

Richter  
Ingenieur- und Hydrogeologie



Dieter Richter  
Ingenieur-  
und  
Hydrogeologie



Walter de Gruyter  
Berlin · New York  
1989

*Dr. Dieter Richter*

Professor für Allgemeine Geologie, Ingenieur- und Hydrogeologie  
an der Fachhochschule Aachen  
sowie apl. Professor für Geologie und Paläontologie  
an der Universität Frankfurt/Main

Das Buch enthält 362 Abbildungen und 79 Tabellen

*CIP-Titelaufnahme der Deutschen Bibliothek*

**Richter, Dieter:**  
Ingenieur- und Hydrogeologie / Dieter Richter. – Berlin ; New  
York : de Gruyter, 1989  
ISBN 3-11-008547-X

Copyright © 1988 by Walter de Gruyter & Co., Berlin 30. Alle Rechte, insbesondere das Recht der Vervielfältigung und Verbreitung sowie der Übersetzung, vorbehalten. Kein Teil des Werkes darf in irgendeiner Form (durch Fotokopie, Mikrofilm oder ein anderes Verfahren) ohne schriftliche Genehmigung des Verlages reproduziert oder unter Verwendung elektronischer Systeme verarbeitet, vervielfältigt oder verbreitet werden.

Satz und Druck: Tutte Druckerei GmbH, Salzweg-Passau. – Bindearbeiten: Dieter Mikolai, Berlin. – Umschlagentwurf: Hansbernd Lindemann, Berlin. – Printed in Germany.

*Meiner lieben Claire gewidmet*



## Vorwort

Mit diesem Werk wird eine konzentrierte, zeitgemäße und auf die Anforderungen von Lehre und Praxis zugeschnittene Darstellung der Ingenieur- und Hydrogeologie vorgelegt.

Das Buch wendet sich insbesondere an Geowissenschaftler und Bauingenieure – sowohl an Hochschullehrer und Studenten in (Technischen) Universitäten und Fachhochschulen als auch an Praktiker in Ämtern, Ingenieurbüros und Betrieben – und an andere Interessierte. Dem Benutzer des Buches, der sich eingehender mit der Materie befassen möchte, steht ein ausführliches Literaturverzeichnis zur Verfügung.

Für wertvolle Hinweise und für die Durchsicht des hydrochemischen Teiles danke ich den Herren Prof. Dr. G. Seibert (Aachen) und Dr. W. Paterno (Berlin). Mein besonderer Dank gilt Frau I. Voigt (Jülich) für das mühevoll Schreiben des Manuskriptes, Herrn Dipl.-Ing. B. Priebe (Aachen) für das Zeichnen vieler Abbildungen, meinem technischen Mitarbeiter am Geologischen Department der FH Aachen, Herrn W. Voigt, für vielfältige Unterstützung und meiner Ehefrau Claire für Hilfe bei den Korrekturen. Gedankt sei auch allen Kollegen, die durch Anregungen oder Bearbeitung und Überlassung von Unterlagen das Entstehen des Werkes gefördert haben. Sehr verbunden bin ich dem Verlag Walter de Gruyter für die gute Zusammenarbeit und das Entgegenkommen bei der Ausgestaltung des Buches.

Aachen, Dezember 1988

Dieter Richter



# Inhalt

Verzeichnis der Formel- und Nebenzeichen .....	XVII
--	------

## 1 Ingenieurgeologie

1.1 Einführung .....	1
1.2 Die Gesteine (Böden und Fels) und ihr geomechanisches Verhalten.....	2
1.2.1 Böden (Lockergesteine) .....	2
1.2.1.1 Bodenphysikalische Kennwerte sowie ihre Ermittlung und Bedeutung .....	3
Korngrößen-Analyse 3 · Porenanteil und Porenzahl 8 · Dichte und Wichte 10 · Lagerungsdichte 14 · Zustandsgrößen 18 · Kalkgehalt und organische Substanz 22 · Zusammendrückbarkeit 22 · Scherfestigkeit 28 · Wasser- Bewegung im Boden 41 (Kapillarität 41 · Porenwasser-Druck und -Strömung 42)	
1.2.1.2 Einteilung der Böden für bautechnische Zwecke.....	42
Grobkörnige Böden 43 · Gemischtkörnige Böden 43 · Feinkörnige Böden 43 · Organische Böden 43	
1.2.2 Fels (Festgesteine).....	46
1.2.2.1 Allgemeines.....	46
1.2.2.2 Die wichtigsten Festgesteine.....	46
Sedimentgesteine 46 · Magmatite 49 · Metamorphite 49 · Gesteinsneben- gruppen 49 (Pyroklastika 49 · Migmatite 51)	
1.2.2.3 Trennflächen im Fels .....	51
Schichtflächen 51 · Schieferung 51 · Klüfte 51 · Störungen 59 · Messung, Beschreibung und Darstellung von Trennflächen 60	
1.2.2.4 Geotechnische Eigenschaften und Verhalten von Festgesteinen ..	63
Verwitterungszustand 64 · Verwitterungsempfindlichkeit 65 · Dichte und Wichte 66 · Porosität und Wasser-Aufnahme 67 · Härte 67 · Gesteinsfestig- keit 69 (Druckfestigkeit 69 · Scherfestigkeit 72 · Zugfestigkeit 74) · Ge- steinsverformbarkeit 76 · Bearbeitbarkeit und Gewinnbarkeit 78 · Faustre- geln zur Beurteilung der technischen Verwendbarkeit von Festgesteinen 79	
1.2.2.5 Geotechnische Eigenschaften und Verhalten des Gebirges .....	80
Gebirgsfestigkeit 81 (Druckfestigkeit 81 · Scherfestigkeit 82) · Gebirgsver- formbarkeit 83 · Gebirgsspannung (Gebirgsdruck) 88 · Bergwasser 92	
1.2.3 Einstufung der Gesteine in Boden- und Felsklassen nach der Verdingungsordnung für Bauleistungen.....	96
1.3 Ablauf einer ingenieurgeologischen Untersuchung .....	97
1.3.1 Voruntersuchung .....	97
1.3.1.1 Karten und Luftbilder .....	97
Topographische Karten 97 · Geologische Karten 100 · Spezialkarten 105 (Baugrund-Karten 105 · Hydrogeologische Karten 106) · Luftbilder 107	
1.3.2 Eingehende ingenieurgeologische Untersuchung (Hauptuntersuchung)...	109

1.3.3	Ingenieurgeologische Arbeiten und Betreuung während der Bauzeit . . . .	110
1.3.4	Ingenieurgeologische Arbeiten nach Beendigung des Bauwerkes . . . . .	110
1.4	Untersuchungsmethoden zur Erkundung des Untergrundes . . . . .	110
1.4.1	Natürliche Aufschlüsse . . . . .	111
1.4.2	Aufschluß-Arbeiten . . . . .	111
1.4.2.1	Schürfe . . . . .	111
1.4.2.2	Bergmännisch hergestellte Aufschlüsse . . . . .	112
1.4.2.3	Bohrungen . . . . .	112
	Bohr-Verfahren und -Geräte 113 · Drehkernbohr-Verfahren mit Spülung 113 · Trockendrehbohr-Verfahren 117 · Rammbohr-Ver- fahren 119 · Schlagbohr-Verfahren 119 · Greiferbohr-Verfahren 120 · Son- dierbohr-Verfahren 120	
1.4.2.4	Sondierungen . . . . .	122
	Rammsondierungen 122 · Drucksondierungen 126 · Flügelsondierun- gen 128	
1.4.2.5	Geophysikalische Verfahren . . . . .	129
1.4.3	Aufnahme von Aufschlüssen . . . . .	132
1.4.3.1	Aufnahme von Schürfen . . . . .	132
1.4.3.2	Aufnahme von Bohrungen . . . . .	132
	Bohrungen im Lockergestein 132 · Bohrungen im Fest-(Fels-)gestein 135 · Erfassen von Grundwasser 136 · Bohrloch-Messungen 139 (Optische Son- dierungen 139 · Bohrloch-Neigungsmessungen 139)	
1.4.4	Zeichnerische Darstellung von Boden- und Felsarten . . . . .	140
1.4.5	Bohrprogramm und Fehlerquellen . . . . .	142
1.4.6	Ausschreibung von Bohrarbeiten . . . . .	147
1.5	Allgemeine Aufgaben der Ingenieurgeologie . . . . .	147
1.5.1	Baugrund-Untersuchung . . . . .	147
1.5.1.1	Einteilung der Gesteine als Baugrund . . . . .	148
	Festgesteine 148 · Halbfestgesteine 149 · Lockergesteine 150	
1.5.1.2	Einteilung der Baugrund-Arten . . . . .	150
	Sehr guter Baugrund 150 · Guter Baugrund 150 · Bedingt geeigneter Bau- grund 151 · Schlechter Baugrund 151 · Ungeeigneter Baugrund 151	
1.5.1.3	Standfestigkeit des Baugrundes . . . . .	151
1.5.1.4	Tragfähigkeit des Baugrundes . . . . .	154
	Spannungsverteilung im Baugrund 154 · Setzungen 159 (Setzungsberech- nung 159 · Typische Setzungserscheinungen 165 · Risse-Schäden 168 · Maß- nahmen gegen unterschiedliche Setzungen 169 · Nicht vorhersehbare Set- zungen 170 · Einfluß von Erschütterungen 171 · Kontrolle von Setzun- gen 172) · Grundbruch-Sicherheit 173 (Grundbruch-Berechnung bei lot- recht und mittig belasteten Flachgründungen 176 · Grundbruch-Berech- nung bei schräg und außermittig belasteten Flachgründungen 177) · Kipp- Sicherheit 179 · Gleitsicherheit 179 · Auftrieb 180 · Bodensenkungen und Erdfälle durch Auslaugen des Untergrundes 181 · Schwellen des Baugrun- des 184 · Frost-Wirkungen auf den Baugrund 185	
1.5.2	Verbesserung der Tragfähigkeit des Baugrundes . . . . .	188
1.5.2.1	Mechanische Verdichtung . . . . .	188
	Oberflächen-Verdichtung 188 · Tiefen-Verdichtung und Rüttelstopf-Ver-	

