geländebruch nachzuweisen. Die so ermittelten Abmessungen sind gegebenenfalls zu vergrößern, wenn die unter Ansatz der Bauwerkslasten berechneten Deformationen (Setzungen, Setzungsunterschiede) der Gründung größer sind als "zulässige" Deformationen.

### 16.1.2 Tiefgründungen (*deep foundations*)

Bei diesen Gründungen werden die Bauwerkslasten durch einen besonderen Konstruktionsteil erst weiter unter dem Bauwerk auf tieferliegende Schichten des Untergrundes übertragen. Zu den Tiefgründungen gehören die Pfahl-, Pfeiler-, Schlitzwand-, Brunnen-, Senkbrunnen- und Senkkastengründungen. Tiefgründungen können z.B. angewendet werden, wenn ein tragfähiger Untergrund nicht in mäßiger Tiefe ansteht und wenn sehr große Lasten abzutragen sind.

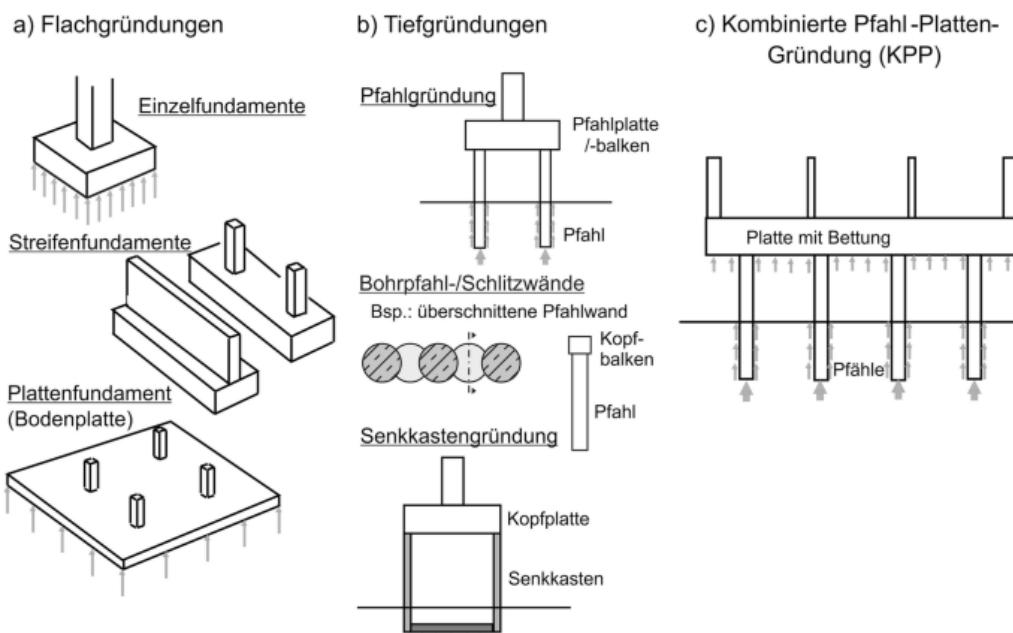


Abbildung 16.3: Flach- und Tiefgründungen [40]

### 16.1.3 Kritische Gründungstiefe

Eine theoretische Unterscheidung zwischen Flach- und Tiefgründung kann durch die kritische Gründungstiefe  $D_{cr}$  erfolgen. Bei einer Tiefgründung ist die Gründungstiefe  $D$  größer als  $D_{cr}$ , bei einer Flachgründung ist dies nicht der Fall. Bei  $D < D_{cr}$  zeigt die Geländeoberfläche in der Umgebung der Gründung bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit Hebungen, die umso ausgeprägter sind, je kleiner die Gründungstiefe ist.

Bei  $D > D_{cr}$  treten die mit dem Grenzzustand der Tragfähigkeit verbundenen Verformungen an der Geländeoberfläche nicht mehr in Erscheinung. Bei homogenen Untergrundverhältnissen wird damit ab der Tiefe  $D_{cr}$  der Grenzwert des Sohldruckes nicht mehr von der Gründungstiefe beeinflusst, er bleibt mit zunehmender Tiefe konstant. In grober Näherung kann  $D_{cr} \approx (3,0 \div 5,0)B'$  angenommen werden.

## 16.2 Einteilung der Gründungen nach der Lastabtragung

Die in den Kontaktflächen zwischen Gründungskörper und Untergrund wirkenden Spannungen werden in den Sohlflächen der Gründungskörper als Sohldruck, an den Seitenflächen der Gründungskörper als Erddruck, bei Tiefgründungen auch als Seitendruck oder Bettungsspannungen (= normale Kraftkomponente) bzw. als Mantelreibung (= tangentiale Kraftkomponente) bezeichnet.

### 16.2.1 Flächengründungen (*strip foundations, mat foundations*)

Dies sind Gründungskonstruktionen, bei denen die Lasten ausschließlich oder überwiegend über eine horizontale oder wenig geneigte Sohlfläche (also flächig) in den Untergrund eingeleitet werden. Dies verursacht flächenhaft verteilte überwiegend vertikale (Sohlnormalspannungen) aber auch horizontale Bodenreaktionen (Sohlschubspannungen). Die resultierenden Lasten können in der Sohlfläche ausmittig und/oder geneigt angreifen. Die Ausmittigkeit kann auch durch eine mittige Last und ein Moment ausgedrückt werden.

Eine Flächengründung kann am Bauwerk als Flach- oder Tiefgründung in Erscheinung treten.

Insbesondere bei Tiefgründungen werden die Lasten nur teilweise über die Sohlfläche, teilweise auch über die Seitenflächen des Gründungskörpers in den Untergrund eingeleitet.

### 16.2.2 Pfahlgründungen (*pile foundations*)

Dies ist eine Tiefgründung, bei der die Sohlfläche wegen der verhältnismäßig kleinen Abmessungen nur mittige Normalkräfte übertragen kann.



## 17 Verfahren der Setzungsberechnung nach [24]

### 17.1 Rechenwert $E^*$ des Moduls

Für die Berechnung von Setzungen und Hebungen wird ein Rechenwert  $E^*$  des Moduls benötigt. Je nach Berechnungsverfahren ist der zugehörige Modul  $E^*$  anzusetzen. Aus Versuchen und Beobachtungen werden verschiedene Moduln ermittelt. Diese stellen die Grundlage für die Wahl des in die Berechnung einzuführenden Rechenwertes  $E^*$  dar.

Die Ermittlung der Moduln hat nach den im Folgenden beschriebenen Möglichkeiten zu erfolgen. Eine alleinige Bestimmung aus Angaben der Fachliteratur ist unzulässig.

### 17.2 Ermittlung aus Setzungsbeobachtungen

Die für die Durchführung von Setzungsberechnungen erforderlichen Moduln können durch die Rückrechnung von Setzungsbeobachtungen [4] gewonnen werden. Untergrundverhältnisse und Bauwerke müssen dafür vergleichbar sein. Die Vergleichbarkeit der Untergrundverhältnisse ist durch entsprechende Feld- und Laborversuche zu verifizieren. Für die Rückrechnung der Moduln und für die Setzungsberechnung sind dieselben mechanischen Modelle zu verwenden. Auf der Grundlage dieser Moduln sind Rechenwerte  $E^*$  der Moduln durch den Geotechnischen Sachverständigen nachvollziehbar festzulegen.

### 17.3 Ermittlung aus bodenphysikalischen Laborversuchen

Im Labor können Moduln aus Kompressionsversuchen sowie auch aus Triaxialversuchen und einaxialen Druckversuchen bestimmt werden. Die unterschiedlichen Randbedingungen der Versuche sind dabei zu beachten. Die Moduln sind bei den der Fragestellung entsprechenden Spannungen zu bestimmen (Eigengewichtsspannung des Bodens in der entsprechenden Tiefe, Spannungsänderung infolge der Baumaßnahme bzw. einer Wasserspiegeländerung).

Berechnungen mit Steifemoduln aus dem Erstbelastungsast von Kompressionsversuchen ergeben vor allem bei überkonsolidierten Böden erfahrungsgemäß zu große Setzungen. Steifemoduln aus einer Ent- und Wiederbelastungsschleife ergeben zuverlässigere Werte. Dies ist vom Geotechnischen Sachverständigen bei der Festlegung des Rechenwertes  $E^*$  entsprechend zu berücksichtigen.

Für die Setzungsberechnungen ist der Steifemodul bei der setzungswirksamen Spannung zu ermitteln.

**ANMERKUNG:** Bei grobkörnigen und kohäsionslosen Böden können keine ungestörten Proben (Gütekasse 1) gewonnen werden, sodass Rechenmoduln nur über empirische Zusammenhänge aus Feldversuchen gewonnen werden können. Bei feinkörnigen Böden hängt die Aussagekraft der im Labor ermittelten Moduln von der Güte der Proben und ihrem Zustand (Transport, Lagerung) ab.

Zum Ausgleich der Einflüsse unvermeidlicher Störungen und Entspannungen bei der Probennahme und bei der Versuchsdurchführung dürfen die aus den Kompressionsversuchen erhaltenen Moduln  $E_{oed}$  mit den in Tabelle 26 angegebenen Korrekturfaktoren  $k_L$  multipliziert werden, sofern nicht genauere Erfahrungswerte vorliegen. Bei der Wahl des Korrekturfaktors  $k_L$  ist zu berücksichtigen, ob es sich um ein Modul aus der Erst-, Ent- oder Wiederbelastung handelt.

Tabelle 26: Korrekturfaktoren

Bodenart	Korrekturfaktor
Sand und Schluff	1,0 bis 1,5
Normal konsolidierter und gering überkonsolidierter Ton	1,0
Stark überkonsolidierter Ton	2,0

### 17.3.1 Ermittlung aus Feldversuchen

Der Rechenwert  $E^*$  des Moduls darf aus den Ergebnissen von Feldversuchen abgeleitet werden, z. B. aus Sondierungen (Rammsondierungen, Seitendrucksondierungen), wenn die Beziehungen zwischen diesen Moduln und den Versuchsergebnissen durch empirische Korrelationen ausreichend gesichert sind. Geeignete Korrelationen können der Literatur entnommen werden [7].

Lastplattenversuche nach [17] sind nur in Ausnahmefällen für die Bestimmung des Rechenwertes  $E^*$  geeignet (z. B. bei lagenweise verdichteten Schüttungen).

### 17.3.2 Ermittlung aus Belastungsversuchen

Der Rechenwert des Moduls kann aus den Ergebnissen von großmaßstäblichen Belastungsversuchen abgeleitet werden. Vornehmlich eignen sich solche Versuche für Böden, aus denen keine ungestörten Bodenproben gewonnen werden können. Bei Böden, in denen es bei Belastung zu Konsolidationsvorgängen kommen kann, ist diese Methode nur dann geeignet, wenn die Konsolidation abgewartet werden kann. Für die Durchführung und Auswertung wird auf [7] verwiesen.

### 17.3.3 Bestimmung aufgrund örtlicher Erfahrung

Örtliche Erfahrungen an ausgeführten und hinsichtlich des Setzungsverhaltens beobachteten Bauten dürfen zur Bestimmung des Rechenwertes  $E^*$  herangezogen werden, wenn mittels entsprechender Baugrunduntersuchungen festgestellt wurde, dass der Aufbau des Bodens unterhalb der Gründungssohle des geplanten Bauwerks als gleich oder ausreichend gleich mit jenem der beobachteten Bauwerke erachtet werden kann. Die zum Vergleich herangezogenen Bauten müssen eine ähnliche Charakteristik wie das Projekt aufweisen (statische Struktur, Beanspruchungen, Fundierungstiefe u. dgl.).

### 17.3.4 Mögliche Rechenwerte $E^*$ und deren Zusammenhänge auf Basis der Elastizitätstheorie

Verformungsmodul  $E_V$  - Elastizitätsmodul  $E$ :

$$E_V = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (17.1)$$

Elastizitätsmodul  $E$  (Young'scher Modul) - Steifemodul  $E_{oed}$ :

$$E = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} E_{oed} \quad (17.2)$$

Verformungsmodul  $E_V$  - Steifemodul  $E_{oed}$ :

$$E_V = \frac{1 - 2\nu}{(1 - \nu)^2} E_{oed} \quad (17.3)$$

Elastizitätsmodul  $E$  - Kompressionsmodul  $E_K$ :

$$E_K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (17.4)$$

Die Querdehnzahl  $\nu$  darf mit folgender Näherung ermittelt werden:

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi} \quad (17.5)$$

### 17.3.5 Grundsätze für die Festlegung maßgebender Rechenwerte $E^*$

Bei der Festlegung der Rechenwerte  $E^*$  ist darauf zu achten, ob die für die Setzungsberechnungen maßgebenden Spannungsänderungen im Boden Belastungs-, Entlastungs- oder Wiederbelastungsvorgängen entsprechen. Die Belastungsgeschichte des Bodens ist dabei möglichst genau zu erkunden und nachzuvollziehen (z. B. frühere Bebauung, frühere Geländeniveaus bzw. Überschüttungen, geologische Vorbelastung).

Als maßgebende Werte sind vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes oder Grenzwerte für den jeweils zutreffenden Spannungsbereich zu wählen. Bei großer Schwankungsbreite bzw. geringer Datenbasis sollten jeweils ein oberer und ein unterer Grenzwert verwendet werden, um minimale und maximale Verformungen abzuschätzen und einzuschränken.

Werden im Geotechnischen Modell Schichten größerer Dicke definiert, so liefert der Ansatz mit der Tiefe zunehmenden Rechenmodulen in der Regel realitätsnähere Ergebnisse. Die dazugehörigen Festlegungen hinsichtlich der Abhängigkeit des Rechenwertes  $E^*$  vom Normalspannungsniveau sind vom Geotechnischen Sachverständigen zu treffen.

## 17.4 Einwirkungen

### 17.4.1 Allgemeines

Einwirkungen sind beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit immer mit charakteristischen Werten in die Berechnungen einzuführen. Die nachfolgenden Einwirkungen und/oder deren Änderungen sind zu berücksichtigen.

### 17.4.2 Einwirkungen aus dem Bauwerk, einschließlich Erd- und Wasserdruck

Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind sämtliche ständigen Einwirkungen und längerfristig wirksame, nichtständige Einwirkungen anzusetzen, z. B. Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck, Füllungen von Silos, Wasserbecken und dergleichen. Bei kürzerfristig wirkenden, nichtständigen Einwirkungen ist es ausreichend, nur den Anteil anzusetzen, der setzungswirksam ist. Dieser Anteil ist in Abstimmung mit dem Statiker und unter Berücksichtigung der Untergrundverhältnisse festzulegen.

Sofern waagrechte Einwirkungen nicht ausschließlich durch den Scherwiderstand in der Sohlfläche aufgenommen werden können, ist für die Setzungsberechnung der horizontale Bettungswiderstand des Bodens oberhalb der Sohlfläche nur in dem Umfang anzusetzen, in welchem er durch die tatsächlich auftretende Verkantung und horizontale Verschiebung aktiviert wird. Voraussetzung hierbei ist, dass sich der Gründungskörper ausreichend tief in einem gewachsenen oder in einem gut verdichteten, geschütteten Boden befindet, und die Gewähr dafür besteht, dass dieser Boden später nicht entfernt wird.

## 17.5 Bodenaushub

Beim Aushub von Baugruben kommt es zu einer Entspannung des Untergrundes, die eine Hebung der Baugrubensohle zur Folge hat. Dies ist beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit als Entlastung mit dem entsprechenden Rechenmodul für Entlastung zu berücksichtigen.

Alternativ dürfen in Abstimmung mit dem Geotechnischen Sachverständigen die setzungswirksamen Spannungen aus den setzungsrelevanten Einwirkungen, reduziert um die Eigenspannungen des Bodenaushubs, näherungsweise ermittelt werden. In diesem Fall ist der Bodenaushub nicht als eigener Lastschritt zu berechnen.

## 17.6 Änderungen des Grundwasserstandes

Änderungen des Grundwasserstandes haben durch Entfall des Auftriebs bzw. durch zusätzlichen Auftrieb Änderungen des In-situ-Spannungszustandes im Boden zur Folge. Diese sind als zusätzliche

Belastung bzw. Entlastung setzungswirksam.

## 17.7 Einwirkungen neben dem Bauwerk

Einwirkungen neben einem bestehenden Bauwerk sind z. B. Aufschüttungen, Abtrag, Errichtung benachbarter Bauwerke und längerfristige Nutzlasten wie die Lagerung von Material. Diese beeinflussen bestehende Bauwerke durch Mitnahmesetzungen. Erforderlichenfalls ist auch ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für das bestehende Nachbarbauwerk zu führen.

## 17.8 Geotechnisches Modell

Durch die Bildung des Geotechnischen Modells wird die Setzungsberechnung vereinfacht, indem mehrere gleichartige Schichten zu einer zusammengefasst werden, für die jeweils die maßgebenden Kennwerte festzulegen sind. Die geologischen Verhältnisse müssen dabei berücksichtigt werden, insbesondere die geologischen und sonstigen Vorbelastungen.

## 17.9 Grenztiefe und lotrechte Spannungen

### 17.9.1 Bestimmung der Grenztiefe

Zur Berechnung der Setzungen ist die Zusammendrückung des Bodens bis zur Grenztiefe  $t_G$  zu berücksichtigen. Tiefere Bereiche liefern im Allgemeinen keinen Beitrag zur Zusammendrückung. Zur Bestimmung der Grenztiefe  $t_G$  sind die wirksamen lotrechten Normalspannungen zu ermitteln.

Die Grenztiefe darf in der Regel in der Tiefe angenommen werden, in der die lotrechte Zusatzspannung aus der mittleren setzungswirksamen Belastung 20% der effektiven In-situ-Spannung des Bodens (inklusive Spannungen aus bereits bestehenden Belastungen) beträgt (Abbildung 17.1). Dafür sind bei mehreren benachbarten Fundamenten die Spannungsanteile aller Fundamente zu überlagern.

Die Grenztiefe darf als konstante Größe für die gesamte Lastfläche betrachtet werden. Sie darf im kennzeichnenden Punkt bestimmt werden.

Sind unterhalb der so bestimmten Grenztiefe noch stark zusammendrückbare Schichten vorhanden, gilt das 20-%-Kriterium nicht. Der Einfluss solcher Schichten auf die Setzung ist im Detail zu untersuchen.

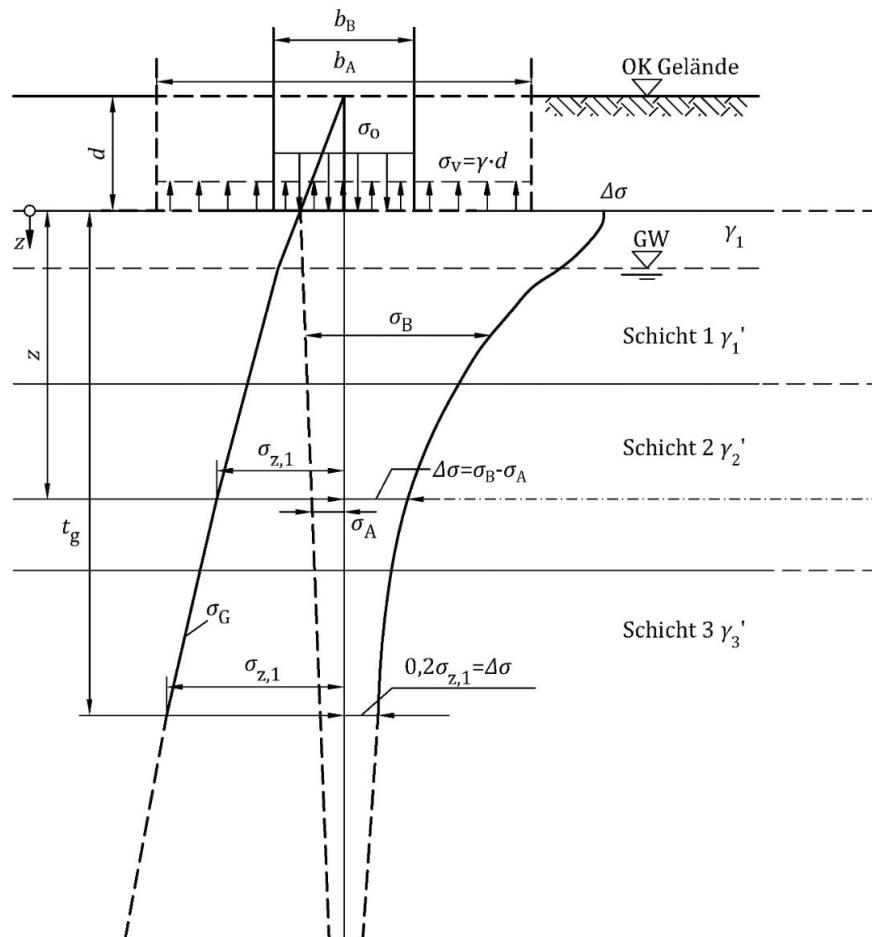


Abbildung 17.1: Ermittlung der Grenztiefe [24]

### 17.9.2 Ansatz der Spannungen

Für die Ermittlung der Spannungen darf der Baugrund vereinfacht als elastisch isotroper Halbraum angenommen werden. Die Verteilung der Sohlnormalspannungen unter dem Fundament darf näherungsweise geradlinig angenommen werden (Spannungstriangle oder Spannungsdreieck). Schubspannungen infolge waagrechter Flächenlasten dürfen näherungsweise konstant über die Gründungssohle verteilt angesetzt werden.

Beim Ansatz der Spannungen sind die Einwirkungen gemäß Abschnitt 17.4 zu berücksichtigen. Sie sind der Abfolge des Baugeschehens entsprechend zu überlagern (Abbildung 17.2). Die Grenztiefe ist dem jeweiligen Lastschritt entsprechend laufend anzupassen.

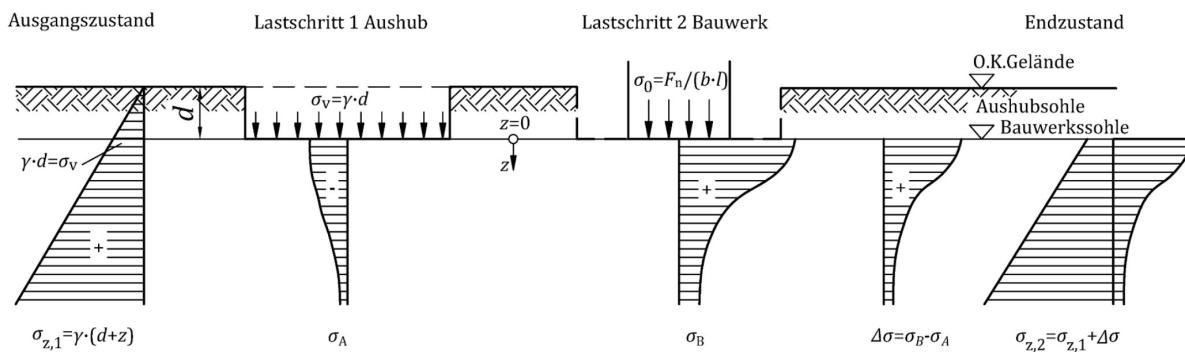


Abbildung 17.2: Lastschritte und zugehörige Spannungszustände im Boden (schematisch) [24]

### 17.9.3 Berechnung der lotrechten Spannungen

**Eigengewichtsspannungen** Die lotrechten Spannungen im Boden infolge seines Eigengewichtes ergeben sich aus der Belastung durch den oberhalb des betrachteten Punktes liegenden Boden. Dabei ist dem Grundwasserstand entsprechend die Wichte feucht bzw. die Wichte unter Auftrieb für die betreffenden Schichten anzusetzen.

**Spannungen infolge von Änderungen des Grundwasserspiegels** Änderungen der lotrechten Spannungen im Boden treten auch bei einer Senkung oder Hebung des Grundwasserspiegels ein. Diese Änderungen infolge des Wegfalls oder Wirksamwerdens des Auftriebs im Boden sind zu berechnen. Die Spannungsänderung ergibt sich dabei aus der Differenz zwischen der Wichte feucht und der Wichte unter Auftrieb, multipliziert mit der Höhendifferenz der Grundwasserspiegel vor und nach der Änderung. Diese Spannungsänderung bleibt über die gesamte Tiefe unterhalb des tieferen Grundwasserspiegels konstant. Zwischen den beiden Spiegellagen ist linear zu interpolieren.

### 17.9.4 Spannungen infolge lotrechter Belastungen

Die Formeln und Diagramme zur Berechnung der lotrechten Spannungen im Boden infolge lotrechter Belastungen gelten für die Punkte unterhalb der Eckpunkte rechteckiger Lastflächen. Spannungen innerhalb des Grundrisses einer Lastfläche sind zu bestimmen, indem die Lastfläche so in Teilflächen zerlegt wird, dass der betrachtete Punkt Eckpunkt der Teilflächen wird. Die Spannungen der Teilflächen sind sodann zu überlagern. Analog ist für Punkte außerhalb einer Lastfläche vorzugehen (Abbildung 17.3).

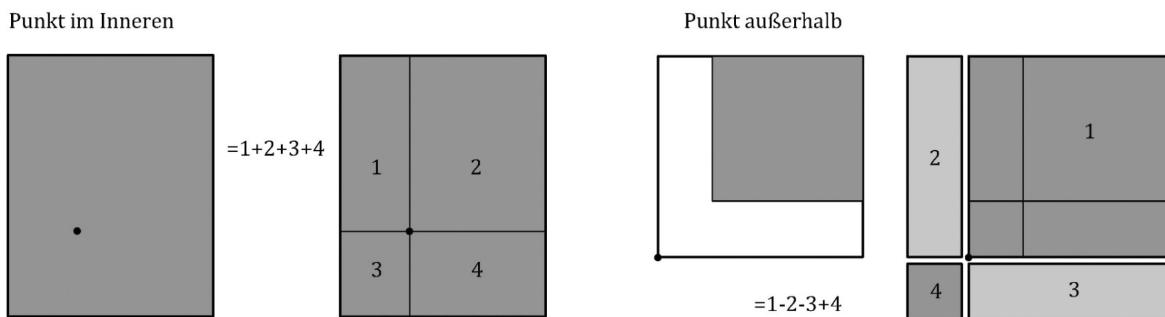


Abbildung 17.3: Schema der Lastflächen für die Berechnung der Setzung innerhalb bzw. außerhalb einer rechteckigen Lastfläche [24]

**Rechteckige Lastfläche (schlaff) mit konstanter, lotrechter Belastung** Die lotrechten Spannungen unterhalb des Eckpunktes einer gleichmäßig belasteten, schlaffen Rechteckfläche dürfen gemäß Gleichung (80) oder gemäß Bild 20 berechnet werden.

$$\sigma_z = \frac{\sigma_0}{2\pi} \left[ \arctan \frac{lb}{zR} + \frac{l bz}{R} \left( \frac{1}{l^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right] = \sigma_0 \cdot i_1 \quad (17.6)$$

mit

$$R = \sqrt{l^2 + b^2 + z^2} \quad (17.7)$$

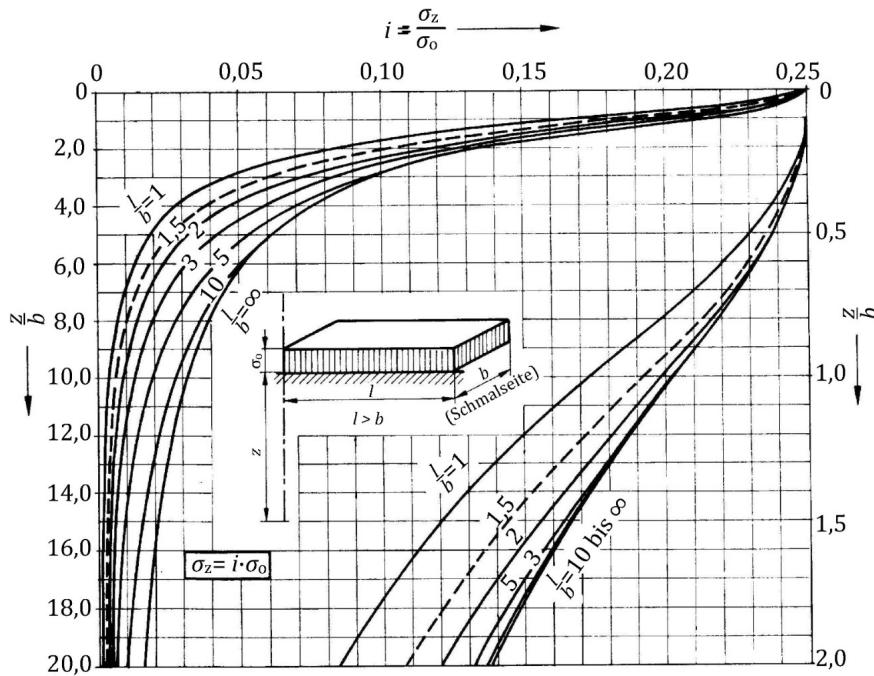


Abbildung 17.4: Einflusswerte zur Berechnung der lotrechten Normalspannungen unter dem Eckpunkt einer gleichmäßig belasteten Rechteckfläche [24]

**Kreisförmige Lastfläche (schlaff) mit konstanter, lotrechter Belastung** Die lotrechten Spannungen unter dem Mittelpunkt einer gleichmäßig belasteten, schlaffen Kreisfläche können gemäß

$$\sigma_z = \sigma_0 \left[ 1 - \left( \frac{z^2}{z^2 + r^2} \right)^{3/2} \right] \quad (17.8)$$

berechnet werden (mit  $r$  = Radius der Kreisfläche).

**Andere Lastflächen** Formel für Lastflächen anderer Form (z.B. dreiecksförmig) oder in anderen Richtungen (z.B. horizontale Belastung) sind in [24] zu finden.

## 17.10 Setzungsermittlung

### 17.10.1 Allgemeines

Für die Berechnung der Setzungen werden in diesem Kapitel zwei Verfahren beschrieben:

- Berechnung mittels Integration der Spannungsflächen,
- Berechnung unter Verwendung der Formeln des elastisch isotropen Halbraums für die Verformungen.

**Setzungsermittlung mittels Integration der Zusammendrückungen** Dieses Näherungsverfahren verwendet die Spannungen, die zur Bestimmung der Grenztiefe ohnehin bereits ermittelt wurden. Durch Multiplikation der zusätzlichen Spannungen in  $z$ -Richtung mit dem Steifemodul erhält man den Verlauf der Zusammendrückung über die Tiefe. Durch Integration der Zusammendrückungen von der Fundamentsohle bis zur Grenztiefe erhält man die Setzung im betrachteten Punkt.

**ANMERKUNG:** Die Formeln für die Spannungen beruhen zwar auf den Gleichungen für den elastisch isotropen Halbraum. Da für die Ermittlung der Verformungen aber die horizontalen Spannungen im Boden und die Querdehnzahl nicht eingehen, handelt es sich um eine Näherungslösung.

Die Berechnung ist für die einzelnen Schichten  $i = 1, 2, 3, \dots$  des Bodens entlang der Tiefenkoordinate  $z$  gemäß Abbildung 17.1 durchzuführen. Hierfür sind folgende Schritte erforderlich:

- Berechnung des Verlaufes der zusätzlichen lotrechten Spannung  $\Delta\sigma$  unter dem betrachteten Punkt ( $\Delta\sigma$  ist die Differenz zwischen den Spannungen vor Beginn und nach Ende der Belastung).
- Ermittlung des Verlaufs des maßgebenden Rechenwertes des Moduls  $E_i^*$ , der dem Spannungszuwachs  $\Delta\sigma$  entspricht, für jede Schicht  $i$ . (Hierbei kann  $E_i^*$  näherungsweise für jede Schicht konstant angenommen werden. Bei Schichten größerer Dicke wird hingegen empfohlen, die Ermittlung des tiefenabhängigen Verlaufs des maßgebenden Rechenwertes des Moduls  $E_i^*$  entsprechend Abschnitt 17.3.4 durchzuführen.)
- Ermittlung des Verlaufs der bezogenen Zusammendrückungen in allen Schichten:

$$\Delta\varepsilon_i = \frac{\Delta\sigma}{E_i^*} \quad (17.9)$$

- Berechnung des Setzungsanteiles  $s_i$  der Schicht  $i$  als Fläche der  $\Delta\varepsilon_i$  entlang  $z$ . Das sind die Flächen  $A_i$  im Abbildung 17.5.

Die Gesamtsetzung des betrachteten Punktes ergibt sich aus der Summe der Setzungsanteile der einzelnen Schichten:

$$s = \sum s_i = \sum A_i \quad (17.10)$$

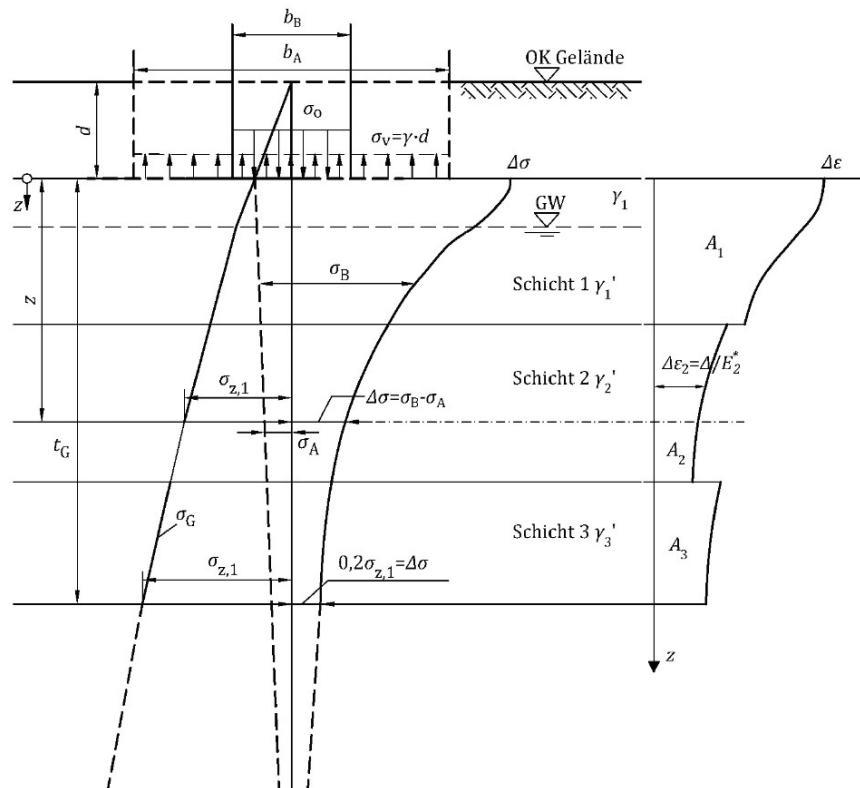


Abbildung 17.5: Integration der Zusammendrückungen (schematische Darstellung) [24]

### 17.10.2 Setzungsermittlung mittels der Formeln für die Verformungen

**Allgemeines** Dieses Verfahren verwendet die Gleichungen des elastisch isotropen Halbraums für die Verformungen. In diesem Fall ist als maßgebender Rechenwert des Moduls  $E^*$  ein entsprechender Elastizitätsmodul (Young'scher Modul) zu verwenden.

Für die Ermittlung der Setzung der Fundamentunterkante sind mittels der Gleichung 17.9 bzw. 17.9 die Verformungen  $s$  in der Tiefe  $z = 0$  und in der Tiefe  $z = t_G$  zu ermitteln. Die Setzung der Fundamentunterkante ergibt sich als Differenz dieser beiden Werte.

Die Formeln berücksichtigen die Zusammendrückung zwischen der Tiefe  $z$  und  $z = \infty$ . Um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten, muss daher der Anteil zwischen  $z = t_G$  und  $z = \infty$  subtrahiert werden.

Bei geschichtetem Baugrund bzw. bei nicht konstantem Elastizitätsmodul ist die Zusammendrückung punktweise in der entsprechenden Tiefe zu berechnen. Die Zusammendrückungen sind sodann schichtweise aufzusummieren. D. h. es erfolgt eine numerische Integration sinngemäß wie beim Verfahren nach Abschnitt 17.10.1.

**Rechteckige Lastfläche (schlaff) mit konstanter, lotrechter Belastung** Unter der Ecke einer rechteckigen Lastfläche beträgt die Setzung gemäß

$$s = \frac{\sigma_0(1-\nu^2)}{2\pi E} \left( b \ln \frac{R+l}{R-l} + l \ln \frac{R+b}{R-b} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} z \arctan \frac{bl}{zR} \right) \quad (17.11)$$

mit  $R$  gemäß Gleichung 17.7.

### 17.10.3 Kreisförmige Lastfläche (schlaff) mit konstanter, lotrechter Belastung

Unter dem Mittelpunkt einer schlaffen, kreisförmigen Lastfläche beträgt die Setzung gemäß

$$s = \frac{2\sigma_0 a(1-\nu^2)}{E} \left( \sqrt{1 + \frac{z^2}{a^2}} - \frac{z}{a} \right) \cdot \left( 1 + \frac{\frac{z}{a}}{2 \left( 1 - \nu \sqrt{1 + \frac{z^2}{a^2}} \right)} \right) \quad (17.12)$$



## 18 Beurteilung der berechneten Setzungen

In Sonderfällen kann sich aus der Nutzung des Gebäudes eine schärfere Beschränkung der Setzungen (Absolutsetzung oder Schiefstellung oder Setzungsunterschiede) ergeben, als es mit Rücksicht auf die Gebäudekonstruktion erforderlich wäre (z.B. Aufstellung von setzungsempfindlichen Maschinen); gegebenenfalls sind in solchen Fällen Justiereinrichtungen an den Maschinen wirtschaftlicher als ein vergrößerter Aufwand für die Gründung.

Die Setzungen infolge waagerechter Lasten, die in der Sohlfuge übertragen werden, sind im Allgemeinen sehr klein und können meist vernachlässigt werden.

### 18.1 Kriterium nach dem Absolutwert der Setzungen

Das zulässige Setzungsmaß hängt nicht nur von statischen Gesichtspunkten, sondern vor allem auch von der Nutzung eines Bauwerks ab. Zum Beispiel lässt sich für ein Turmfundament, das sich gleichmäßig setzt, keine statisch relevante Grenze angeben. Wenn der Turm aber Rohrverbindungen nach außen hat oder z.B. als Höhenfestpunkt dienen soll, bestimmen diese Umstände evtl. das Maß der zulässigen Setzung.