dichtung 188 · Grobkorn-Stabilisierung und dynamische Intensivverdichtung 191	
1.5.2.2 Boden-Austausch.....	191
1.5.2.3 Verfestigung und Dichtung des Baugrundes durch Injektionen...	193
1.5.3 Gründungen .....	196
1.5.3.1 Flachgründungen.....	196
Sohlspannungsverteilung 197 · Mittige und außermittige Belastung von starren Einzelfundamenten 200 · Linien- und Einzellasten auf Streifenfundamenten 202 · Zulässige Bodenpressungen (Sohl-Normalspannungen) in Regelfällen 202 · (Nichtbindiger Baugrund 203 · Bindiger Baugrund 204 · Fels 205)	
1.5.3.2 Tiefgründungen .....	206
Pfahlgründungen 206 (Fertigpfähle 208 · Ortpfähle 209 · Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen 212 · Ausbildung der Pfahlgründungen 217) · Pfeiler-, Brunnen- und Senkkasten-Gründungen 219	
1.5.4 Erddruck .....	221
1.5.5 Böschungen.....	225
1.5.5.1 Allgemeines.....	225
1.5.5.2 Standsicherheit von Böschungen.....	227
Standsicherheitsberechnungen 227 (Ebene Gleitflächen 228 · Kreisförmige Gleitflächen 230)	
1.5.5.3 Böschungen in einheitlichen Lockergesteinen.....	232
Nichtbindige Lockergesteine 232 · Bindige Lockergesteine 233 · Gemischtkörnige Lockergesteine 235 · Geschichtete Lockergesteine 236 · Messung von Böschungsbewegungen in Lockergesteinen 237	
1.5.5.4 Böschungen im Fels .....	237
Messung von Böschungsbewegungen im Fels 241 · Böschungsneigung und -form 242 · Herstellung von Felsböschungen 243	
1.5.5.5 Sicherungsmaßnahmen.....	244
Entwässerungsmaßnahmen 244 · Biologische Böschungssicherung 246 · Stütz- und Fangkonstruktionen 247 (Stützmauern 247 · Schlitz- und Bohrpfahl-Wände 249 · Gabionenmauern 250 · Futtermauern 250 · Fangbauwerke 250 · Stützknaggen 251 · Stützpfiler 251) · Oberflächen-Versiegelung 252 · Anker-Sicherung 252	
1.5.6 Hang- und Böschungsbewegungen (Rutschungen).....	254
1.5.6.1 Ursachen von Massenbewegungen .....	255
Geologische Faktoren 255 · Veränderung von Neigung oder Höhe eines Hanges oder einer Böschung 256 · Einfluß des Wassers 256 · Veränderung der Vegetation 257	
1.5.6.2 Klassifikation der Hangbewegungen.....	257
Kriechbewegungen 257 · Gleitbewegungen (Rutschungen i.e.S.) 258 (Elemente einer Rutschung im Lockergestein 258 · Elemente einer Rutschung im Festgestein 259 · Arten von Rutschungen 260 (Einfache Gleitungen 260 · Rotationsrutschungen auf gekrümmten Gleitflächen 261 · Kombinierte Rutschungen 262 · Zusammengesetzte Rutschungen 263) · Fließbewegungen 263 · Abbrüche 264 · Aufwölbung plastischer Schichten in der Talsohle 265	

1.5.6.3	Hinweise auf Hangbewegungen im Gelände .....	266
1.5.6.4	Untersuchung von Hangbewegungen.....	267
	Kartierung und Detailaufnahme 267 · Aufschluß-Arbeiten 268 · Alter der Hangbewegungen 271 · Messung von Hangbewegungen 272	
1.5.6.5	Berechnung von Rutschungen .....	273
1.5.6.6	Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen .....	275
	Änderung der Hangform 275 · Drainage 276 (Oberflächen-Drainage 276 · Tiefdrainage 277) · Bepflanzung 277 · Rutschungsstabilisierung 277	
1.5.7	Fels- und Tunnelbau.....	279
1.5.7.1	Allgemeines.....	279
1.5.7.2	Ingenieurgeologische Untersuchungsarbeiten.....	279
	Erkundungs- und Aufschlußarbeiten 279 · Geotechnische Fels- und Gebirgs- beschreibung 281 · Bedeutung der tektonischen Verhältnisse des Gebirges für den Hohlraum- und Tunnelbau 284 · Gebirgsdurchlässigkeit und Bergwasser-Anfall 287	
1.5.7.3	Bemessungsannahmen für die Statik beim Felshohlraum-Bau ...	289
1.5.7.4	Gebirgsklassifikation.....	292
1.5.7.5	Bau-Durchführung beim Tunnel-Vortrieb in Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen .....	297
	Tunnel-Bauweisen 297 (Kern-Bauweise 297 · Belgische oder Unterfang- Bauweise 297 · Vollprofil-Bauweise 298 · Neue Österreichische Tunnel-Bau- weise 298) · Sicherungsmaßnahmen und Verbau-Arbeiten 302 (Anker-Si- cherung 302 · Spritzbeton-Sicherung 303 · Stahlbogen-Verbau 304) · Aus- bau 304	
1.5.7.6	Ingenieurgeologische Betreuung und Tunnel-Dokumentation ....	304
1.5.8	Verkehrswege-Bau .....	306
1.5.8.1	Allgemeines.....	306
1.5.8.2	Ingenieurgeologische Untersuchungsarbeiten.....	306
	Erkundungs- und Aufschlußarbeiten 307 · Einfluß der geologischen Ver- hältnisse auf die Lage der Trasse 307	
1.5.8.3	Bau tragfähiger Verkehrswege .....	309
1.5.8.4	Frostschutz-Maßnahmen.....	313
1.5.8.5	Boden-Verfestigung und -Verbesserung .....	315
	Boden-Verfestigung 316 · Boden-Verbesserung 317	
1.5.8.6	Punktförmige Boden-Stabilisierung .....	319
1.5.8.7	Verkehrsdämme auf organischem Boden.....	320
1.5.8.8	Boden- und Grundwasser-Schutz im Bereich von Verkehrsflächen	321
1.5.8.9	Ingenieurgeologische Betreuung und Bau-Dokumentation.....	322
1.5.9	Talsperren-Bau .....	323
1.5.9.1	Allgemeines.....	323
1.5.9.2	Ingenieurgeologische Untersuchungsarbeiten.....	323
	Voruntersuchung 324 · Hauptuntersuchung 324 (Untersuchungen im Gründungsbereich des Absperr-Bauwerkes 325 · Untersuchungen im Bek- kenbereich 327) · Mitarbeit während der Bau-Ausführung und des Probe- staus 328	
1.5.9.3	Spezielle ingenieurgeologische Untersuchungen und Probleme ...	329
	Durchlässigkeit des Untergrundes 329 · Raumlage der wasserleitenden	

oder -sperrenden geologischen Elemente 333 · Sickerwasser 336 (Ermittlung der Sickerwasser-Verluste 336 · Wirkung des Sickerwassers 336) · Erdbeben-Sicherheit 339

1.5.9.4 Absperr-Bauwerke..... 342  
 Geländeform 343 · Allgemeine Anforderungen an den Untergrund 343 · Bedeutung des Auftriebes 345 · Staumauern 347 · Staudämme 349 (Staudamm-Aufbau 349 · Gründungsmaßnahmen 351)

1.5.9.5 Untergrund-Dichtung..... 353  
 Horizontale Dichtung 354 · Vertikale Dichtung 354 · (Dichtungswände 355 · Injektionsschleier 355)