Schädlich für das Bauwerk sind unterschiedliche Setzungen einzelner Bauwerkspunkte. Gleichmäßige Setzungen aller Gebäudepunkte, deren Größtwerte allerdings mit Rücksicht auf die Gebäudeanschlüsse beschränkt werden sollten, führen zu keinen zusätzlichen Bauwerksbeanspruchungen und daher auch nicht zu (Setzungs-) Rissen. Die zulässige Größe von Setzungsunterschieden hängt von der Konstruktion des Bauwerkes ab, z. B. ist Ziegelmauerwerk nachgiebiger, d. h. weniger setzungsempfindlich als betonierte Wände, Rahmenbauwerke sind weicher als Wandbauwerke usw.

Ein gewisses Maß der Setzung darf mit Rücksicht auf die Anschlüsse (Gas, Wasser usw.) und in konstruktiver Hinsicht nicht überschritten werden.

Auch wenn grundsätzlich vermieden wird, Grenzwerte der zulässigen Setzungen anzugeben, wird in ÖNORM EN 1997-1, Anhang H, Absatz 4 [8] jedoch festgestellt:

#### Wichtig!

“Bei den normalen Bauwerken mit Einzelfundamenten sind Gesamtsetzungen bis zu 50 mm oft hinnehmbar” [8].

### 18.2 Kriterium der Setzungsunterschiede

Setzungsdifferenzen führen zu Scher- und Momentenbeanspruchungen in statisch unbestimmten Bauwerken. Die aus der Setzungsdifferenz zwischen zwei Punkten berechenbare Winkeldrehung  $\tan \alpha$  darf einen bestimmten Erfahrungswert zul.  $\tan \alpha$  nicht überschreiten. Der Erfahrungswert zul.  $\tan \alpha$  ist abhängig von der Nachgiebigkeit (Weichheit) des Baustoffes und vom statischen System des Bauwerks.

Gemäß [8]:

- bewegen sich die maximal aufnehmbaren Winkeländerungen in dem Bereich zwischen etwa 1/2000 und etwa 1/300.
- Eine Verdrehung von höchstens 1/500 kann von vielen Tragwerken aufgenommen werden.
- Die obigen Verhältniswerte gelten für den Fall der Sackung, wie in Abbildung 18.1 dargestellt. Bei einer Sattellagerung (Kantensetzung größer als Mittensetzung) sollten die Werte halbiert werden.

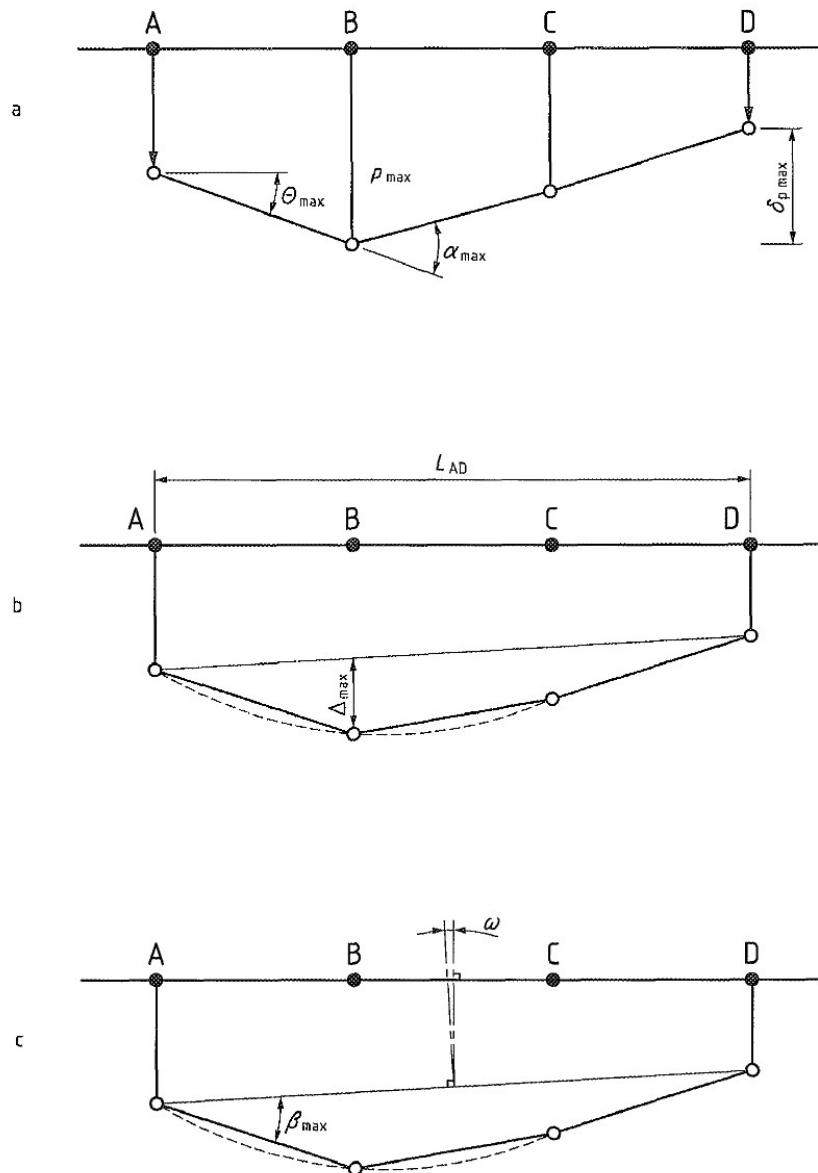


Abbildung 18.1: Definition von Fundamentbewegungen [8]. Legende: (a) Setzung  $s$ , Setzungsunterschied  $\delta_s$ , Drehung  $\theta$  und Biegeung  $\alpha$ ; (b) Biegestich  $\Delta$  bzw.  $\Delta/L_{AD}$ ; (c) Verkantung  $\omega$  und Winkeländerung  $\beta$

## 19 Zeitlicher Setzungsverlauf

Nach dem zeitlichen Auftreten ist zwischen folgenden Setzungsanteilen zu unterscheiden (Abb. 20.1).

- Nach der Lastaufbringung tritt innerhalb sehr kurzer Zeit die Sofortsetzung (Initialsetzung)  $s_0$  ein, die bei teilgesättigten Bodenarten auf einer Volumenverringerung, im Übrigen aber und bei wassergesättigten Böden ausschließlich auf Gestaltänderungen durch Scher deformungen beruht. Die Spannungsänderungen werden nur zu einem kleinen Teil von der festen Phase übernommen. Dieser Anteil tritt zwar nicht ganz augenblicklich auf, aber praktisch doch noch bevor die Konsolidationssetzung weit fortgeschritten ist. Bei wassergesättigten Tonen findet keine Volumenänderung statt, dieser Setzungsanteil beruht in diesem Fall ausschließlich auf Schiebungen (Schubverzerrungen). Die Spannungsänderungen werden nur anteilig von den wirksamen Spannungen übernommen.
- Konsolidationssetzungen (primäre Setzungen)  $s_1$  infolge des Abbaus der Porenwasserüberdrücke im Ton. Dieser Anteil folgt aus der Konsolidation des Bodens, wobei das nicht durch Van der Waals-Kräfte an die feste Phase gebundene Porenwasser und/oder Luft ausgepresst wird. Dies erfolgt mit einer von der Durchlässigkeit des Bodens abhängigen zeitlichen Verzögerung. Die ebenfalls mitlaufenden zeitveränderlichen Kriechsetzungen  $s_2$  sind in diesem Zeitabschnitt von untergeordneter Bedeutung.
- Kriech- oder Sekundärsetzungen  $s_2$  infolge des Abbaus von Schubspannungen, die im Adsorptionswasser der Tonteilchen mobilisiert werden. Hierbei tritt kein messbarer Porenwasserüberdruck mehr auf. Die Kriechsetzungen sind viskoplastische Verformungen, die insbesondere bei hochbelasteten bindigen Böden auftreten; sie verlaufen langfristig und annähernd linear zu  $\log t$ . Es gibt Böden, die allein unter der Wirkung des Eigengewichtes auch noch in der geologischen Gegenwart einen derartigen Verfestigungsprozess durchlaufen. Kriechbewegungen bei organischen Böden können auch durch chemische Prozesse hervorgerufen werden (z.B. in Mülldeponien).

Die Gesamtsetzung  $s_{\text{ges}}$  ergibt sich aus

$$s_{\text{ges}} = s_0 + s_1 + s_2 \quad (19.1)$$

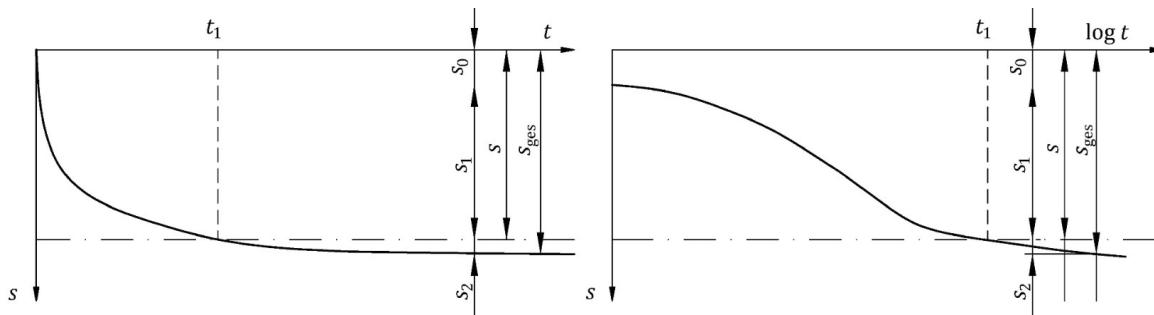


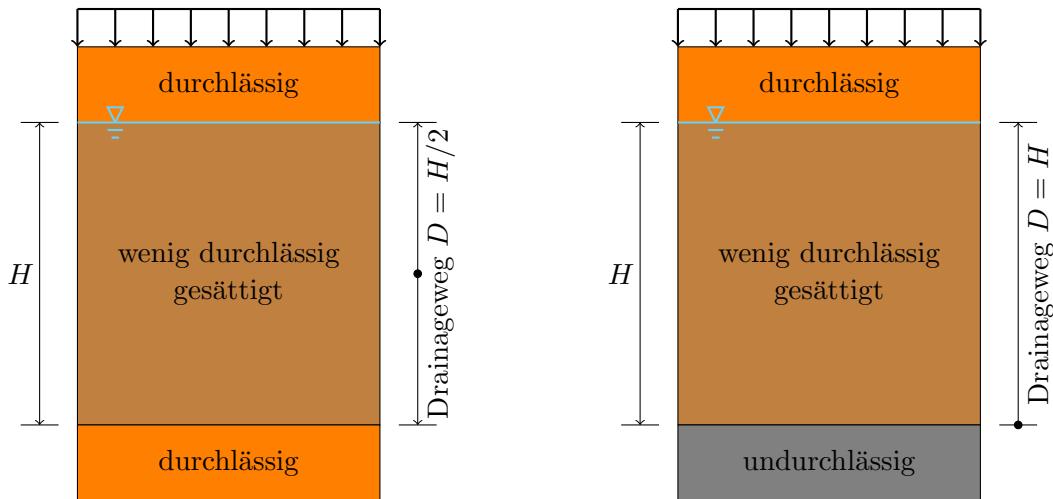
Abbildung 19.1: Zeitlicher Verlauf von Setzungen (schematische Darstellung) [24]. Legende:  $s_{\text{ges}}$  Gesamtsetzung,  $s_0$  Sofortsetzung,  $s_1$  Konsolidationssetzung,  $s_2$  Kriechsetzung,  $s$  Summe aus  $s_0$  und  $s_1$ ,  $t$  Zeit seit Beginn der Belastung und  $t_1$  Zeit bis zur vollständigen Konsolidation

### 19.1 Konsolidationstheorie

#### 19.1.1 Anwendungssituationen

Es gibt grundsätzlich zwei Anwendungssituationen der Konsolidationstheorie (Abbildung 19.2):

1. Die wenig durchlässige Schicht (z.B. Ton) befindet sich zwischen durchlässigen Schichten (z.B. Sand). In diesem Fall wird der Boden von beiden Seiten dräniert.
2. Die wenig durchlässige Schicht (z.B. Ton) wird von einer durchlässigen Schicht (z.B. Sand) überlagert und von einer undurchlässigen Schicht (z.B. Festgesteine) unterlagert. In diesem Fall erfolgt die Dränage nur oben.



(a) Bindige, gesättigte Schicht zwischen zwei nicht bindigen Schichten  
(b) Bindige, gesättigte Schicht, überlagert von einer nicht bindigen Schicht und unterlagert von Festgestein

Abbildung 19.2: Anwendungssituationen der Konsolidationstheorie

### 19.1.2 Annahmen

Die Konsolidationstheorie unterliegt einigen Annahmen:

1. Der Boden ist homogen und wassergesättigt
2. Die Belastung großflächig und plötzlich
3. Die Durchlässigkeit folgt aus dem Gesetz von Darcy
4. Die Bodenkörper und das Wasser sind inkompressibel
5. Die Stauchung und Strömung finden eindimensional vertikal statt
6. Der Steifemodul und der Durchlässigkeitsbeiwert sind konstant in der Schicht
7. Es besteht eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung im Boden

### 19.1.3 Konzeptuelle Erklärung

Die Konsolidationstheorie kann konzeptuell mithilfe von Abbildung 19.3 wie folgt erklärt werden:

- Die Belastung (Zeit  $t = 0$ ) verkürzt die Feder, wobei die Feder den Bodenkörnern entspricht.
- Somit muss das Wasser durch das Loch in der Belastungsplatte entweichen.

- Dies passiert jedoch nicht plötzlich, sonder in einer gewissen Zeitspanne so dass, zuerst ein Anstieg des Wasserdrucks beobachtet wird. Im Fall einer Bodenschicht, ist dieser Wasserdruck als Porenwasserdruck zu verstehen.

Diese zeitliche Lastübertragung wird in Abbildung 19.4 dargestellt.

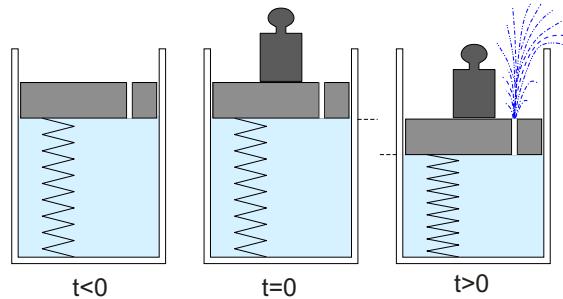


Abbildung 19.3: Konzeptuelle Visualisierung der Konsolidationstheorie [41]

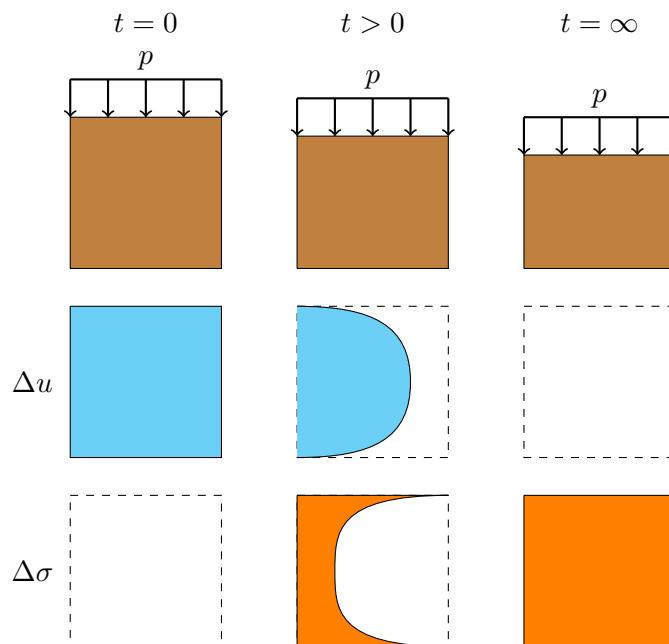


Abbildung 19.4: Lastübertragung: die Belastung bewirkt zuerst einen Anstieg des Porenwasserdrucks ( $t = 0$ ). Dieser baut sich mit der Zeit ab  $t > 0$  bis die Belastung vollständig auf den Bodenkörnern wirkt ( $t = \infty$ )

#### 19.1.4 Mathematische Formulierung

##### Ausgepresstes Wasser

**Wasservolumina** Die Durchflussrate  $Q$  ist definiert als das Verhältnis des Volumens  $V$  des durchströmenden Wassers zur Zeit  $t$ :

$$Q = \frac{V}{t} \quad (19.2)$$

Daraus ergibt sich das Volumen  $V$  als Produkt der Durchflussrate  $Q$  und der Zeit  $t$ :

$$V = Qt \quad (19.3)$$

Die Änderung des Volumens  $dV$  in einem kleinen Zeitintervall  $dt$  ist daher:

$$dV = Q dt \quad (19.4)$$

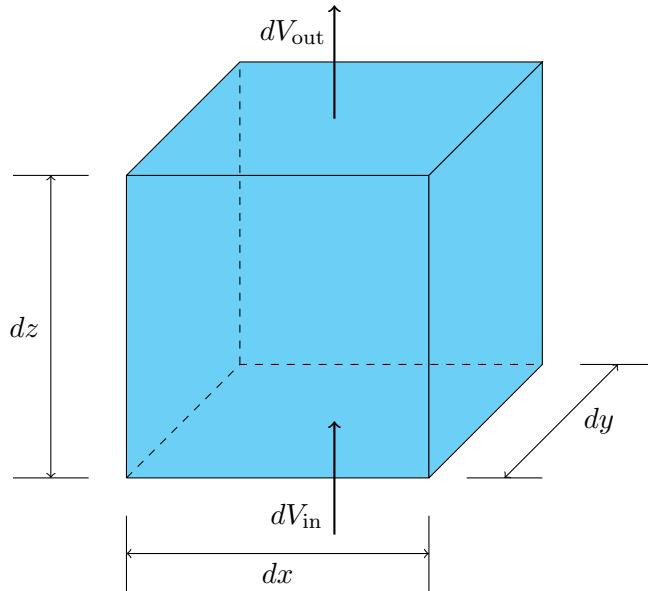


Abbildung 19.5: Ausgepresstes Wasser aus einem Bodenvolumen

**Ausströmendes Wasservolumen** Das ausströmende Wasservolumen  $dV_{\text{out}}$  in einem kleinen Zeitintervall  $dt$  kann durch die folgende Gleichung beschrieben werden:

$$dV_{\text{out}} = k i_z A dt = k i_z dx dy dt \quad (19.5)$$

Hierbei ist  $k$  der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens,  $i_z$  der hydraulische Gradient in  $z$ -Richtung,  $A$  die Querschnittsfläche, und  $dx$  und  $dy$  sind die Abmessungen der Querschnittsfläche.

**Einströmendes Wasservolumen** Das einströmende Wasservolumen  $dV_{\text{in}}$  in einem kleinen Zeitintervall  $dt$  wird durch die folgende Gleichung beschrieben:

$$dV_{\text{in}} = k i_{z+dz} dx dy dt \quad (19.6)$$

Hierbei ist  $i_{z+dz}$  der hydraulische Gradient in  $z + dz$ -Richtung.

**Hydraulische Gradienten** Der hydraulische Gradient  $i_z$  in  $z$ -Richtung ist definiert als das Verhältnis der Änderung des Porenwasserdrucks  $\frac{\partial u}{\partial z}$  zur Wichte des Wassers  $\gamma_w$ :

$$i_z = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (19.7)$$

Der hydraulische Gradient  $i_{z+dz}$  in einem kleinen Intervall  $dz$  oberhalb der Position  $z$  berücksichtigt die Änderung des Porenwasserdrucks  $\frac{\partial u}{\partial z}$  und die zweite Ableitung des Porenwasserdrucks  $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ :

$$i_{z+dz} = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right) \quad (19.8)$$

**Volumenänderung** Die Volumenänderung ergibt sich aus der Differenz zwischen dem einströmenden und dem ausströmenden Wasservolumen:

$$dV_{\text{in}} - dV_{\text{out}} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz dt \quad (19.9)$$

## Kompression des Korngerüsts

**Volumetrische Dehnung** Die volumetrische Dehnung beschreibt die relative Änderung des Volumens eines Materials. Die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  ist definiert als das Verhältnis der Volumenänderung  $dV$  zum ursprünglichen Volumen  $V$ :

$$\varepsilon_v = \frac{dV}{V} \quad (19.10)$$

Die volumetrische Dehnung kann auch in Bezug auf das Porenvolumen ausgedrückt werden. Dabei lautet die Beziehung zwischen der volumetrischen Dehnung und dem Porenvolumenverhältnis:

$$\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e} \quad (19.11)$$

**Volumetrische Dehnung aus dem Ödometerversuch** Im Ödometerversuch wird die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  in Bezug auf die vertikale Spannung  $\sigma_v$  und den Steifemodul  $E_{oed}$  des Bodens gemessen. Die Beziehung lautet:

$$\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e} = -\frac{d\sigma_v}{E_{oed}} \quad (19.12)$$

Diese Gleichung zeigt, dass die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  proportional zur Änderung der vertikalen Spannung  $d\sigma_v$  ist, wobei der Proportionalitätsfaktor der inverse Steifemodul  $E_{oed}$  des Bodens ist.

**Belastung und Porenwasserüberdruck** Die Änderung der vertikalen Spannung  $d\sigma_v$  führt zu einer Änderung des Porenwasserdrucks  $du$ . Diese Beziehung kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$d\sigma_v = -du \quad (19.13)$$

Die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  in Bezug auf die Änderung des Porenwasserdrucks  $du$  und den Steifemodul  $E_{oed}$  des Bodens lautet:

$$\varepsilon_v = \frac{du}{E_{oed}} \quad (19.14)$$

Die Volumenänderung  $dV$  des Korngerüsts des Bodens kann in Bezug auf die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  und das Volumenelement  $dxdydz$  ausgedrückt werden:

$$dV = \varepsilon_v dxdydz \quad (19.15)$$

Unter Berücksichtigung der Beziehung zwischen der volumetrischen Dehnung und der Änderung des Porenwasserdrucks ergibt sich:

$$dV = \frac{1}{E_{oed}} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} dxdydz dt \quad (19.16)$$

**Ausgepresstes Wasser = Volumenänderung des Korngerüsts** Setzen wir Gleichung 19.9 gleich 19.16, so bekommen wir:

$$\frac{kE_{oed}}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (19.17)$$

Der Terminus

$$c_v = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w} \quad (19.18)$$

wird **Konsolidationsbeiwert** genannt und die Konsolidationsgleichung wird zu:

**Wichtig!**

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (19.19)$$

Der Konsolidationsbeiwert darf auch direkt aus Ödometerversuchen bestimmt werden. Aus Abbildung kann der Konsolidationsbeiwert mit

$$c_v = \frac{0,197 \cdot L^2}{t_{50}} \cdot f_T \quad (19.20)$$

bestimmt werden. Dabei ist  $L$  die Länge des Entwässerungswegs (entspricht der halben Höhe des Probekörpers für die Entwässerung von beiden Enden). Aus Abbildung 12.5 kann der Konsolidationsbeiwert auch mit

$$c_v = \frac{0,848 \cdot L^2}{t_{90}} \cdot f_T \quad (19.21)$$

bestimmt werden. In den Gleichung 19.20 und 19.21 ist  $f_T$  ein Beiwert in Abhängigkeit der Temperatur (Abbildung 19.6)

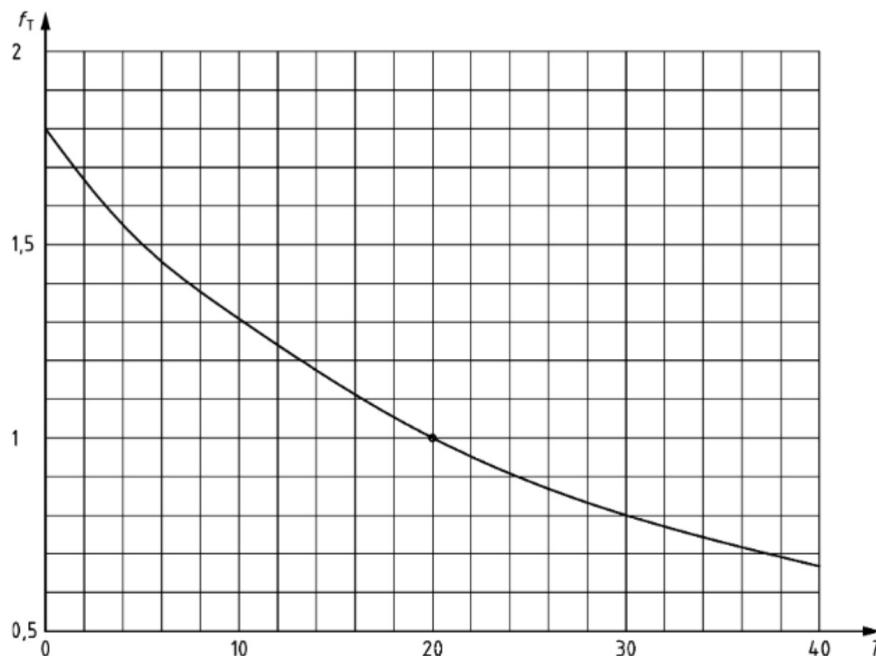


Abbildung 19.6: Kurve zur Temperaturkorrektur für den Konsolidationsbeiwert

### 19.1.5 Mathematische Lösung

Die mathematische Lösung von Gleichung 19.19 lautet:

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{\infty} \left[ \frac{2p}{M} \sin \left( \frac{M \cdot z}{d} \right) e^{-M^2 \cdot T_v} \right] \quad (19.22)$$

wobei

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (19.23)$$

ist. Beim Dränageweg  $d$  sind natürlich die zwei angeführten Anwendungssituationen zu berücksichtigen (Abbildung 19.7).

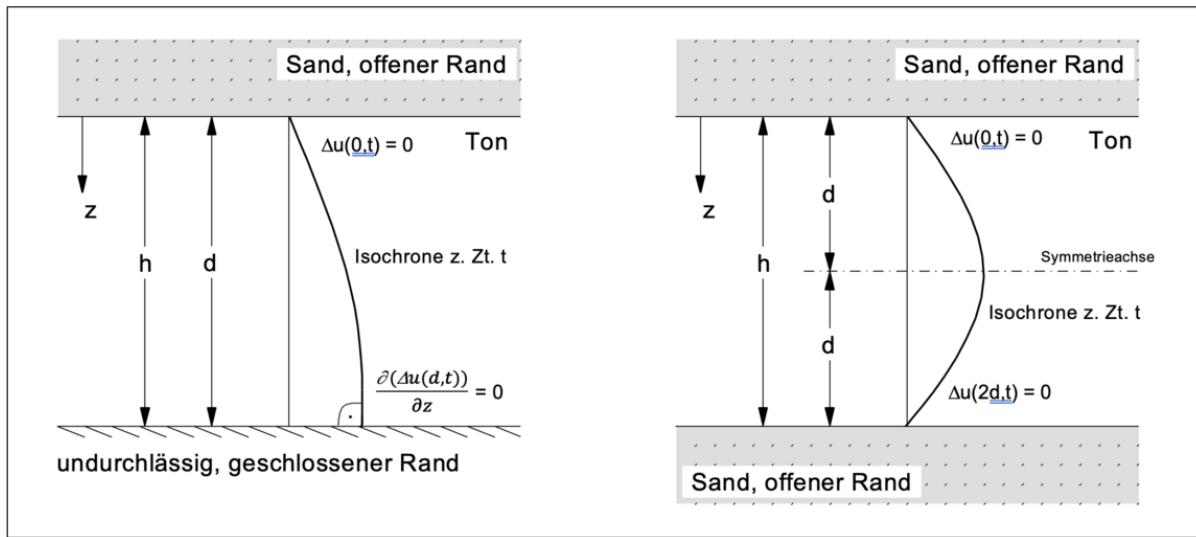


Abbildung 19.7: Dränagewege für die zwei Anwendungssituationen der Konsolidationstheorie [39]

### 19.1.6 Graphische Lösung

Es existieren auch Diagramme zur graphischen Lösung der Gleichung 19.19 (Abbildung 19.8). Diese Diagramme benötigen die bezogene Tiefe  $Z$

$$Z = z/d \quad (19.24)$$

und die dimensionslose Zeitvariablen

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2} \quad (19.25)$$

Dabei ist  $d$  wie gewöhnlich der Dränageweg. Die Diagramme liefern den Konsolidierungsgrad  $U$  (oder umgekehrt)

$$U = 1 - \Delta u/p = s_t/s_\infty \quad (19.26)$$

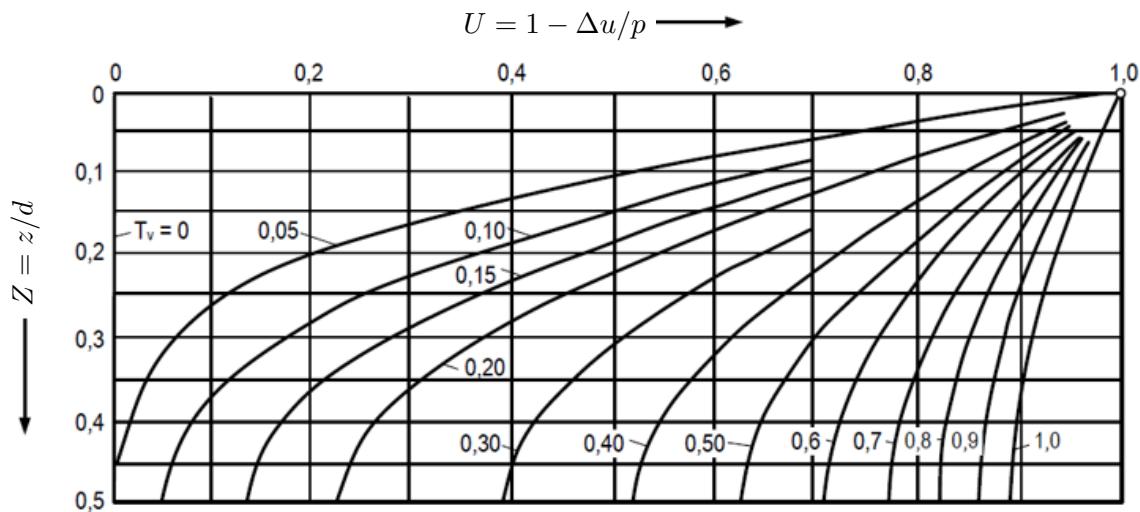


Abbildung 19.8: Konsolidierungsgrad als Funktion der bezogenen Tiefe

**Lösung für den mittleren Konsolidierungsgrad** Die mittlere Setzung der Schicht kann mit

$$s(t) = Us_{\infty} = U_m \varepsilon h = U \frac{ph}{E_{\text{oed}}} \quad (19.27)$$

ermittelt werden. Der mittlere Konsolidierungsgrad  $U$  kann mithilfe von Abbildung 19.9 ermittelt werden. Dabei bezieht man sich i.d.R. auf den “Fall 0”. Die restlichen Fälle sind in Abbildung 19.10 dargestellt.

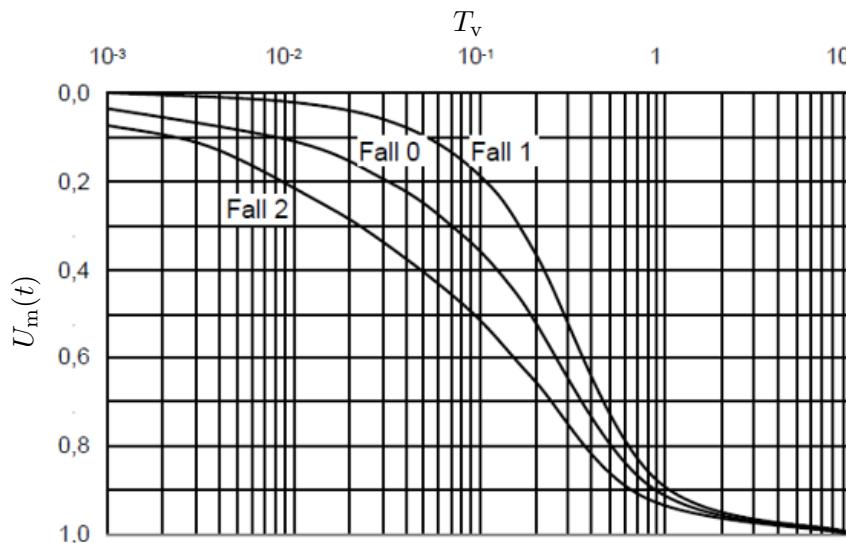


Abbildung 19.9: Mittlerer Konsolidierungsgrad

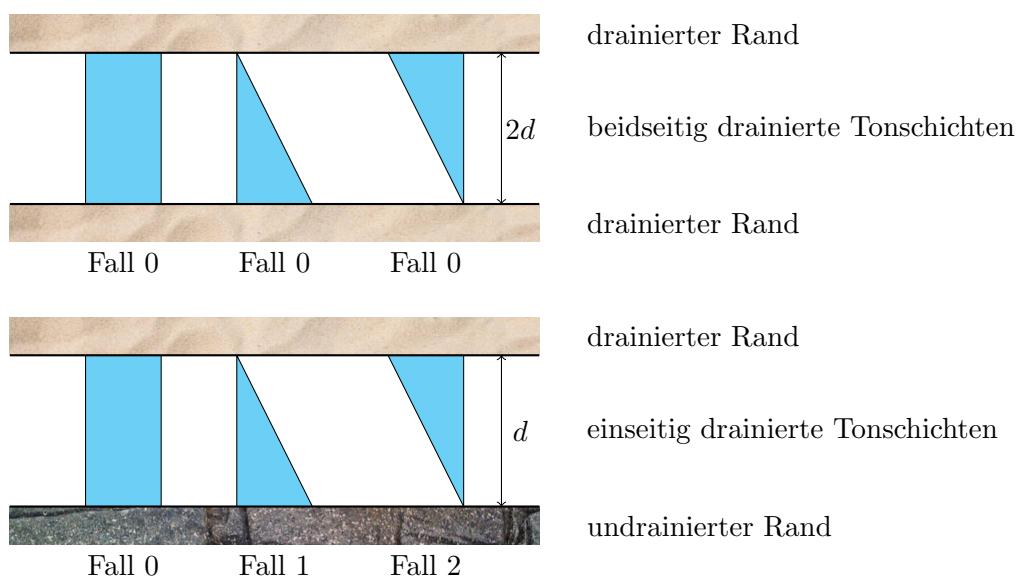


Abbildung 19.10: Alternative Anfangsverteilungen des Porenwasserdrucks

## 20 Tragfähigkeit von Flachgründungen

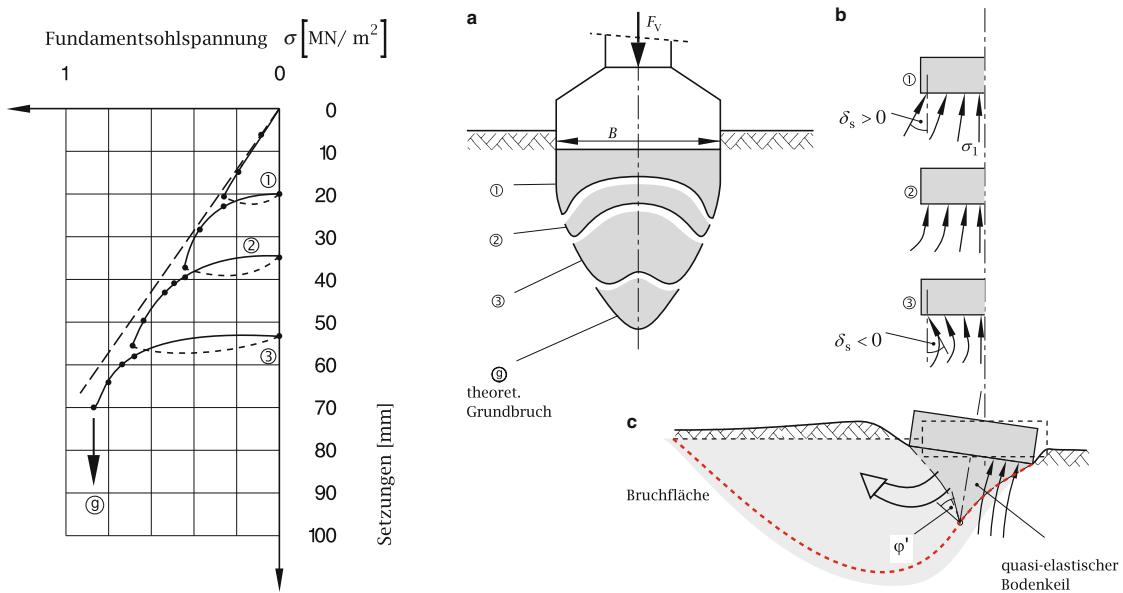
### 20.1 Entwicklung eines Grundbruchs

Unter "Grundbruch" versteht man das Ausweichen des tragenden Bodens bei zunehmender Erhöhung der Fundamentlast. Ein Grundbruch kann auch auftreten, wenn die Scherfestigkeit des Bodens unter dem Fundament herabgesetzt wird (z.B. durch Wasserdruck) oder eine seitlich stützende Auflast entfernt wird. Die Fundamentlast kann sich aus vertikalen und horizontalen Anteilen zusammensetzen und auch exzentrisch wirken. Beim Grundbruch wird der Scherwiderstand des Bodens entlang einer Fuge oder in einem ganzen Gebiet erreicht bzw. überschritten.

Abbildung 20.1 zeigt ein typisches Beispiel für ein gemessenes Last-Setzungs-Diagramm eines bis zum Grundbruch zentrisch und lotrecht belasteten Fundamentes, die zugehörige Folge der Zustände im Boden.