**2 Hydrogeologie**

2.1 Einführung..... 361

2.2 Die Bildung des Grundwassers..... 361

2.2.1 Hydrologischer Kreislauf und Wasser-Haushalt..... 362

2.2.2 Niederschlag..... 363

2.2.3 Verdunstung..... 367

2.2.4 Abfluß..... 370

2.2.4.1 Ermittlung des Abflusses..... 370

2.2.4.2 Die verschiedenen Teile des Abflusses..... 372  
 Die hydrogeologische Auswertung von Abfluß-Messungen 373 · Vergleich der Trennungverfahren 379

2.2.4.3 Quellen..... 379  
 Absteigende Quellen 379 · Aufsteigende Quellen 381

2.2.4.4 Grundwasser-Abstrom..... 383

2.2.5 Grundwasser-Vorratsänderung..... 384

2.2.6 Grundwasser-Neubildung..... 384

2.2.6.1 Bestimmung mit Lysimetern..... 385

2.2.6.2 Bestimmung aus der Wasserhaushaltsgleichung..... 386

2.2.6.3 Bestimmung aus dem Abfluß in Vorflutern und Quellen..... 386

2.2.6.4 Bestimmung durch instationäre Berechnung..... 386

2.2.6.5 Bestimmung anhand der Grundwasser-Stände..... 387

2.2.6.6 Bestimmung aus Daten von Wasserwerken..... 387

2.2.6.7 Bestimmung aus dem Chlorid-Gehalt des Niederschlags- und Grundwassers..... 388

2.2.7 Infiltration des Oberflächen-Wassers..... 388

2.2.7.1 Infiltration des Niederschlagswassers..... 388

2.2.7.2 Uferfiltration..... 389

2.3 Die Grundwasser-Bewegung..... 389

2.3.1 Die Hohlräume im Untergrund..... 389

2.3.1.1 Poren-Hohlraum..... 390

2.3.1.2 Kluft-Hohlraum..... 392

2.3.1.3 Karst-Hohlraum..... 394

2.3.2 Die Grundwasser-Leiter..... 394

2.3.3 Das Wasser-Leitvermögen der Gesteine..... 402

2.3.3.1 Das Wasser-Leitvermögen von Poren-Grundwasserleitern..... 403

2.3.3.2	Das Wasser-Leitvermögen von Kluft-Grundwasserleitern	409
2.3.3.3	Bestimmung des $k_f$ -Wertes durch Laborversuche	411
2.3.3.4	Bestimmung des $k_f$ -Wertes durch Gelände-Versuche	413
	Pump-Versuche 413 (Pump-Versuche unter quasistationären Strömungsbedingungen 417 · Pump-Versuche unter nichtstationären Strömungsbedingungen 423) · Bestimmung des $k_f$ -Wertes mittels anderer Methoden 427 · Bestimmung des $k_f$ -Wertes durch Auswertung von Korngrößen-Analysen 432 · Bestimmung des $k_f$ -Wertes mittels radioaktiver Markierungsstoffe 435	
2.3.3.5	Bestimmung der Transmissivität nach dem Einschwing-Verfahren	438
2.3.3.6	Der Speicherkoeffizient	439
2.3.3.7	Bestimmung der Strömungsverhältnisse durch Markierungsstoffe (Tracer)	441
2.3.4	Die Grundwasser-Oberfläche	444
2.3.4.1	Die Grundwasserhöhengleichen-Karte	444
2.3.4.2	Flurabstandskarten	448
2.4	Die Beschaffenheit des Grundwassers	449
2.4.1	Allgemeines	449
2.4.2	Physikalische Eigenschaften und Grundlagen	449
2.4.2.1	Die physikalischen Eigenschaften des reinen Wassers	449
2.4.2.2	Isotopische Zusammensetzung und radiometrische Altersbestimmungen	450
2.4.3	Chemische Eigenschaften und Grundlagen	452
2.4.3.1	Größen und Einheiten	453
	Masse 453 · Stoffmenge 453 · Molare Masse 453 · Molare Äquivalentmasse 454 · Äquivalentmenge 454	
2.4.3.2	Gehalt von Lösungen	455
	Anteile 455 · Konzentrationen 455	
2.4.3.3	Das Wasser als Lösungsmittel	456
	Die Löslichkeit von festen Stoffen 457 · Elektrolytische Dissoziation, echte und kolloide Lösung 459 · Die Löslichkeit von Gasen 459 · Der pH-Wert und sein Einfluß auf die Löslichkeit 460	
2.4.3.4	Elektrische Leitfähigkeit	462
2.4.3.5	Oxidation und Reduktion	464
2.4.3.6	Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht	466
2.4.3.7	Härte des Grundwassers	469
2.4.3.8	Adsorption, Resorption und Ionen-Austausch	472
2.4.4	Biologische Vorgänge	475
2.4.5	Beurteilung von Grundwässern	477
2.4.5.1	Allgemeines	477
2.4.5.2	Die physikalischen, chemischen und hygienischen Parameter der Grundwasser-Analyse	478
	Physikalische Parameter 478 (Temperatur 478 · Elektrische Leitfähigkeit 478) · Chemische Parameter 478 (pH-Wert 478 · Färbung 478 · Wasserhärte und freie Kohlensäure 479 · Gase 480 · Kieselsäure 480 · Oxidierbarkeit 480 · Ionen-Gehalt 481) · Hygienische Befunde 482	
2.4.5.3	Graphische Darstellung und Auswertung von Analyse-Ergebnissen	483

Einzeldiagramme 483 (Säulen-Diagramm 483 · Kreis-Diagramm 485 · Strahlen-Diagramm 486) · Sammeldiagramme 486 (Dreieck-Diagramm 486 · Quadrat-Diagramm 489 · Piper-Diagramm 490 · Vertikal-Diagramm 490) · Darstellung in Karten 491	
2.4.5.4 Grundwasser-Typen .....	493
Einteilung nach dem Lösungsinhalt 493 · Einteilung nach der Nutzungsmöglichkeit 495	
2.5 Hydrogeologische Karten .....	501
2.6 Die Grundwasser-Erkundung und -Erschließung .....	502
2.6.1 Erkundungs- und Aufschlußarbeiten .....	502
2.6.1.1 Fernerkundung .....	505
2.6.1.2 Geophysikalische Untersuchungen an der Erdoberfläche .....	506
Gravimetrie 506 · Seismische Verfahren 506 · Geoelektrische Meßverfahren 506	
2.6.1.3 Aufschluß-Bohrungen .....	506
Bohr-Verfahren 507 (Schlagbohr-Verfahren 507 · Drehbohr-Verfahren 510 · Drehschlagbohr-Verfahren 511) · Bohrloch-Sprengungen 511 · Geophysikalische Bohrloch-Messungen 512 (Geoelektrische Meßverfahren 513 · Messung der natürlichen Gamma-Strahlung ( $\gamma$ -Ray-Log) 516 · $\gamma$ - $\gamma$ -(Ray)-Log 517 · Neutron-Gamma (Ray)-Log oder Neutron-Log (NL) 517 · Sonic-Log (SL) 517 · Kaliber Log (KL) 518 · Temperatur Log (TL) 518 · Durchfluß-Messungen 519 · Auswertung der Bohrloch-Messungen 519)	
2.6.2 Grundwasser-Erschließung und -Gewinnung .....	519
2.6.2.1 Quellen .....	519
2.6.2.2 Sickeranlagen .....	520
2.6.2.3 Stollen .....	520
2.6.2.4 Brunnen .....	521
Vertikal-Filterbrunnen (Bohrbrunnen) 521 (Ausbau der Bohrbrunnen 521 · Ausbau im Lockergestein 524 · Ausbau im Felsgestein 530) · Horizontal- und Schräg-Filterbrunnen 531 · Pump-Versuche 531	
2.7 Auswirkung der Grundwasser-Entnahme .....	534
2.8 Bewirtschaftung des Grundwassers .....	537
2.8.1 Uferfiltration .....	538
2.8.2 Anreicherung von Grundwasser .....	538
2.8.2.1 Sickerbecken .....	539
2.8.2.2 Schluckbrunnen .....	539
2.8.3 Speicherung von Grundwasser .....	539
2.9 Schutz des Grundwassers .....	540
2.9.1 Gesetzliche Regelungen .....	541
2.9.2 Wassergefährdende Feststoffe .....	542
2.9.3 Wassergefährdende Flüssigkeiten .....	548
2.9.4 Natürliche Reinigungswirkung des Untergrundes .....	551
2.9.5 Grundwasser-Schutzgebiete .....	556
2.9.5.1 Trinkwasser-Schutzgebiete .....	556
2.9.5.2 Heilquellen-Schutzgebiete .....	562

XVI Inhaltsverzeichnis

Literaturverzeichnis .....	565
Normenverzeichnis .....	581
Sachregister .....	583
Quellenverzeichnis der aus anderen Werken unverändert übernommenen Abbildungen .....	607