Der Baugrund bestand bei diesem Versuch aus mitteldicht gelagertem Sand. Im Versuchsablauf sind folgende 4 Phasen zu beobachten:

1. **Gebrauchslastzustand:** In dieser Anfangsphase sind die Setzungen noch annähernd proportional zur Last. Der Sohldruck zeigt (Kerbwirkung der Kanten!) zwei außenliegende Maxima, die aber nicht exakt an den Kanten auftreten, weil durch die lokale Verdrängung des Bodens an diesen Stellen bereits eine Sohldruckumlagerung beginnt. Der Boden behindert die Zugdehnung des Fundamentkörpers; die Trajektorien zeigen zur Fundamentachse.
2. Die Last-Setzungs-Kurve beginnt sich zu krümmen. Die Sohldruckmaxima wandern nach innen, da der von der Kante ausgehende Verdrängungsbereich sich ausweitet. Die Sohldruckfläche füllt sich im Mittelbereich auf, da nur dort noch Tragreserven sind.
3. Die Sohlschubspannungen werden von außen nach innen abgebaut und ändern in Randnähe schließlich ihr Vorzeichen (vgl. Richtungsänderung der Trajektorien). Die Grenze der statisch möglichen Spannungsumlagerung im Boden und damit der Grenzzustand für die Last ist erreicht.
4. Der Bodenkern, auf den sich das Fundament abstützt, wird instabil und bricht einseitig weg → Grundbruch.



(a) Last-Setzungs-Kurve für ein bis zum Grundbruch belastetes Fundament

(b) Folge der Zustände bis zum Erreichen des Grundbruchs

Abbildung 20.1: Typisches Beispiel für ein gemessenes Last-Setzungs-Diagramm eines bis zum Grundbruch zentrisch und lotrecht belasteten Fundamentes und zugehörige Folge der Zustände im Boden [47]

## 20.2 Bruchmechanismen

Bei Flächengründungen können die Bruchmechanismen

- “mechanischer Grundbruch”
- “hydraulischer Grundbruch”
- “Auftriebsbruch”

auftreten.

Bei einem mechanischen Grundbruch ist die Standsicherheit einer Gründung infolge der Ausbildung von Gleitflächen im Untergrund nicht gegeben. Dabei wird die Scherfestigkeit unter dem Fundament herabgesetzt, da der Scherwiderstand des Bodens erreicht oder überschritten wird, oder eine seitlich stützende Auflast entfernt wird. Der Untergrund verformt sich durch die von der Last des Bauwerkes hervorgerufenen Spannungen entsprechend seiner Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit. Lotrechte Lasten verursachen zunächst vor allem lotrechte Verschiebungen (Setzungen). Mit zunehmender Last bilden sich progressiv fortschreitend Gleitflächen aus und der Boden wird dabei auch seitlich verdrängt.

Nach der Lage bzw. Länge der Gleitflächen kann man beim mechanischen Grundbruch vier verschiedene Brucharten unterscheiden:

- **Globaler Scherbruch** (Abb. 21.3a): Bei Erreichen der Bruchlast (Traglast, Tragfähigkeit) versinkt der Gründungskörper im Boden; dabei beginnen die Gleitflächen an den Gründungsrändern, umschließen den Gründungskörper und reichen bis zur Geländeoberfläche beim gegenüberliegenden Gründungsrand.
- **Globaler Scherbruch an einer Böschung** (Abb. 21.3b): Bei Bauwerken an einem Geländespunkt bzw. in oder auf einer Böschung ist der möglicherweise auftretende Bruchmechanismus ähnlich dem eines Böschungsbruches. Im Gegensatz zur Sicherheit gegenüber

Böschungsbruch ist jedoch hier die Sicherheit durch die mögliche Erhöhung des Sohldruckes definiert und nicht durch die mögliche Abminderung der Scherfestigkeit.

- **Lokaler Scherbruch** (Abb. 21.3c): mit nicht durchgehenden Gleitflächen: die Gleitflächen beginnen an den Gründungsrändern und enden innerhalb des Untergrundes, sie reichen also nicht bis zur Geländeoberfläche. Ein lokaler Scherbruch tritt bei einer großen Einbindetiefe oder bei locker gelagertem Boden auf.
- **Stanzbruch** (Abb. 21.3d): Bei stark zusammendrückbarem Untergrund (weicher Ton, lockerer Sand) können beträchtliche Setzungen auftreten, bevor sich örtlich begrenzte Gleitflächen ausbilden. Ein Stanzbruch tritt auch bei großen Gründungstiefen auf und im Falle, dass unterhalb des Gründungskörpers zuerst eine feste (z.B. Kies-Sand) und dann eine weiche Bodenschicht (z.B. Ton) ansteht.

Bei zu starker Neigung der Resultierenden gegen die äußere Normale der Sohlfläche tritt durch Überwinden der Scherfestigkeit eine Bewegung ein und zwar beim Fels zwischen Sohle und Untergrund und beim Boden in sohnahen Gleitflächen (Abb. 21.3e). Diese Bewegungsart wird als Gleiten bezeichnet. Bei waagrechter Sohlfläche gleitet das Bauwerk, wenn die waagrechte Komponente der in der Sohlfläche oder in einer darunter befindlichen Schnittfläche angreifenden Resultierenden Kraft größer ist als die maximal mögliche entgegenwirkende Schubkraft. Die Gleitgefahr wird durch den passiven Erddruck vor dem Bauwerk vermindert.

Wandert der Punkt, in dem die Resultierende der äußeren Kräfte die Sohle trifft, über den Rand des Kerns hinaus, so entsteht (bei Annahme einer linearen Sohlspannungsverteilung) eine "klaffende Fuge" und eine rasch anwachsende Sohlspannung im Druckbereich, die zu einer Bewegung, wie in Abb. 21.3f gezeigt, führen kann und welche nur einen verhältnismäßig kleinen Bodenbereich unterhalb (und nicht auch seitlich) der Gründung erfasst. Diese Bewegungsart wird als Kippen bezeichnet.

Wird der Untergrund infolge einer Zunahme von Porenwasserdrücken instabil, so spricht man von einem hydraulischen Grundbruch. Ein hydraulischer Grundbruch kann als Scherbruch, als Verflüssigungsbruch, als Gesteinsaufreißen oder als Erosionsbruch in Erscheinung treten (Abb. 21.3g).

- Von einem Erosionsbruch spricht man bei einem Bruch infolge äußerer Erosion, innerer Erosion, Kontaktersision oder Fugenerosion.
- Ein hydraulischer Grundbruch tritt als Verflüssigungsbruch oder als Gesteinsaufreißen in Erscheinung, wenn die Porenwasserdrücke im Boden Spannungszustände  $\sigma = 0$  erzeugen und dadurch ein Bruchmechanismus ausgelöst wird.
- Ein Auftriebsbruch tritt ein, wenn ein Bauwerk infolge des auf dieses Bauwerk wirkenden Auftriebs aufschwimmt (Abb. 21.3h). Dieser Mechanismus kann als Verflüssigungsbruch in der Gründungssohle aufgefasst werden.

### 20.3 Bruchmechanismen

Bei Flächengründungen können die Bruchmechanismen

- "mechanischer Grundbruch"
- "hydraulischer Grundbruch"
- "Auftriebsbruch"

auftreten.

Bei einem mechanischen Grundbruch ist die Standsicherheit einer Gründung infolge der Ausbildung von Gleitflächen im Untergrund nicht gegeben. Dabei wird die Scherfestigkeit unter

dem Fundament herabgesetzt, da der Scherwiderstand des Bodens erreicht oder überschritten wird, oder eine seitlich stützende Auflast entfernt wird.

Der Untergrund verformt sich durch die von der Last des Bauwerkes hervorgerufenen Spannungen entsprechend seiner Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit. Lotrechte Lasten verursachen zunächst vor allem lotrechte Verschiebungen (Setzungen). Mit zunehmender Last bilden sich progressiv fortschreitend Gleitflächen aus und der Boden wird dabei auch seitlich verdrängt.

Nach der Lage bzw. Länge der Gleitflächen kann man beim mechanischen Grundbruch vier verschiedene Brucharten unterscheiden:

- **Globaler Scherbruch** (Abbildung 20.2a): Bei Erreichen der Bruchlast (Traglast, Tragfähigkeit) versinkt der Gründungskörper im Boden; dabei beginnen die Gleitflächen an den Gründungsrändern, umschließen den Gründungskörper und reichen bis zur Geländeoberfläche beim gegenüberliegenden Gründungsrand.
- **Globaler Scherbruch an einer Böschung** (Abbildung 20.2b): Bei Bauwerken an einem Geländesprung bzw. in oder auf einer Böschung ist der möglicherweise auftretende Bruchmechanismus ähnlich dem eines Böschungsbruches. Im Gegensatz zur Sicherheit gegenüber Böschungsbruch ist jedoch hier die Sicherheit durch die mögliche Erhöhung des Sohldruckes definiert und nicht durch die mögliche Abminderung der Scherfestigkeit.
- **Lokaler Scherbruch** (Abbildung 20.2c): mit nicht durchgehenden Gleitflächen: die Gleitflächen beginnen an den Gründungsrändern und enden innerhalb des Untergrundes, sie reichen also nicht bis zur Geländeoberfläche. Ein lokaler Scherbruch tritt bei einer großen Einbindetiefe oder bei locker gelagertem Boden auf.
- **Stanzbruch** (Abbildung 20.2d): Bei stark zusammendrückbarem Untergrund (weicher Ton, lockerer Sand) können beträchtliche Setzungen auftreten, bevor sich örtlich begrenzte Gleitflächen ausbilden. Ein Stanzbruch tritt auch bei großen Gründungstiefen auf und im Falle, dass unterhalb des Gründungskörpers zuerst eine feste (z.B. Kies-Sand) und dann eine weiche Bodenschicht (z.B. Ton) ansteht.

Bei zu starker Neigung der Resultierenden gegen die äußere Normale der Sohle tritt durch Überwinden der Scherfestigkeit eine Bewegung ein und zwar beim Fels zwischen Sohle und Untergrund und beim Boden in sohnahen Gleitflächen (Abbildung 20.2e). Diese Bewegungsart wird als Gleiten bezeichnet. Bei waagrechter Sohle gleitet das Bauwerk, wenn die waagrechte Komponente der in der Sohle oder in einer darunter befindlichen Schnittfläche angreifenden Resultierenden Kraft größer ist als die maximal mögliche entgegenwirkende Schubkraft. Die Gleitgefahr wird durch den passiven Erddruck vor dem Bauwerk vermindert.

Wandert der Punkt, in dem die Resultierende der äußeren Kräfte die Sohle trifft, über den Rand des Kerns hinaus, so entsteht (bei Annahme einer linearen Sohlespannungsverteilung) eine "klaffende Fuge" und eine rasch anwachsende Sohlespannung im Druckbereich, die zu einer Bewegung, wie in Abbildung 20.2f gezeigt, führen kann und welche nur einen verhältnismäßig kleinen Bodenbereich unterhalb (und nicht auch seitlich) der Gründung erfasst. Diese Bewegungsart wird als Kippen bezeichnet.

Wird der Untergrund infolge einer Zunahme von Porenwasserdrücken instabil, so spricht man von einem hydraulischen Grundbruch. Ein hydraulischer Grundbruch kann als Scherbruch, als Verflüssigungsbruch, als Gesteinsaufreißen oder als Erosionsbruch in Erscheinung treten (Abbildung 20.2g).

- Von einem Erosionsbruch spricht man bei einem Bruch infolge äußerer Erosion, innerer Erosion, Kontakterosion oder Fugenerosion.
- Ein hydraulischer Grundbruch tritt als Verflüssigungsbruch oder als Gesteinsaufreißen in Erscheinung, wenn die Porenwasserdrücke im Boden Spannungszustände  $\sigma = 0$  erzeugen und dadurch ein Bruchmechanismus ausgelöst wird.

- Ein Auftriebsbruch tritt ein, wenn ein Bauwerk infolge des auf dieses Bauwerk wirkenden Auftriebs aufschwimmt (Abbildung 20.2h). Dieser Mechanismus kann als Verflüssigungsbruch in der Gründungssohle aufgefasst werden.

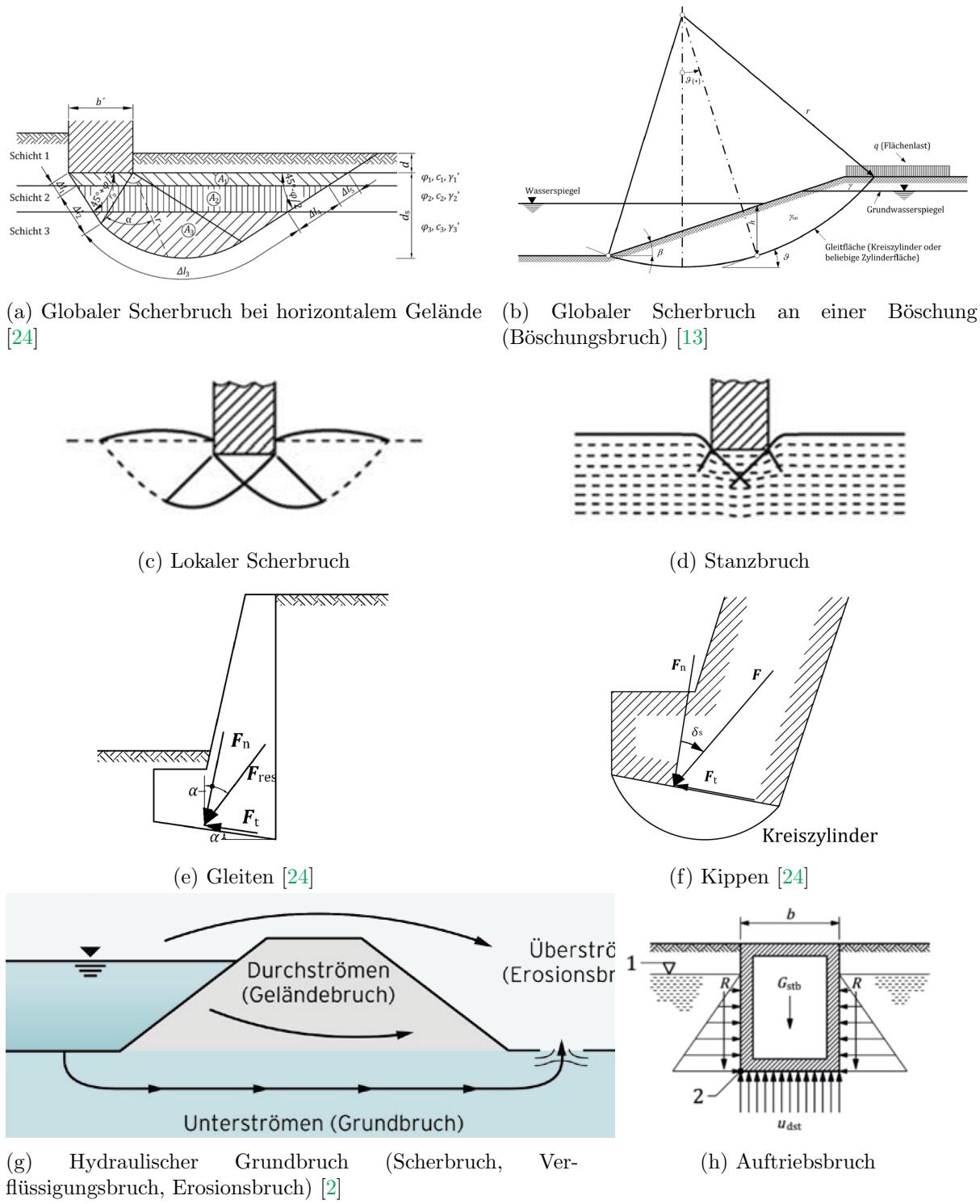


Abbildung 20.2: Bruchmechanismen von Flachgründungen

## 20.4 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (Grundbruch) nach [24]

### 20.4.1 Bemessungskriterium und Teilsicherheitsbeiwerte

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist durch das Erfüllen folgender Ungleichung zu erbringen:

$$E_d \leq R_{Gr,d} \quad (20.1)$$

Dabei ist  $E_d$  der Bemessungswert der wirksamen Normalkomponente der Sohldruckkraft. Dieser ergibt sich aus dem Bemessungswert der wirksamen Sohldruckkraft  $F_d$  gemäß Gleichung 20.3 — siehe auch Abbildung 20.3.

$$\sigma_{s,d} = \arctan \left( \frac{F_{n,d}}{F_{s,d}} \right) \quad (20.2)$$

sowie

$$E_d = \sum \gamma_i E_i \quad (20.3)$$

als Summen aller zu berücksichtigenden, mit den jeweils anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerten faktorisierten, ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes  $R_{Gr,d}$  ist gemäß Gleichung 20.4 mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{R,Gr}$  gemäß Tabelle 28 zu ermitteln.

$$R_{Gr,d} = \frac{R_{Gr,k}}{\gamma_{R,Gr}} \quad (20.4)$$

mit  $R_{Gr,k}$  als charakteristischem Sohldruckwiderstand. **Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes  $R_{Gr,d}$  wirkt definitionsgemäß normal auf die Sohlfläche.**

Sind ständige und nichtständige Einwirkungen vorhanden, so ist der charakteristische Lastneigungswinkel  $\sigma_{s,k}$  nicht gleich dem Bemessungswert des Lastneigungswinkels  $\sigma_{s,d}$ . Aus diesem Grund ist der Nachweis der Grundbruchsicherheit mit den normal auf die Sohlfläche wirkenden Komponenten der Einwirkungen und des Widerstandes zu führen. Tabelle 27 enthält die Teilsicherheitsbeiwerte für die Beanspruchung. Tabelle 28 enthält die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grundbruchwiderstand. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bodenkennwerte zur Berechnung des Grundbruchwiderstandes sind  $\gamma_M = 1,0$ , d.h. die Berechnung des Grundbruchwiderstandes hat mit charakteristischen Werten zu erfolgen.

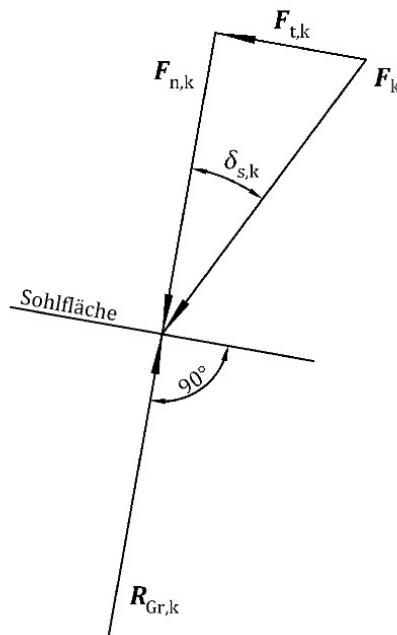


Abbildung 20.3: Einwirkungen und Widerstände in der Sohlfläche [24]

Tabelle 27: Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen  $\gamma_E$ 

Beanspruchung		Symbol	Wert		
Dauer	Bedingung		BS1	BS2	BS3
ständig	ungünstig	$\gamma_G$	1,35	1,20	1,00
	günstig	$\gamma_G$	1,00	1,00	1,00
veränderlich	ungünstig	$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,00
	günstig	$\gamma_Q$	0	0	0

Tabelle 28: Teilsicherheitsbeiwerte für den Grundbruchwiderstand  $\gamma_{R,Gr}$ 

Widerstand	Symbol	Wert		
		BS1	BS2	BS3
Endtragfähigkeit	$\gamma_{R,Gr}$	1,40	1,30	1,20
Anfangstragfähigkeit	$\gamma_{R,Gr,u}$	1,60	1,45	1,35

#### 20.4.2 Berechnungsverfahren

**Ausmittig belastete Sohlflächen** Ausmittig belastete Sohlflächen werden berücksichtigt, indem mittig belastete Ersatzflächen  $A'$  eingeführt werden. Dabei wird angenommen, dass nur die rechnerische Fläche  $A'$  die Last in den Baugrund überträgt. Der über die Ersatzfläche  $A'$  hinausreichende Teil des Fundamentkörpers ist in der Berechnung und bei der Konstruktion des Gleitflächenbildes nicht zu berücksichtigen (Abbildung 20.4, Abbildung 20.5 und Abbildung 20.6). Dafür sind bei rechteckigen Sohlflächen mit den Exzentrizitäten  $e_l$  und  $e_b$  eine Ersatzbreite  $b'$  und eine Ersatzlänge  $l'$  zu ermitteln, sodass die resultierende Einwirkung  $F_d$  im Schwerpunkt der Ersatzfläche angreift. Bei kreisförmiger Sohlfläche kann die in Abbildung 20.6 dargestellte Lösung gewählt werden. Unabhängig vom Verhältnis  $l/b$  gilt  $l' \leq b'$ . Die Ersatzbreite  $b'$  ist somit stets die kleinere Seite der mittig belasteten Ersatzfläche (siehe Abbildung 20.5 und 20.6). Tritt der Grundbruch auf der dem exzentrischen Lastangriff gegenüberliegenden Seite des Fundamentes auf, so gilt  $b' = b$ .

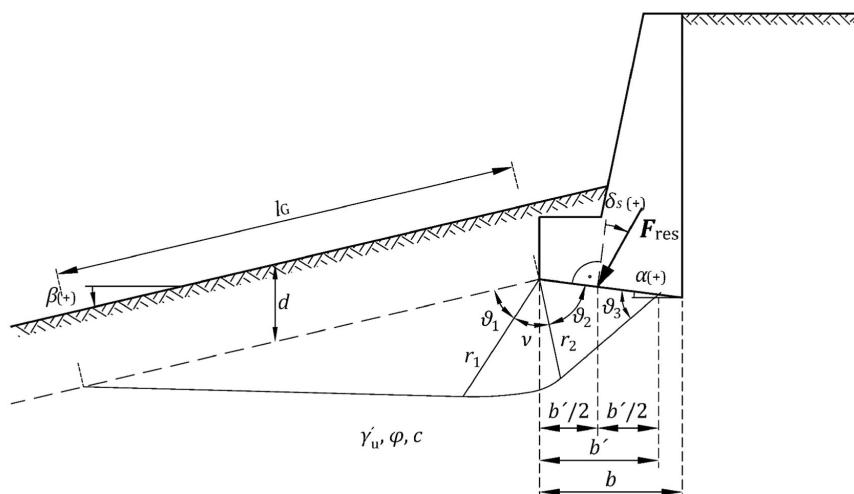
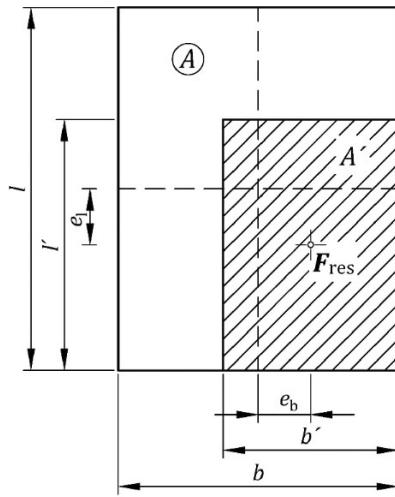


Abbildung 20.4: Gleitflächenbild (Beispiel Stützmauerfundament) [24]

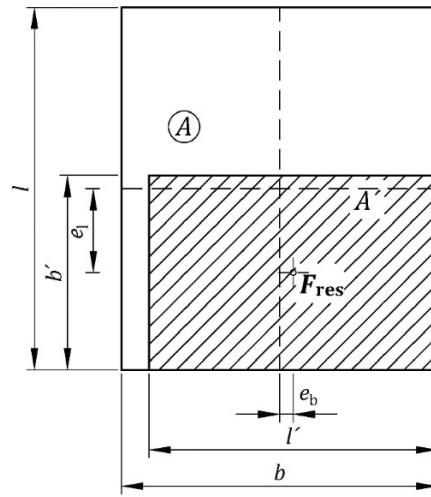
Fall 1:  $l - 2 e_1 > b - 2 e_b$

$$l' = l - 2 e_1, b' = b - 2 e_b$$



Fall 2:  $l - 2 e_1 < b - 2 e_b$

$$l' = b - 2 e_b, b' = l - 2 e_1$$



#### Legende:

$A = l \times b$  tatsächliche Fläche der Gründungssohle

$A' = l' \times b'$  mittig belastete Ersatzfläche der Gründungssohle

$F_{\text{res}}$  Schnittpunkt der Sohldruckkraft  $F_{\text{res}}$  mit der Gründungssohle

Abbildung 20.5: Mittig belastete Ersatzfläche  $A'$  der Gründungssohle zur angenähernten Grundbruchberechnung für ausmittig belastete Rechteckfundamente [24]

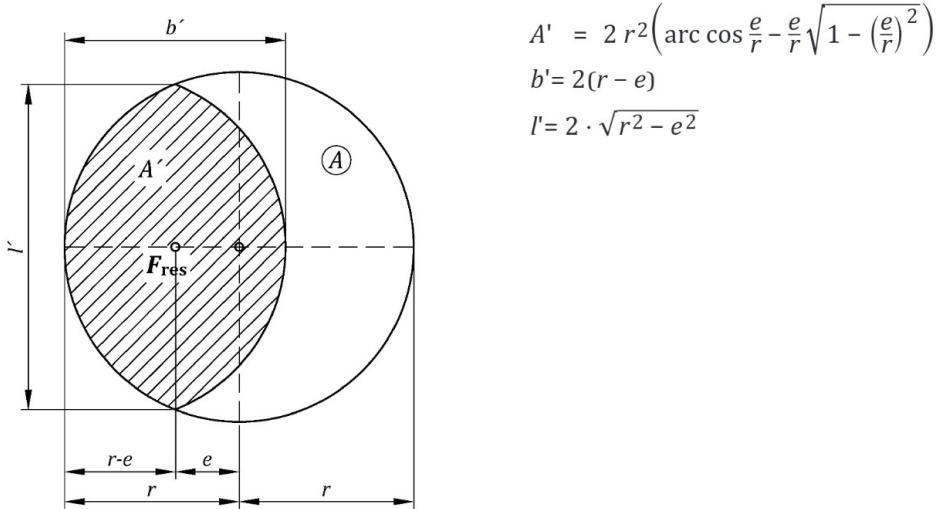


Abbildung 20.6: Mittig belastete Ersatzfläche  $A'$  der Gründungssohle zur angenähernten Grundbruchberechnung für ausmittig belastete Kreisfundamente [24]

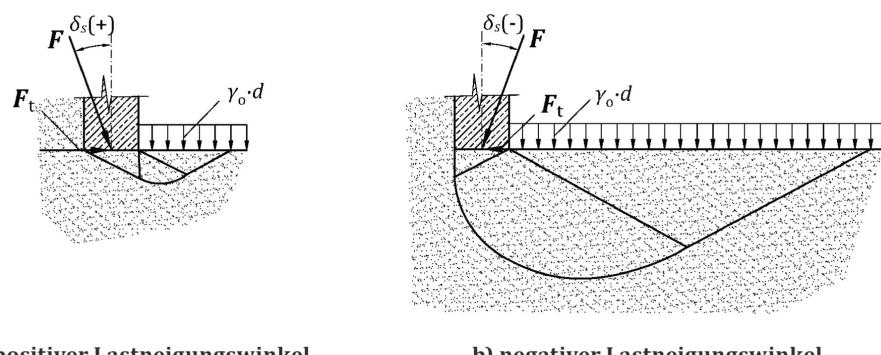
#### 20.4.3 Berechnung des Grundbruchwiderstandes

**Allgemeines** Der Grundbruchwiderstand  $R_{\text{Gr},k}$  ist mittels Grundbruchberechnung zu bestimmen. In den nachfolgenden Gleichungen sind die Winkelgrößen im Bogenmaß (rad) einzusetzen. Die Berechnung des charakteristischen Grundbruchwiderstandes hat mit den charakteristischen

Werten der Scherparameter ( $\varphi_k$ ,  $c_k$ ) und der Wichten ( $\gamma'_k$ ) zu erfolgen. Die Scherfestigkeit des Bodens oberhalb der Fundamentsohle ist dabei zu vernachlässigen.

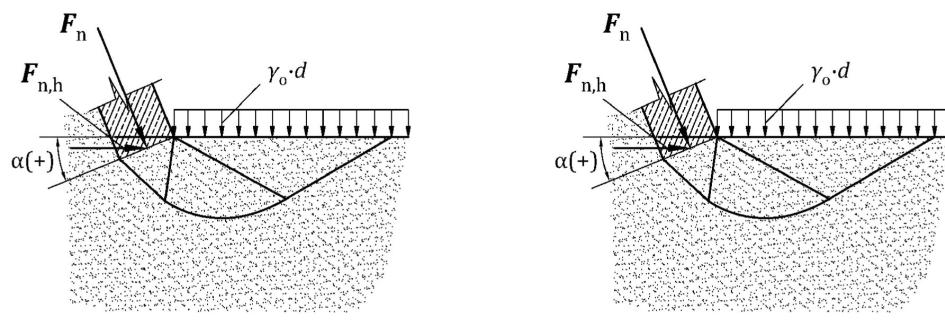
Die Vorzeichenvereinbarung für den Winkel  $\beta$  geht aus Abbildung 20.4 hervor. Der Winkel  $\delta_s$  ist positiv, wenn sich der zugeordnete Gleitkörper in Richtung der Tangentialkomponente  $F_t$  verschiebt (Abbildung 20.7a). Der Winkel  $\alpha$  ist positiv, wenn sich der zugeordnete Gleitkörper in Richtung der Horizontalkomponente  $F_{n,h}$  verschiebt (Abbildung 20.8a)). Verschiebt sich der Gleitkörper - z.B. infolge unterschiedlicher Einbindetiefen - in die entgegengesetzte Richtung, so sind diese Winkel negativ (Abbildung 20.7b und 20.8b). Im Zweifelsfall sind beide Gleitkörper zu untersuchen.

Die nachfolgenden Gleichungen für die Ermittlung des Grundbruchwiderstandes sind Näherungen, die aus der Plastizitätstheorie und aus Versuchsergebnissen abgeleitet wurden.



a) positiver Lastneigungswinkel

b) negativer Lastneigungswinkel

Abbildung 20.7: Vorzeichenregelung für den Lastneigungswinkel  $\delta$  [24]

a) positiver Sohlneigungswinkel

b) negativer Sohlneigungswinkel

Abbildung 20.8: Vorzeichenregelung für den Sohlneigungswinkel  $\alpha$  [24]

**Endtragfähigkeit** Bei homogenem Boden und geschichtetem Boden ist der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstandes für die Endtragfähigkeit aus den drei Anteilen infolge Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion nach Gleichung 20.5 wie folgt zu berechnen:

$$R_{Gr,k} = A'(\gamma'_u \cdot b' \cdot N_\gamma + \gamma'_o \cdot d \cdot N_q + c \cdot N_c) \quad (20.5)$$

In Gleichung 20.5 und den folgenden sind unter  $\gamma'_u$  und  $\gamma'_o$  immer die effektiven Wichten zu verstehen, also je nach Lage des Grundwasserspiegels Wichte feucht bzw. Wichte unter Auftrieb.

**Tragfähigkeitsbeiwerte:** Für  $\varphi > 0$  sind die Tragfähigkeitsbeiwerte wie folgt zu ermitteln:

$$N_\gamma = N_{\gamma,0} \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot t_\gamma \cdot s_\gamma \quad (20.6)$$

$$N_q = N_{q,0} \cdot i_q \cdot g_q \cdot t_q \cdot s_q \quad (20.7)$$

$$N_c = N_{c,0} \cdot i_c \cdot g_c \cdot t_c \cdot s_c \quad (20.8)$$

Die Beiwerte  $N_{\gamma,0}$ ,  $N_{q,0}$  und  $N_{c,0}$  gelten für den Grundfall  $\alpha = \beta = \delta_s = 0$ . Sie sind wie folgt zu berechnen:

$$N_{\gamma,0} = (N_{q,0} - 1) \tan \varphi \quad (20.9)$$

$$N_{q,0} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} \quad (20.10)$$

$$N_{c,0} = (N_{q,0} - 1) \cot \varphi \quad (20.11)$$

Die Tragfähigkeitsbeiwerte für den Grundfall können auch der Tabelle 29 entnommen werden. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Die Beiwerte  $i$ ,  $g$ ,  $t$  und  $s$  können aus den nachfolgenden Absätzen ermittelt werden.

Tabelle 29: Tragfähigkeitsbeiwerte für den Grundfall

$\varphi$	$N_{\gamma,0}$	$N_{q,0}$	$N_{c,0}$	$\varphi$	$N_{\gamma,0}$	$N_{q,0}$	$N_{c,0}$
0,0	0,00	1,00	5,14	20,0	1,96	6,40	14,84
2,5	0,01	1,25	5,76	22,5	2,99	8,23	17,45
5,0	0,05	1,57	6,49	25,0	4,51	10,66	20,72
7,5	0,13	1,97	7,34	27,5	6,73	13,94	24,85
10,0	0,26	2,47	8,34	30,0	10,05	18,40	30,14
12,5	0,47	3,12	9,54	32,5	15,02	24,58	37,02
15,0	0,79	3,94	10,98	35,0	22,61	33,30	46,12
17,5	1,26	5,01	12,71	37,5	34,38	45,81	58,40
20,0	1,96	6,40	14,84	40,0	53,03	64,20	75,31

**Lastneigungsbeiwerte** Die Ermittlung der Lastneigungsbeiwerte hat mit charakteristischen Werten der Einwirkungen zu erfolgen.

$$i_\gamma (\delta_{s,k} \geq 0) = \quad (20.12)$$

$$i_\gamma (\delta_{s,k} \leq 0) = \cos \delta_{s,k} (1 - 2,29 \delta_{s,k})^{0,64+1,6\varphi} \quad (20.13)$$

$$i_q (\delta_{s,k} \geq 0) = (1 - \tan \delta_{s,k})^m \quad (20.14)$$

$$i_q (\delta_{s,k} \leq 0) = \cos \delta_{s,k} (1 - 1,4 \delta_{s,k})^{0,03+2,29\varphi} \quad (20.15)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_{c,0} \tan \varphi} = \frac{i_q N_{q,0} - 1}{N_{q,0} - 1} \quad (20.16)$$

mit

$$m = \frac{2b' + l'}{b' + l'} \sin^2 \kappa + \frac{b' + 2l'}{b' + l'} \cos^2 \kappa \quad (20.17)$$

Der Winkel  $\kappa$  bestimmt die Richtung der Horizontalkomponente  $F_h$  (Abbildung 20.9). Er liegt zwischen 0 und  $\pi/2$  ( $0^\circ$  und  $90^\circ$ ). Bei einem Streifenfundament ( $b'/l' = 0$ ) und  $\kappa = 0$  ist gemäß Gleichung 20.17  $m = 2$ ; bei einem quadratischen Fundament ( $b'/l' = 1$ ) und  $\kappa = 0$  bzw.  $\kappa = \pi/2$  ist  $m = 1,5$ .

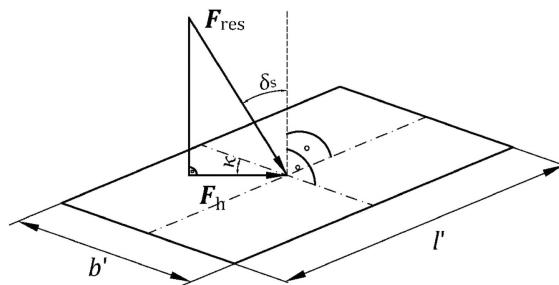


Abbildung 20.9: Schräga angreifende Sohldruckkraft [24]

**Geländeneigungsbeiwerte** Die Berechnung mit Geländeneigungsbeiwerten setzt voraus, dass die Böschung ab der Vorderkante des Fundaments bis zum Ende des Grundbruchkörpers gleichmäßig geneigt ist (Abbildung 20.4). Bei geneigtem Gelände ist zusätzlich auch immer der Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu erbringen.

$$g_\gamma = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^6 \quad (20.18)$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^{1,9} \quad (20.19)$$

$$g_c = \frac{N_{q,0} \cdot e^{-2,0 \cdot \beta \tan \varphi} - 1}{N_{q,0} - 1} \quad (20.20)$$

### Sohlneigungsbeiwerte

$$t_\gamma = t_q = t_c = e^{-2,58 \cdot \alpha \tan \varphi} \quad (20.21)$$

**Formbeiwerte** Für  $l'/b' < 5$  gilt:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{b'}{l'} \quad (20.22)$$

$$s_q = 1 + \frac{b'}{l'} \sin \varphi \quad (20.23)$$

$$s_c = \frac{N_{q,0} \cdot s_q - 1}{N_{q,0} - 1} \quad (20.24)$$

Für  $l'/b' \geq 5$  (Streifenfundament) gilt:

$$s_\gamma = s_q = s_c = 1,0 \quad (20.25)$$

**Anfangstragfähigkeit** Bei homogenem Boden und geschichtetem Boden ist der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstandes für die Anfangstragfähigkeit nach Gleichung 20.26 wie folgt zu berechnen:

$$R_{Gr,u,k} = A'(\gamma'_o d N_q + c_u N_c) \quad (20.26)$$

**Tragfähigkeitsbeiwerte** Für  $\varphi = 0$  gilt:

$$N_q = \cos \beta \quad (20.27)$$

$$N_c = N_{c,0} i_c g_c t_c s_c \quad (20.28)$$

$$N_{c,0} = 5,14 \quad (20.29)$$

### Lastneigungs-, Geländeneigungs- und Sohlneigungsbeiwerte

$$i_q = g_q = t_q = 1,0 \quad (20.30)$$

$$i_c = 0,5 + 0,5 \left( 1 - \frac{F_t}{A'c_u} \right)^{0,5} \quad (20.31)$$

$F_t$  ist die tangentiale Komponente der Sohldruckkraft. Der Wert  $\frac{F_t}{A'c_u}$  muss  $\leq 1$  sein.

$$g_c = 1 - 0,4 \tan \beta \quad (20.32)$$

$$t_c = 1 - 0,39\alpha \quad (20.33)$$

**Formbeiwerte** Für  $l'/b' > 5$  gilt:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} \quad (20.34)$$

Für quadratische Fundamente und Kreisfundamente gilt:

$$s_c = 1,2 \quad (20.35)$$

Für  $l'/b' \leq 5$  (Streifenfundament) gilt:

$$s_c = 1,0 \quad (20.36)$$

#### 20.4.4 Konstruktion des Gleitflächenbildes

In den nachfolgenden Gleichungen sind die Winkelgrößen im Bogenmaß (rad) einzusetzen. Der Verlauf der beim Grundbruch auftretenden Gleitfläche darf näherungsweise mit Hilfe der nachfolgenden Gleichungen ermittelt werden. Diese Gleichungen gelten genau für  $\gamma'_u = 0$  und  $c = 0$  (Abbildungen 20.4 und 20.10). Dabei ist der charakteristische Wert des Reibungswinkels ( $\varphi_k$ ) einzusetzen.