## Verzeichnis der Formel- und Nebenzeichen

### Geometrische Größen

$A$	Fläche
$V$	Volumen
$a$	Abstand, Länge
$b$	Breite
$d$	Durchmesser; Dicke; Tiefe, (z. B. Gründungstiefe)
$e$	Exzentrizität (Ausmittigkeit, Mittenabstand)
$h$	Höhe; Tiefe
$l$	Länge (eines Teiles)
$r$	Radius (Halbmesser)
$x$	Koordinate
$y$	Koordinate
$z$	Koordinate
$\alpha$	Winkel (z. B. Fallwinkel einer geologischen Fläche)
$\beta$	Winkel
$\epsilon$	Dehnung

### Kraftgrößen und sonstige Größen

$F$	Kraft (Last- und Schnittkraft)
$G$	Eigenlast
$H$	Horizontallast
$M$	Moment (Last- und Schnitt- moment)
$R$	Resultierende Kraft
$V$	Vertikallast, Vertikalkraft
$p$	Verkehrslast je Länge oder Fläche; Druck
$t$	Zeit
$v$	Geschwindigkeit
$\sigma$	Spannung
$\eta$	Sicherheitsbeiwert

### Boden- und Felseigenschaften

$C$	Krümmungszahl
$D$	Lagerungsdichte
$D_{Pr}$	Verdichtungsgrad

$E$	Elastizitätsmodul
$E_s$	Steifemodul
$E_v$	Verformungsmodul
$F$	Verschleißkoeffizient eines Fels- gesteins
$G$	Schubmodul
$I_C$	Konsistenzzahl
$I_D$	bezogene Lagerungsdichte
$I_P$	Plastizitätszahl
$I_s$	Punktlast-Festigkeitsindex
$S_r$	Sättigungszahl
$S_t$	Sensitivität
$T$	Temperatur des Wassers
$U$	Ungleichförmigkeitszahl
$V_{Ca}$	Kalkgehalt
$V_{gl}$	Glühverlust
$c$	Kohäsion (allgemein) des Bodens oder Felsgesteins
$c'$	Kohäsion des dränierten (entwäs- serten) Bodens
$c_u$	Kohäsion des undränierten (nicht entwässerten) Bodens
$d$	Korngröße
$e$	Porenzahl (Porenziffer)
$\min e$	Porenzahl bei dichtester Lagerung
$\max e$	Porenzahl bei lockerster Lagerung
$h$	hydraulische Druckhöhe
$h_k$	kapillare Steighöhe
$k_f(k)$	Durchlässigkeitsbeiwert
$m$	Masse
$m_d$	Trockenmasse des Bodens
$n$	Porenanteil
$\min n$	Porenanteil bei dichtester Lagerung
$\max n$	Porenanteil bei lockerster Lagerung
$q_g$	einaxiale (einachsige) Druckfestig- keit des gestörten Bodens
$q_u$	einaxiale (einachsige) Druckfestig- keit des ungestörten Bodens
$u$	Porenwasser-Druck
$\Delta u$	Porenwasser-Überdruck, Poren- wasser-Unterdruck
$w$	Wassergehalt

XVIII Verzeichnis der Formel- und Nebenzeichen

$w_L$	Wassergehalt an der Fließgrenze
$w_p$	Wassergehalt an der Ausrollgrenze
$w_s$	Wassergehalt an der Schrumpfgrenze
$w_{pr}$	optimaler Wassergehalt
$\gamma$	Wichte des feuchten Bodens oder Felsgesteins
$\gamma'$	Wichte des Bodens unter Auftrieb
$\gamma_d$	Trockenwichte des Bodens oder Felsgesteins
$\gamma_r$	Wichte des wassergesättigten Bodens
$\gamma_s$	Kornwichte
$\gamma_w$	Wichte des Wassers
$\varepsilon_d$	Querdehnung
$\varepsilon_l$	Längsdehnung
$\Delta\varepsilon_d$	Querdehnungsänderung
$\Delta\varepsilon_l$	Längsdehnungsänderung
$\mu$	Reibungsbeiwert
$\nu$	Poisson-Zahl
$\rho$	Dichte des feuchten Bodens
$\rho_0$	Rohdichte eines Felsgesteins
$\rho_d$	Trockendichte des Bodens
$\rho_{pr}$	Proctordichte
$\rho_r$	Dichte des wassergesättigten Bodens
$\rho_s$	Korndichte
$\rho_w$	Dichte des Wassers
$\sigma$	totale Spannung, Normalspannung
$\sigma'$	effektive Spannung
$\sigma_u$	einaxiale (einachsige) Druckfestigkeit
$\tau$	Scherspannung, Scherfestigkeit
$\tau_f$	Scherfestigkeit, Bruchscherfestigkeit
$\tau_r$	Gleitfestigkeit, Restscherfestigkeit
$\varphi$	Winkel der inneren Reibung, innerer Reibungswinkel
$\varphi'$	innerer Reibungswinkel des drainierten (entwässerten) Bodens
$\varphi_u$	innerer Reibungswinkel des undrainierten (nicht entwässerten) Bodens
$\varphi_k$	Kluft-Reibungswinkel

**Gebirgseigenschaften**

$A_c$	ebener Auflockerungsgrad
$A_r$	räumlicher Auflockerungsgrad
$D$	Durchtrennungsgrad
$G$	Schubmodul

$K_0$	Ruhedruck-Beiwert
$V_k$	Kluftvolumen, Klufttraum-Volumen
$V_{kk}$	Kluftkörper-Volumen
$k_z$	Klüftigkeitsziffer (Klüftigkeitszahl), Kluftdichte
$m$	Querdehnungszahl
$\sigma_{u \text{ Fels}}$	Gebirgsdruckfestigkeit
$\lambda_e$	ebener Kluftflächen-Anteil
$\lambda_r$	räumlicher Kluftflächen-Anteil

**Gründungen**

$E_0$	Erdruhedruck-Kraft, -Last, Erdruhedruck
$E_a$	aktive Erddruck-Kraft, -Last, aktiver Erddruck
$E_p$	passive Erddruck-Kraft, -Last auch Erdwiderstandskraft, passiver Erddruck
$E_m$	Zusammendrückungsmodul
$H_s$	Sohl-Widerstandskraft beim Gleitvorgang
$K$	Beiwert des Steife-Verhältnisses
$K_0$	Beiwert des Erdruhedruckes
$K_a$	Beiwert des aktiven Erddruckes
$N$	Tragfähigkeitsbeiwert
$Q$	Pfahllast
$Q_g$	Grenzlast
$Q_s$	Pfahl-Fußkraft
$Q_r$	Pfahl-Mantelkraft
$V_b$	Grundbruch-Last
$f$	Setzungsbeiwert
$i$	dimensionsloser Einflußwert
$k_s$	Bettungsmodul
$l$	Pfahllänge
$l_0$	Kraft-Eintragungslänge eines Pfahles
$n_{10}$	Anzahl der Rammschläge für 10 cm Eindringung bei Rammsonden
$n_{30}$	Anzahl der Rammschläge für 30 cm Eindringung beim Standard Penetration Test (SPT)
$q_s$	Spitzenwiderstand bei Drucksonden
$s$	Setzung, Endwert der Setzung
$s_0$	Sofortsetzung

$s_1$	Primärsetzung (Konsolidationssetzung)	$R$	Rücklage bzw. Vergrößerung eines Wasser-Vorrates; Rückhalte-Vermögen des Bodens; Reichweite einer GW-Absenkung
$s_2$	Sekundärsetzung	$S$	Speicherkoeffizient; Absenkungsbetrag bei Pump-Versuchen
$s'$	spezifische (bezogene) Setzung	$S_g$	gespeicherter GW-Vorrat
$\beta$	Neigungswinkel einer Böschung zur Horizontalen	$T$	Transmissivität; Temperatur des Wassers
$\delta$	Wandreibungswinkel für aktiven Erddruck	$V$	Verdunstung
$\nu$	Form-Beiwert bei Tragfähigkeitsuntersuchungen	$W$	Bodenwasser-Gehalt
$\sigma_0$	Sohl-Normalspannung (Sohlspannung, Bodenpressung)	$^{\circ}d$	Deutscher Grad der Wasserhärte
$\sigma_{of}$	Grundbruch-Spannung	$h$	Höhe des GW-Spiegels zum Bezugsniveau; hydraulische Druckhöhe
$\sigma_s$	Pfahl-Spitzendruck	$\Delta h$	Differenz von GW-Ständen
$\tau_m$	Pfahl-Mantelreibung	$k_f(k)$	Durchlässigkeitsbeiwert
$\chi$	Korrekturbeiwert für Bodenart	$n$	Porenanteil (Porosität)
$x$	Neigungsbeiwert bei Tragfähigkeitsuntersuchungen	$n_b$	Haftwasser-Porenanteil (Haftwasser-Porosität)
<b>Hydrogeologie</b>		$n_k$	Kluftvolumen-Anteil
$A$	Abfluß	$n_{ksp}$	(speicher-)nutzbarer Kluftvolumen-Anteil
$A_o$	oberirdischer Abfluß	$n_{sp}$	(speicher-)nutzbarer Porenanteil, Nutzporosität
$A_s$	Sickerwasser-Abfluß im Lysimeter	$q_{max}$	höchstzulässige Entnahme-Menge aus einem Brunnen
$A_u$	unterirdischer Abfluß	$s$	Absenkung eines Brunnen-Wasserspiegels
$A_w$	Sickerwasser-Rate	$v_a$	Abstandsgeschwindigkeit
$B$	Aufbrauch, Verkleinerung eines Wasservorrates	$v_f$	Filtergeschwindigkeit
$E$	Redox-Potential	$v_{krit}$	kritische Geschwindigkeit
$G$	Grundwasser-Neubildungsrate	$\eta$	dynamische Viskosität des Wassers
$I$	hydraulisches Gefälle (hydraulischer Gradient)	$\nu$	kinematische Viskosität des Wassers
$M$	Mächtigkeit des grundwassererfüllten GW-Leiters	$\varrho$	Dichte des Wassers
$N$	Niederschlag		
$Q$	Wassermenge pro Zeit		