Für den allgemeinen Fall mit  $\varphi > 0$  (Voraussetzungen:  $\alpha < \varphi, \beta < \varphi, \delta < \varphi$ ) gilt:

$$\vartheta_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \frac{\varepsilon_1 + \beta}{2} \quad (20.37)$$

$$\sin \varepsilon_1 = -\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \quad (20.38)$$

$$\vartheta_2 = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \frac{\varepsilon_2 - \delta_s}{2} \quad (20.39)$$

$$\sin \varepsilon_2 = -\frac{\sin \delta_s}{\sin \varphi} \quad (20.40)$$

$$\vartheta_3 = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{\varepsilon_2 - \delta_s}{2} \quad (20.41)$$

$$\nu = \pi - \alpha - \beta - \vartheta_1 - \vartheta_2 \quad (20.42)$$

$$r_2 = b' \frac{\sin \vartheta_3}{\cos \alpha \sin (\vartheta_2 + \vartheta_3)} \quad (20.43)$$

$$r_1 = r_2 e^{\nu \tan \varphi} \quad (20.44)$$

$$l_G = r_1 \frac{\cos \varphi}{\cos(\vartheta_1 + \varphi)} \quad (20.45)$$

$$l_{Sp} = \frac{r_1 - r_2}{\sin \varphi} \quad (20.46)$$

Für den Grundfall  $\alpha = \beta = \delta_s = 0$  und  $\varphi > 0$  gilt:

$$\vartheta_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (20.47)$$

$$\vartheta_2 = \vartheta_3 = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (20.48)$$

$$\nu = \frac{\pi}{2} \quad (20.49)$$

$$r_2 = \frac{b'}{2 \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (20.50)$$

Für den Sonderfall  $\alpha = \beta = \delta_s = \varphi = 0$  gilt:

$$\vartheta_1 = \vartheta_2 = \vartheta_3 = \frac{\pi}{4} \quad (20.51)$$

$$\nu = \frac{\pi}{2} \quad (20.52)$$

$$r_1 = r_2 = \frac{b}{\sqrt{2}} \quad (20.53)$$

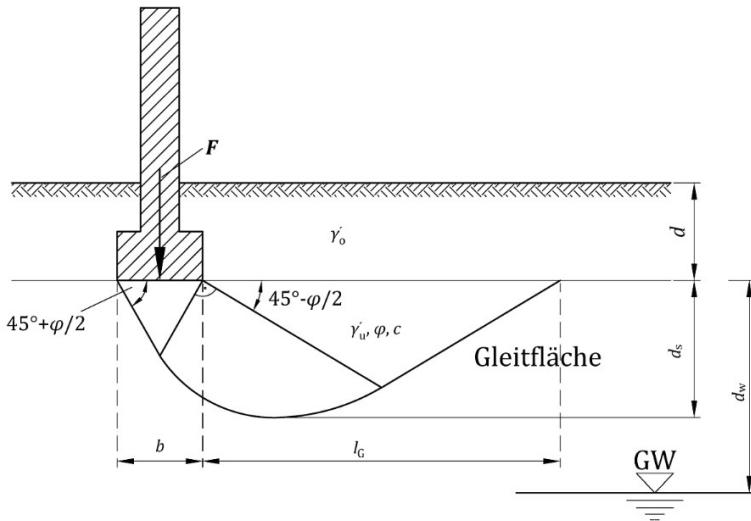


Abbildung 20.10: Gleitfläche des Grundbruchs bei lotrechter, mittiger Belastung

#### 20.4.5 Berücksichtigung eines horizontal geschichteten Untergrundes

Die Tragfähigkeitsgleichung kann unmittelbar nur dann angewendet werden, wenn der Untergrund zwischen der Gründungssohle und der Tiefe, bis in welche die Gleitfläche reicht, annähernd homogen ist. Abbildung 20.11 zeigt eine Gleitfläche im geschichteten Untergrund.

Die Endtragfähigkeit kann mit folgenden mittleren Werten berechnet werden, wenn die Reibungswinkel der einzelnen Schichten nicht allzu sehr vom Mittelwert abweichen (Richtwert für die zulässige Abweichung: 5°):

$$\gamma' = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma'_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (20.54)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n c_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (20.55)$$

$$\tan \varphi = \frac{\sum_{i=1}^n \tan \varphi_i \cdot \sigma_i l_i}{\sum_{i=1}^n \sigma_i l_i} \quad (20.56)$$

Es bedeutet:

- $\gamma'_i, c_i, \varphi'_i$ : Bodenkennwerte der einzelnen Gleitflächenabschnitte
- $A_i$ : Flächen der einzelnen Gleitkörperbereiche
- $l_i$ : Längen der einzelnen Gleitflächenabschnitte
- $\sigma$ : Normalspannung in der Gleitfläche. Der Einfluss der Fundamentlast auf die Normalspannung kann näherungsweise berücksichtigt werden. Dabei können folgende Bereiche für die Gleitfläche angesetzt werden:
  - Gleitfläche unter dem Fundament:  $\sigma_i = (\frac{V}{b} + \gamma z_i) \cos^2 \beta_i$
  - Gleitfläche seitlich des Fundamentes:  $\sigma_i = \gamma \cdot (d + z_i) \cdot \cos^2 \beta_i$

Der Index  $i$  bezeichnet Punkte der Gleitfläche in der Schicht  $i$ ,  $d_i$  ist die Tiefe dieser Punkte unter der Fundamentsohle,  $\beta_i$  ist die Neigung der Gleitfläche in diesen Punkten (Abbildung 20.10). Für die erste Annahme wird die Gleitfläche mit einem geschätzten Mittelwert des Reibungswinkels  $\varphi$  berechnet.

Bei einem Schichtenaufbau mit stark unterschiedlicher Scherfestigkeit können auch andere Bruchmechanismen maßgebend werden. Diese können im Einzelfall nach dem Verfahren mit starren Bruchkörpern auf geraden Gleitlinien nach [13] untersucht werden.

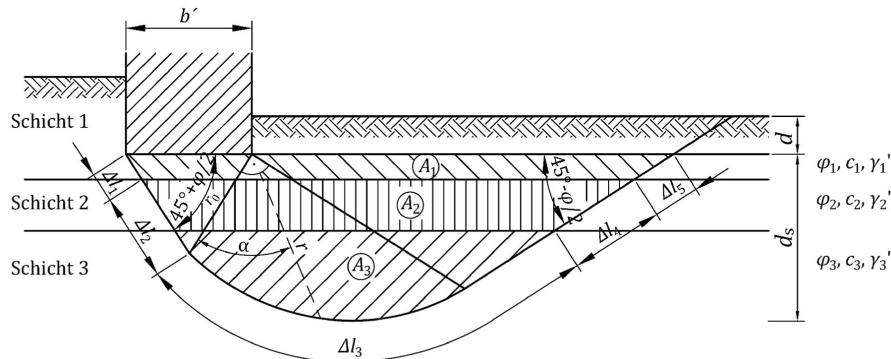


Abbildung 20.11: Gleitfläche im geschichtetem Untergrund [24]

## 20.5 Berücksichtigung von Grundwasser

Schneidet der Grundwasserspiegel den Gleitkörper des Grundbruchs, d.h. liegt der Grundwasserspiegel innerhalb der Tiefe  $d_w < d_s$  (wobei  $d_w$  der Abstand des Grundwasserspiegels von der Gründungssohle ist, siehe Abbildung 20.10) unter der Gründungsfläche, ist das Grundwasser in der Nachweisführung zu berücksichtigen. In diesem Fall ist die Wichte  $\gamma'$  gemäß Gleichung 20.54 zu ermitteln.

## 20.6 Nachweis des Grenzzustandes Gleiten

### 20.6.1 Allgemeines

Für den Fall, dass der Lastneigungswinkel  $\delta$  ungleich 0 ist, ist der Gleitsicherheitsnachweis zu führen.

### 20.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkungen gelten die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle 27. Für die Widerstände gelten die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle 30. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Gleiten gelten für den Anfangszustand und für den Endzustand. Der

charakteristische Widerstand der Sohlfläche ist mit den charakteristischen Bodenkennwerten zu ermitteln ( $\gamma_M = 1,0$ ).

Tabelle 30: Teilsicherheitsbeiwerte für den Gleitwiderstand von Flächengründungen

Widerstand	Symbol	Wert		
		BS1	BS2	BS3
Gleiten	$\gamma_{R,Gl}$	1,10	1,10	1,10
Erdwiderstand	$\gamma_{R,E}$	1,40	1,30	1,20

### 20.6.3 Endzustand

Der Sohlreibungswinkel kann bei Ortbetongründungen gleich dem Reibungswinkel  $\varphi_k$ , bei Sohlflächen von Betonfertigteilen gleich  $2\varphi_k/3$  angesetzt werden. Eine in der Sohlfläche eventuell vorhandene Adhäsion  $a$  wird in der Regel nicht berücksichtigt.

Der Nachweis der Gleitsicherheit ist für die Adhäsion  $a = 0$  durch Erfüllen der Ungleichung 20.57 zu erbringen:

$$F_{t,d} \leq R_{p,d} \quad (20.57)$$

Darin bezeichnet  $F_{t,d}$  den Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Sohlfläche

$$F_{t,d} = F_{t,G,k}\gamma_G + F_{t,Q,k}\gamma_Q \quad (20.58)$$

und  $R_{Gl,d} + R_{p,d}$  den Bemessungswert des Gleitwiderstandes, mit

$$R_{Gl,d} = F_{n,k} \tan \delta_d = F_{n,k} \frac{\tan \delta_k}{\gamma_{R,Gl}} \quad (20.59)$$

und

$$R_{p,d} = \frac{R_{p,k}}{\gamma_{R,E}} \quad (20.60)$$

Darin bezeichnen  $R_{p,d}$  bzw.  $R_{p,k}$  den mobilisierten passiven Erdwiderstand vor dem Fundament und den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert gemäß Tabelle 30. Dabei darf der charakteristische passive Erdwiderstand  $R_{p,k}$  nur in einer Größe angesetzt werden, die seiner möglichen Aktivierung unter Einhaltung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit entspricht. Bei der Ermittlung von  $R_{p,k}$  bzw.  $R_{p,d}$  darf bei Böschungen nur die tatsächliche Einbindetiefe in Rechnung gestellt werden.

Bei Ansatz des passiven Erdwiderstandes ist sicherzustellen, dass dieser permanent vorhanden ist.

Die Gleitgefahr kann durch Schrägeinlage (Neigungswinkel  $\alpha$ , Abbildung 20.12) oder Abtreppung der Fundamentsohle verringert werden. Bei abgetreppten Fundamenten darf die mittlere Neigung als maßgebender Sohlneigungswinkel  $\alpha$  angesehen werden, da sich bei einer ausreichenden Zahl von Abtreppungen das Gleiten innerhalb des Bodens einstellen kann. In diesem Fall darf mit dessen charakteristischem Reibungswinkel gerechnet werden. Dem rechnerischen Nachweis darf kein größerer Sohlneigungswinkel als  $\alpha \leq \varphi_k/3$  zugrunde gelegt werden.

In Böden mit ausgeprägtem Absinken der Scherfestigkeit bei langen Verschiebungswegen (Restscherfestigkeit) kann es erforderlich sein, dem Nachweis eine geringere Scherfestigkeit als den Reibungswinkel zugrunde zu legen. Die Festlegung des charakteristischen Sohlreibungswinkels  $\varphi_k$  obliegt dem Geotechnischen Sachverständigen auf der Grundlage von bodenphysikalischen Laboruntersuchungen, wobei folgende Bedingung gilt:  $\varphi_k \geq \delta_k \geq \varphi_{r,k}$ .

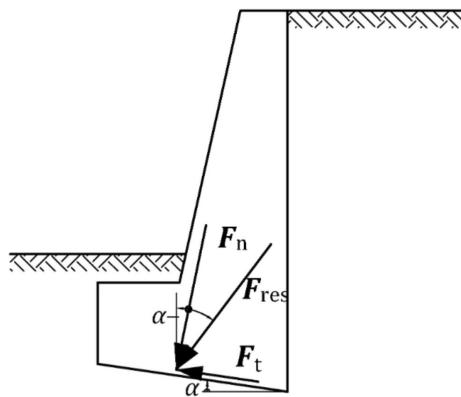


Abbildung 20.12: Nachweis der Gleitsicherheit [24]

#### 20.6.4 Anfangszustand

Der Nachweis des Grenzzustandes Gleiten im Anfangszustand ( $\varphi = 0, c_u > 0$ ) ist nur in Sonderfällen bei feinkörnigen Böden erforderlich. Im Anfangszustand herrscht in der Sohle lediglich die Adhäsion  $a$ . Diese darf näherungsweise der undrainierten Kohäsion  $c_u$  gleichgesetzt werden.

Der Nachweis der Gleitsicherheit ist zu erbringen durch das Erfüllen der Ungleichung

$$F_{t,d} \leq R_{Gl,d} \quad (20.61)$$

mit

$$R_{Gl,d} = \frac{R_{Gl,k}}{\gamma_{R,Gl}} = \frac{A' \cdot c_{u,k}}{\gamma_{R,Gl}} \quad (20.62)$$

sowie gemäß Tabelle 30.

## 20.7 Nachweis des Grenzzustandes Kippen

### 20.7.1 Allgemeines

Für den Fall, dass die Resultierende aller charakteristischen Einwirkungen  $F_k$  ausmittig angreift, ist ein Nachweis gegen Kippen zu führen. Der Nachweis ist mit charakteristischen Beanspruchungen zu führen und ersetzt den Nachweis EQU gemäß [8]. Dies gilt für Gründungen sowohl auf Locker- als auch auf Festgestein.

Der Nachweis EQU gemäß [8] liefert keine eindeutigen Ergebnisse und darf nur für Fundamente auf starrem Untergrund geführt werden.

### 20.7.2 Bemessungssituationen BS 1 und BS 2

Der Nachweis des Grenzzustandes Kippen ist für beide Bemessungssituationen in gleicher Weise erfüllt, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten werden:

- Die aus den ständigen Beanspruchungen resultierende Sohldruckkraft muss innerhalb der ersten Kernfläche liegen, d.h. es darf bei diesen Beanspruchungen keine klaffende Fuge auftreten. Dies ist der Fall, wenn bei einem rechteckigen Vollquerschnitt die Bedingung

$$\frac{e_l}{l} + \frac{e_b}{b} \leq \frac{1}{6} \quad (20.63)$$

bzw. bei einem kreisförmigen Vollquerschnitt die Bedingung

$$\frac{e}{r} \leq 0,25 \quad (20.64)$$

erfüllt ist.

- Die aus den ständigen und veränderlichen Beanspruchungen resultierende Sohldruckkraft darf in begrenztem Umfang ein Klaffen der Sohlfläche hervorrufen. Diese Bedingung ist eingehalten, wenn die Resultierende innerhalb der zweiten Kernfläche angreift. Dies ist der Fall, wenn bei einem rechteckigen Vollquerschnitt die Bedingung

$$\left(\frac{e_1}{l}\right)^2 + \left(\frac{e_b}{b}\right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad (20.65)$$

bzw. wenn bei einem kreisförmigen Vollquerschnitt die Bedingung

$$\frac{e}{r} \leq 0,59 \quad (20.66)$$

erfüllt ist (Exzentrizitäten siehe Bild 5 und Bild 6).

### 20.7.3 Bemessungssituation BS 3

Der Nachweis gegen Kippen ist erfüllt, wenn der Nachweis gegen Grundbruch für diese Bemessungssituation erfüllt ist.

## 20.8 Nachweis gegen Aufschwimmen

### 20.8.1 Allgemeines

Für den Nachweis gegen ein Versagen durch Aufschwimmen sind die in Tabelle 31 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden, die auf die ständigen und veränderlichen Auftriebskräfte und auf die stabilisierenden (günstigen) bzw. destabilisierenden (ungünstigen) sonstigen Einwirkungen anzusetzen sind.

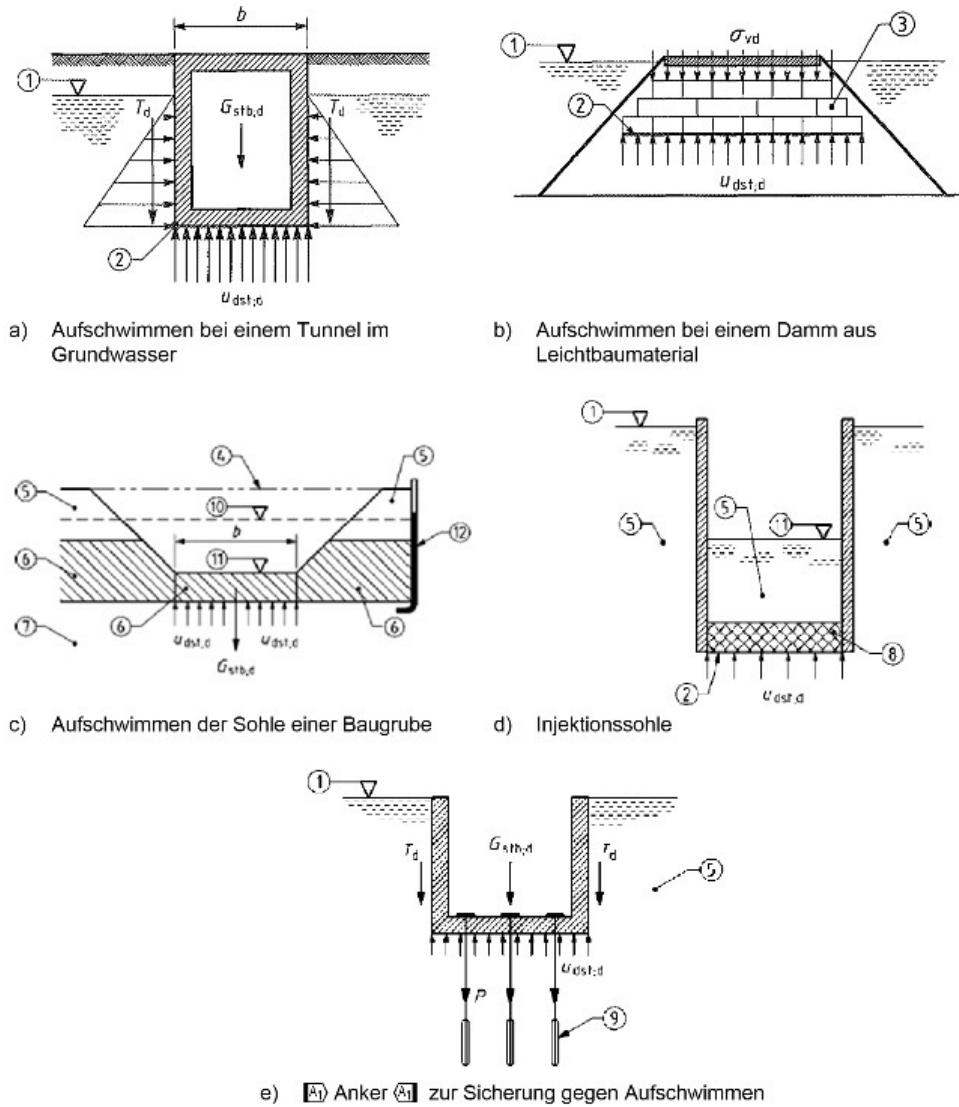
Der Nachweis gegen ein Versagen durch Aufschwimmen für die ständige Bemessungssituation BS 1 ist mit einem während der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes zu erwartenden, ungünstigen charakteristischen Wasser- bzw. Grundwasserstand zu führen (z.B. HQ100).

Der Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL) muss so geführt werden, dass der Bemessungswert der Kombination von destabilisierenden ständigen vertikalen Einwirkungen  $G_{dst,d}$  und destabilisierenden veränderlichen vertikalen Einwirkungen  $Q_{dst,d}$  kleiner oder gleich der Summe des Bemessungswertes der stabilisierenden ständigen vertikalen Einwirkungen  $G_{stb,d}$  und gegebenenfalls des Bemessungswertes eines vertikalen Widerstandes gegen Aufschwimmen ist:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (20.67)$$

Es bedeutet:

- $G_{dst,d}$  ständige destabilisierende Einwirkung
- $Q_{dst,d}$  veränderliche destabilisierende Einwirkung
- $G_{stb,d}$  ständige stabilisierende Einwirkung
- $R_d$  Bemessungswert der stabilisierenden Einwirkung bzw. stabilisierender Widerstand gemäß 20.8.1

**Legende**

- |  |  |
|--|--|
| (1) Grundwasserspiegel                     | (7) Kies   |
| (2) Sperrfläche                            | (8) injizierter Sand                                       |
| (3) leichtgewichtiges Böschungsbaumaterial | (9) Anker  |
| (4) frühere Geländeoberfläche              | (10) Grundwasserspiegel vor dem Aushub                     |
| (5) Sand                                   | (11) Grundwasserspiegel in der Baugrube                    |
| (6) Ton                                    | (12) Grundwasserdruckhöhe an der Unterseite der Tonschicht |

Abbildung 20.13: Beispiele, bei denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist [8]

Tabelle 31: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ( $\gamma_F$ )

Einwirkung	Bedingungen	Symbol	Wert		
			BS 1	BS 2	BS 3
Dauer					
ständige und veränderliche Auftriebskräfte	ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
sonstige ständige Einwirkungen	ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,10	1,05
	günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
sonstige veränderliche Einwirkungen	ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
	günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0

## Weitere stabilisierende Einwirkungen und Widerstände

**Rückhaltende Kräfte durch Zugelemente** Rückhaltende Kräfte von Pfählen und Verankerungen (Verpresspfähle oder Verpressanker) sind bei der Gegenüberstellung der stabilisierenden zu den destabilisierenden Einwirkungen in Gleichung 20.67 wie ständige günstige Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert zu berücksichtigen.

**Seitliche Reibungskräfte an vertikalen Wänden** Seitliche Reibungskräfte an vertikalen Wänden der Konstruktion können als Widerstand in Ansatz gebracht werden, wenn sicher gestellt ist, dass diese auf Dauer wirken. Die Reibungskräfte von Hinterfüllungen an den Seitenwänden der Konstruktion dürfen nur dann berücksichtigt werden, wenn diese aus gemischt- oder grobkörnigem Material bestehen und nachweislich optimal verdichtet wurden. Zyklische und dynamische Einflüsse können diese Reibungskräfte reduzieren. Werden Widerstände aus Reibungskräften  $T_k$  an den Seitenwänden des Bauwerks berücksichtigt, so gilt:

$$T_k = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_k \quad (20.68)$$

mit:

$$R_d = \frac{T_k}{\gamma_{R,T}} \quad (20.69)$$

wobei  $E_{ah,k}$  unabhängig von der Nachgiebigkeit der Konstruktion mit dem charakteristischen, aktiven Erddruck und der Wandreibungswinkel  $\delta_k$  als charakteristischer Wert anzusetzen sind. Es bedeutet:

- $T_k$  Reibungskräfte an den Seitenwänden des Bauwerks
- $\delta_k$  Wandreibungswinkel

Alternativ kann der Bemessungswert des zusätzlichen Widerstandes gegen Aufschwimmen  $R_d$  zufolge der seitlichen Reibungskräfte in Anlehnung an die Ermittlung von Pfahlmantelwiderständen, wenn die Seitenwände aus Bohrpfählen, Schlitzwänden oder allenfalls aus Düsenstrahlwänden bestehen.

Tabelle 32: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände aus Wandreibung ( $\gamma_R$ )

Widerstand	Symbol	Wert		
		BS1	BS2	BS3
Wandreibung	$\gamma_{R,T}$	1,35	1,30	1,20

**Sohlplattenvorsprünge als zusätzliche Sicherung gegen Aufschwimmen** Im Falle der Ausbildung von Vorsprüngen der Sohlplatte als zusätzliche Sicherung gegen Aufschwimmen darf das Gewicht des Bodenkörpers, begrenzt durch die Lotrechte über dem Spornende, als ständige günstige Einwirkung gemäß Tabelle 31 in Rechnung gestellt werden. Zusätzlich darf ein Reibungswiderstand infolge des anstehenden Bodens oder einer Hinterfüllung in der Lotrechten über dem Spornende gemäß Abschnitt 20.8.1 berücksichtigt werden. Bei gemischt- und grobkörnigen Böden ist der Reibungswiderstand in Gleichung 20.68 mit dem Wandreibungswinkel  $\delta_k$  zu begrenzen.

Bei bindigen Böden ist ohne genauere Untersuchung der Wandreibungswinkel  $\delta_k$  Null zu setzen.

## 20.9 Hydraulischer Grundbruch nach [8]

Ein hydraulischer Grundbruch tritt ein, wenn aufwärts gerichtete Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, so dass die vertikale wirksame Spannung null wird. Die Bodenteilchen werden dann von der Vertikalströmung angehoben, so dass der Boden versagt.

Bei der Untersuchung des durch einen hydraulischen Grundbruch verursachten Grenzzustandes (HYD) muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert des destabilisierenden totalen Porenwasserdrucks ( $u_{dst;d}$ ) an der Unterseite des Prismas oder der Strömungskraft ( $S_{dst;d}$ ) in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung ( $\sigma_{stb;d}$ ) an der Unterseite des Prismas oder das Gewicht unter Auftrieb ( $G'_{stb;d}$ ) desselben Prismas:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (20.70)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (20.71)$$

Die in Tabelle 33 definierten Teilsicherheitsbeiwerte für  $u_{dst;d}$ ,  $S_{dst;d}$  und  $G'_{stb;d}$  bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen sind in den obigen Gleichungen anzuwenden. Die Strömungskraft (pro Bodenvolumen) wird durch Gleichung 15.12 definiert. Somit wird der Nachweis erbracht, wenn:

$$\gamma_w \cdot i \cdot V \leq \gamma' V \quad (20.72)$$

$$i \leq \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (20.73)$$

Beispiel für Situationen, in denen der hydraulische Grundbruch zu prüfen ist, zeigt Abbildung 20.14.

Bei der Bestimmung des charakteristischen Wertes des Porenwasserdrucks müssen alle möglichen ungünstigen Bedingungen wie

- dünne eingelagerte Bodenschichten von geringer Durchlässigkeit und
- räumliche Effekte wie in engen kreisförmigen oder rechteckigen Baugruben unter dem Wasserspiegel

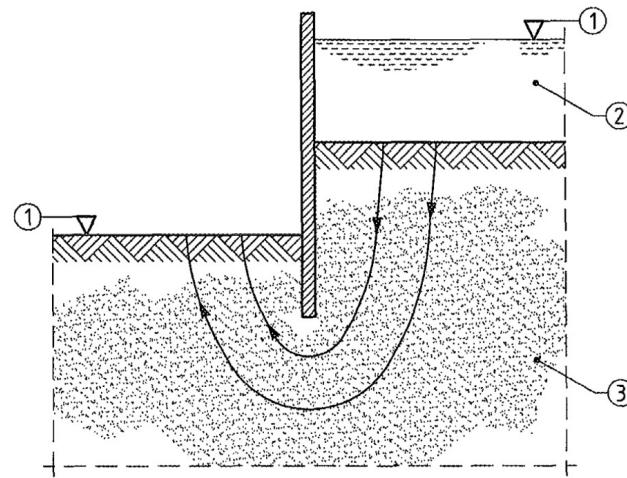
erfasst werden.

Wenn der Boden eine nennenswerte Kohäsion und damit geringe Durchlässigkeit aufweist, ändert sich das Versagensmuster vom hydraulischen Grundbruch zum Versagen durch Aufschwimmen. Der Nachweis wird dann nach 20.8 geführt, wobei dem Gewicht zusätzliche widerstehende Kräfte hinzugerechnet werden können.

Der Nachweis gegen einen hydraulischen Grundbruch schließt eine innere Erosion nicht aus, die gegebenenfalls getrennt untersucht werden sollte.

Die häufigsten Gegenmaßnahmen zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs sind:

- Verringerung des Wasserdrucks unter dem durch hydraulischen Grundbruch gefährdeten Bodenvolumen;
- Erhöhung des widerstehenden Gewichts.

**Legende**

- (1) (links) Aushubsohle; (rechts) (AC) freier (AC) Wasserspiegel
- (2) Wasser
- (3) Sand

Abbildung 20.14: Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch kritisch sein könnte [8]

Tabelle 33: Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ( $\gamma_F$ )

Bodenart	Einwirkung	Symbol	Wert
gering erosions- bzw. suffosionsgefährdete Böden	ständig ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,35
	ständig günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,90
	veränderlich ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,50
	veränderlich günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0
bedingt gefährdete Böden	ständig ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,50
	ständig günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,90
	veränderlich ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,65
	veränderlich günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0
erosions- bzw. suffosionsgefährdete Böden	ständig ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,80
	ständig günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,90
	veränderlich ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	2,00
	veränderlich günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0



## 21 Untergrund-Tragwerk-Wechselwirkung

Wir sprechen von einer Untergrund-Tragwerks-Wechselwirkung, da die Untergrundverformungen die Tragwerksverformungen beeinflussen und umgekehrt. Dabei kann das Gesamtsystem Untergrund-Tragwerk in verschiedenen Genauigkeitsstufen modelliert werden.

### 21.1 Nachweis der inneren Standsicherheit von Flachgründungen

Diese Berechnung ergibt die erforderliche Betongüte, die Querschnittsabmessungen des Gründungskörpers bzw. bei Rechteckquerschnitten und Platten die erforderliche Dicke  $d$  des Gründungskörpers und bei Stahlbetongründungen auch die erforderliche Bewehrung.

Wird eine Gründung hinsichtlich der inneren Standsicherheit unterbemessen, so können infolge der sich in der Gründung einstellenden Risse bzw. Fließgelenke folgende schädliche Wirkungen auftreten:

- Risse im Gründungskörper
- Erhöhung des Sohldrucks unterhalb von Stützen oder Wänden, wodurch auch Setzungen bzw. Setzungsunterschiede zwischen benachbarten Stützen oder Wänden größer werden
- Beeinträchtigung der Dichtigkeit

#### 21.1.1 Unbewehrte Gründungen

Sofern nicht genauere Daten zur Verfügung stehen, dürfen [9] zentrisch belastete Streifen- und Einzelfundamente als unbewehrte Bauteile berechnet und ausgeführt werden, wenn:

$$\frac{0,85h_F}{a} \geq \sqrt{3\sigma_{gd}/f_{ctd,pl}} \quad (21.1)$$

Dabei ist:

- $h_F$  die Fundamenthöhe;
- $a$  der Überstand von der Stützenseite an (Abbildung 21.1);
- $\sigma_{gd}$  der Bemessungswert der Bodenpressung;
- $f_{ctd,pl}$  der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit (Maßeinheit wie für  $\sigma_{gd}$ ).

Vereinfachend darf die Beziehung  $h_F/a > 2$  verwendet werden.

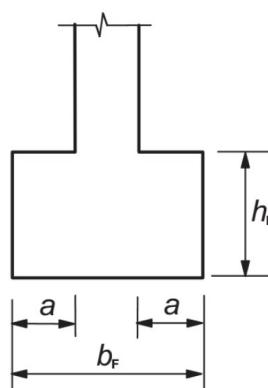


Abbildung 21.1: Unbewehrte Stützenfundamente; Bezeichnungen [9]

### 21.1.2 Bewehrte Gründungen

Die Wechselwirkung zwischen dem Boden, der Gründung und dem Tragwerk ist in der Regel zu berücksichtigen. Die Sohlspannungsverteilung und die Kräfte in den Stützen hängen beide von den relativen Setzungen ab.

Es ist in der Regel sicherzustellen, dass die Verschiebungen und die zugehörigen Reaktionen des Bodens und des Bauwerks verträglich sind.

Obwohl das obige allgemeine Verfahren ausreicht, bestehen aufgrund der Lastgeschichte und der Kriechauswirkungen weiterhin viele Unsicherheiten. Deswegen werden in der Regel je nach dem Idealisierungsgrad der mechanischen Modelle verschiedene Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens definiert.

Gilt das Tragwerk als nachgiebig (schlaff), hängen die übertragenen Lasten nicht von den relativen Setzungen ab, da das Tragwerk keine Steifigkeit besitzt. In diesem Fall sind die Lasten nicht mehr unbekannt und das Problem begrenzt sich auf die Untersuchung einer Gründung auf einem sich verformenden Boden.

Gilt das Tragwerk als steif (starr), dürfen die unbekannten Lasten auf der Gründung unter der Bedingung ermittelt werden, dass die Setzungen in der Regel auf einer Ebene liegen. Es ist in der Regel nachzuweisen, dass diese Steifigkeit bis zum Erreichen der Grenzzustände der Tragfähigkeit gegeben ist.

Ein weiteres Vereinfachungsmodell bietet sich für den Fall an, dass davon ausgegangen werden kann, dass das Gründungssystem ausreichend steif ist oder dass der Untergrund sehr steif ist. In beiden Fällen dürfen die relativen Setzungen vernachlässigt werden. Dadurch entfällt eine Modifizierung der von dem Tragwerk übertragenen Lasten.

In Abbildung 21.2 werden für einen Balken mit verschiedenen Belastungsarten und bei der Annahme, dass es sich einmal um ein starres, im anderen Fall (gestrichelt dargestellt) um ein schlaffes System handelt, die Sohnormalspannungen und der Biegemomentenverlauf näherungsweise dargestellt. Das Bild zeigt, dass es für die Bemessung des Balkens wichtig wäre, die Steifigkeit des Systems wirklichkeitsgetreu einzuschätzen.

Zur Abschätzung der Steifigkeit des statischen Systems darf eine Berechnung durchgeführt werden, in der die kombinierte Steifigkeit des Gesamtsystems, bestehend aus der Gründung, den Rahmenbauteilen des Tragwerks und den Wandscheiben, mit der Steifigkeit des Bodens verglichen wird. Diese bezogene Steifigkeit  $K_R$  bestimmt, ob die Gründung bzw. das statische System in der Regel entweder als steif oder als nachgiebig zu betrachten ist. Die nachfolgende Gleichung darf für den Hochbau verwendet werden [9]:

$$K_R = \frac{(EJ)_S}{El^3} \quad (21.2)$$

Dabei ist:

- $(EJ)_S$  der Näherungswert der Biegesteifheit pro Breiteneinheit des betrachteten Tragwerks. Dieser wird durch Addition der Biegesteifigkeiten der Gründung, jedes Rahmenbauteils und jeder Wandscheibe ermittelt;
- $E$  der Verformungsmodul des Bodens;
- $l$  die Länge der Gründung.

Bezogene Steifigkeiten über 0,5 deuten auf steife statische Systeme hin.

Es werden folgende Grenzwerte der Steifigkeit definiert:

- $K_R \approx 0$  für schlaffe Platten und Balken bzw. für starren Baugrund (Fels). Abbildung 21.3 zeigt die schlaffe Last, bei dem sich der nachgiebige Baukörper der Setzungsmulde angepasst hat, ohne dass eine Biegebeanspruchung auftritt. Ideal schlaffe Lasten sind Bodenschüttungen oder frisch geschütteter Beton.

- $K_R \approx 1$  für starre Platten und Balken oder unendlich kompressiblen Boden (unendlich kleiner Steifemodul). Bei einem starren Baukörper kann sich keine Setzungsmulde ausbilden, die Setzungen sind bei mittiger Belastung überall gleich groß. Es kommt zu Zwängungen, so dass die Spannungen zum Rand hin zunehmen müssen. Eine theoretische Spannungsverteilung wurde von Boussinesq abgeleitet. Da am Rande nur Spannungen in Größe der Grenzspannungen (lokal betrachtet: Grundbruch) auftreten können, muss die Boussinesqsche Verteilung korrigiert (umgelagert) werden, siehe Abbildung 21.4.
- Für  $0 < K_R < 1$  gilt die Gründung bzw. das Bauwerk als biegesteif. Es kann für die praktische Anwendung der Bereich, innerhalb dessen eine Berechnung für die biegesteife Gründung (Bauwerk) sinnvoll ist, in erster Näherung folgendermaßen angegeben werden:  $0,001 < K_R < 0,1$  biegesteife Gründung.

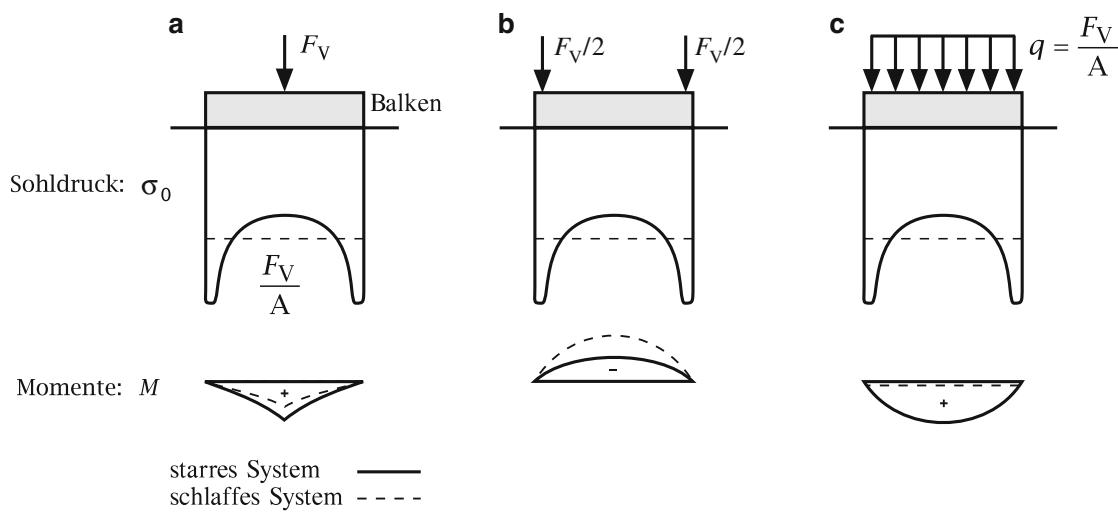


Abbildung 21.2: Sohldruck- und Biegemomentenverlauf bei verschiedener Balkensteifigkeit und Lastanordnung (Einwirkung). Die für Idealfall „schlaff“ dargestellten Sohldruckverteilungen gelten streng genommen nur für  $q = F_V/A = \text{const}$  [47]

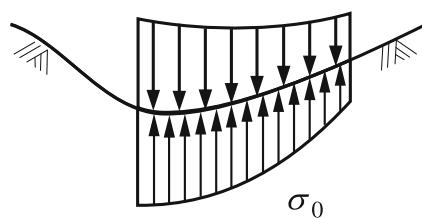


Abbildung 21.3: Schlaffes Lastbündel [47]

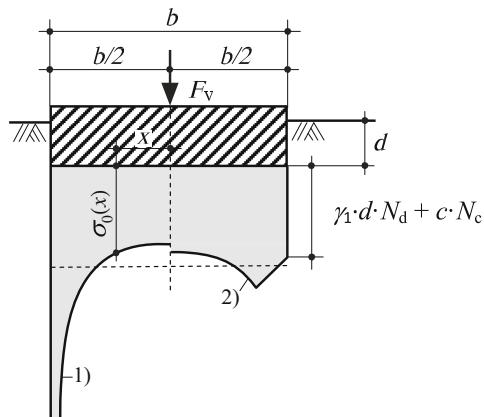


Abbildung 21.4: Verteilung der Sohlspannung unter einem unendlich langen, starren Streifenfundament 1) nach Boussinesq, 2) bei Berücksichtigung der Grenztragfähigkeit am Rand [47]

**Schlaffe Gründung und schlaffer Überbau** Bei der ideal schlaffen Gründung ist die Sohldruckverteilung der Lastverteilung gegengleich  $q(x, y) = -p(x, y)$ . Biegemomente treten in der Gründung nicht auf. Dies trifft auch zu, wenn der Untergrund und die Gründung als starr angesehen werden können (z.B. Stahlbeton auf kompaktem Fels). Weitere Beispiele sind:

- Gründungen aus noch nicht abgebundenem Beton
- Schüttungen
- Membrangründungen

Für die Sohldruckverteilung gilt an jeder Stelle unter der Lastfläche  $p = q = \text{const.}$

**Starre Gründung** Das statische System und die Biegesteifigkeit des Überbaus haben keinen Einfluss auf die Sohldruckverteilung. Die Setzungen eines starren (d.h. biegesteifen) Fundamentes sind notwendigerweise in allen Punkten gleich groß. Nach den Feststellungen über das schlaffe Fundament (Setzungsmulde infolge gleichmäßig verteilter Sohlspannungen) wird dann klar, dass eine gleichmäßige Setzung aller Punkte nur dann stattfinden kann, wenn die Sohlspannungen vom Mittelpunkt des Fundaments zum Rand zunehmen. Die Lösung von Boussinesq, ermittelt am elastischen Halbraum, liefert demnach an den Fundamenträndern unendlich große Spannungsspitzen. Die Spannungsspitzen unter den Fundamenträndern werden jedoch durch plastisches Fließen unter den Rändern abgebaut und zur Mitte umgelagert. Diese Fließbereiche dehnen sich umso weiter zur Fundamentmitte aus, je mehr sich die vorhandene Last der Bruchlast nähert. Beim Bruch entspricht die Verteilung der Bodenpressungen einer Parabel mit dem Maximum unter der Fundamentmitte. Der übliche Ansatz der rechteckigen Sohldruckverteilung zum Grundbruchnachweis weicht bei der geforderten Sicherheit von der wirklichen Form nicht allzu weit ab.

Biegesteife Gründungen können durch den Überbau (Wände, Rahmen) ein- oder zweiachsig ausgesteift sein. In der ausgesteiften Achse kann die Gründung als starr angesehen werden. Beispiele sind:

- unbewehrte Einzelgründungen (Blockgründungen)
- einachsig ausgesteifte unbewehrte Streifengründung
- zweiachsig ausgesteifte unbewehrte Streifenrostgründung
- zweiachsig ausgesteifte Plattengründung

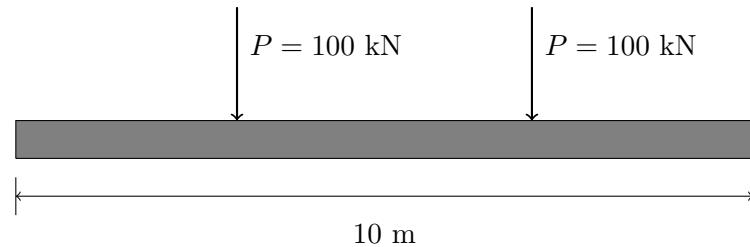
**Biegesteife Gründung** Aus den Gleichgewichtsbedingungen  $\sum V = 0$  und  $\sum M = 0$  sind die Lage und die Größe des resultierenden Sohldruckes  $Q_V$  bekannt, nicht jedoch dessen Verteilung. Diese beeinflusst aber sehr wesentlich den Spannungszustand im Gründungskörper. Für eine wirtschaftliche und ausreichend sichere Bemessung muss man bestrebt sein, die Sohldruckverteilung so anzunehmen oder zu berechnen, dass sie der sich tatsächlich einstellenden möglichst nahe kommt.

Eine Schwierigkeit bei der Berechnung von Flächengründungen liegt in der starken Empfindlichkeit der Biegemomentenlinie (21.5c) gegenüber kleinen Änderungen der Sohldruckverteilung (Abbildung 21.5b). Es kommt also sehr auf eine genaue Erfassung der Sohldruckverteilung an, um die Momenten- und Querkraftverteilung einigermaßen wirklichkeitstreitig zu bestimmen.

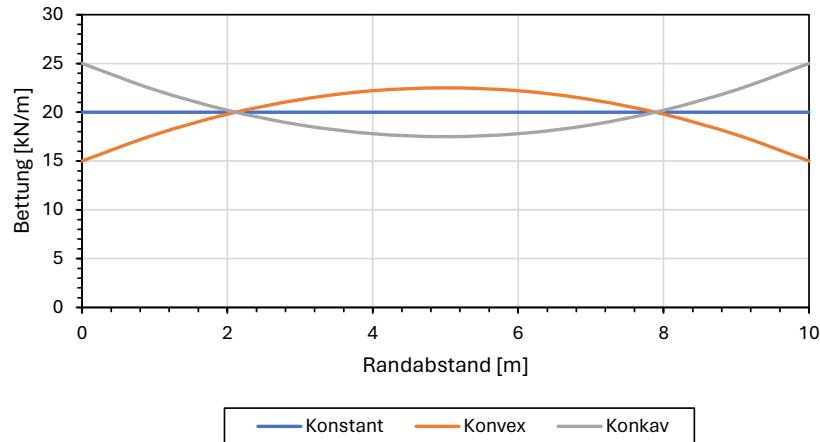
Die Sohldruckverteilung einer biegesteifen Gründung liegt zwischen den Sohldruckverteilungen der ideal starren ( $K = \infty$ ) und der ideal schlaffen ( $K = 0$ ) Gründung mit gleicher Gründungsfläche und gleicher Last (Abbildung 21.6). Bei der Berechnung der Sohldruckverteilung werden die Verformungen der Gründung berücksichtigt.

Beispiele:

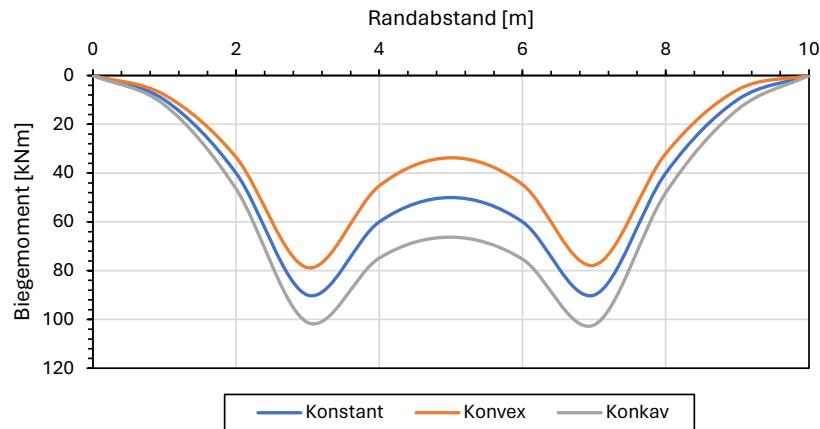
- Stahlbeton-Einzelgründung
- Streifengründung mit Stützen
- einachsig ausgesteifte Plattengründung
- nicht ausgesteifte Plattengründung



(a) Gebettetes Fundament belastet durch zwei Einzellasten



(b) Sohldruckverteilungen



(c) Empfindlichkeit der Biegemomentenlinie

Abbildung 21.5: Einfluss geringer Veränderungen einer angenommenen Sohldruckverteilung auf die Biegemomente

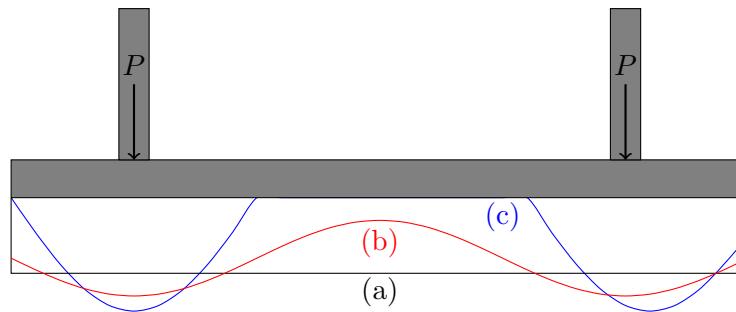


Abbildung 21.6: Verschiedenartige Sohldruckverteilung unter einem Gründungsstreifen mit Säulenlasten. (a) „einfache Annahme“; (b) mögliche Sohldruckverteilung auf einem mittelweichen Boden (z.B. steifer Lehm); (c) mögliche Sohldruckverteilung auf einem sehr harten Boden (z.B. Fels)

### 21.1.3 Angenommene Sohldruckverteilungen

**Lineare Sohldruckverteilung (Spannungstrapezverfahren)** Das in der Praxis - besonders bei einfachen Bauwerken - häufig benutzte Verfahren sollte nur dann verwendet werden, wenn aufgrund des Steifigkeitsverhältnisses, der Konstruktionsart und der Lastverteilung keine wesentlichen Abweichungen der Abmessungen nach einer genaueren Berechnung zu erwarten sind.

Unter einer linearen Sohldruckverteilung wird bei mittiger Belastung eine rechteckige, bei ausmittiger Belastung eine trapezförmige oder dreieckige Verteilung verstanden, die nach der Balkentheorie für mittigen und ausmittigen Lastangriff ohne Übertragung von Zugspannungen berechnet wird:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot x + \frac{M_x}{I_x} \cdot y \quad (21.3)$$

Dabei sind die  $x$ - und  $y$ -Achsen die Hauptachsen der Gründungsfläche.

**Abgestufte Rechtecke und Dreiecke** Für bestimmte Konstruktionen wird die Sohldruckverteilung oft unter oder zwischen den Lasten in verschiedenen abgestuften Rechtecke oder Dreiecke aufgeteilt. Für untergeordnete Bauwerke und für Vorentwürfe kann auch nach dem Prinzip von Abbildung 21.7 ein oberer Grenzwert der Biegebeanspruchung einer Streifengründung ermittelt werden.

Bei Plattengründungen mit Dicken von  $d \approx 15 \div 20$  cm und bei nichtbindigem Boden ( $E_S \approx 50$  MPa) kann vereinfacht angenommen werden, dass sich die lotrechten Lasten dreieckförmig verteilen. Die Verteilungsbreite kann entsprechend nach beiden Seiten mit der 6-fachen Dicke der Gründungsplatte angenommen werden (Abbildung 21.8).

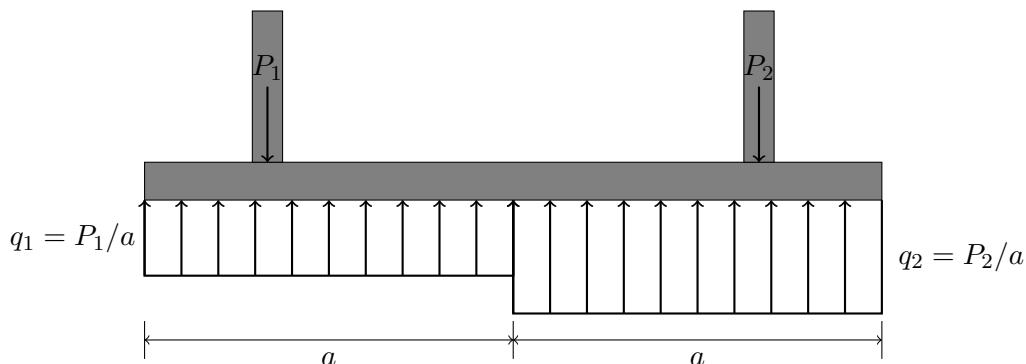


Abbildung 21.7: Streifenfundament

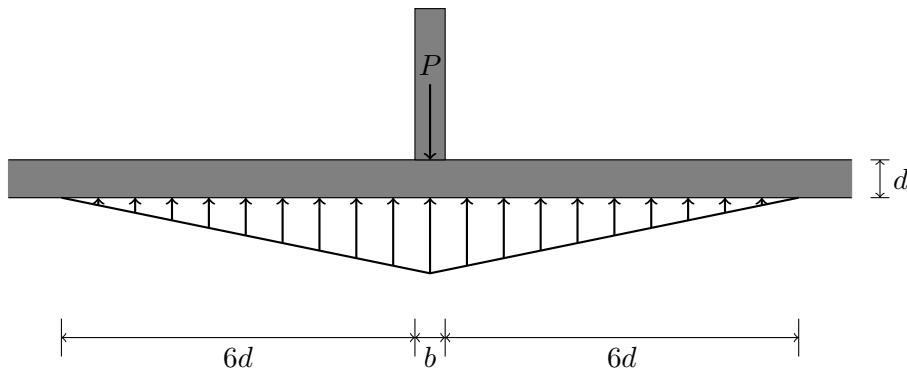


Abbildung 21.8: Verteilungsbreite

**Kraterförmige Sohldruckverteilung** Werden biegsame Platten nur an den Rändern belastet, so nimmt der Sohldruck gegen die Plattenmitte hin ab. Das gleiche gilt für starre Gründungen. Diese Art der Sohldruckverteilung kann daher näherungsweise mit Hilfe einer kraterförmigen Verteilung erfasst werden (Abbildung 21.9).

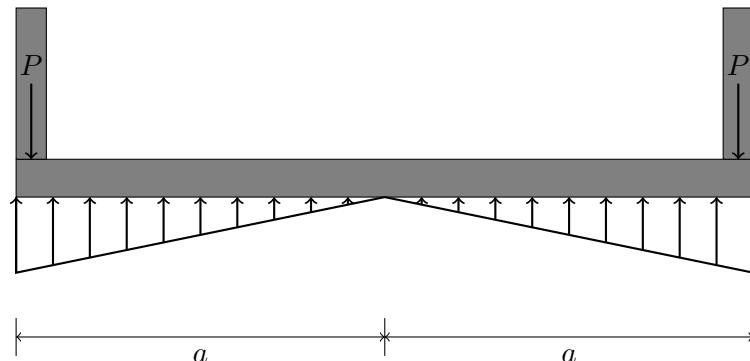


Abbildung 21.9: Kraterförmige Verteilung

**Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens [9]** Für Bemessungszwecke sind die nachfolgenden Genauigkeitsgrade des Nachweisverfahrens gemäß Norm zulässig:

**Grad 0:** Auf diesem Grad darf von einer **linearen Verteilung** der Sohlspannung ausgegangen werden. Die nachfolgenden Voraussetzungen sind in der Regel zu erfüllen:

- die Sohlspannung ist nicht größer als die Bemessungswerte für sowohl die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit wie auch die Grenzzustände der Tragfähigkeit,
- im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird das statische System nicht von Setzungen beeinflusst, bzw. die zu erwartenden relativen Setzungen variieren nicht erheblich,
- im Grenzzustand der Tragfähigkeit verfügt das Tragwerkssystem über ausreichende plastische Verformungsfähigkeit, so dass die Unterschiede in den Setzungen nicht die Bemessung beeinflussen.

**Grad 1:** Die Sohlspannung darf unter Berücksichtigung der **bezogenen Steifigkeit der Gründung** und des Bodens ermittelt werden. Es muss nachgewiesen werden, dass sich die daraus ergebenden Verformungen innerhalb der zulässigen Grenzwerte befinden. Die nachfolgenden Voraussetzungen sind in der Regel zu erfüllen:

- es ist ausreichend Erfahrung vorhanden, um zu zeigen, dass die Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks wahrscheinlich nicht von den Bodenverformungen beeinflusst wird,
- im Grenzzustand der Tragfähigkeit besitzt das Tragwerk ein ausreichend duktiles Verhalten.

**Grad 2:** Auf diesem Genauigkeitsgrad des Nachweisverfahrens wird der **Einfluss der Bodenverformungen** auf das Tragwerk berücksichtigt. Dabei wird das Tragwerk unter Berücksichtigung der aufgezwungenen Verformungen der Gründung untersucht, um die Veränderungen der auf die Gründungen einwirkenden Belastungen zu bestimmen. Sind die sich ergebenden Veränderungen signifikant (d.h.  $> 10\%$ ), ist in der Regel die Berechnung nach Grad 3 anzuwenden.

**Grad 3:** In diesem **vollständig interaktiven Verfahren** werden das Tragwerk, die Gründung und der Boden berücksichtigt.

Als Rechenmodelle bieten sich dafür im Einzelnen an:

- Bettungsmodulverfahren (elastisch gebetteter Balken)
- Steifemodulverfahren (Halbraumverfahren)
- Kombination von Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren
- Halbraumverfahren mit nichtlinearen Stoffgesetzen (numerische Verfahren)

In Hinblick auf den mathematischen Aufwand wie auch hinsichtlich der Verwendung von Stabwerksprogrammen ist das Bettungsmodulverfahren das einfachste Verfahren. Die Berücksichtigung des Baugrundverhaltens mit Federn bedeutet, dass die Koppelung der Lasteinwirkung an einem Punkt  $i$  mit der Setzung an einem Punkt  $j$  allein über das Bauwerk erfolgt. Realistische Setzungsberechnungen können mit diesem Modell nicht durchgeführt werden. Wirklichkeitsgetreuer, jedoch hinsichtlich der mathematischen Berechnung schwieriger, ist das Steifemodulverfahren.

Mit der Entwicklung der FE-Methode und nichtlinearer Stoffgesetze ergibt sich die Möglichkeit, das nichtlineare Verhalten des Bodens (und des Bauwerks) sowie die wirklichen Randbedingungen der Gründung und des Bauwerks zu erfassen.

#### 21.1.4 Bettungsmodulverfahren

Wenn man den Boden mit einer Lastplatte belastet, zeigt sich bei ausreichender Sicherheit gegen Grundbruch näherungsweise eine Proportionalität zwischen der Last  $F_V$  und der Setzung  $s$  der Platte:

$$\frac{F_V}{s} \approx \text{const} \quad (21.4)$$

Das Bettungsmodul-Verfahren geht über diese Erfahrungstatsache hinaus und unterstellt, dass auch (mit  $A$  als Gründungsfläche)

$$\frac{F_V}{A} = s \cdot k_s = \text{const} \quad \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \quad (21.5)$$

sei. Die Konstante  $k_s$  heißt Bettungsmodul. Die Ermittlung der Setzung erfolgt aus einer Setzungsberechnung gemäß 17. Die Gründung wird als gebetteter Balken betrachtet. Der Boden wird mit linear-elastischen Federn abgebildet, wobei die Federn nicht gekoppelt sind, was bedeutet, dass die Mitwirkung des umgebenden Bodens vernachlässigt wird. Dieses Modell ist besonders geeignet bei Balken und Platten mit  $L \gg d$ . Es ist jedoch nicht geeignet bei engen Stützen, da der Einfluss der Lasten hier eine Rolle spielt. Es ist wichtig zu beachten, dass der Bettungsmodul keine reine Bodeneigenschaft ist, sondern auch vom Bauwerk abhängig ist.

Für die Bestimmung des Bettungsmodul existieren verschiedene Ansätze [29]:

$$k_s = \frac{E_{\text{oed}}}{d} \quad (21.6)$$

$$k_s = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_{\text{oed}}}{b} \quad (21.7)$$

$$k_s = \frac{\zeta E_{\text{oed}}}{(1 + \nu^2)b} \quad (21.8)$$

mit  $\zeta$  gemäß Tabelle 34

Tabelle 34: Beiwert  $\zeta$  in Abhängigkeit der Plattenabmessungen

$l/b$	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00	20,00	30,00	50,00
$\zeta$	1,05	0,87	0,78	0,66	0,54	0,45	0,39	0,33	0,30

**Bettungsmodulverfahren für Stützkonstruktionen [5]** Das Bettungsmodulverfahren wird für die Berechnung der Verformungen von im Untergrund gebetteten Stützwänden sowie horizontal beanspruchten Pfählen, Brunnen und eingespannten Masten angewendet. Die Einbindetiefe wird dabei in der Regel im Zuge der vorhergehenden Standsicherheitsberechnung festgelegt.

Das Tragwerk wird dabei auf der aktiven Seite vom Erddruck belastet, die Reaktionskraft auf der passiven Seite wird erst im Zuge dieser Berechnung ermittelt. Die Bettungsspannungen simulieren die Reaktion des Bodens auf die durch die Lasten (Erddrucklasten u.a.) hervorgerufenen Bewegungen der Konstruktion gegen den Boden hin. Die Bettungsspannungen sind daher immer Druckspannungen; Zugspannungen sind ausgeschlossen.

Es wird von einer Proportionalität zwischen der in einer Richtung wirkenden Bettungskraft (Kontaktkraft zwischen Konstruktion und Boden) und der in dieser Richtung eintretenden Verschiebung ausgegangen. Die Bettung kann kontinuierlich (Abbildung 21.10) oder diskret (Abbildung 21.11) angenommen werden. Bei kontinuierlicher Bettung gilt:

$$k_h(z) = \frac{\Delta p}{\Delta u} \quad (21.9)$$

und bei diskreter Bettung

$$K_h(z) = \frac{\Delta P}{\Delta u} \quad (21.10)$$

Es gilt die Beziehung

$$K_h(z) = k_h(z) \cdot A \quad (21.11)$$

Dabei ist:

- $\Delta p$  [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ] Änderung der Bettungsspannung
- $\Delta u$  [ $\text{m}$ ] Änderung der Verschiebung
- $A$  [ $\text{m}^2$ ] Größe der einer Feder zugeordneten Teilfläche

Der Bettungsmodul ist abhängig

- vom rheologischen Verhalten des Bodens (Steifemodul, Viskosität),
- von der Scherfestigkeit des Bodens,
- von der Art und Größe der Bewegung der Konstruktion,
- von der Größe und Form der Druckfläche und

- von der Tiefenlage unter der Geländeoberfläche.

Diese Einflussfaktoren können nur näherungsweise erfasst werden.

Die Verteilung des Bettungsmoduls kann in folgender Weise festgelegt werden:

(1) Annahme bewährter Bettungsmodulverteilungen

(2) Rückrechnung von Verformungsmessungen

Die Vorgehensweise nach (2) kommt in Betracht, wenn bei vergleichbaren Konstruktionen und Randbedingungen (Geometrie, Untergrundverhältnisse, Belastung) die Verformungen gemessen wurden und der Rückrechnung eine bestimmte Bettungsmodulverteilung zugrundegelegt wird.

Wird der Bettungsmodul nach (1) oder (2) festgelegt, so erfolgt dies mit Hilfe bestimmter einfacher Bettungsmodulverläufe: Üblicherweise werden parabolisch oder geradlinig zunehmende Verteilungen gewählt, in Sonderfällen auch eine gleichbleibende Verteilung (Abbildung 21.10). In diesen Fällen ist zu prüfen, ob die errechneten Bettungsspannungen nicht größer sind als die in den entsprechenden Tiefen möglichen passiven Erddrücke. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, so ist der Anteil der örtlichen Überschreitung zu prüfen. Unter Bedachtnahme auf die Sicherheiten bei den Scherparametern ist die Bettungsmodulverteilung zu modifizieren, wobei bestimmte Überschreitungen des passiven Erddrucks besonders im Bereich kleiner Tiefen zugelassen werden können.

(3) Festlegung der Bettungsmodulverteilung aufgrund von Erddruck- und Verformungskriterien

Die Wandbewegung wird dabei abgeschätzt, der mobilisierte Erddruck anhand der Gleichungen

$$e'_{ph} = e_{oh} + e_{ph} - e_{oh} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{u}{u_B} \right)^2 \right]^{0,7} \quad (21.12)$$

für  $0 < u \leq u_B$  und

$$e'_{ph} = e_{ph} \quad (21.13)$$

für  $u > u_B$  und unter Berücksichtigung der in Tabelle 35 angegebenen Verschiebungsgrößen ermittelt. Der Bettungsmodul ergibt sich sodann aus

$$k_h(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{u(z)} \quad (21.14)$$

Bei Pfählen ist der passive Erddruck unter Berücksichtigung der räumlichen Wirkung zu ermitteln. Die so ermittelten Bettungsmoduln nehmen mit der Tiefe zu. Ihre Größe wird durch folgende, aus der Verformung resultierende Bedingung beschränkt:

$$k_h(z) \leq \frac{E_{oed}}{\omega t} \quad (21.15)$$

Bei Wänden entspricht  $t$  der Einbindetiefe, bei Pfählen und Brunnen entspricht  $t$  dem Durchmesser  $D$ . Näherungsweise kann für Wände

$$\omega = 0.65 \quad (21.16)$$

und für Einzelpfähle

$$\omega = 1,0 \quad (21.17)$$

gesetzt werden.

Für die Bodenkennwerte  $c$ ,  $W$  und  $E_{oed}$  sind nicht — wie bei den Standsicherheitsberechnungen — auf der sicheren Seite liegende Mittelwerte, sondern die Mittelwerte selbst, d.h. die wahrscheinlichsten Werte, anzusetzen.

Nach der Berechnung der Wandverformungen mit dem Bettungsmodulverfahren sind die errechneten Verschiebungen mit den angenommenen Verschiebungen zu vergleichen. Bei nicht

ausreichender Übereinstimmung ist die Berechnung iterativ zu wiederholen. Dabei sind in Gleichung 21.14 die berechneten Verschiebungen einzusetzen.

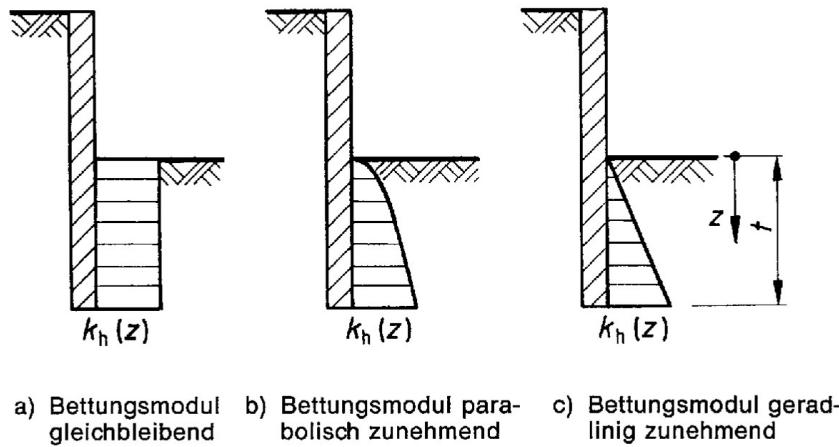


Abbildung 21.10: Kontinuierliche Bettung [5]

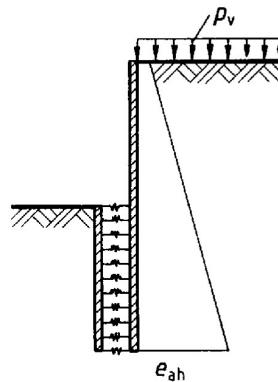


Abbildung 21.11: Diskrete Bettung [5]

Tabelle 35: Verschiebungsgröße  $u_B$  für den **passiven** Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe  $h$  [5]

Bewegungsart	lockere Lagerung	dichte Lagerung
Fußpunktdrehung	30	10
Parallelverschiebung	10	5
Kopfpunktdrehung	15	5

**Bettungsmodulverfahren für Tunnel [50]** Das statische System wird mit numerischen Verfahren (elastisch gebettetes Stabzugsmodell, Finite-Elemente-Methode, Finite-Differenzen-Methode usw.) modelliert. In der Regel werden repräsentative ebene Schnitte mit zweidimensionalen Rechenmodellen untersucht. Der räumliche Spannungszustand im Bereich der Ortsbrust ist in geeigneter Form (z.B. Vorentspannungsschritte) zu simulieren. Dreidimensionale Berechnungen sind nur in Sonderfällen erforderlich. Die Innenschale kann sowohl als Teil des Gesamtsystems Boden - Außenschale - Innenschale als auch als separates Stabwerksmodell modelliert werden. Die Annahme von vollem Verbund zwischen Boden und Außenschale ist in der Regel ausreichend genau, sofern die Außenschale nicht durch zusätzliche Lasten (z.B. Wasserdruk)

belastet wird. Die Verbindung zwischen Außen- und Innenschale soll in einer Weise simuliert werden, dass Zugentlastung und bei Bedarf Reibung erfasst werden können.

Bei der Modellierung der Innenschale als separates Stabwerk ist die **Bettung in Form von zugentlasteten Federn**, die reibungsbehaftet sein können, zu simulieren (Abbildung 21.12). Bei annähernd kreisförmigen Querschnitten kann beim Ansatz des Bettungsmoduls von einem Näherungswert von

$$E_{\text{oed}}/R \quad (21.18)$$

ausgegangen werden, wobei  $R$  der Radius eines der Ausbruchsfläche äquivalenten Kreises ist.

Für die Ermittlung der Verformungen dürfen Stabwerksmodelle im Allgemeinen nicht herangezogen werden. Die Genauigkeit der numerischen Berechnung steht in Relation zur Bandbreite der Modellparameter. Ein realistisches Ergebnis der Ermittlung der Verformungen und Schnittgrößen ist durch Abstimmung der Vorentspannungsfaktoren, Bodenkennwerte, Ausbaukennwerte usw. aufeinander zu erreichen. In der Regel sind Parameterstudien erforderlich, um die Auswirkung der einzelnen Modellparameter auf die Bemessung der Stützmittel und das Verformungsverhalten quantifizieren zu können. Die Modellparameter beinhalten sowohl Kennwerte für den Boden und die Stützmittel als auch spezifische Annahmen für das Berechnungsmodell (z.B. Vorentspannungsfaktoren, Modellierung von Arbeitsfugen). Wenn bautechnisch relevante Auswirkungen auf das Rechenergebnis erwartet werden, sind im Zuge einer Parameterstudie auch die für das Berechnungsmodell spezifischen Annahmen zu variieren.

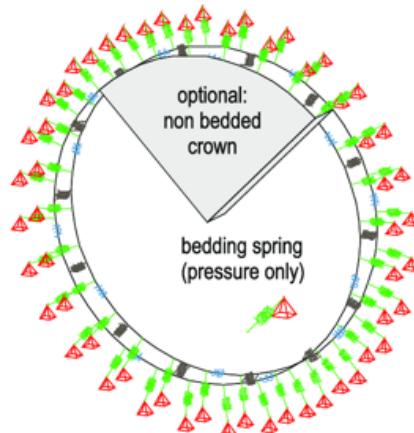


Abbildung 21.12: Bettung für Tunnel-Stabwerkmodelle



## 22 Erddruck

### 22.1 Definition

Folgende Bezeichnungen für die Spannungen zwischen Boden und Bauwerk werden in der Geotechnik unterschieden (Spannungen in den Berührungsflächen zwischen Untergrund und den Auskleidungen von Untertagebauwerken werden auch als Gebirgsdruck bezeichnet.):

- **Überlagerungsdruck:** Der Boden liegt oberhalb einer mehr oder weniger horizontalen Berührungsfläche (z.B. eingebettete Rohre, Durchlässe).
- **Erddruck:** Der Erddruck tritt auf, wenn das Erdreich durch eine künstliche Abstützung (z.B. Stützbauwerke, wie Mauern und Wände, Durchlässe) daran gehindert wird, sich als unabgestützte Böschung einzustellen. Erddruck ist dabei die seitliche Druckwirkung des Erdreichs durch sein Eigengewicht und gegebenenfalls durch Auflasten auf dem Erdreich.
- **Sohldruck:** Der Boden liegt unterhalb einer mehr oder weniger horizontalen Berührungsfläche (z.B. Gründungen). Die Wandreibungskräfte beeinflussen die Abtragung der vertikalen Kräfte, wodurch, im Vergleich zu Erddrücken hinter einer Wand, reduzierte Erddrücke auftreten.

#### 22.1.1 Aktiver Erddruck $E_a$

Beim Einbringen eines Stützbauwerkes in den gewachsenen Untergrund, beim Hinterfüllen eines Stützbauwerkes oder bei später auftretenden Lastfällen kommt es in der Regel zu Bewegungen des Stützbauwerkes bzw. zu Bewegungen weg vom benachbarten Untergrund. Geht man dementsprechend von der Annahme aus, dass Bewegungen von solcher Größe auftreten oder zumindest ohne schädliche Wirkungen für die Konstruktion auftreten können, dass sich der benachbarte Untergrund soweit entspannt, dass die Spannungen die Bruchbedingung des Bodens erreichen, so spricht man vom aktiven Erddruck.

**Aktiver Erddruck nach Rankine** Der aktive Erddruck nach Rankine lässt sich wie folgt für einen nicht-bindigen Boden ermittelt (Abbildung 22.1). Der Spannungszustand eines Bodenvolumens ist mit  $\sigma_v$  (vertikal) und  $\sigma_h$  (horizontal) definiert. Durch die Bewegung weg vom benachbarten Untergrund wird die horizontale Spannung reduziert bis der Bruchzustand erreicht wird. Beim Bruch gilt:

$$(\sigma_v + \sigma_h) \sin \varphi = \sigma_v - \sigma_h \quad (22.1)$$

$$\sigma_h(1 + \sin \varphi) = \sigma_v(1 - \sin \varphi) \quad (22.2)$$

$$\sigma_h = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_v \quad (22.3)$$

Der aktive Erddruckbeiwert ist somit:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (22.4)$$

Für den üblichen Reibungswinkel von  $\varphi = 30^\circ \rightarrow K_a = 1/3$

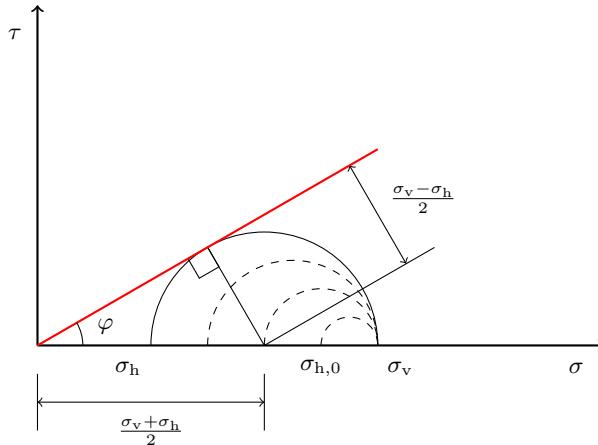


Abbildung 22.1: Aktiver Erddruck nach Rankine

**Aktiver Erddruck nach Coulomb** Durch die Verschiebung der Stützmauer entsteht die um den Winkel  $\vartheta$  geneigte Gleitfläche gemäß Abbildung 22.2. Auf dem Gleitkörper wirken die Eigengewichtskraft  $G$  und die Reaktionskraft  $Q$  mit den Komponenten  $N$  und  $T$ , jeweils normal und tangential zur Gleitfläche.

$$\frac{T}{N} = \tan \varphi \quad (22.5)$$

Eigengewicht und Reaktionskraft bilden zueinander den Winkel  $\vartheta - \varphi$ . Die resultierende Kraft der aktiven Erddruck folgt aus der Gleichgewichtsbedingung:

$$E_a = G \tan(\vartheta - \varphi) \quad (22.6)$$

Das Eigengewicht wird aus Wichte und Volumen des Gleitkörpers wie folgt ermittelt:

$$G = \frac{\gamma h^2}{2} \cot \vartheta \quad (22.7)$$

Somit wird die Resultierende der aktiven Erddruck:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \cot \vartheta \tan(\vartheta - \varphi) \quad (22.8)$$

Der Erddruckbeiwert ist abhängig von der Neigung der Gleitfläche. Das Maximum von  $E_a$  kann durch die Ableitung  $\frac{dE_a}{\vartheta}$  gefunden werden:

$$\frac{dE_a}{d\vartheta} = 0 \rightarrow \cot' \vartheta \tan(\vartheta - \varphi) + \cot \vartheta \tan'(\vartheta - \varphi) = 0 \quad (22.9)$$

$$-\frac{\tan(\vartheta - \varphi)}{\sin^2 \vartheta} + \frac{\cot \vartheta}{\cos^2(\vartheta - \varphi)} = 0 \quad (22.10)$$

$$\sin \vartheta \cos \vartheta = \sin(\vartheta - \varphi) \cos(\vartheta - \varphi) \rightarrow 2 \sin \vartheta \cos \vartheta = 2 \sin(\vartheta - \varphi) \cos(\vartheta - \varphi) \quad (22.11)$$

$$\sin 2\vartheta = \sin(2\vartheta - 2\varphi) \quad (22.12)$$

$$2\vartheta = \pi - (2\vartheta - 2\varphi) \rightarrow 4\vartheta = \pi + 2\varphi \rightarrow \vartheta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (22.13)$$

Der aktive Erddruck wird mit  $\vartheta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  zu

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \left[ \frac{\tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \varphi \right)}{\tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \right] = \frac{\gamma h^2}{2} \left[ \frac{\tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \right] \quad (22.14)$$

Es gilt

$$\frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (22.15)$$

Gemäß folgenden Gleichungen

$$\begin{cases} \sin\left(x + \frac{\pi}{2}\right) = \cos(x) \\ \cos\left(x + \frac{\pi}{2}\right) = -\sin(x) = \sin(x) \end{cases} \quad (22.16)$$

mit

$$x = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \rightarrow \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (22.17)$$

kann der Erddruck wie folgt ausgedrückt werden:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (22.18)$$

Der aktive Erddruckbeiwert ist dann  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ . Gemäß der Halbwinkelidentität gilt

$$\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \sqrt{\frac{1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}{1 + \cos\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}} = \sqrt{\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}} \quad (22.19)$$

und somit ist

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (22.20)$$

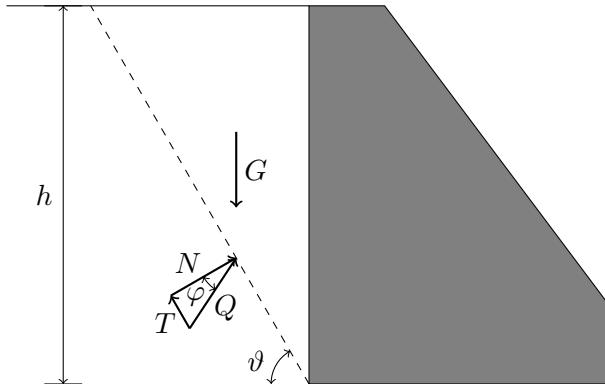


Abbildung 22.2: Aktiver Erddruck nach Coulomb

### 22.1.2 Passiver Erddruck (auch Erdwiderstand) $E_p$

Es findet eine Bewegung des Stützbauwerkes gegen den Untergrund statt, wobei die maximal möglichen Reaktionsspannungen geweckt werden. Der passive Erddruck kann aber auch auftreten, wenn sich die Böschung eines Kriechhangs gegen einen in der Böschung stehenden Brückenpfeiler bewegt (es kommt grundsätzlich nur auf die Relativbewegung zwischen Konstruktion und Untergrund an).