# 1 Ingenieurgeologie

## 1.1 Einführung

Die Ingenieurgeologie hat sich aus der Geologie entwickelt und umfaßt den Arbeitsbereich zwischen Geologie und ingenieurmäßig betriebener Geotechnik. Sie wendet geowissenschaftliche Methoden zur Lösung von Aufgaben bei Planung und Ausführung von Bauwerken verschiedener Art auf und in Locker- und Festgesteinen an. Jeder ausgehobene Kubikmeter Gestein, jede Belastung des Bodens, jeder eingerammte Pfahl oder jeder andere Ingenieurbau über- und untertage stellt einen mehr oder weniger großen Eingriff in den natürlichen Untergrund dar, den man nur im Zusammenhang mit den geologischen Verhältnissen des betreffenden Bereiches bewerten kann. Der Ingenieurgeologe hat daher die für ein Bauwerk wichtigen geologischen Bedingungen zu ermitteln und in ihrer Bedeutung für dieses zu beurteilen. Dabei untersucht er speziell die Eigenschaften der Gesteine und Gesteinsverbände im Hinblick auf ihre Nutzung als Baugrund, Bauraum und Baustoff unter Beachtung der geologischen Veränderungsprozesse sowie der vorliegenden geomorphologischen und hydrogeologischen Verhältnisse. Er muß technische Planungen, vor allem auf den Gebieten des Erd- und Grundbaues, Felsbaues und Wasserbaues (Talsperren) von der geowissenschaftlichen Seite her überprüfen und Alternativ-Vorschläge dann machen, wenn der planende Bauingenieur die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund oder -raum falsch einschätzt. Er wird damit zum Mittler zwischen Untergrund und Technik, hilft Risiken auszuschalten, Volksvermögen zu sparen, den Wert des Baugrundes und -raumes nach seinen natürlichen Gegebenheiten und Eigenschaften zu nutzen und in den Dienst der Allgemeinheit zu stellen sowie mögliche Veränderungen der Umwelt durch technische Eingriffe zu bewerten.

Der Ingenieurgeologe wendet bei der Lösung von Aufgaben der Praxis die Erkenntnisse vieler Zweige der Geowissenschaften an. Die *allgemeine Geologie*, die *Stratigraphie*, die *Geophysik*, die *Petrographie*, die *Mineralogie*, die *Luftbild-Geologie*, die *regionale Geologie* und die *Geomorphologie* kommen dabei in entscheidendem Maße zur Geltung. Andererseits stellt die Ingenieurgeologie eine Grenzgebietswissenschaft dar, die von den Nachbardisziplinen *Boden- und Felsmechanik* nicht scharf abzugrenzen ist. Der Ingenieurgeologe muß somit Grundkenntnisse der Boden- und Felsmechanik sowie der Bau-Ausführung haben, um zu erkennen, welche geotechnischen Einzelheiten für seine Beurteilung entscheidend sind. Andererseits sollte der Bauingenieur zumindest so viel geologische Grundkenntnisse besitzen, um zu wissen, wo und wie geologische Arbeitsmethoden anzuwenden sind und welche Ergebnisse er von diesen Untersuchungen erwarten kann. Nur aus einem solchen jeweiligen Grundwissen heraus wird sich eine gegenseitige Verstän-

digung und ergänzende Zusammenarbeit entwickeln, wie sie für bestmögliche Lösungen von Problemen des Erd- und Grundbaues, des Felsbaues und des Wasserbaues sowie für die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit des Bauens über- und untertage unerlässlich sind.

## 1.2 Die Gesteine (Böden und Fels) und ihr geomechanisches Verhalten

*Böden* sind im bautechnischen und ingenieurgeologischen Sinne die oberflächennahen *Lockergesteine* (Erdstoffe, Erdarten) der Erdkruste ohne oder mit nur mäßiger Kornbindung. Auch organische Ablagerungen wie Torf oder Mudde gehören zu den Böden. Unter *Fels* versteht man *Festgesteine* der Erdkruste mit mineralisch fest verkitteten Bestandteilen. Ihre Eigenschaften werden durch diese feste Kornbindung sowie durch Systeme von Trennflächen bestimmt. Zwischen Boden und Fels treten durch Verwitterung von Festgesteinen oder gelegentliche Verfestigung von Lockergesteinen Übergänge auf.

Boden oder Fels bilden *Baugrund* oder *Bauraum*, wenn sie im Einflußbereich zu errichtender Bauwerke anstehen. Sie sind *Baustoffe*, wenn sie zur Errichtung von Bauwerken oder Bauteilen dienen.

### 1.2.1 Böden (Lockergesteine)

Böden sind Gemenge von Mineralen und/oder Gesteinsbruchstücken und/oder organischen Bestandteilen (Tabelle 1). Die überwiegende Punktberührung der mineralischen Teilkörper ist für einen Boden charakteristisch. Somit stellt ein Boden

Tabelle 1 Zusammenhang zwischen der geologischen und ingenieurgeologisch-bautechnischen Einteilung der Lockergesteine

Geologische Bezeichnung	Ingenieurgeologische Bezeichnung
unverfestigte, psephitische Trümmersedimente unverfestigte, psammitische Trümmersedimente Verwitterungsschutt Verwitterungsgrus unverfestigte grobe vulkanische Asche	nichtbindige (rollige) Böden (Lockergesteine)
unverfestigte pelitische Trümmersedimente Verwitterungslehm unverfestigte feinkörnige vulkanische Aschen	bindige Böden (Lockergesteine)
durch Fäulnis oder Vertorfung entstandene organische Sedimente	organogene Böden (Lockergesteine)

ein *3-Phasen-Gemisch* aus Feststoff (Bodenkörner), Flüssigkeit (Wasser) und Gas (Luft) dar. Aufgabe der Ingenieurgeologie zusammen mit der Bodenmechanik ist, die Wechselwirkung dieser Phasen gegenüber Veränderungen der Gleichgewichtsbedingungen im Bodensystem zu erfassen.

### 1.2.1.1 Bodenphysikalische Kennwerte sowie ihre Ermittlung und Bedeutung

#### Korngrößen-Analyse

*Korngröße* und *Korngrößen-Verteilung* sind kennzeichnende Eigenschaften der mineralischen Lockergesteine und dienen daher zu ihrer Einteilung und Bezeichnung (Tabelle 2). In DIN 18 123 sind die Verfahren und Geräte zur Ermittlung der Korngrößen-Verteilung festgelegt. Kornfraktionen  $> 63 \mu\text{m}$  werden durch Siebung getrennt, Korngrößen  $< 63 \mu\text{m}$  mit dem Sedimentationsverfahren (Schlamm-Analyse) indirekt bestimmt.

Tabelle 2 Einteilung der Lockergesteine nach Korngrößen

Lockergestein	Korngröße in mm	Erkennen im Gelände oder auf der Baustelle
Stein	$> 60$	
Kies	grob 20 – 60	über Haselnuß-Größe
	mittel 6 – 20	über Erbsen-Größe
	fein 2 – 6	über Streichholzkopf-Größe
Sand	grob 0,6 – 2	über Grobkies-Größe
	mittel 0,2 – 0,6	Gries-Größe
	fein 0,06 – 0,2	Einzelkörner noch erkennbar
Schluff	grob 0,02 – 0,06	Einzelkorn mit bloßem Auge nicht
	mittel 0,006 – 0,02	mehr erkennbar
	fein 0,002 – 0,006	
Ton	$< 0,002$	

Die Probenmengen für die *Sieb-Analyse* betragen bei Sanden mindestens 200–300 g, bei Kiesen je nach Korngröße 2–20 kg. Das Material muß frei von Anteilen  $\leq 63 \mu\text{m}$  sein. Die Siebung erfolgt mit bei  $105^\circ\text{C}$  getrocknetem Material. Bei Proben mit Ton- oder Schluff-Anteilen wird nach dem Trocknen und Wiegen die Probe aufgeschlämmt und die Feinanteile durch ein Sieb mit der Maschenweite 0,063 mm oder 0,125 mm gewaschen. Der Sieb-Rückstand wird getrocknet und normal gesiebt; man bestimmt dann die Trockenmasse des Sieb-Durchganges oder führt eine Sedimentationsanalyse aus.