Der aktive und der passive Erddruck bilden Grenzzustände, zwischen denen sich je nach Verschiebung unterschiedliche Zwischenwerte ausbilden können (Abbildung 22.3).

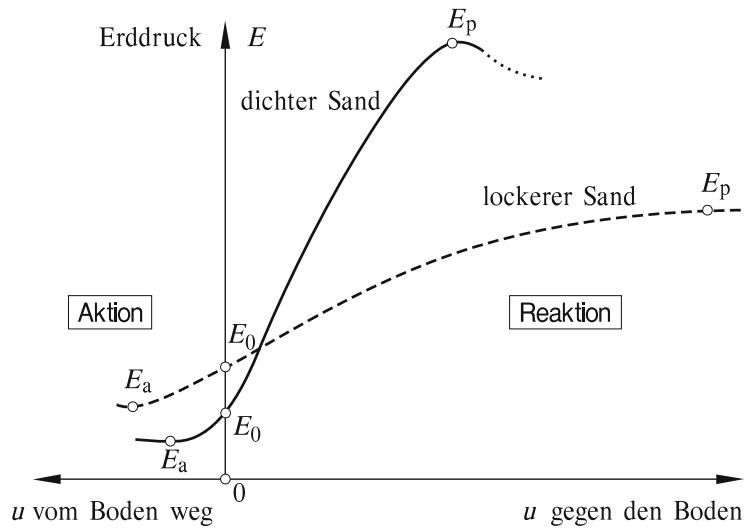


Abbildung 22.3: Erddruckart und -größe in Abhängigkeit von der Wandbewegung [47]

**Passiver Erddruck nach Rankine** Der passive Erddruck nach Rankine lässt sich wie folgt für einen nicht-bindigen Boden ermittelt (Abbildung 22.4). Der Spannungszustand eines Bodenvolumens ist mit  $\sigma_v$  (vertikal) und  $\sigma_h$  (horizontal) definiert. Durch die Bewegung gegen den Untergrund wird die horizontale Spannung erhöht bis der Bruchzustand erreicht wird. Beim Bruch gilt:

$$(\sigma_v + \sigma_h) \sin \varphi = \sigma_h - \sigma_v \quad (22.21)$$

$$\sigma_h(1 - \sin \varphi) = \sigma_v(1 + \sin \varphi) \quad (22.22)$$

$$\sigma_h = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_v \quad (22.23)$$

Der passive Erddruckbeiwert ist somit:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (22.24)$$

Für den üblichen Reibungswinkel von  $\varphi = 30^\circ \rightarrow K_p = 3$

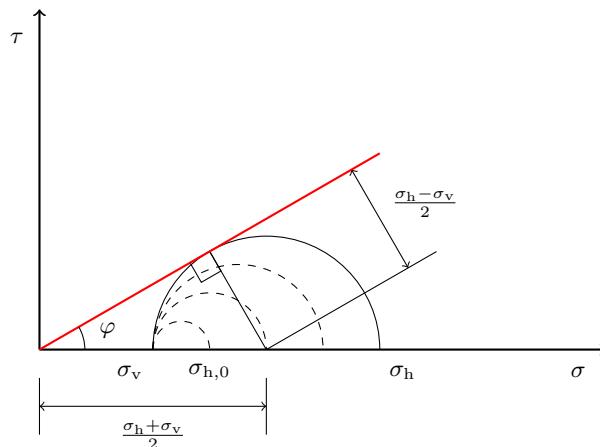


Abbildung 22.4

**Passiver Erddruck nach Coulomb** Der passive Erddruck nach Coulomb ermittelt sich ähnlich Abschnitt 22.1.1. Die Gleitfläche entsteht in diesem Fall auf der gegenüber liegender Seite. Die Neigung der Gleitfläche beträgt  $\vartheta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ . Die resultierende Kraft des passiven Erddrucks beträgt

$$E_p = \frac{\gamma d^2}{2} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (22.25)$$

Der passive Erddruckbeiwert beträgt

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (22.26)$$

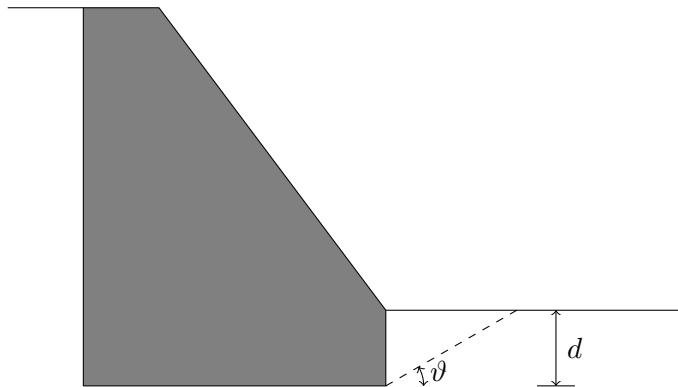


Abbildung 22.5: Passiver Erddruck nach Coulomb

### 22.1.3 Erdruhedruck (kurz Ruhedruck) $E_0$

Er tritt dann auf, wenn ein Stützbauwerk ohne irgendwelche Störungen des benachbarten gewachsenen Untergrundes in diesem hergestellt wird oder wenn das Stützbauwerk im Zuge der Hinterfüllung keinerlei Bewegung erfährt. Der Erdruhedruck ermittelt sich mit:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (22.27)$$

Der Erdruhedruckbeiwert  $K_0$  wird mit Gleichung 10.17 für normal konsolidierte Böden geschätzt ( $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ).

### 22.1.4 Erhöhter aktiver Erddruck

Ein Erddruck zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck, der bei unvollständigen Entspannungsbewegungen auftritt.

### 22.1.5 Verminderter passiver Erddruck

Ein Erddruck zwischen dem Ruhedruck und dem passiven Erddruck, der bei begrenzten Verformungen einer Stützkonstruktion gegen den Untergrund auftritt. Verschieben sich zwei Bodenbereiche längs einer geraden oder gekrümmten Gleitfuge gegeneinander, ist im Boden ein Bruch- oder Grenzzustand erreicht; die dann einwirkenden Kräfte ändern ihre Größe bei weiterer Verschiebung (theoretisch) nicht mehr. Die klassischen Methoden der Bodenmechanik lassen nur die Berechnung der Kräfte in einem Grenzzustand zu, wodurch eine Berechnung der Größe von Erddruck und Erdwiderstand in Abhängigkeit vom Verschiebungsweg der Stützwand nicht möglich ist. Letzteres kann z.B. mit numerischen Verfahren (Finite-Element-Methoden) geschehen.

### 22.1.6 Verdichtungsdruck

Erddruck, der entsteht, wenn die Hinterfüllung einer unnachgiebigen oder wenig nachgiebigen Wand so stark verdichtet wird, dass die dabei auftretende Verspannung zu einem Erddruck führt, der größer ist als der Erdruhedruck.

### 22.1.7 Silodruck

Erddruck, der auftritt, wenn die Hinterfüllung auf einen schmalen Streifen beschränkt ist, in dem sich kein Coulombscher Gleitkörper bis zur Oberfläche ausbilden kann.

### 22.1.8 Adhäsion und Wandreibungswinkel

Entsprechend den Scherparametern  $c$  und  $\varphi$  in Gleitflächen innerhalb des Bodens wird die Scherfestigkeit in Grenzflächen zwischen Boden und Stützbauwerk durch die Adhäsion  $a$  und den Wandreibungswinkel  $\delta$  ausgedrückt, wobei gilt:

$$\tau_f = a + \sigma \cdot \tan \delta \quad (22.28)$$

### 22.1.9 Neigungswinkel des Erddruckes

Neigungswinkel zwischen der angreifenden Erddruckkraft und der Normalen auf die Rückseite des Stützbauwerkes. Er kann im Falle  $a = 0$  höchstens den Betrag des Wandreibungswinkels  $\delta$  erreichen.

### 22.1.10 Regel für die Neigung der Geländeoberfläche

Regel, die für die Neigung der Geländeoberfläche der Rückseite des Stützbauwerkes ( $\alpha$ ) und des aktiven und passiven Erddruckes ( $\delta_a$  und  $\delta_p$ ) im Abbildung 22.6 festgelegt ist. Die Vorzeichen von  $\alpha$  und  $\beta$  hängen auch davon ab, auf welcher Seite der Druckfläche sich der Boden befindet.

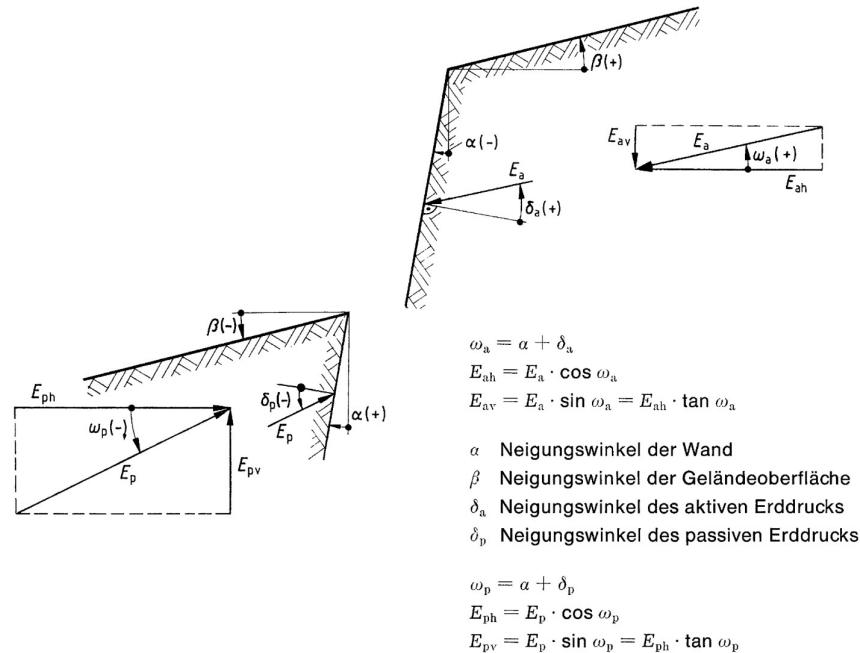


Abbildung 22.6: Vorzeichenregel für die Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks [5]

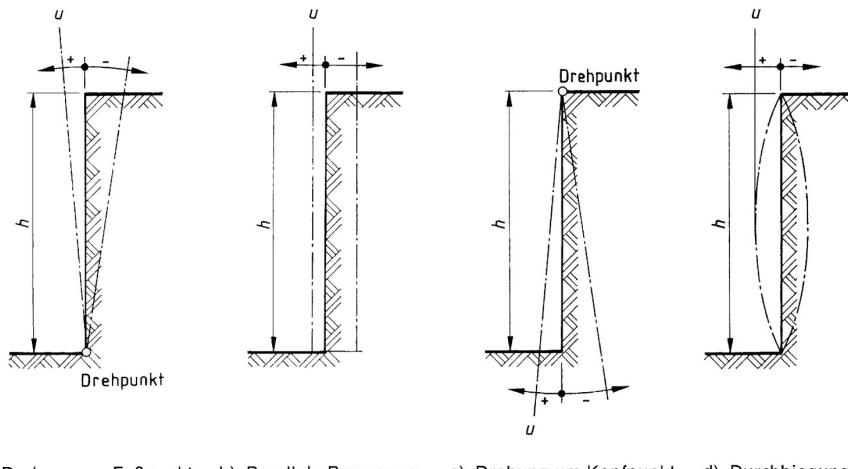
## 22.2 Bewegungen von Stützkonstruktionen

Zur Ermittlung des Erddruckes ist es erforderlich, sich eine Vorstellung von der mit der Belastung durch den Erddruck verbundenen Bewegung bzw. Verformung des Stützbauwerkes zu machen. Diese wird beeinflusst:

- von der Steifigkeit und
- von den Bewegungsmöglichkeiten (kinematische Randbedingungen) des Stützbauwerkes.

Letztere werden insbesondere von der Nachgiebigkeit des Untergrundes sowie der Lage und Nachgiebigkeit von Abstützungen und Verankerungen sowie vom Bauablauf (z.B. zeitliche Aufeinanderfolge von Aushubphasen) beeinflusst.

Für praktische Zwecke ausreichend genau können diese Bewegungen durch eine der folgenden Grundformen oder durch deren Überlagerungen dargestellt werden (Abbildung 22.7). Richtwerte für die zum Eintreten des Bruchzustandes mindestens erforderlichen Bewegungen des Stützbauwerkes für nichtbindige Böden sind in Tabelle 36 angegeben. Für steife bis halbfeste bindige Böden können auch die für dichte Lagerung angegebenen Werte herangezogen werden.



a) Drehung um Fußpunkt    b) Parallel Bewegung    c) Drehung um Kopfpunkt    d) Durchbiegung

Abbildung 22.7: Grundformen der Wandbewegungen (+ in Richtung aktiver Erddruck; – in Richtung passiver Erddruck) [5]

Tabelle 36: Verschiebungsgrößen für den Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe  $h$  [5]

Bewegungsart	Aktiver Erddruck		Passiver Erddruck	
	Lockere Lagerung	Dichte Lagerung	Lockere Lagerung	Dichte Lagerung
Fußpunktdrehung	0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2	30 (4,0)	10 (2,5)
Parallelverschiebung	0,2	0,05 bis 0,1	10 (0,5)	5 (0,5)
Kopfpunktdrehung	0,8 bis 1,0	0,2 bis 0,5	15 (1,0)	5 (0,5)
Durchbiegung	0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2		

## 22.3 Ansatz der Erddrücke

### 22.3.1 Ansatz des aktiven Erddruckes

Der aktive Erddruck wird in der Regel bei äußerlich nachgiebigen und bei nichtgestützten Stützbauwerken angesetzt. Dies gilt unabhängig davon, ob diese Bauwerke hinterfüllt werden oder mit dem gewachsenen Boden in Berührung stehen. Die genannten Voraussetzungen liegen

in der Regel bei Stützmauern (z.B. Abbildung 22.9a) und bei nicht gestützten Wänden (z.B. 22.9b) vor.

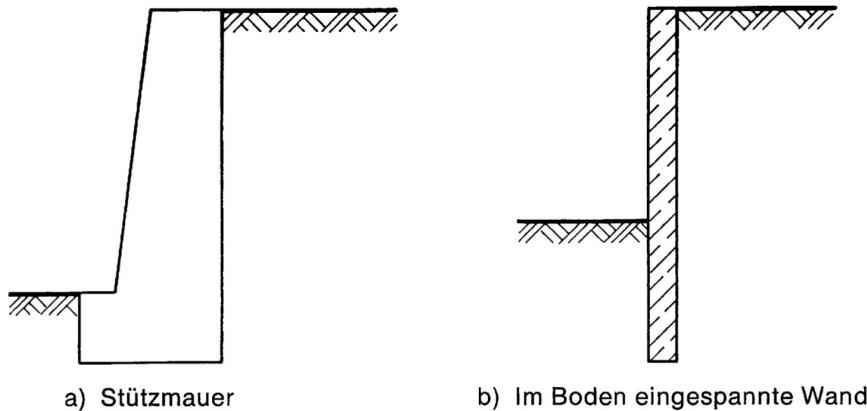


Abbildung 22.8: Fälle für den Ansatz des aktiven Erddrucks [5]

## 22.4 Ansatz des erhöhten aktiven Erddruckes

Der erhöhte aktive Erddruck ist anzusetzen,

- wenn die zulässigen Bewegungen der Konstruktion kleiner sind, als es für die Mobilisierung des aktiven Erddruckes erforderlich ist (und dies durch konstruktive Maßnahmen auch erreicht wird), und
- wenn bei weitgehend nachgiebig gestützten Stützbauwerken zwar die resultierende aktive Erddruckkraft auftritt, aber auch Erddruckumlagerungen zu erwarten sind und damit örtliche Erhöhungen über die nach Abschnitt 9.2 angenommenen Erddruckverteilungen hinaus eintreten können.

Die Einschränkung der Bewegungsmöglichkeit kann gegeben sein:

- durch die Gründungsverhältnisse, wie z. B. durch die Gründung einer Stützmauer auf Fels,
- bei massiven Konstruktionen, wie z. B. bei Widerlagerwänden,
- durch Verankerungen, Aussteifungen und andere Konstruktionen, welche die Bewegungsmöglichkeiten herabsetzen.

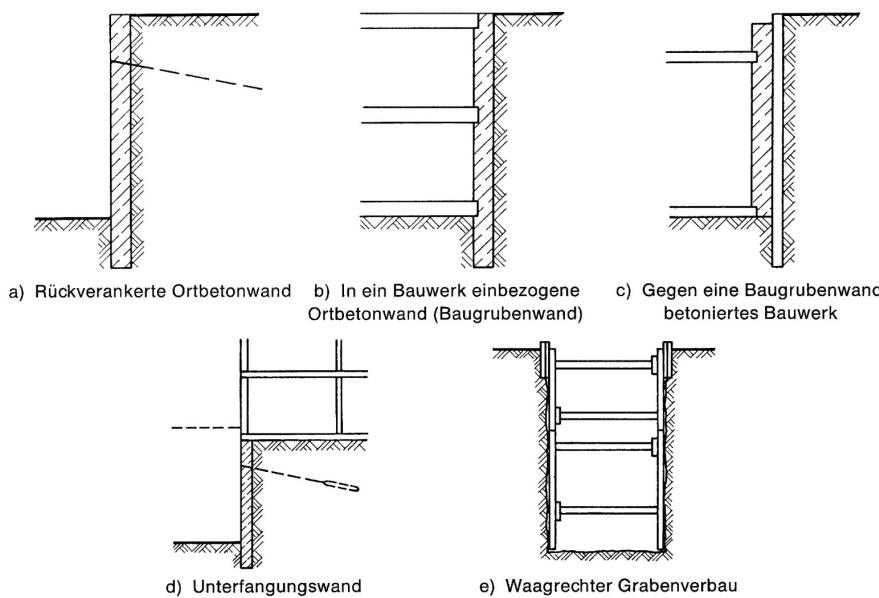


Abbildung 22.9: Fälle für den Ansatz des erhöhten aktiven Erddruckes [5]

Wenn die Lasten von setzungsempfindlichen Bauwerken den aktiven Erddruck beeinflussen, dann ist eine Einschränkung der Bewegungsmöglichkeit der Stützkonstruktion erforderlich.

Je nach der Verformungsempfindlichkeit benachbarter Bauwerke bzw. je nach der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion können folgende Ansätze gewählt werden:

$$E_h = 0,25 E_{oh} + 0,75 E_{ah}, \quad (22.29)$$

$$E_h = 0,50 (E_{oh} + E_{ah}), \quad (22.30)$$

$$E_h = 0,75 E_{oh} + 0,25 E_{ah}. \quad (22.31)$$

Gleichung 22.29 kann beispielsweise bei Grabenverbaukonstruktionen und Baugrubensicherungen, Gleichung 22.30 bei Gebäudeunterfangungen angewendet werden.

Bei verankerten Baugrubenwänden ist mit einem erhöhten aktiven Erddruck zu rechnen, und die Anker sind bei biegeweichen Wänden mit mindestens 80% der im Vollaushub zu erwartenden Kräfte, bei biegesteifen Wänden auch mit einem höheren Prozentsatz vorzuspannen.

Bei ausgesteiften Baugrubenwänden sind die Steifen je nach Erddruckansatz kraftschlüssig einzubauen oder entsprechend vorzuspannen.

#### 22.4.1 Ansatz des Ruhedruckes

Der Ruhedruck ist anzusetzen,

- bei Bauwerken, die ohne nennenswerte Beeinflussung des In-situ-Spannungszustandes in den Untergrund eingebracht werden und deren Verbindung mit benachbarten oder stützenden Bauteilen oder mit dem Untergrund so starr ist, daß eine Bewegung in Erddruckrichtung nicht auftreten kann, und
- bei Bauwerken, deren Hinterfüllung verdichtet wird, die aber dabei und auch danach nur so geringe Bewegungen ausführen, daß dadurch der Verdichtungsdruck höchstens bis auf den Ruhedruck abgebaut wird, wie z.B. bei Flügelmauern.

### 22.5 Ermittlung des Erddruckes

#### 22.5.1 Neigungswinkel des Erddruckes

Bei Erddruckberechnungen ist der Neigungswinkel des Erddruckes festzulegen unter Berücksichtigung

- des Wandreibungswinkels,
- der Bewegungsmöglichkeit des Stützbauwerkes in bezug auf die Hinterfüllung und
- des gewählten Rechenverfahrens.

Der Neigungswinkel des Erddruckes kann auch wesentlich durch den Bauvorgang, durch die Setzung einer Hinterfüllung, durch die Setzung des Bauwerkes selbst und - insbesondere bei nichtbindigen Böden - durch dynamische Beanspruchungen beeinflusst werden.

**Neigungswinkel  $\delta_a$  des aktiven Erddruckes** Bei der Bewegung eines Stützbauwerkes vom Boden weg gleitet ein Erdkörper an der Rückseite des Stützbauwerkes nach unten (positiver Neigungswinkel). Schon bei der Verdichtung einer Hinterfüllung entsteht eine nach unten gerichtete Schubkraft, die sich bei der Bewegung des Stützbauwerkes, die vorausgesetzt wird, noch vergrößert.

Eine nach oben gerichtete Schubkraft (negativer Neigungswinkel) kann nur eintreten, wenn sich die Rückseite des Stützbauwerkes im Verhältnis zum Boden nach unten bewegt. Dies liegt vor, wenn sich der Untergrund unter dem Gewicht der Mauer mehr zusammendrückt als unter dem Gewicht der Hinterfüllung, wenn im Bereich der Mauer ein weicherer Untergrund ansteht als im Bereich der Hinterfüllung, wenn am Stützbauwerk große lotrechte Lasten wirken (z. B. Kellerwände von Hochbauten) und bei gerammten oder schräg nach unten verankerten Wänden.

**Neigungswinkel des passiven Erddruckes** Bei der Bewegung eines Bauwerkes zum Boden hin gleitet ein Erdkörper bei behinderter Vertikalbewegung des Stützbauwerkes an diesem nach oben (negativer Neigungswinkel).

Bei fallendem Gelände kann der Neigungswinkel  $\delta_p$  bis zur Böschungsneigung  $\beta = -\varphi/2$  angenähert dem Wert  $-2/3(\varphi + 2\beta)$  gesetzt werden ( $\beta \geq 0$ ).

**Neigungswinkel des Ruhedruckes** Für den Ruhedruck wird ein Neigungswinkel 0 angenommen.

**Größe des Wandreibungswinkels** Der Wandreibungswinkel wird meistens nicht experimentell bestimmt, sondern entsprechend Tabelle 37 als ein bestimmter Anteil des Reibungswinkels des Bodens angesetzt. Bei ebenen Gleitflächen muss dabei  $\varphi < 35^\circ$  sein. Eine Verzahnung des Bodens mit der Rückseite des Stützbauwerkes liegt z.B. bei Hochdruck-Bodenvermörtelungen vor. In der Regel können die unbehandelten Oberflächen von Stahl, Beton (auch Ortbetonpfähle und Schlitzwände) als "rauh" angesehen werden. Als "weniger rauh" sind Abdeckungen aus Kunststoffplatten, ferner Flächen aus glatt geschaltetem und gut verdichtetem Beton anzusehen. Es sind Berechnungsarten mit gekrümmten und ebenen Gleitflächen zugelassen, weil sich wegen der getroffenen Annahme bezüglich des Neigungswinkels des Erddruckes die Ergebnisse nicht wesentlich voneinander unterscheiden. Bei stark schmieriger Hinterfüllung oder bei einer plastischen Dichtungsschicht auf der Rückseite des Stützbauwerkes ist der Wandreibungswinkel mit  $\delta = 0$  anzunehmen. Als plastisch wird hier eine Dichtungsschicht bezeichnet, die keine Schubkräfte übertragen kann. Ein Anstrich der Fläche, z.B. zum Schutz von Beton gegen aggressive Bestandteile des Bodens bzw. des Grundwassers, ist in der Regel nicht als plastische Schicht anzusehen. Sofern eine Baugrubenwand gar nicht oder nur bis zum Belastungsnullpunkt in den Untergrund unterhalb der Baugrubensohle einbindet, ist in der Regel der Erddruck ohne Wandreibung zu ermitteln und eine waagrechte Aussteifung oder Verankerung zu wählen. In diesem Fall treten in der Wand keine Normalkräfte auf. Das Eigengewicht des Verbaues, das grundsätzlich einen negativen Wandreibungswinkel verursacht, kann hierbei vernachlässigt werden.

Tabelle 37: Größe des Wandreibungswinkels [5]

Wandrauhigkeit	ebene Gleitfläche, Coulombsche Erddrucktheorie	gekrümmte Gleitfläche
verzahnt	$\delta = 2\varphi/3$	$\delta = \varphi$
rauh	$\delta = 2\varphi/3$	$27,5^\circ \geq \delta \geq \varphi - 2,5^\circ$
weniger rauh	$\delta = \varphi/3$	$\delta = \varphi/2$
glatt	$\delta = 0$	$\delta = 0$

## 22.6 Aktiver Erddruck

### 22.6.1 Ebene Geländeoberfläche und ebene Rückseite des Stützbauwerks

Der aktive Erddruck kann mit praktisch ausreichender Genauigkeit aufgrund von ebenen Gleitflächen und einer vorgegebenen Richtung des Erddruckes ermittelt werden (Coulombsche Erddrucktheorie, Abbildung 22.10).

Die Erddruckkraft  $E_a$  errechnet sich aus

$$E_a = \frac{\gamma' h^2}{2} K_{a\gamma} + p_v h K_{av} + P_v K'_{av} + P_h K'_{ah} + c h K_{ac} \quad (22.32)$$

Die Glieder dieser Gleichung berücksichtigen im einzelnen die Einflüsse

- der Eigenlast  $G$  des Gleitkörpers,
- einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast  $p_v$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ),
- anderer auf oder im Gleitkörper angreifender vertikaler Lasten  $P_v$  ( $\text{kN}/\text{m}$ ) bzw. horizontaler Lasten  $P_h$  ( $\text{kN}/\text{m}$ ) und
- der Kohäsion des Bodens.

Ein positives Vorzeichen haben horizontale Oberflächenlasten, wenn sie in Richtung zum Stützbauwerk hin wirken.

Es gelten nährungsweise die folgenden Ausdrücke für die Beiwerte in Gleichung 22.32 [5]:

$$K_{a\gamma} = \frac{1}{\cos(\alpha + \delta_s)} \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (22.33)$$

$$K_{av} = K_{a\gamma} \frac{\cos \alpha \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (22.34)$$

$$K'_{av} = \frac{\sin(\vartheta - \varphi)}{\cos(\vartheta - \chi)} \quad (22.35)$$

$$K'_{ah} = \frac{\cos(\vartheta - \varphi)}{\cos(\vartheta - \chi)} \quad (22.36)$$

$$K_{ac} = - \frac{2 \cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha [1 + \sin(\chi - \beta)]} \quad (22.37)$$

Die vorigen Gleichungen nehmen an, dass die Eigenlast des Bodens den größten Einfluss auf den Erddruck besitzt. In diesem Fall gilt für den Gleitflächenwinkel:

$$\vartheta = \arccot \left[ \tan(\varphi - \alpha) + \frac{1}{\cos(\varphi - \alpha)} \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta_a)}} \right] + \varphi \quad (22.38)$$

Der Neigungswinkel gegenüber der Horizontalen wird mit

$$\omega_a = \alpha + \delta_a \quad (22.39)$$

und  $\chi$  mit

$$\chi = \omega_a + \varphi \quad (22.40)$$

ermittelt.

Für den Grundfall  $\alpha = \beta = \delta_a = 0$  gilt:

$$K_{a\gamma} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (22.41)$$

Diese Gleichung ist gleich Gleichung 22.20.

$$K_{av} = K_{a\gamma} \quad (22.42)$$

$$K'_{av} = \sqrt{K_{a\gamma}} \quad (22.43)$$

$$K'_{ac} = -2\sqrt{K_{a\gamma}} \quad (22.44)$$

Der Erddruck ergibt sich aus Gleichung 22.32 mit  $P_v = P_h = 0$  zu

$$e_a = \gamma' h K_{a\gamma} + p_v K_{av} + c K_{ac} \quad (22.45)$$

Die horizontale Komponenten ergibt sich aus

$$e_{ah} = e_a \cos \omega_a \quad (22.46)$$

Bei der Berechnung des aktiven Erddrucks mit Kohäsion muss geprüft werden, dass

$$e_{ah} \geq 0,20 \gamma' z \quad (22.47)$$

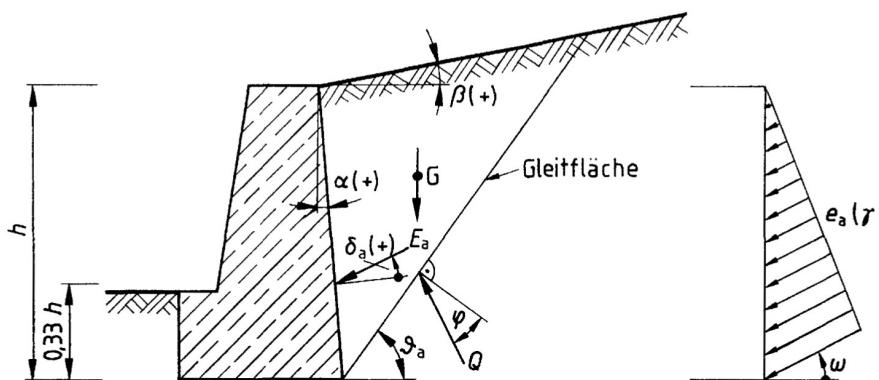


Abbildung 22.10: Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast [5]

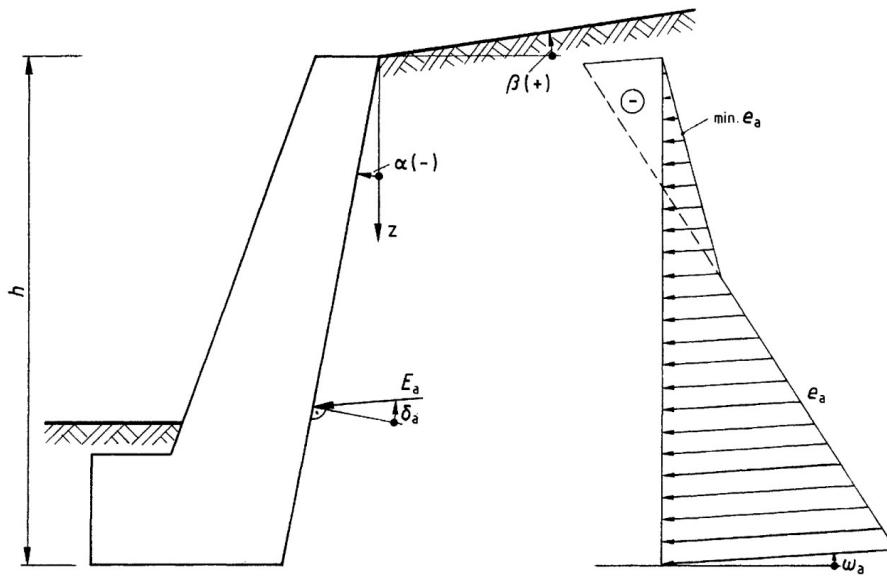


Abbildung 22.11: Ansatz des Mindestdruckes [5]

### 22.6.2 Oberflächenlasten (Linien- und Streifenlasten)

Bei Vorliegen von Oberflächenlasten ist ihr Einfluss auf die Lage der Gleitfläche zu untersuchen. Verbleibt der Angriffspunkt der Last aufgrund dieser Untersuchung außerhalb des Gleitkeiles, dann hat diese Last keinen Einfluss auf den aktiven Erddruck. Entsprechend Gleichung 22.32 gilt für vertikale Lasten  $P_v$  [kN/m]

$$E_a(P_v) = P_v \cdot K'_{av} \quad (22.48)$$

und für horizontale Lasten  $P_h$  [kN/m]

$$E_a(P_h) = P_h \cdot K'_{ah} \quad (22.49)$$

Grundsätzlich wird das Gleitflächenbild durch die Wirkung von Linien- und Flächenlasten verändert.

Näherungsweise kann man folgendermaßen vorgehen:

1. Oberflächenlast innerhalb des Gleitkörpers für Eigengewicht: Man bestimmt zuerst den Erddruck  $E_{a1}$  infolge Eigenlast und Oberflächenlasten aufgrund des für die Eigenlast ermittelten Gleitflächenwinkels  $\vartheta$  ( $= \vartheta_1$ ). Dann ermittelt man den Erddruck  $E_{a2}$  infolge Eigenlast und Oberflächenlasten für die vom Fußpunkt der Wand zur Linien- bzw. Streifenlast verlaufenden Gleitfläche (Neigung  $\vartheta_2$ ). Ist  $E_{a1} > E_{a2}$ , so sind die Erddruckanteile  $E_a(P_v)$  bzw.  $E_a(P_h)$  aufgrund von  $\vartheta_1$ , andernfalls aufgrund von  $\vartheta_2$  zu ermitteln.
2. Oberflächenlast außerhalb des Gleitkörpers für Eigengewicht: Man bestimmt den Erddruck  $E_{a2}$  wie beschrieben. Ist  $E_{a2} > E_a(\gamma)$ , so sind die Erddruckanteile  $E_a(P_v)$  bzw.  $E_a(P_h)$  aufgrund von  $\vartheta_2$  zu ermitteln, andernfalls hat die Oberflächenlast keinen Einfluss auf den aktiven Erddruck.

Der Erddruckanteil infolge einer Oberflächenlast wird zwischen dem Schnittpunkt der vom hinteren Rand dieser Last ausgehenden Gleitfläche mit der Rückseite und dem Schnittpunkt der durch den vorderen Rand dieser Last ausgehenden Böschungslinie verteilt (Abbildung 22.12).

Der Erddruck zufolge Eigenlast wird wie für unbelastetes Gelände ermittelt.

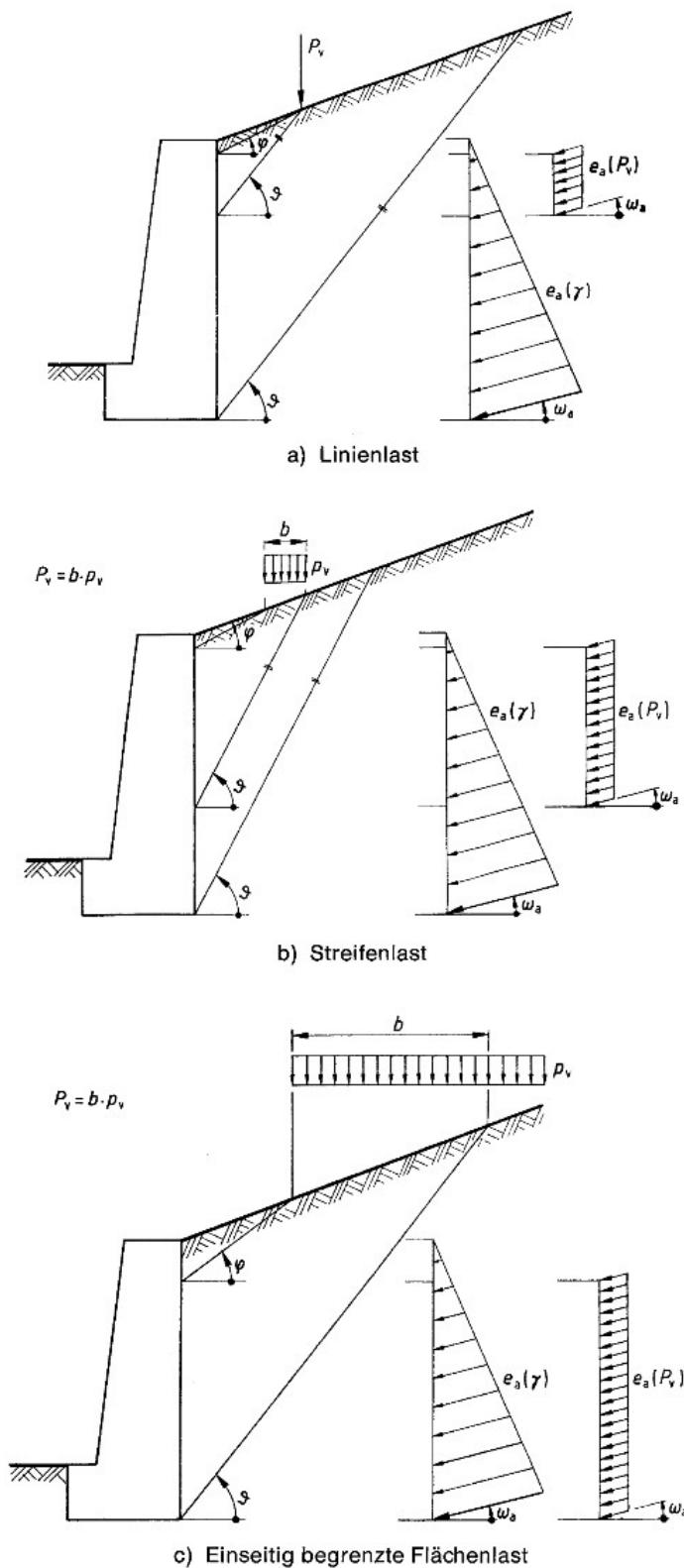


Abbildung 22.12: Nahrungsweise Bestimmung der Erddruckverteilung infolge vertikaler Oberflächenlasten [5]

### 22.6.3 Geschichteter Untergrund

Im folgenden werden Werte der obersten Bodenschicht mit dem Index 1, Werte der Bodenschicht, in der sich der betrachtete Punkt der Rückseite des Stützbauwerkes befindet, mit dem Index  $n$  gekennzeichnet. Die Schichtgrenzen werden als horizontal verlaufend angenommen. Die Gleitflächen verlaufen innerhalb der Schichte  $n$  unter dem für homogenen Untergrund berechneten Winkel  $\vartheta_n$ . In den darüberliegenden Schichten  $n+1$  bis 1 werden die Gleitflächen parallel zu den für diese Schichten berechneten tiefsten Gleitflächen angenommen. Der Erddruck ergibt sich aus

$$e_a = \sum \gamma'_i \Delta z_i K'_{a\gamma} + c K_{ac} \quad (22.50)$$

Dabei sind die Werte  $\Delta z_i$  die in die Vertikale projizierten Längen der in den Bodenschichten  $i$  verlaufenden Gleitflädenabschnitte (siehe Abbildung 22.13). Für die Scherparameter  $c$  und  $\varphi$  und für die übrigen zur Berechnung der Beiwerte  $K'_{av}$  und  $K_{ac}$  erforderlichen Werte, das sind die Winkel  $\alpha$ ,  $\delta$  und  $\vartheta$ , sind die beim betrachteten Punkt an der Wand maßgebenden Werte einzusetzen. Einige aus diesen Annahmen folgende Verteilungen zeigt Abbildung 22.14.