Grundlage für die *Sedimentationsanalyse* ist das Stokesche Gesetz, nach dem in einer Flüssigkeit verschieden große Kugeln gleicher Dichte unterschiedliche Sink-

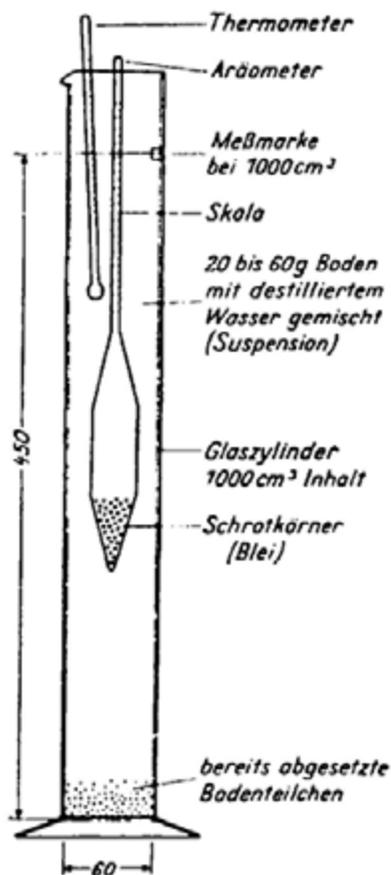


Abb. 1 Meßzylinder für Sedimentationsanalysen (aus Bentz & Martini 1969).

geschwindigkeiten haben. Davon ausgehend erbringt diese Methode keine Trennung nach Korngrößen, sondern nach „gleichwertigen Korndurchmessern“ in Kugelform, d. h. es werden mit den Aräometer-Verfahren (Abb. 1) nach Casagrande die Dichten einer Aufschlammung (Suspension) nach festgelegten Absetzzeiten bestimmt und daraus ein äquivalenter Korndurchmesser. Versuch-Durchführung und -Auswertung erfolgen nach DIN 18 123, wobei die Probemengen bei sandhaltigem Lockergestein ca. 100 g, sonst 30–50 g betragen. Durch Zugabe von Dispergierungsmitteln, z. B. Natriumpyrophosphat, ist eine Koagulation (Flocken-Bildung) der Körner zu verhindern. Bei Humus-Gehalten  $> 1,5\%$  sind die flockenden organischen Bestandteile vor dem Versuch mit  $H_2O_2$  durch Oxidation zu zerstören. Die Beeinflussung durch Carbonat-Anteile läßt sich durch Behandlung der Probe mit  $HCl$  ausschalten. Die Brownsche Molekularbewegung begrenzt das Sedimentationsverfahren auf Körnungen  $> 1 \mu m$ .

Eine Sedimentationsanalyse kann immer dann vorgenommen werden, wenn der Sand-Anteil eines bindigen Lockergesteins (s. S. 8 u. 18)  $< 20\%$  ist. Die groben Korn-Anteile werden anschließend durch Siebung ermittelt. Dagegen müssen letztere vor der Sedimentation durch Naßsieden abgetrennt werden, wenn der Anteil der Körner  $> 63 \mu m$  größer als 20% der Trockenmasse ist.

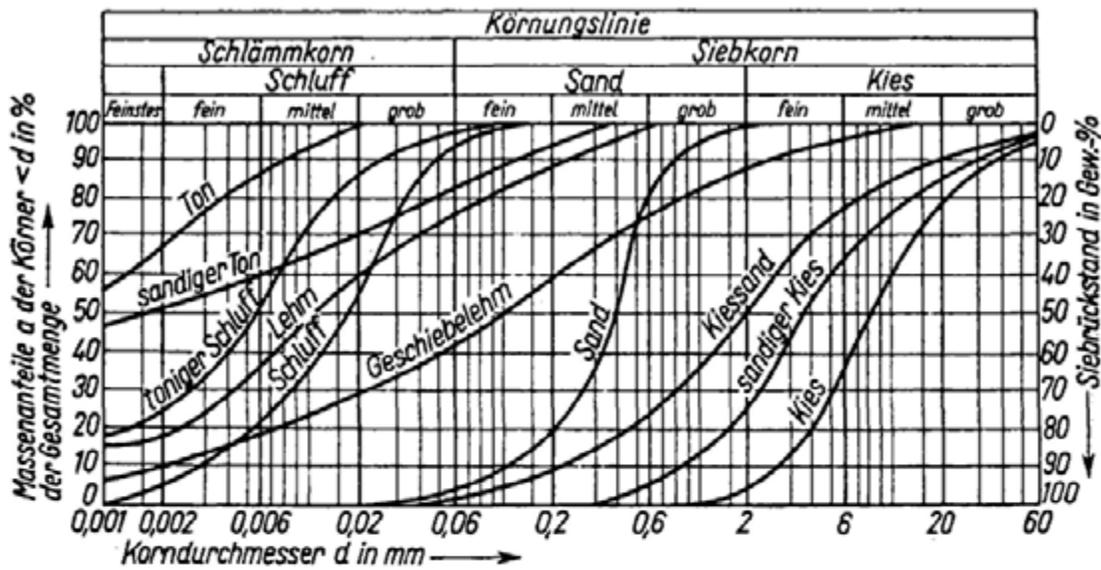


Abb. 2 Körnungslinien-Diagramm typischer Bodenarten.

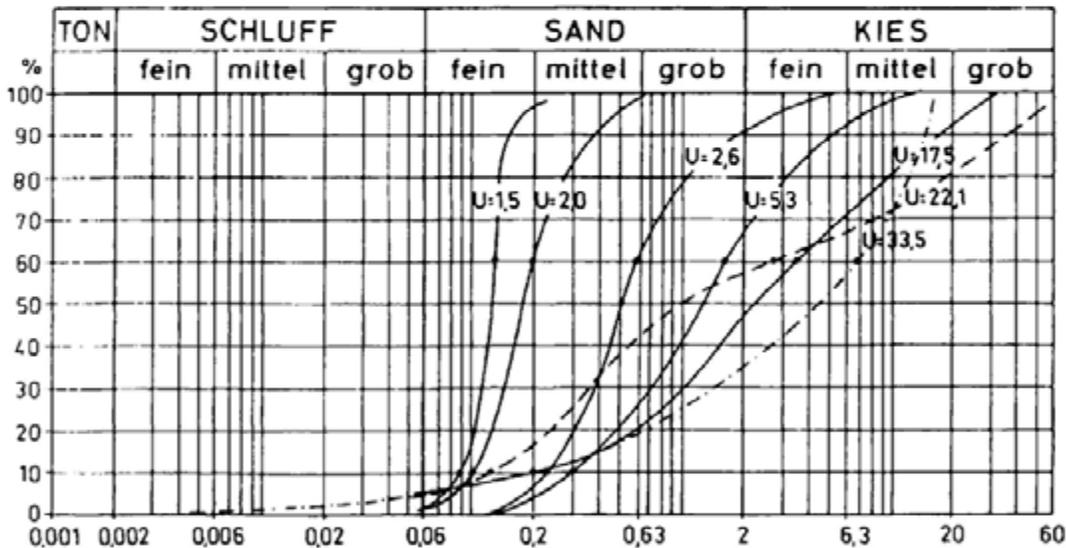


Abb. 3 Ungleichkörnigkeitszahlen einiger typischer Sande und Kiese (aus Prinz 1982).

Die Ergebnisse der aus Sieb- und Sedimentationsanalysen gewonnenen Fraktionsgruppen, d. h. die Korngrößen-Verteilung, werden, bezogen auf die gesamte untersuchte Probemasse, als Summenkurven (*Körnungslinien, Kornverteilungslinien*) in ein *Körnungslinien-Diagramm* mit einfach logarithmischem Maßstab eingetragen (Abb. 2). Die Neigung der Körnungslinien gibt die Gleichförmigkeit bzw. Ungleichförmigkeit eines Lockergesteins an, die für verschiedene Boden-Eigenschaften, wie z. B. die Verdichtbarkeit, wichtig sind. Ein charakteristischer Wert ist die *Ungleichförmigkeitszahl*

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$d_{60}$  = Korngrößen-Durchmesser bei 60% Sieb-Durchgang, d.h. Korngröße im Schnittpunkt der 60%-Linie mit der Summenkurve (Abb. 3).

$d_{10}$  = Korngrößen-Durchmesser bei 10% Sieb-Durchgang, d.h. Korngröße im Schnittpunkt der 10%-Linie mit der Summenkurve (Abb. 3).

Grenzwerte sind	nach DIN 1054 (Abschn. 4.2.1)	nach Grundbau-Taschenbuch (1980: 688)
gleichförmig	$U < 3$	$U < 5$
ungleichförmig	$U = 3 \dots 15$	$U = 5 \dots 15$
sehr ungleichförmig	$U > 15$	$U > 15$

Der Verlauf der Körnungslinie zwischen  $d_{10}$  und  $d_{60}$  wird durch die *Krümmungszahl C* gekennzeichnet

$$C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

Ist  $U > 6$  und  $1 < C < 3$ , so handelt es sich um gut abgestufte Böden (Lockergesteine). In allen anderen Fällen sind sie eng oder intermittierend gestuft.

Nach DIN 4022, T1, werden die mineralischen Lockergesteine nur nach Korngrößen, unabhängig von dem Material und der Kornform benannt. Namensgebend ist in der Regel die Kornklasse, in die 50 oder mehr Gewichtsprozent des Lockergesteins fallen. Die übrigen Anteile können nach DIN 4023 durch ergänzende Adjektive bezeichnet werden. Ein Lockergestein aus 60 Gew.-% Kies, 10 Gew.-% Sand und 30 Gew.-% Schluff ist dann ein schwach sandiger, schluffiger Kies, bzw. Kies, schwach sandig, schluffig. Erreicht keine Korngruppe 50 Gewichtsprozent, kann man einen definierten Namen verwenden oder beide Hauptkomponenten angeben. Ein Lockergestein aus 40 Gew.-% Sand, 40 Gew.-% Schluff und 20 Gew.-% Ton heißt beispielsweise „toniger Schluff und Sand“ bzw. „Schluff und Sand, tonig“. Eine abweichende Benennung erhält man beim Eingruppieren der Böden in das in anderen Ländern häufig benutzte Dreieck-Diagramm (Abb. 4), da dieses noch die Bezeichnung „Lehm“ enthält.

Schluff und Ton sind nicht mehr mit dem bloßen Auge als Einzelkorn zu erkennen. Zu ihrer Unterscheidung und zur Unterscheidung von Feinsand können im Feldversuch folgende Verfahren angewandt werden:

*Schnitt-Prüfung.* Eine Probe wird mit dem Messer durchgeschnitten.

- glänzende Schnittfläche: Ton
- matte und stumpfe Schnittfläche: Schluff

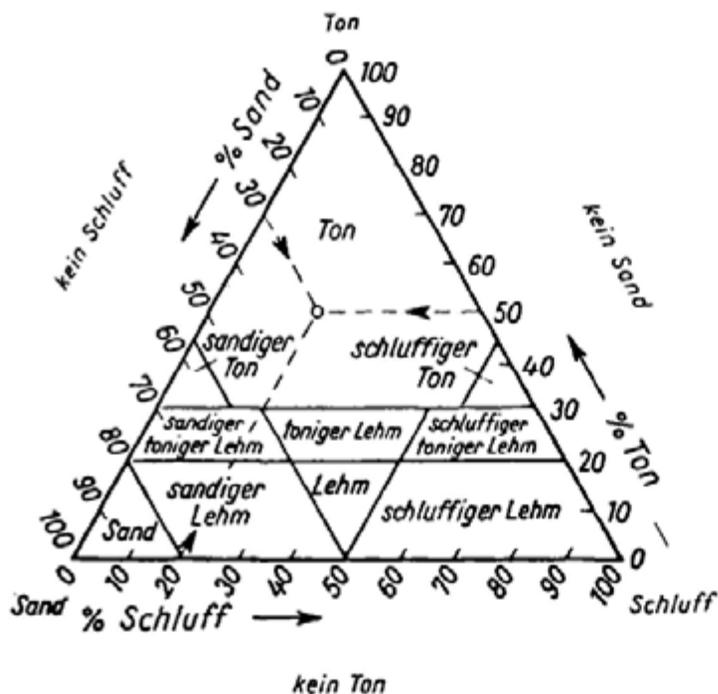


Abb. 4 Dreieck-Diagramm für das System Sand-Schluff-Ton. Der Kreis bezieht sich auf ein Lockergestein mit 50 Gew.-% Ton, 30 Gew.-% Sand und 20 Gew.-% Schluff. Es ist daher als sandig-schluffiger Ton bzw. Ton, sandig-schluffig anzusprechen.

**Fingerdruck-Versuch.** Man versucht, eine trockene Lockergesteinsprobe zwischen den Fingern zu zerdrücken. Dabei läßt sich feststellen (Tab. 7):

- keine Trockenfestigkeit, die Probe zerfällt bei der geringsten Berührung: reine Sande
- niedrige Trockenfestigkeit, die Probe zerfällt bei leichtem bis mäßigem Fingerdruck: Schluffe und Schluff-Sand-Gemische
- mittlere Trockenfestigkeit, die Probe zerbröckelt erst bei erheblichem Fingerdruck in zusammenhängende Teile: Sand-Ton- und Schluff-Ton-Gemische
- hohe Trockenfestigkeit, die Probe läßt sich nicht zerdrücken, lediglich zerbrechen: Tone, Gemische mit hohem Tongehalt

**Fingerreibe-Versuch.** Man zerreibt eine nicht zu geringe feuchte Probemenge zwischen den Fingern. An der Rauigkeit bzw. an dem Knirschen (auch zwischen den Zähnen) erkennt man den Sandkorn-Anteil. Schluffige Proben fühlen sich weich und mehlig, tonige dagegen seifig an und bleiben auch im trockenen Zustand an den Fingern kleben.

**Handsüttel-Versuch.** Eine nußgroße feuchte Probe wird auf der flachen Hand hin- und hergeschüttelt. Einen dabei auftretenden Wasser-Austritt auf der Oberfläche versucht man durch Fingerdruck zum Verschwinden zu bringen (Tab. 7).

- schnelle Reaktion: feinsandige Schluffe oder schluffige Feinsande
- langsame Reaktion: tonige Schluffe
- keine Reaktion: Tone, schluffige Tone

*Sand* und *Kies* stellen *rollige* oder *nichtbindige Bodenarten* dar, d. h. zwischen den einzelnen Mineralkörnern sind keine Anziehungskräfte vorhanden. *Bindige Bodenarten* bestehen dagegen immer aus einer Mischung von Ton- und Schluff-Fractionen mit sehr unterschiedlichen Anteilen größerer Kornfraktionen. Ursache der Bindigkeit sind Oberflächen-Kräfte (Kohäsionskräfte), die mit der Kornfeinheit und dem Gehalt an Tonmineralen zunehmen. Schon ein Anteil von nur 5–10% Ton und Feinschluff verleiht Lockergesteinen leicht bindige Eigenschaften wie z. B. eine merkbare Wasser-Empfindlichkeit. Ab Gehalten von 15% Ton oder Feinschluff weisen Böden ein deutlich bindiges Verhalten auf, da sie in der Regel kein Stützgerüst durch sich berührende Grobkörner mehr haben, wodurch sich die Boden-Eigenschaften beträchtlich ändern. Der Übergang von den bindigen zu den nichtbindigen Böden liegt im Mittelschluff-Bereich.

#### Porenanteil und Porenzahl

Das Verhältnis des Porenvolumens, das alle Lockergesteine aufgrund ihrer Korn- oder Wabenstruktur, aber auch viele Festgesteine besitzen, zum gesamten Volumen einer Gesteinsprobe wird *Porenanteil*  $n$  genannt. Er läßt sich an der Raumeinheit (Körper mit der Kantenlänge 1) veranschaulichen, wenn darin die Festmasse zusammengedrängt dargestellt wird (Abb. 5). Der mit Wasser gefüllte Teil des Porenanteils ist  $n_w$ , der Rest ( $n_a$ ) enthält Luft.

$$\text{Porenanteil } n = \frac{\text{Volumen der Poren } V_p}{\text{Gesamtvolumen } V_g} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$$

$\rho_d$  = Trockendichte (s. S. 10)

$\rho_s$  = Korndichte (s. S. 11)

Das Verhältnis des Porenvolumens zum Anteil der Festmasse wird *Porenzahl* (*Porenziffer*)  $e$  genannt.

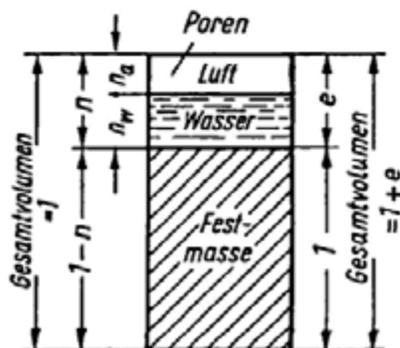


Abb. 5 Definition von Porenanteil und Porenzahl.

$$\text{Porenzahl } e = \frac{\text{Volumen der Poren } V_p}{\text{Volumen der Festmasse } V_f} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

Wegen des eindeutigen Bezuges ist  $e$  immer  $n$  vorzuziehen.