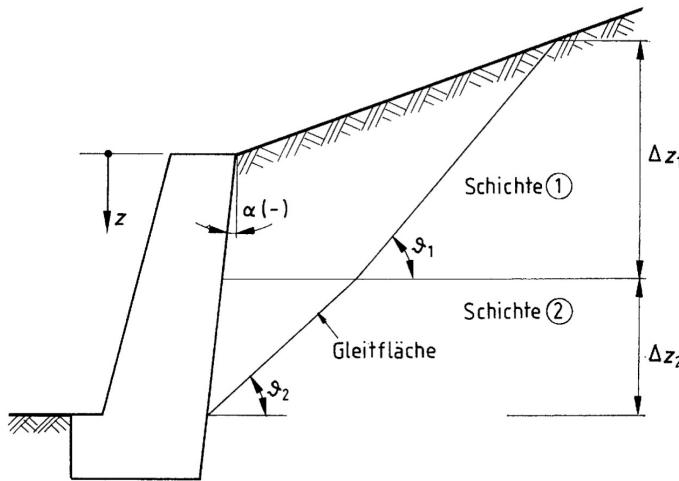


Abbildung 22.13: Erddruckberechnung bei geschichtetem Untergrund [5]

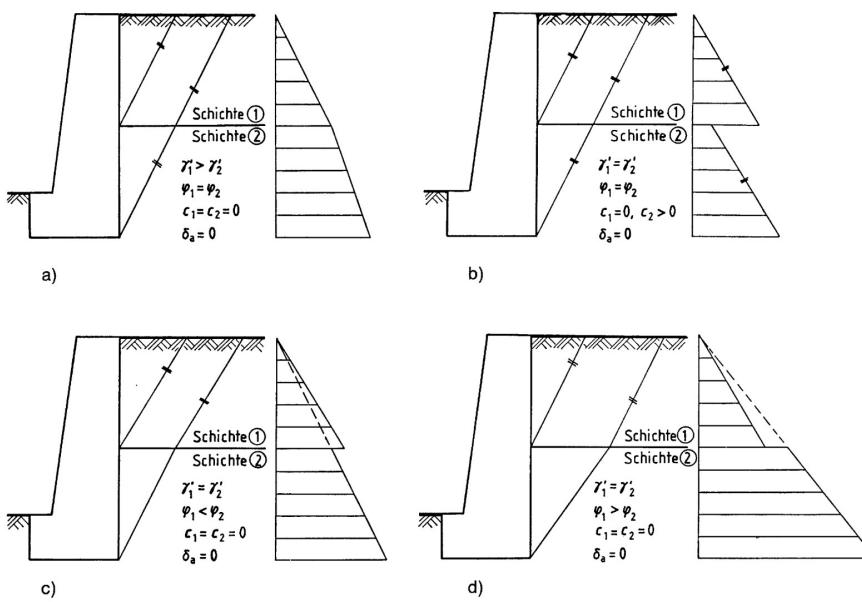


Abbildung 22.14: Charakteristische Erddruckverteilung bei geschichtetem Untergrund [5]

### 22.6.4 Einfluss des Grundwassers auf den aktiven Erddruck

Abbildung 22.15 zeigt einen Fall mit den verschiedenen denkbaren Einflüssen des Grundwassers auf den aktiven Erddruck; neben den Porenwasserdrücken  $U$  in der Gleitfläche treten auch Wasserdrücke in Rissen an der Geländeoberfläche und an der Rückseite des Stützbauwerkes auf. Wird der Gleitkörper gegen die Abstützung hin durchströmt, so ergibt sich eine Vergrößerung des aktiven Erddruckes (auch wenn unmittelbar auf die Rückseite des Stützbauwerkes kein Wasserdruck wirkt). Durch den Einfluss des Grundwassers wird auch die Lage der Gleitfläche verändert. Die Berechnung des aktiven Erddruckes erfolgt aufgrund des totalen Gewichtes des Gleitkörpers und unter Berücksichtigung der Porenwasserdruckkraft  $U$  in der Gleitfläche und der Wasserdruckkräfte  $W_i$  an der Rückseite des Stützbauwerkes bzw. in Rissen an der Geländeoberfläche. In Abbildung 22.15 sind dies die Wasserdrücke  $W_1$  und  $W_2$ .

Der Zusatzerddruck für eine bestimmte Gleitfläche beträgt:

$$\Delta E_a(U, W) = U \frac{\sin \varphi}{\cos(\vartheta - \chi)} + \sum W_i \frac{\cos(\vartheta - \varphi)}{\cos(\vartheta - \chi)} \quad (22.51)$$

Dabei wird vorausgesetzt, dass die Wasserdrücke  $W_i$  in vertikalen Schnittflächen wirken.

Bei ruhendem Grundwasser kann vereinfacht nur mit dem Gewicht unter Auftrieb gerechnet werden, Porenwasser- und Wasserdrücke brauchen dabei in ihrer Wirkung auf den Gleitkörper nicht berücksichtigt zu werden. Bei einem umströmten Stützbauwerk (z.B. Ufermauer oder Baugrabenwand) kann näherungsweise mit dem wirksamen Gleitkörpergewicht gerechnet werden; man geht in diesem Fall von einer im gesamten Gleitkörper vertikal gerichteten Strömung aus, was eine auf der sicheren Seite liegende Annahme darstellt und womit die Erddruckgleichung auch im Grundwasserbereich anwendbar bleibt. Für die wirksame Wichte wird  $\gamma' = \gamma_b + i \cdot \gamma_w$  gesetzt ( $\gamma_b$  ist die Wichte unter Auftrieb), wobei der hydraulische Gradient  $i$  beim aktiven Erddruck positiv (Strömung nach unten), beim passiven Erddruck negativ (Strömung nach oben) ist.

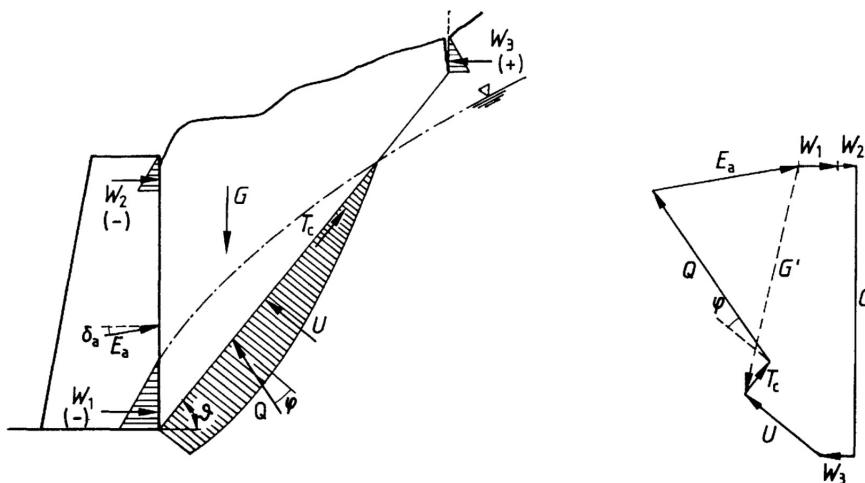


Abbildung 22.15: Einfluss des Grundwassers auf den aktiven Erddruck [5]

### 22.7 Passiver Erddruck

Die passive Erddruckkraft  $E_p$  wird errechnet aus

$$E_p = \frac{\gamma' h^2}{2} K_{p\gamma} + p_v h K_{pv} + c h K_{pc} \quad (22.52)$$

und der passive Erddruck aus

$$e_p = \gamma' \cdot z \cdot K_{p\gamma} + p_v \cdot K_{pv} + c \cdot K_{pc} \quad (22.53)$$

Bei Annahme ebener Gleitflächen (Coulombsche Erddrucktheorie) gilt für den Grundfall  $\alpha = \beta = \delta_p = 0$

$$K_{pv} = K_{p\gamma} \quad (22.54)$$

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_{p\gamma}} \quad (22.55)$$

mit

$$K_{p\gamma} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (22.56)$$

Bei vom Grundfall abweichenden Fällen liefert die Coulombsche Erddrucktheorie in der Regel auf der unsichereren Seite liegende Ergebnisse. In diesen Fällen sind daher der Berechnung gekrümmte Gleitflächen zugrundezulegen. Entsprechende Beiwerte für  $\alpha = 0$  und  $\beta = 0$  können der Tabelle 38 entnommen werden.

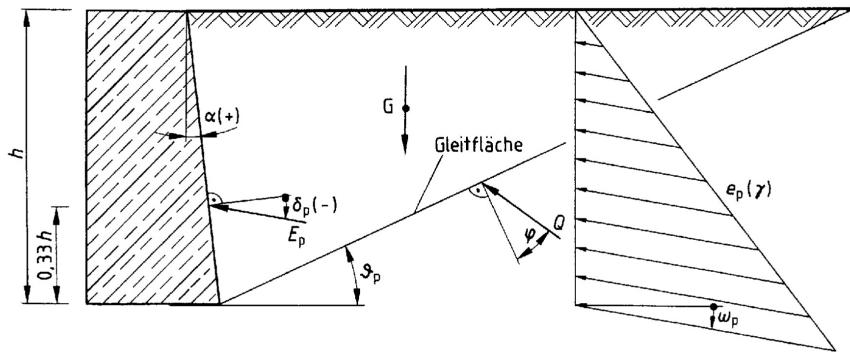


Abbildung 22.16: Passiver Erddruck aus Bodeneigenlast (Coulombsche Erddrucktheorie) [5]

Tabelle 38: Beiwerte für den passiven Erddruck ( $\delta_p \leq 0, \alpha = \beta = 0$ ) [5]

$\varphi$ [°]	Beiwerte	$\delta_p$ [°]									
			0.0	-5.0	-10.0	-15.0	-20.0	-25.0	-30.0	-35.0	-40.0
0.0	$K_{p\gamma}$	1.00									
	$K_{pv}$	1.00									
	$K_{pc}$	2.00									
5.0	$K_{p\gamma}$	1.19	1.30								
	$K_{pv}$	1.19	1.27								
	$K_{pc}$	2.18	2.98								
10.0	$K_{p\gamma}$	1.42	1.56	1.69							
	$K_{pv}$	1.42	1.55	1.63							
	$K_{pc}$	2.38	3.07	3.47							
15.0	$K_{p\gamma}$	1.70	1.89	2.08	2.27						
	$K_{pv}$	1.70	1.88	2.03	2.14						
	$K_{pc}$	2.61	3.26	3.77	4.14						
20.0	$K_{p\gamma}$	2.04	2.30	2.58	2.85	3.13					
	$K_{pv}$	2.04	2.29	2.52	2.72	2.89					
	$K_{pc}$	2.86	3.52	4.12	4.62	5.03					
25.0	$K_{p\gamma}$	2.46	2.82	3.21	3.63	4.04	4.45				
	$K_{pv}$	2.46	2.80	3.14	3.46	3.76	4.03				
	$K_{pc}$	3.14	3.86	4.55	5.20	5.78	5.29				
27.5	$K_{p\gamma}$	2.72	3.13	3.60	4.11	4.64	5.15				
	$K_{pv}$	2.72	3.11	3.51	3.91	4.30	4.65				
	$K_{pc}$	3.30	4.05	4.80	5.53	6.21	5.81				
30.0	$K_{p\gamma}$	3.00	3.49	4.04	4.66	5.26	5.04	6.98			
	$K_{pv}$	3.00	3.45	3.95	4.44	4.93	5.40	5.85			
	$K_{pc}$	3.46	4.26	5.08	5.90	5.70	7.44	8.14			
32.5	$K_{p\gamma}$	3.32	3.89	4.56	5.32	5.16	7.07	7.90			
	$K_{pv}$	3.32	3.87	4.45	5.05	5.57	5.29	6.87			
	$K_{pc}$	3.65	4.50	5.39	6.31	7.24	8.14	8.97			
35.0	$K_{p\gamma}$	3.69	4.36	5.16	6.10	7.05	8.25	9.54	10.92		
	$K_{pv}$	3.69	4.34	5.03	5.78	6.56	7.36	8.15	8.92		
	$K_{pc}$	3.84	4.76	5.74	6.77	7.85	8.93	9.98	11.00		
37.5	$K_{p\gamma}$	4.11	4.91	5.87	7.02	8.35	9.89	11.51	13.27		
	$K_{pv}$	4.11	4.88	5.72	6.64	7.62	9.65	9.71	10.73		
	$K_{pc}$	4.06	5.05	6.13	7.30	9.55	9.84	11.15	12.40		
40.0	$K_{p\gamma}$	4.60	5.55	6.72	8.15	9.69	11.68	13.86	16.44	18.59	
	$K_{pv}$	4.60	5.51	6.54	7.67	8.92	10.25	11.65	13.08	14.52	
	$K_{pc}$	4.29	5.38	6.58	7.91	9.36	10.90	12.51	14.13	15.63	

## 22.8 Verdichtungsdruck

Wird bis unmittelbar an die Rückseite eines unnachgiebigen Stützbauwerkes verdichtet, so ist ein Verdichtungsdruck  $e_c$  als dreieckig verteilte Zusatzbelastung entsprechend Abbildung 22.17 einzusetzen. Die Berechnung von  $z_{cr}$  erfolgt iterativ durch Variation von  $z$  (bis die Bedingung  $z = z_{cr}$  erfüllt ist) mit Hilfe folgender Beziehungen. Vertikale Zusatzbelastung bei der Verdichtung:

$$\Delta\sigma_v = \frac{2p}{\pi \cdot z} \quad (22.57)$$

Vertikale Gesamtspannung:

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z + \Delta\sigma_v \quad (22.58)$$

Verdichtungsdruck:

$$e_c = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (22.59)$$

Kritische Tiefe:

$$z_{cr} = \frac{K_0}{\gamma} \cdot e_c \quad (22.60)$$

Dabei ist  $p$  bei statischen Walzen die Belastung pro Längeneinheit der Bandage, bei Rüttelwalzen setzt sich  $p$  aus dem Gewicht und der Zentrifugalkraft zusammen. Ist die Zentrifugalkraft nicht bekannt, so kann  $p$  näherungsweise gleich dem doppelten Gewicht pro Längeneinheit eingesetzt werden.

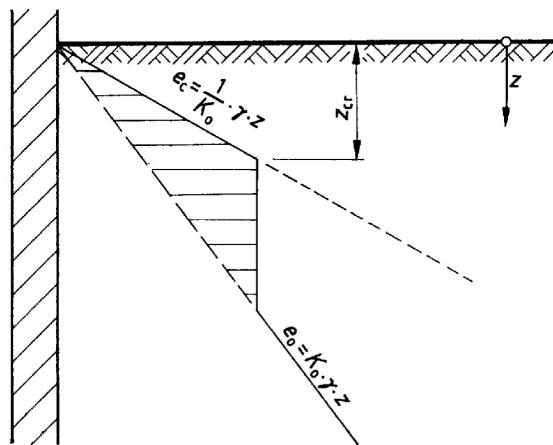


Abbildung 22.17: Berechnung des Verdichtungsdruckes [5]

## 22.9 Erddruck auf Winkelstützmauern

Es ist zwischen dem Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit (Gesamtsystem Mauer und Untergrund) und dem Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit (Bemessung der Mauerteile) zu unterscheiden.

### 22.9.1 Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit

Gibt die Winkelstützmauer dem Erddruck nach, so gleitet ein Keil abwärts, dessen beiderseits geneigte Gleitflächen vom hinteren Ende der Grundplatte ausgehen (Abbildung 22.18). Die Winkel  $\vartheta$  und  $\vartheta'$  werden ermittelt aus

$$\vartheta = \frac{1}{2} \left( \arccos \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} + \varphi + \beta \right) \quad (22.61)$$

bzw.

$$\vartheta' = 90^\circ - \vartheta + \varphi \quad (22.62)$$

Wenn der waagrechte Schenkel genügend lang ist, trifft die vordere Gleitfläche nicht mehr die Rückseite der Wand.

**Fall a (Abbildung 22.18a):** Der resultierende Sohldruck folgt aus der Vektoraddition  $R = E_{a1} + E_{a3} - G_0 + G_1$ .  $E_{a1}$  Erddruck auf den Abschnitt DC  $E_{a3}$  Erddruck auf die Rückseite des waagrechten Schenkels ( $\vartheta_a = 2\varphi/3$ ).  $G_0$  Gewicht der Winkelstützmauer  $G_1$  Gewicht des Bodenbereiches BCDE

**Fall b (Abbildung 22.18b):** Der resultierende Sohldruck folgt aus der Vektoraddition  $R = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + G_0 | G_1$ .  $E_{a1}$  Erddruck auf den Wandabschnitt EF mit  $\delta_a = 2\varphi/3$  und  $\alpha = 0$ .  $E_{a2}$  Erddruck auf den Abschnitt CF mit  $\delta_a = \varphi$  und  $\alpha = 90 - \vartheta'$ .  $E_{a3}$  Erddruck auf

die Rückseite des waagrechten Schenkels ( $\vartheta_a = 2\varphi/3$ ).  $G_0$  Gewicht der Winkelstützmauer  $G_1$  Gewicht des Bodenbereiches  $HCF$

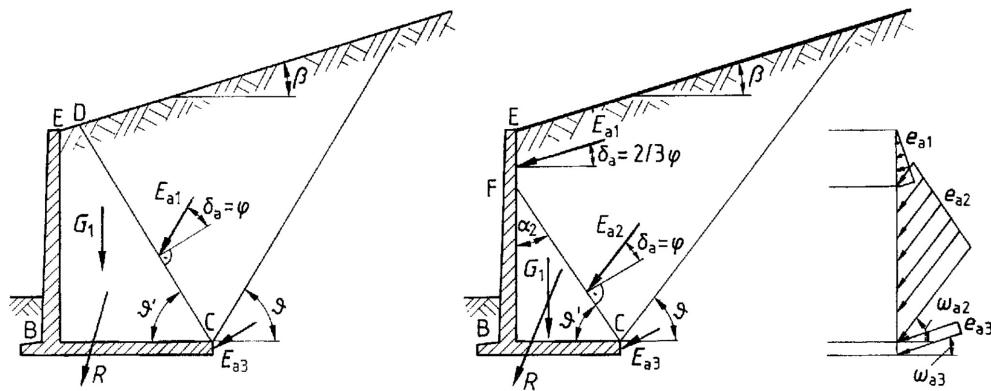


Abbildung 22.18: Erddruckansatz für die äußere Standsicherheit einer Winkelstützmauer [5]

### 22.9.2 Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit (Bemessung der Konstruktionsteile)

Je nach den Untergrundverhältnissen und der Biegesteifigkeit, d. h. nach Höhe und Breite des lotrechten Schenkels gibt es für den Erddruck auf diesen folgende Ansätze:

- Bei nachgiebigem, d.h. hohem und schlankem Schenkel kann auf der gesamten Mauerwerksrückseite der aktive Erddruck angesetzt werden.
- Bei unnachgiebigem, d.h. niedrigem bzw. dickem Schenkel ist im Falle von 22.19a längs der Mauerrückseite der Ruhedruck  $e_0$  ( $\delta_0 = 0$ ) anzusetzen. Im Fall von 22.19b kann zwischen den Punkten E und F der aktive Erddruck und zwischen den Punkten F und B der Ruhedruck angesetzt werden.

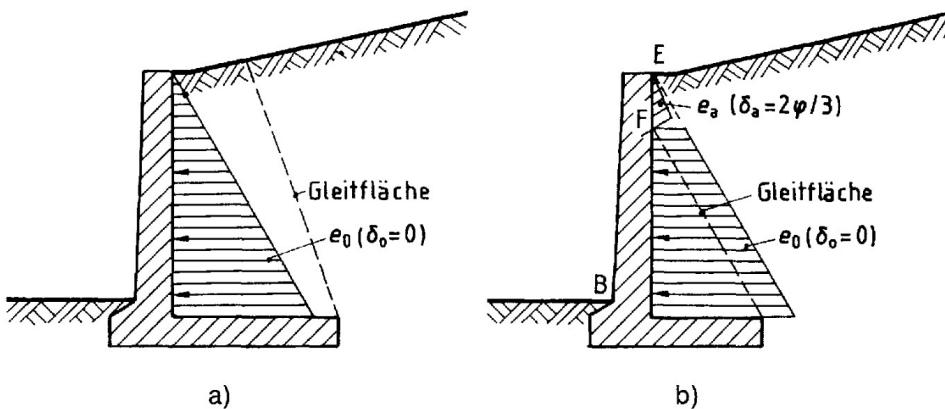


Abbildung 22.19: Erddruckansatz für die innere Standsicherheit einer Winkelstützmauer [5]

## 22.10 Silodruck

Silodruck tritt bei einem begrenzten Hinterfüllbereich auf. Ein solcher liegt vor bei Stützbauwerken nahe einer Felsböschung (Abbildung 22.20a) und bei gestaffelt oder nebeneinander angeordneten Stützbauwerken (Abbildung 22.20b). Der von der Hinterfüllung auf das Stützbauwerk ausgeübte Erddruck ist in solchen Fällen kleiner als der Coulombsche Erddruck.

Wird von der Betrachtung eines horizontalen Streifenelements ausgegangen (siehe Bild 26) und angenommen, daß die Vertikalspannungen über den Querschnitt gleichmäßig verteilt sind, so beträgt die mittlere Vertikalspannung

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot b}{2 \cdot K \cdot \tan \delta} \left[ 1 - e^{(-2 \cdot K \cdot \frac{z}{b} \cdot \tan \delta)} \right] \quad (22.63)$$

und der Silodruck

$$e_s = K \cdot \sigma_z = \frac{\gamma \cdot b}{2 \tan \delta} \left[ 1 - e^{(-2 \cdot K \cdot \frac{z}{b} \cdot \tan \delta)} \right] \quad (22.64)$$

Darin ist  $K$  das Spannungsverhältnis  $e_s/\sigma_z$  an der Wand. Treten keine Wandbewegungen auf, so ist  $K = K_0$  anzunehmen. Bei ausreichender Wandbewegung wird ein aktiver Grenzzustand mit  $K = K_s$  vorausgesetzt, wobei

$$K_s = \frac{1 - \sin^2 \delta - \sqrt{\sin^4 \delta + \cos^2 \delta \cdot \sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}}{1 + \sin^2 \delta + \sqrt{\sin^4 \delta + \cos^2 \delta \cdot \sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}} \quad (22.65)$$

ist. Weisen die beiden gegenüberliegenden Seiten unterschiedliche Wandreibungswinkel  $\delta$  auf, so kann der Mittelwert der beiden  $\delta$ -Werte eingesetzt werden.

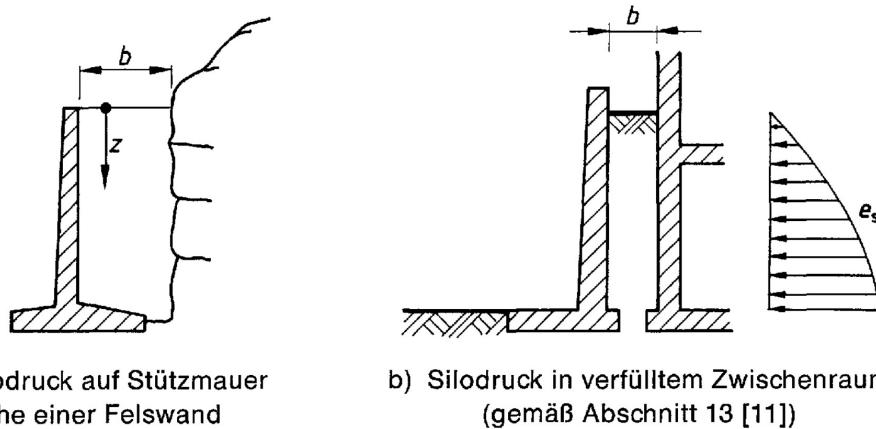


Abbildung 22.20: Silodruck [5]

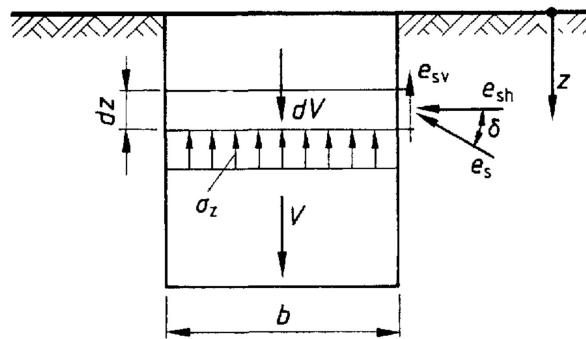


Abbildung 22.21: Modell für die Ableitung des Silodruckes [5]

## 22.11 Erddruckverteilung ingolge Bodeneigenlast

Bei den in Abschnitt 22.3.1 angegebenen Konstruktionen entspricht die Verteilung der Coulomb-schen Erddrucktheorie. Bei verankerten und ausgesteiften Wänden kommt es zu einer Umlagerung des Erddruckes. Die nachfolgenden angegebenen Lastbilder können als Wirklichkeitsnah angesehen werden, sofern

- die Geländeoberfläche waagrecht ist,
- mitteldicht oder dicht gelagerter nichtbindiger Boden oder mindestens steifer bindiger Boden ansteht,
- eine wenig nachgiebige Stützung vorliegt und
- vor Einbau der jeweils nächsten Steifenlage nicht tiefer ausgehoben wird als für den Einbau erforderlich (ca. 0,5 m).

Bei einem Bemessungserddruck, der zwischen dem aktiven Erddruck und dem Ruhedruck liegt, kann angenommen werden, dass eine Erddruckumlagerung auftritt, und zwar am ausgeprägtesten bei aktivem Erddruck und mit abnehmender Tendenz, je größer der Anteil des Ruhedruckes am Bemessungserddruck ist. Der Bemessungserddruck aus Eigengewicht, Nutzlasten und Bauwerkslasten darf in ein einfaches Lastbild umgewandelt werden.

### 22.11.1 Spundwände und Ortbetonwände

Lastbilder bei einmal ausgesteiften Wänden:

- Ein durchgehendes Rechteck entsprechend Abbildung 22.22a, sofern die Steifenlage nicht tiefer angeordnet ist als  $h_k = 0,10 \cdot h'$ .
- ein abgestuftes Rechteck mit  $e_{ho}/e_{ha} = 1,20$  entsprechend Abbildung 22.22b, sofern die Steifenlage im Bereich von  $h_k > 0,10 \cdot h'$  bis  $h_k = 0,20 \cdot h'$  angeordnet ist,
- ein abgestuftes Rechteck mit  $e_{ho}/e_{ha} = 1,50$  entsprechend Abbildung 22.22c, sofern die Steifenlage im Bereich von  $h_k > 0,20 \cdot h'$  bis  $h_k = 0,30 \cdot h'$  angeordnet ist.

Lastbilder bei zweimal ausgesteiften Wänden:

- Ein oben abgeschrägtes Rechteck entsprechend Abbildung 22.23a, sofern die beiden Steifenlagen etwa in den Viertelpunkten der Höhe  $h'$  des Lastbildes angeordnet sind,
- ein abgestuftes Rechteck mit  $e_{ho}/e_{hu} = 1,50$  entsprechend Abbildung 22.23b, sofern die untere Steifenlage in der oberen Hälfte der Höhe  $h'$  des Lastbildes angeordnet ist.
- ein viereckiges Lastbild mit  $e_{ho}/e_{hu} = 2,00$  entsprechend Abbildung 22.23c, sofern die obere Steifenlage nahe der Geländeoberfläche, die untere in der unteren Hälfte, jedoch über dem unteren Drittelpunkt der Höhe  $h'$  des Lastbildes angeordnet ist.

Lastbilder bei dreimal oder öfter ausgesteiften Wänden: Bei etwa gleichen Stützweiten darf das Lastbild von Lehmann angenommen werden, allerdings mit der Festlegung der Knickpunkte in der Höhe von Stützungspunkten und mit einem Verhältnis  $e_{ho}/e_{hu} = 2,00$  entsprechend Abbildung 22.24. Die Resultierende der rechnerischen Belastung sollte dabei im Bereich von  $z_e = 0,40 \cdot h'$  bis  $z_e = 0,50 \cdot h'$  liegen.

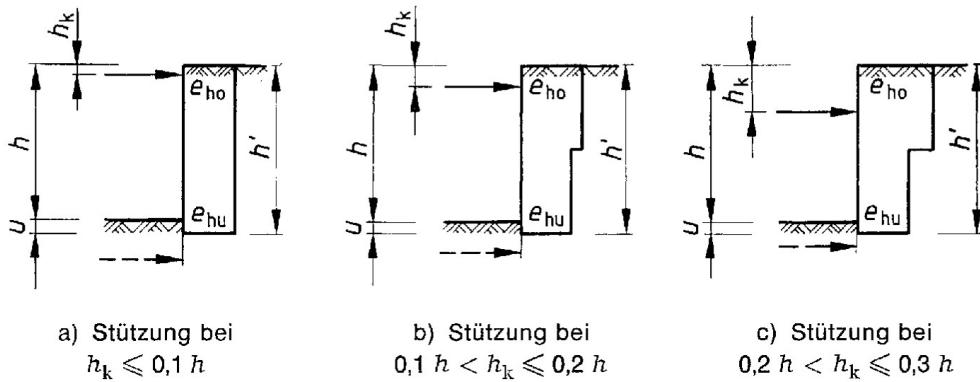


Abbildung 22.22: Lastbilder für einmal gestützte Spundwände und Ortbetonwände [5]

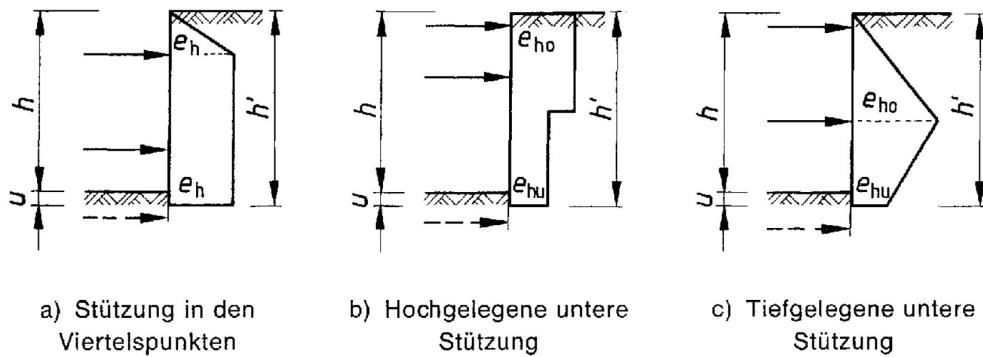


Abbildung 22.23: Lastbilder für zweimal gestützte Spundwände und Ortbetonwände [5]

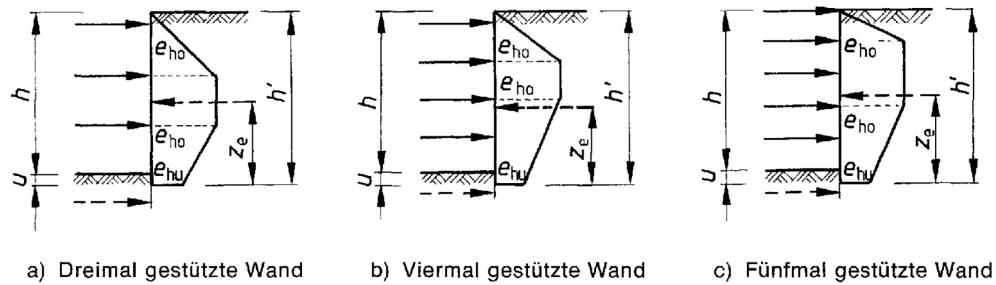


Abbildung 22.24: Lastbilder für dreimal gestützte Spundwände und Ortbetonwände [5]

## 22.12 Auflagerung von Wänden im Untergrund

### 22.12.1 Auflagerungsarten

Bei Wänden kommen in Abhängigkeit von der Einbindetiefe folgende Systeme vor:

- Wände ohne bzw. zumindest ohne rechnerische Auflagerung im Untergrund (Abbildung 22.25a);
- Wände mit teilweiser Auflagerung (geringer Stützung) im Untergrund (Abbildung 22.25b);
- Wände mit voller, frei drehbarer Auflagerung im Untergrund (Abbildung 22.25c);

- Wände mit teilweiser Einspannung im Untergrund (Abbildung 22.25d);
- Wände mit voller Einspannung im Untergrund (Abbildung 22.25e).

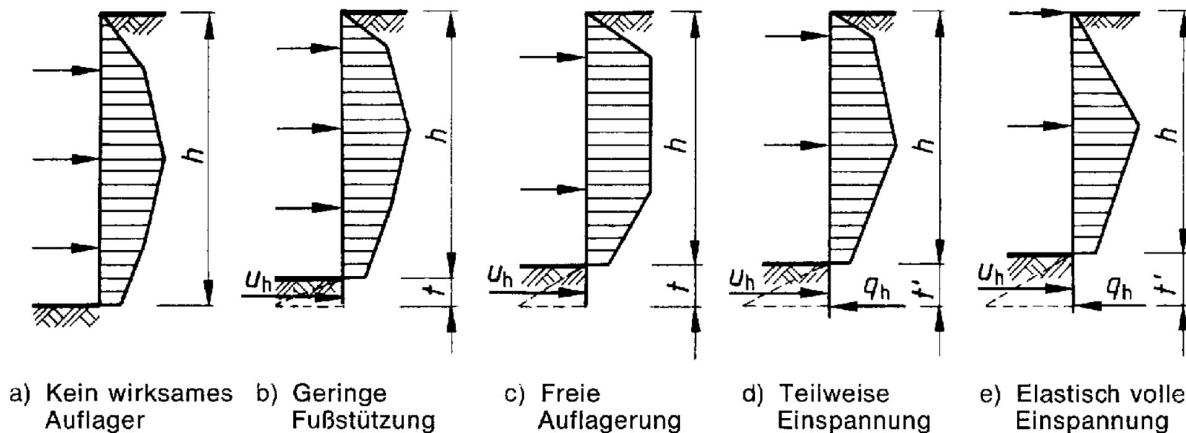


Abbildung 22.25: Möglichkeit der Auflagerung von mehrfach gestützten Baugruben im Boden, Erddruck infolge Eigengewicht [5]

### 22.12.2 Einspannung bei freistehender Wand

Der im Grenzzustand auftretende Bruchmechanismus ist schematisch im Abbildung 22.26a und die zugehörige Erddruckverteilung ist schematisch in Abbildung 22.26b gezeigt. Für die statische Berechnung kann diese Erddruckverteilung durch das in Abbildung 22.26c gezeigte, resultierende Lastbild ersetzt werden. Die Last  $q$  stellt eine Ersatzlast für die unterhalb des Drehpunktes  $D$  wirkenden Erddrücke dar. Zum Erzeugen des erforderlichen Einspannmomentes muß die Wand um den Betrag  $\Delta t' = 0,2 t'$  unter dem Drehpunkt  $D$  eingebunden werden. Die Tiefe  $t'$  errechnet sich aus der Momentenbedingung  $\sum M = 0$  um den Drehpunkt.

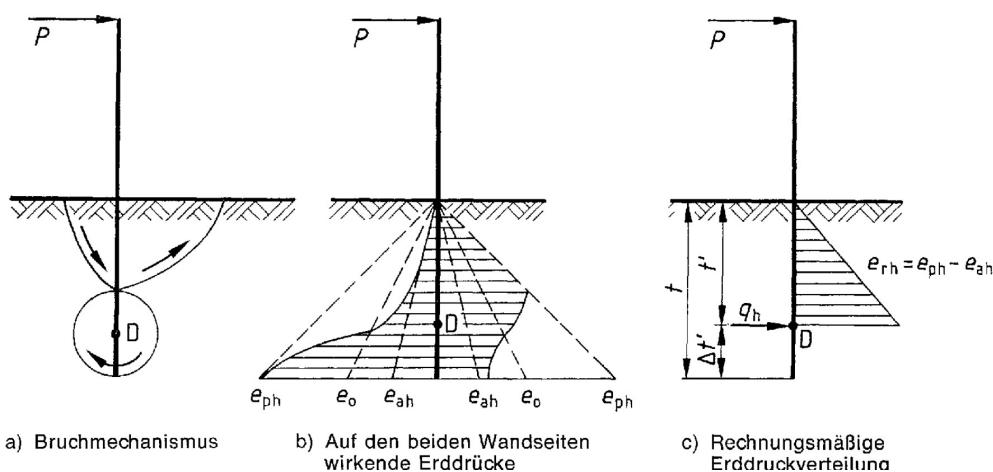


Abbildung 22.26: Bruchmechanismus und Erddruckverteilung bei einer freistehenden Wand [5]

## 23 Formelzeichen

### 23.1 Griechische Symbole

#### 23.1.1 Große Symbole

#### 23.1.2 Kleine Symbole

$\alpha$	Oberflächenspannung der Flüssigkeit gegen Luft
$\delta$	Wandreibungswinkel
$\varepsilon$	Dehnung
$\vartheta$	Neigung der Gleitfläche
$\gamma$	Feuchtwichte
$\gamma'$	Wichte unter Auftrieb
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen
$\gamma_s$	Feststoffwichte
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen
$\gamma_{R,E}$	Teilsicherheitsbeiwert des Erdwiderstands
$\gamma_{R,Gl}$	Teilsicherheitsbeiwert des Gleitwiderstands
$\gamma_{R,Gr}$	Teilsicherheitsbeiwert des Grundbruchwiderstands (Endtragfähigkeit)
$\gamma_{R,Gr,u}$	Teilsicherheitsbeiwert des Grundbruchwiderstands (Anfangstragfähigkeit)
$\gamma_{R,T}$	Teilsicherheitsbeiwert der Wandreibung
$\gamma_r, \gamma_{sat}$	gesättigte Wichte
$\gamma_w$	Wichte des Wassers
$\nu$	Quersdehnungszahl
$\rho$	Feuchtdichte
$\rho'$	Dichte unter Auftrieb
$\rho_s$	Feststoffdichte
$\rho_{Pr}$	Proctordichte
$\rho_r, \rho_{sat}$	gesättigte Dichte
$\rho_w$	Dichte des Wassers
$\sigma$	Normalspannung
$\sigma_s$	Sohldruck
$\tau$	Schubspannung
$\tau_f$	Scherfestigkeit
$\tau_r$	Restscherfestigkeit
$\varphi, \varphi'$	Reibungswinkel
$\phi$	Benetzungswinkel zwischen Rohrwand und Flüssigkeit
$\phi$	Hydraulische Höhe
$\chi$	Beiwert von Bishop

## 23.2 Lateinische Symbole

### 23.2.1 Große Symbole

$A, B$	Beiwerte von Skempton
$C_\alpha$	Kriechmaß
$C_C$	Krümmungszahl
$C_c$	Kompressionsbeiwert
$C_{OM}$	Organischer Anteil
$C_U$	Ungleichförmigkeitszahl
$CF$	Tonanteil ( <i>clay fraction</i> )
$D$	Durchgang
$D_{15}$	Korngröße bei 15% Durchgang des Filterbodens
$D_{50}$	Korngröße bei 50% Durchgang des Filterbodens
$D_{85}$	Korngröße bei 85% Durchgang des Filterbodens
$D_F$	Pfahldurchmesser
$D_{Pr}$	Relative Dichte
$E$	Einwirkung
$E$	Elastizitätsmodul
$E_a$	Aktive Erddruckkraft
$E_h$	Erhöhte horizontale Erddruckkraft
$E_o$	Erdruhedruckkraft
$E_{oed}$	Steifemodul
$E_K$	Kompressionsmodul
$E_p$	Passive Erddruckkraft
$E_V$	Verformungsmodul
$F_n$	Normalkomponente des Sohldruckes
$F_s$	Tangentialkomponente des Sohldruckes
$I_A$	Aktivitätszahl
$I_C$	Konsistenzzahl
$I_D$	Lagerungsdichte
$I_P$	Bildsamkeitszahl
$K_0$	Ruhedruckbeiwert
$K_a$	Aktiver Erddruckbeiwert
$K_p$	Passiver Erddruckbeiwert
$K_R$	Bezogene Steifigkeit der Gründung
$N_\gamma, N_c, N_q$	Tragfähigkeitsbeiwerte
$OCR$	Überkonsolidierungsgrad
$Q$	Durchflussrate
$R$	Rückstand
$R$	Widerstand
$R_{Gl}$	Gleitwiderstand
$R_{Gr}$	Grundbruchwiderstand (Endtragfähigkeit)
$R_{Gr,u}$	Grundbruchwiderstand (Anfangstragfähigkeit)
$S_r$	Sättigungsgrad
$T_v$	Dimensionslose Zeitvariabel
$U$	Konsolidierungsgrad
$U_d$	Ungleichförmigkeitszahl des abzufilternden Bodens
$U_D$	Ungleichförmigkeitszahl des Filters
$V$	Bodenvolumen
$V_a$	Luftvolumen
$V_p, V_v$	Porenvolumen
$V_s$	Feststoffvolumen
$V_w$	Wasservolumen



### 23.2.2 Kleine Symbole

$b_B$	Kleiner Bauwerksseitenlänge
$b_F$	Kürzeste Seite der Gründung
$b_g$	Kleines Maß eines in der Fußebene liegenden Rechteckes
$c, c'$	Kohäsion
$c_u$	Undränierte Scherfestigkeit
$c_v$	Konsolidationsbeiwert
$d_{10}$	Korngröße, die den Ordinatenwerten 10% Massenanteil der Körnungslinie entspricht
$d_{15}$	Korngröße, die den Ordinatenwerten 15% Massenanteil der Körnungslinie entspricht
$d_{30}$	Korngröße, die den Ordinatenwerten 30% Massenanteil der Körnungslinie entspricht
$d_{50}$	Mittlere Korngröße
$d_{60}$	Korngröße, die den Ordinatenwerten 60% Massenanteil der Körnungslinie entspricht
$d_{85}$	Korngröße bei 85% Durchgang des abzufilternden Bodens
$d_{\max}$	Maximale Korngröße
$e$	Porenzahl
$e$	Exzentrizität
$e_a$	Aktiver Erddruck
$e_c$	Verdichtungsdruck
$e_h$	Erhöhter horizontaler Erddruck
$e_o$	Erdruhedruck
$e_{\max}$	Porenzahl der lockersten Lagerung
$e_p$	Passiver Erddruck
$g_\gamma, g_c, g_q$	Geländeneigungsbeiwerte
$h_k$	Steighöhe in Kapillarröhren
$h_F$	Fundamenthöhe
$h_w$	Druckhöhe
$i$	Hydraulischer Gradien
$i_\gamma, i_c, i_q$	Lastneigungsbeiwerte
$k$	Durchlässigkeitsteilbeiwert
$k_s$	Bettungsmodul
$k_{10}$	Wasser durchlässigkeitsteilbeiwert bei 10°
$m_a$	Luftmasse
$m_d, m_s$	Trockenmasse, Feststoffmasse
$m_w$	Wassermasse
$n$	Porenanteil (Porosität)
$s$	Setzung
$s_0$	Sofortsetzung
$s_1$	Konsolidationssetzung
$s_2$	Kriechsetzung
$s_\gamma, s_c, s_q$	Formbeiwerte
$s_{\text{ges}}$	Gesamtsetzung
$t$	Einbindetiefe
$t_\gamma, t_c, t_q$	Sohlneigungsbeiwerte
$t_c$	Zeit bis zum Versagen beim direkten Scherversuch
$t_f$	Zeit bis zum Aufbieten des maximalen Scherwiderstands
$u, u_w$	Porenwasserdruck
$w_A$	Wasseraufnahmevermögen
$w_L$	Fließgrenze
$w_{\text{LOI}}$	Glühverlust
$w_{\text{opt}}, w_{\text{Pr}}$	Optimaler Wassergehalt
$w_P$	Bildsamkeitsgrenze
$z$	Lagehöhe
$z_a$	Aufschlusstiefe

## Abbildungsverzeichnis

1.1 Untergrundaufbau . . . . .	14
2.1 Hochbauten, Ingenieurbauten [6] . . . . .	19
2.2 Dämme und Einschnitte [6] . . . . .	19
2.3 Linienbauwerke [6] . . . . .	20
2.4 Tunnel und Kavernen [6] . . . . .	20
2.5 Baugruben [6] . . . . .	20
2.6 Dichtungswand [6] . . . . .	21
2.7 Pfahlgruppen [6] . . . . .	21
2.8 San Andreas Verwerfung in Kalifornien, USA . . . . .	22
2.9 Geologische Karten von Österreich [38] . . . . .	23
2.10 Darstellungen der Schürfe und der geologischen Kartierung . . . . .	25
4.1 Typische Kornverteilungskurven . . . . .	37
4.2 Bildsamkeitsdiagramm (Plastizitätsdiagramm) nach Casagrande. $Y = I_P$ , $X = w_L$ . U-Linie: $I_P = 0,9(w_L - 8)$ ; A-Linie: $I_P = 0,73(w_L - 20)$ . . . . .	39
4.3 Wasseraufnahmegerät [35] . . . . .	41
4.4 Scheibler-Gerät . . . . .	44
4.5 Tabelle nach RAL . . . . .	45
5.1 Massen- und Volumenanteile in einem Bodenelement . . . . .	50
7.1 Tiefenbereiche eines Straßendamms [51] . . . . .	54
7.2 Proctorversuch zur Ermittlung des optimalen Wassergehalts [22] . . . . .	54
7.3 Versuchsgerät für die Bestimmung der lockersten Lagerung [32] . . . . .	56
7.4 Rütteltisch für die Bestimmung der dichtesten Lagerung [32] . . . . .	56
7.5 Schlaggabel für die Bestimmung der dichtesten Lagerung [32] . . . . .	57
8.1 Spannungszustände . . . . .	62
8.2 Spannungskomponenten und die zugehörigen Flächenelemente . . . . .	62
8.3 Spannungszustand und Mohrscher Spannungskreis . . . . .	63
8.4 Transformations des Koordinatensystems . . . . .	63
8.5 Spannungskreise in einem triaxialen Kompressionsversuch . . . . .	63
9.1 Spannungsgeber . . . . .	66
9.2 Mohrsche Spannungskreise für totale und wirksame Spannungen . . . . .	66
10.1 Bestimmung der wirksamen vertikalen Spannungen infolge Eigengewichts in geschichtetem Boden . . . . .	70
10.2 Grundwasser Porenwasserdruck (links) und Grundwasser mit Kapillarzone (rechts) . . . . .	70
10.3 Ruhendes Grundwasser ( $\Delta\varphi = 0$ ) . . . . .	71
10.4 Nach unten strömendes Grundwasser ( $\Delta\varphi < 0$ ) . . . . .	71
10.5 Nach oben strömendes Grundwasser ( $\Delta\varphi > 0$ ) . . . . .	72
10.6 Überkonsolidation durch eiszeitliche Belastung . . . . .	74
11.1 Spannungsausbreitung infolge einer Flächenlast [41] . . . . .	75
11.2 Spannungsausbreitung infolge einer Punktlast [47] . . . . .	77
11.3 Spannungen im Halbraum hervorgerufen durch eine lotrechte Einzellast [47] . . . . .	78
11.4 Spannungen im Zylinderkoordinatensystem durch eine lotrechte Einzellast $P$ . $R = \frac{z}{\cos\psi}$ . . . . .	78
11.5 Spannungen im Polarkoordinatensystem durch eine lotrechte Einzellast $P$ . $R = \frac{z}{\cos\psi}$ . . . . .	78
11.6 Spannungsbeiwert bei Einzeln- und Linienlast. Spannung in der Tiefe $z$ infolge einer Linien- oder Punktlast in der Entfernung $x$ oder $r$ (Zur Berechnung der durch benachbarte Pfeilerlasten hervorgerufenen Spannungen). $\sigma_z$ = gesuchte Druckspannung in der Tiefe $z$ . . . . .	79
12.1 Zeit-Setzungs-Diagramm . . . . .	82
12.2 Druck-Setzungs-Diagramm zur Ermittlung von $E_s$ . . . . .	83

12.3 Vorbelastungsknick . . . . .	83
12.4 Auftragung der Zeitsetzung bei einem Versuch: Zeit in logarithmischem Maßstab [10] . . . . .	85
12.5 Auftragung der Zeitsetzung bei einem Versuch: Zeit in Wurzel-Maßstab [10] . . . . .	86
12.6 Druck-Setzungskurve [17] . . . . .	87
13.1 Scherfestigkeit von Boden am Beispiel von einer Böschung: (a) Böschung im Grenzzustand, (b) Scherbeanspruchung in einem Bodenelement, (c) Beziehung zwischen Scherspannung und Scherverformung im Bodenelement, (d) Versagenszustand beim Erreichen der Bruchbedingung . . . . .	91
13.2 Scherfestigkeit und Restscherfestigkeit bei unterschiedlichen Lagerungsdichten [47] . . . . .	92
13.3 Coulomb'sche Reibung zwischen zwei festen Körpern . . . . .	92
13.4 Kräfte beim Verschieben eines Körpers auf starrer Unterlage . . . . .	92
13.5 Mohrsche Bruchbedingung im Spannungsdiagramm ( $\sigma$ , $\tau$ ) . . . . .	95
14.1 Spannungskreise des Bruchzustandes eines Bodens (links) ohne und (rechts) mit Kohäsion mit Mittelpunkt $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ und Radius $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ . . . . .	96
14.2 Zusammenhang zwischen Schergeraden und Bruchgeraden . . . . .	96
14.3 Kohäsionloser Boden . . . . .	97
14.4 Kohäsiver Boden . . . . .	97
14.5 Schubspannungs-Scherdehnungs-Diagramm eines Bodenelementes unter Scherbeanspruchung . . . . .	98
14.6 Versagenskriterium für o. a. Bodenprobe vor dem Abschervorgang (Parameter $c'$ , $\varphi'$ ) und nach dem Abschervorgang unter hinreichend großen Scherverformungen (Parameter $\varphi'_r$ ). Abfallen der Scherfestigkeit auf die Restscherfestigkeit ( $c \rightarrow 0$ , $\varphi \rightarrow \varphi_r$ ) . . . . .	98
14.7 Längsschnitt durch ein Rahmenschergerät [21] . . . . .	100
14.8 Beispiel für die Zeit-Setzungs-Kurve zur Ermittlung der Zeit für die Primärkonsolidierung [28] . . . . .	102
14.9 Schnitt durch ein dreiaxiales Kompressionsgerät [16] . . . . .	103
14.10 Abgesicherten Triaxialproben in Abhängigkeit von der relativen Dichte (links: locker; rechts: dicht) . . . . .	104
15.1 Reduktion der Fließwege bei abnehmendem Bodenwassergehalt [30] . . . . .	106
15.2 Aufbau von Grundwassersystemen im Lockergestein [41] . . . . .	106
15.3 Hohlräume: Poren, Kluft, Karst-Grundwasserkörper bzw. -Grundwasserhohlräume . . . . .	107
15.4 Kapillarröhren . . . . .	109
15.5 Liegender Tropfen einer benetzenden (oben) und nicht benetzenden (unten) Flüssigkeit . . . . .	109
15.6 Kapillarströmung über den undurchlässigen Kern von Staudämmen . . . . .	109
15.7 Arten des Kapillarwassers [46] . . . . .	110
15.8 Kapillardruck . . . . .	110
15.9 Darstellung der Wasserbindung. Größe der Anziehungskräfte in Abhängigkeit von der Entfernung zwischen Mineralteilchen und Wasser [48] . . . . .	111
15.10 Prinzip des Aneinanderhaftens zweier Tonmineralteilchen (am Beispiel von Montmorillonit). Hoher Wasseranteil bewirkt ungeordnete Verteilung der Kationen und geringe Anziehung zwischen den Tonmineralteilchen; geringer Wasseranteil bewirkt geordnete Lagerung der Kationen und hohe Anziehung zwischen den Tonmineralteilchen [36] . . . . .	112
15.11 Druckhöhe . . . . .	113
15.12 Hydraulische Höhe. Das Wasser strömt immer aus dem höheren zum niedrigeren Druckniveau . . . . .	114

15.13 Mittlere Durchlässigkeit und Gradient in geschichteten Böden. Bodenschichten 1, 2, 3 (in sich homogen und isotrop) verschiedener Durchlässigkeiten $k_1 > k_2 > k_3$ . Links: Strömung parallel zur Schichtung, mittlerer k-Wert $k_{x,m}$ ; rechts: Strömung senkrecht zur Schichtung, mittlerer k-Wert $k_{z,m}$ . . . . .	117
15.14 Anisotropie des horizontal geschichteten Bodens. Modell: Alluvion Kiessand mit Silt-Sand Schichten (Schichten in sich homogen und isotrop) . . . . .	117
15.15 Saugspannung und Durchlässigkeit in Funktion des Sättigungsgrades . . . . .	119
15.16 Durchströmung eines Bodenprismas . . . . .	121
15.17 Erosion [45] . . . . .	123
15.18 Modellversuch vor Umströmung (a) und nach Absenkung während des hydraulischen Grundbruchs (b) [3] . . . . .	125
15.19 Anordnung eines Stufenfilters als Kolkschutz [43] . . . . .	126
15.20 Zurückhaltung grober Bodenkörper [37] . . . . .	127
15.21 Ermittlung des Abstandsverhältnisses . . . . .	128
16.1 Erläuterung der Definition Tragwerk Überbau und Gründung [47] . . . . .	129
16.2 Gründungsausprägungen in Abhängigkeit von Überbau: (a) Dämme; (b) Verbreiterte Gründung einer Wand; (c) Verbreiterte Gründung eines Brückenpfeilers . . . . .	129
16.3 Flach- und Tiefgründungen [40] . . . . .	130
17.1 Ermittlung der Grenztiefe [24] . . . . .	137
17.2 Lastschritte und zugehörige Spannungszustände im Boden (schematisch) [24] . . . . .	137
17.3 Schema der Lastflächen für die Berechnung der Setzung innerhalb bzw. außerhalb einer rechteckigen Lastfläche [24] . . . . .	138
17.4 Einflusswerte zur Berechnung der lotrechten Normalspannungen unter dem Eckpunkt einer gleichmäßig belasteten Rechteckfläche [24] . . . . .	139
17.5 Integration der Zusammendrückungen (schematische Darstellung) [24] . . . . .	140
18.1 Definition von Fundamentbewegungen [8]. Legende: (a) Setzung $s$ , Setzungunterschied $\delta_s$ , Drehung $\theta$ und Biegeung $\alpha$ ; (b) Biegestich $\Delta$ bzw. $\Delta/L_{AD}$ ; (c) Verkantung $\omega$ und Winkeländerung $\beta$ . . . . .	144
19.1 Zeitlicher Verlauf von Setzungen (schematische Darstellung) [24]. Legende: $s_{\text{ges}}$ Gesamtsetzung, $s_0$ Sofortsetzung, $s_1$ Konsolidationssetzung, $s_2$ Kriechsetzung, $s$ Summe aus $s_0$ und $s_1$ , $t$ Zeit seit Beginn der Belastung und $t_1$ Zeit bis zur vollständigen Konsolidation . . . . .	145
19.2 Anwendungssituationen der Konsolidationstheorie . . . . .	146
19.3 Konzeptuelle Visualisierung der Konsolidationstheorie [41] . . . . .	147
19.4 Lastübertragung: die Belastung bewirkt zuerst einen Anstieg des Porenwasserdrucks ( $t = 0$ ). Dieser baut sich mit der Zeit ab $t > 0$ bis die Belastung vollständig auf den Bodenkörnern wirkt ( $t = \infty$ ) . . . . .	147
19.5 Ausgepresstes Wasser aus einem Bodenvolumen . . . . .	148
19.6 Kurve zur Temperaturkorrektur für den Konsolidationsbeiwert . . . . .	150
19.7 Dränagewege für die zwei Anwendungssituationen der Konsolidationstheorie [39]	151
19.8 Konsolidierungsgrad als Funktion der bezogenen Tiefe . . . . .	151
19.9 Mittlerer Konsolidierungsgrad . . . . .	152
19.10 Alternative Anfangsverteilungen des Porenwasserdrucks . . . . .	152
20.1 Typisches Beispiel für ein gemessenes Last-Setzungs-Diagramm eines bis zum Grundbruch zentrisch und lotrecht belasteten Fundamentes und zugehörige Folge der Zustände im Boden [47] . . . . .	154
20.2 Bruchmechanismen von Flachgründungen . . . . .	157
20.3 Einwirkungen und Widerstände in der Sohle [24] . . . . .	158
20.4 Gleitflächenbild (Beispiel Stützmauerfundament) [24] . . . . .	159
20.5 Mittig belastete Ersatzfläche $A'$ der Gründungssohle zur angenäherten Grundbruchberechnung für ausmittig belastete Rechteckfundamente [24] . . . . .	160

20.6 Mittig belastete Ersatzfläche $A'$ der Gründungssohle zur angenäherten Grundbruchberechnung für ausmittig belastete Kreisfundamente [24] . . . . .	160
20.7 Vorzeichenregelung für den Lastneigungswinkel $\delta$ [24] . . . . .	161
20.8 Vorzeichenregelung für den Sohlneigungswinkel $\alpha$ [24] . . . . .	161
20.9 Schräg angreifende Sohldruckkraft [24] . . . . .	163
20.10 Gleitfläche des Grundbruchs bei lotrechter, mittiger Belastung . . . . .	165
20.11 Gleitfläche im geschichtetem Untergrund [24] . . . . .	166
20.12 Nachweis der Gleitsicherheit [24] . . . . .	168
20.13 Beispiele, bei denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist [8] . . . . .	170
20.14 Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch kritisch sein könnte [8] . . . . .	173
21.1 Unbewehrte Stützenfundamente; Bezeichnungen [9] . . . . .	175
21.2 Sohlspannungen und Biegemomentenverlauf bei verschiedener Balkensteifigkeit und Lastanordnung (Einwirkung). Die für Idealfall „schlaff“ dargestellten Sohldruckverteilungen gelten streng genommen nur für $q = F_V/A = \text{const}$ [47] . . . . .	177
21.3 Schlaffes Lastbündel [47] . . . . .	177
21.4 Verteilung der Sohlspannung unter einem unendlich langen, starren Streifenfundament 1) nach Boussinesq, 2) bei Berücksichtigung der Grenztragfähigkeit am Rand [47] . . . . .	178
21.5 Einfluss geringer Veränderungen einer angenommenen Sohldruckverteilung auf die Biegemomente . . . . .	180
21.6 Verschiedenartige Sohldruckverteilung unter einem Gründungsstreifen mit Säulenlasten. (a) „einfache Annahme“; (b) mögliche Sohldruckverteilung auf einem mittelweichen Boden (z.B. steifer Lehm); (c) mögliche Sohldruckverteilung auf einem sehr harten Boden (z.B. Fels) . . . . .	181
21.7 Streifenfundament . . . . .	181
21.8 Verteilungsbreite . . . . .	182
21.9 Kraterförmige Verteilung . . . . .	182
21.10 Kontinuierliche Bettung [5] . . . . .	186
21.11 Diskrete Bettung [5] . . . . .	186
21.12 Bettung für Tunnel-Stabwerkmodelle . . . . .	187
22.1 Aktiver Erddruck nach Rankine . . . . .	190
22.2 Aktiver Erddruck nach Coulomb . . . . .	191
22.3 Erddruckart und -größe in Abhängigkeit von der Wandbewegung [47] . . . . .	192
22.4 . . . . .	192
22.5 Passiver Erddruck nach Coulomb . . . . .	193
22.6 Vorzeichenregel für die Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks [5] . . . . .	194
22.7 Grundformen der Wandbewegungen (+ in Richtung aktiver Erddruck; – in Richtung passiver Erddruck) [5] . . . . .	195
22.8 Fälle für den Ansatz des aktiven Erddrucks [5] . . . . .	196
22.9 Fälle für den Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks [5] . . . . .	197
22.10 Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast [5] . . . . .	200
22.11 Ansatz des Mindestdruckes [5] . . . . .	201
22.12 Nährungsweise Bestimmung der Erddruckverteilung infolge vertikaler Oberflächenlasten [5] . . . . .	202
22.13 Erddruckberechnung bei geschichtetem Untergrund [5] . . . . .	203
22.14 Charakteristische Erddruckverteilung bei geschichtetem Untergrund [5] . . . . .	203
22.15 Einfluss des Grundwassers auf den aktiven Erddruck [5] . . . . .	204
22.16 Passiver Erddruck aus Bodeneigenlast (Coulombsche Erddrucktheorie) [5] . . . . .	205
22.17 Berechnung des Verdichtungsdruckes [5] . . . . .	207
22.18 Erddruckansatz für die äußere Standsicherheit einer Winkelstützmauer [5] . . . . .	208

22.19Erddruckansatz für die innere Standsicherheit einer Winkelstützmauer [5] . . . . .	208
22.20Silodruck [5] . . . . .	209
22.21Modell für die Ableitung des Silodruckes [5] . . . . .	209
22.22Lastbilder für einmal gestützte Spundwände und Ortbetonwände [5] . . . . .	211
22.23Lastbilder für zweimal gestützte Spundwände und Ortbetonwände [5] . . . . .	211
22.24Lastbilder für dreimal gestützte Spundwände und Ortbetonwände [5] . . . . .	211
22.25Möglichkeit der Auflagerung von mehrfach gestützen Baugruben im Boden, Erd- druck infolge Eigengewicht [5] . . . . .	212
22.26Bruchmechanismus und Erddruckverteilung bei einer freistehenden Wand [5] . .	212



## Tabellenverzeichnis

1	Ortsbegehung . . . . .	24
2	Erfahrungswerte der Wichte nichtbindiger Böden . . . . .	28
3	Erfahrungswerte der Scherfestigkeit nichtbindiger Böden . . . . .	28
4	Erfahrungswerte der Wichte bindiger Böden . . . . .	29
5	Erfahrungswerte der Scherfestigkeit bindiger Böden . . . . .	29
6	Mittlere bodenmechanische Kennwerte [1] . . . . .	32
7	Korngrößenfraktionen . . . . .	35
8	Form der Körnungslinie [19] . . . . .	36
9	Bildsamkeitszahlen des Feinkornteils [19] . . . . .	38
10	Bezeichnung aufgrund der Aktivitätszahl . . . . .	39
11	Bereiche des Wasseraufnahmevermögens . . . . .	40
12	Bewertung der Bereiche des Wasseraufnahmevermögens . . . . .	41
13	Klassifizierung von Böden mit Korngrößen $\leq 2 \text{ mm}$ mit organischen Bestandteilen . . . . .	43
14	Klassifizierung des Kalkgehalts . . . . .	43
15	Bezeichnungen zur Klassifizierung mithilfe der bezogenen Lagerungsdichte . . . . .	47
16	Undränierte Scherfestigkeit von feinkörnigen Böden . . . . .	47
17	Klassifizierung der Sensitivität . . . . .	48
18	Konsistenzzahl $I_C$ von Schluffen und Tonen . . . . .	48
19	Feststoffdichte von Lockergestein . . . . .	51
20	Bodencharakterisierung anhand der relativen Dichte [18] . . . . .	54
21	Mindesanforderungen der relativen Dichte $D_{Pr}$ gemäß [51] (Klammerwerte für bindige Böden) . . . . .	55
22	Typische Werte für die aktive kapillare Steighöhe . . . . .	109
23	Bezeichnung der Böden nach deren Durchlässigkeit [33] . . . . .	115
24	Durchlässigkeitsbeiwerte . . . . .	116
25	Beispiel für den unterschiedlichen Druckabbau in drei gleich dicken Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit, welche normal zur Schichtung durchströmt werden . . . . .	117
26	Korrekturfaktoren . . . . .	133
27	Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen $\gamma_E$ . . . . .	159
28	Teilsicherheitsbeiwerte für den Grundbruchwiderstand $\gamma_{R,Gr}$ . . . . .	159
29	Tragfähigkeitsbeiwerte für den Grundfall . . . . .	162
30	Teilsicherheitsbeiwerte für den Gleitwiderstand von Flächengründungen . . . . .	167
31	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ( $\gamma_F$ ) . . . . .	170
32	Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände aus Wandreibung ( $\gamma_R$ ) . . . . .	171
33	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ( $\gamma_F$ ) . . . . .	173
34	Beiwert $\zeta$ in Abhängigkeit der Plattenabmessungen . . . . .	184
35	Verschiebungsgroße $u_B$ für den <b>passiven</b> Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe $h$ [5] . . . . .	186
36	Verschiebungsgrößen für den Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe $h$ [5] . . . . .	195
37	Größe des Wandreibungswinkels [5] . . . . .	199
38	Beiwerte für den passiven Erddruck ( $\delta_p \leq 0, \alpha = \beta = 0$ ) [5] . . . . .	206



## Literatur

- [1] Andrej Albert. *Bautabellen für Ingenieure: mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. Reguvis Fachmedien, 21., aktualisierte edition edition, 2014.
- [2] Amt der NÖ Landesregierung, Gruppe Wasser. *Hochwasserschutzdämme: Überwachung und Verteidigung bei Hochwasser*. Amt der NÖ Landesregierung, St. Pölten, 2 edition, 2008. © Amt der NÖ Landesregierung.
- [3] Benjamin Aulbach. Hydraulisch bedingtes Versagen im Allgemeinen und Hydraulischer Grundbruch im Speziellen, 2025. URL <https://www.uretek.de/blog/hydraulischer-grundbruch/>. Accessed: 2025-02-14.
- [4] Austrian Standards International. *ÖNORM B 4431-2: Erd- und Grundbau; zulässige Belastungen des Baugrundes; Setzungsbeobachtungen*. ÖNORM B 4431. Austrian Standards International, 1986.
- [5] Austrian Standards International. *ÖNORM B 4434:1993 01 01: Erd- und Grundbau - Erddruckberechnung*. ÖNORM B 4434. Austrian Standards International, 1993.
- [6] Austrian Standards International. *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 1997-2. Austrian Standards International, August 2010.
- [7] Austrian Standards International. *ÖNORM EN 1997-2: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 1997-2. Austrian Standards International, 2010.
- [8] Austrian Standards International. *ÖNORM EN 1997-1:2014 11 15: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 1997-1. Austrian Standards International, 2014.
- [9] Austrian Standards International. *ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 1992-1-1. Austrian Standards International, 2015.
- [10] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2017.
- [11] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 6: Fallkegelversuch (ISO 17892-6:2017)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2017.
- [12] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 7: Einaxialer Druckversuch (ISO 17892-7:2017)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2017.
- [13] Austrian Standards International. *ÖNORM B 1997-1-5:2017 11 01: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1-5: Gesamtstandsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen*. ÖNORM B 1997-1-5. Austrian Standards International, 2017.

- [14] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 12: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen (ISO 17892-12:2018)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2018.
- [15] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 8: Unkonsolidierter undränierter Triaxialversuch (ISO 17892-8:2018)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2018.
- [16] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigten Böden (ISO 17892-9:2018)*; ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2018.
- [17] Austrian Standards International. *ÖNORM B 4417: Geotechnik - Untersuchung von Böden - Statischer Lastplattenversuch*. ÖNORM B 4417. Austrian Standards International, 2018.
- [18] Austrian Standards International. *ÖNORM B 5016: Erdarbeiten für Rohrleitungen des Siedlungs- und Industriewasserbaus - Qualitätssicherung der Verdichtungsarbeiten*. ÖNORM B 5016. Austrian Standards International, 2018.
- [19] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 14688-2: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen*. ÖNORM EN ISO 14688-2. Austrian Standards International, 2019.
- [20] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 14689: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels*. ÖNORM EN ISO 14689. Austrian Standards International, 2019.
- [21] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 17892: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 10: Direkte Scherversuche (ISO 17892-10:2018)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2019.
- [22] Austrian Standards International. *ÖNORM B 4418: Geotechnik - Durchführung von Proctorversuchen im Erdbau unter Einbeziehung der ÖNORM EN 13286-2*. ÖNORM B 4418. Austrian Standards International, 2019.
- [23] Austrian Standards International. *ÖNORM EN ISO 14688-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2017)*. ÖNORM EN ISO 14688-1. Austrian Standards International, 2020.
- [24] Austrian Standards International. *ÖNORM B 1997-1-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1-2: Flächengründungen - Berechnung der Tragfähigkeit und der Setzungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1*. ÖNORM B 1997-1-2. Austrian Standards International, 2021.
- [25] Austrian Standards International. *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 1997-1. Austrian Standards International, 2022.
- [26] Austrian Standards International. *ÖNORM B 2205: Erdarbeiten - Werkvertragsnorm*. ÖNORM B 2205. Austrian Standards International, 2022.

- [27] Austrian Standards International. *ÖNORM EN 17685: Erdarbeiten - Chemische Prüfverfahren - Teil 1: Bestimmung des Glühverlusts*. ÖNORM EN 17685. Austrian Standards International, 2023.
- [28] Austrian Standards International. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts (ISO 17892-1:2014 + Amd.1:2022) (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 17892. Austrian Standards International, 2023.
- [29] Conrad Boley, editor. *Handbuch Geotechnik: Grundlagen – Anwendungen – Praxiserfahrungen*. Springer Vieweg, Wiesbaden, Germany, 2., vollständig überarbeitete auflage edition, 2019. ISBN 978-3-658-03054-4. doi: 10.1007/978-3-658-03055-1. URL <https://doi.org/10.1007/978-3-658-03055-1>. Mit 689 Abbildungen.
- [30] Sandra Brown, Asim Biswas, Jean Caron, Miles Dyck, and Bing Si. Soil physics, 2023. URL <https://openpress.usask.ca/soilscience/chapter/soil-physics/>. Accessed: 2023-10-10.
- [31] Belgian Road Research Centre. Teneur en matières organiques des sols: résultats du projet matosol. *Bulletin CRR*, 116:X – P409259, July-September 2018.
- [32] Deutsches Institut für Normung. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben: Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*. DIN 18126. Deutsche Norm, November 1996.
- [33] Deutsches Institut für Normung. *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche*. DIN 18130. Deutsche Norm, 1998.
- [34] Deutsches Institut für Normung. *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Bodenkenngrößen*. DIN 1055-2:2010-11. Beuth Verlag, 2010.
- [35] Deutsches Institut für Normung. *Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens*. DIN 18132:2012. Beuth Verlag, 2012.
- [36] Die Chemie Schule. Tonminerale, 2025. URL <https://www.chemie-schule.de/KnowHow/Tonminerale>. Accessed: 2025-02-12.
- [37] Bundesanstalt fÜr Wasserbau, editor. *Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden*, BAWKolloquium, Karlsruhe, 2014. Bundesanstalt fÜr Wasserbau. URL <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101936>.
- [38] Geologische Bundesanstalt. Poster: Geologie von Österreich. [https://opac.geologie.ac.at/wwwopacx/wwwopac.ashx?command=getcontent&server=images&value=Poster\\_Geologie\\_von\\_Oesterreich\\_opt.pdf](https://opac.geologie.ac.at/wwwopacx/wwwopac.ashx?command=getcontent&server=images&value=Poster_Geologie_von_Oesterreich_opt.pdf), 2013. Vergrößerung der Geologischen Übersichtskarte der Republik Österreich 1:1500.000 aus Rocky Austria - Geologie von Österreich - kurz und bunt”.
- [39] GGU Software. Eindimensionale konsolidierungstheorie. <https://www.ggu-software.com/glossar/eindimensionale-konsolidierungstheorie>, 2025.
- [40] Michael Horstmann, Dirk Roemers, and Klaus Beer. *Gründungen, Baugruben und Stützwände*, pages 71–150. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2023. ISBN 978-3-658-41502-0. doi: 10.1007/978-3-658-41502-0\_4. URL [https://doi.org/10.1007/978-3-658-41502-0\\_4](https://doi.org/10.1007/978-3-658-41502-0_4).

- [41] Dimitrios Kolymbas. *Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau.* Springer Vieweg, Innsbruck, Österreich, 5 edition, 2019. ISBN 978-3-662-58471-2. doi: 10.1007/978-3-662-58472-9. URL <https://doi.org/10.1007/978-3-662-58472-9>. Springer-Verlag GmbH Deutschland, ein Teil von Springer Nature 1998, 2007, 2011, 2016, 2019.
- [42] A. Kézdi and L. Rétháti. *Handbook of Soil Mechanics Volume 3: Soil Mechanics of Earthworks, Foundations and Highway Engineering.* Elsevier, 1988. Gleichung 258.
- [43] Nae. Geokunststoffe mildern die Auswirkungen von fließenden Gewässern, 2023. URL <https://www.naue.com/de/loesungen/wasserbau/kolkschutz/>. Accessed: 2025-02-14.
- [44] M. Oyama and M. Takehara. *Revised Standard Soil Color Charts.* Agriculture & Forestry Min /Japan /Res Council for Agr, Forestry & Fisher, United States, second edition edition, 1972. Originally published in 1960.
- [45] Martin Pohl. Geotechnische Aspekte bei Dämmen und Deichen im Überblick , 2016. URL [chrome-extension://efaidnbmnnibpcajpcglclefindmkaj/https://izw.baw.de/publikationen/kolloquien/0/01\\_Pohl\\_Daemme\\_Deiche.pdf](chrome-extension://efaidnbmnnibpcajpcglclefindmkaj/https://izw.baw.de/publikationen/kolloquien/0/01_Pohl_Daemme_Deiche.pdf). Accessed: 2025-02-14.
- [46] Werner Richwien. *Boden und Wasser – Wechselwirkungen und ihre ingeniermäßige Erfassung / Soil and Water – Interactions and their Description.* Number 101 in BAW Mitteilungen. BAW Mitteilungen, Hannover, 2017. Prof. Dr.-Ing.
- [47] Hans-Henning Schmidt, Roland Fritz Buchmaier, and Carola Vogt-Breyer. *Sonderfälle der Wechselwirkung Bauwerk – Baugrund*, pages 577–608. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2023. ISBN 978-3-658-39834-7. doi: 10.1007/978-3-658-39834-7\_19. URL [https://doi.org/10.1007/978-3-658-39834-7\\_19](https://doi.org/10.1007/978-3-658-39834-7_19).
- [48] Horst Schroeder. *Baulehm – Erkundung, Gewinnung und Klassifizierung*, pages 61–132. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2019. ISBN 978-3-658-23121-7. doi: 10.1007/978-3-658-23121-7\_2. URL [https://doi.org/10.1007/978-3-658-23121-7\\_2](https://doi.org/10.1007/978-3-658-23121-7_2).
- [49] Karl Terzaghi. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage.* F. Deuticke, Vienna, Austria, 1925.
- [50] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr. *RVS 09.01.42 Geschlossene Bauweise im Lockergestein unter Bebauung*, 2004.
- [51] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr. *RVS 08.03.01 Erdarbeiten.* Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2021.