Zwischen beiden besteht die Beziehung

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad \text{bzw.} \quad e = \frac{n}{1 - n}$$

Einige Mittelwerte für  $n$  und  $e$ :

	$n$	$e$
Tone, weich	0,50–0,70	1,0–2,33
Lehm	0,25–0,30	0,30–0,43
Sande, gleichförmig	0,30–0,50	0,43–1,00

Porenanteil bzw. Porenzahl sind Ausdruck der Lagerungsdichte (s. S. 14ff.) eines Bodens, die Einfluß auf sein Setzungsverhalten (s. S. 159ff.) hat.

### Wassergehalt, Sättigungszahl und Wasser-Aufnahmevermögen

In Lockergesteinen (Böden) kann Wasser als Schichtgitter-Wasser in Tonmineralen, adsorptiv an die Bodenkörner gebunden, als Kapillarwasser und als freies Porenwasser vorhanden sein. Der *Wassergehalt*  $w$  ist das Verhältnis der Masse des in einem Lockergestein befindlichen Wassers  $m_w$ , das bei 105°C verdampft, zur Trockenmasse  $m_d$ . Dabei wird vor allem das Kapillar- und Porenwasser (s. S. 41f.) erfaßt.

$$w = \frac{m_w}{m_d}$$

Die Bestimmung von  $w$  erfolgt nach DIN 18 123, T1. Außer der Standard-Ofentrocknung gibt es einige Schnellmethoden für Baustellen. Davon sind die wichtigsten:

- Luftpynometer-Messung
- Infrarot-Feuchtigkeitsmessung ULTRA-X
- Calciumcarbid-Methode CCM-Methode

Anhaltswerte für die natürlichen Wasser-Gehalte der Böden sind:

erdfeuchter Sand	0,02–0,10	Ton	0,20–0,60
Lehm	0,15–0,40	organische Böden (Torf)	0,50–5,00

Der Wassergehalt dient zur Beurteilung bindiger Böden auf ihre Konsistenz (s. S. 17) und damit der Tragfähigkeit sowie Verdichtbarkeit.

Die *Sättigungszahl*  $S_r$  gibt an, in welchem Ausmaß die Poren eines Bodens mit Wasser gefüllt sind.

$$S_r = \frac{n_w}{n} = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{w \cdot \gamma_s (1 - n)}{n \cdot \gamma_n}$$

$n_w$  = mit Wasser gefüllter Porenanteil

$n$  = Porenanteil (s. S. 8)

$w$  = Wassergehalt

$\rho_s$  = Korndichte ( $\text{g/cm}^3$ ) (s. S. 11)

$\rho_w$  = Dichte des Wassers ( $\text{g/cm}^3$ )

$e$  = Porezahl (s. S. 8)

$\gamma_s$  = Kornwichte (s. S. 11)

$\gamma_n$  = Wichte des Wassers

Die Bezeichnung für unterschiedlich gesättigte Böden ist:

Sättigungszahl $S_r$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	
Bezeichnung	trocken	feucht	sehr feucht	naß	sehr naß	wassergesättigt

Das Wasser-Aufnahmevermögen ( $w_{\max}$ ) ist die Eigenschaft eines trockenen Lockergesteins, Wasser adsorptiv und kapillar zu binden.

### Dichte und Wichte

Zur Bestimmung der *Dichte* (in  $\text{g/cm}^3$  oder  $\text{t/m}^3$ ) eines Lockergesteins muß seine Masse durch Wiegen und sein Volumen durch Verdrängungsmethode oder Tauchwägung ermittelt werden. Man unterscheidet:

- Dichte des feuchten Bodens (Masse  $m$  der feuchten Probe bezogen auf das Volumen  $V$  der Probe einschließlich der mit Gas und Flüssigkeit gefüllten Poren)  $\rho = \frac{m}{V}$   $0 = S_r = < 1,0$
- Trockendichte (Masse  $m_d$  der trockenen Probe (bei  $105^\circ\text{C}$  getrocknet) bezogen auf das Volumen  $V$  der Probe)  $\rho_d = \frac{m_d}{V} = \frac{\rho}{1 + w}$   $S_r = 0$
- Dichte des wassergesättigten Bodens (Masse der wassergesättigten Probe bezogen auf das Volumen  $V$  der Probe)  $\rho_r = \frac{m_r}{V} = \rho_d + n \cdot \rho_w$   $S_r = 1,0$
- Dichte des Bodens unter Auftrieb  $\rho' = \frac{m'}{V} = \rho_r - \rho_w$   $S_r = 1,0$

$w$  = Wassergehalt (s. S. 9)

$\rho_w$  = Dichte des Wassers (s. oben)

$S_r$  = Sättigungszahl (s. S. 9)

Die Dichte einiger Böden (in  $\text{g/cm}^3$  bzw.  $\text{t/m}^3$ ) beträgt:

	$\rho_d$	$\rho_r$
Ton	1,60	2,00
Lehm	1,85	2,15
Sand	1,30	1,82

Die *Korndichte* ( $\rho_s$ ) eines Bodens ist die auf das Volumen  $V_k$  der festen Einzelbestandteile (Körner) einschließlich etwa eingeschlossener Hohlräume bezogene Masse  $m_d$  der festen Einzelbestandteile des trockenen Bodens. Die Masse der bei  $105^\circ\text{C}$  getrockneten Körner (etwa 20–30 g) wird durch Wiegen, das Kornvolumen in einem Kapillarpyknometer nach DIN 18 124, T 1, bestimmt, in dem das Restvolumen durch Füllen mit destilliertem Wasser gemessen wird. Luft- und Gas-Einschlüsse müssen durch Kochen beseitigt werden.

Einige Mittelwerte der Korndichte in  $\text{g/cm}^3$  bzw.  $\text{t/m}^3$ :

Ton	2,70–2,80
Schluff	2,68–2,70
Sand	2,65

Die Korndichte wird zur Auswertung der Sedimentationsanalyse (s. S. 3f.) benötigt.

Während die durch Versuche ermittelte Dichte eine ortsunabhängige Größe darstellt, ist die *Wichte* des Bodens seine lotrecht wirkende Eigenlast  $G$  bezogen auf das Volumen des Bodens. Sie wird bei erdstatischen Berechnungen benötigt und errechnet sich aus der versuchstechnisch ermittelten Dichte  $\rho$  und der Fallbeschleunigung  $g$  zu

$$\gamma = \rho \cdot g \quad \left( \frac{\text{t} \cdot \text{m}}{\text{m}^3 \cdot \text{s}^2} = \frac{1000 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{s}^2 \cdot \text{m}^3} = \text{kN/m}^3 \right)$$

bzw. aus der als Folge der Fallbeschleunigung wirkenden Eigenlast (Gewichtskraft)  $G$  und dem Volumen zu

$$\gamma = \frac{G}{V} \quad (\text{kN/m}^3)$$

Bei Verwendung der Maßeinheiten  $\rho = 1 \text{ g/cm}^3 = 1 \text{ t/m}^3$  ist  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ , d. h. der Zahlenwert der Wichte beträgt das Zehnfache desjenigen der Dichte.

Die *Kornwichte* ist die lotrecht wirkende Eigenlast  $G_k$  der festen Einzelbestandteile des trockenen Bodens, bezogen auf das Volumen  $V_k$  der festen Einzelbestandteile:

$$\gamma_s = \frac{G_k}{V_k} \quad (\text{kN/m}^3)$$

Weiter zu unterscheiden sind:

- $\gamma$  = Wichte des feuchten Bodens
- $\gamma_d$  = Trockenwichte des Bodens (Wichte des trockenen Bodens)
- $\gamma_r$  = Wichte des wassergesättigten Bodens
- $\gamma'$  = Wichte des Bodens unter Auftrieb

Die Wichte einiger Böden in  $\text{kN/m}^3$  beträgt:

	$\gamma_d$	$\gamma_r$	$\gamma'$
Ton	16	20	10
Lehm	18,5	21,5	11,5
Sand	13	18,2	8,2

Zwischen Wichte des Bodens  $\gamma$ ,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_r$ ,  $\gamma'$ , Kornwichte  $\gamma_s$ , Porenanteil  $n$ , Porenzahl  $e$  und Wassergehalt  $w$  bestehen die Beziehungen

$$\gamma = (1 - n) \gamma_s \cdot (1 + w) = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s \quad \gamma_d = (1 - n) \gamma_s = \frac{1}{1 + e} \gamma_s$$

$$\gamma_r = (1 - n) \gamma_s + n \cdot \gamma_w = \gamma_d + n \cdot \gamma_w = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma' = (1 - n) (\gamma_s - \gamma_w) = \gamma_r - \gamma_w = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Beispiel: Berechnung der bisher behandelten Boden-Kennwerte anhand von Labor-Versuchswerten

Volumen der Bodenprobe	$V = 1722 \text{ cm}^3$
Masse der feuchten Probe + Masse des Behälters	$m + m_B = 3984 \text{ g}$
Masse des Behälters	$m_B = 1166 \text{ g}$
Masse der feuchten Probe	$m = (m + m_B) - m_B = 2818 \text{ g}$
Masse der trockenen Probe	$m_d = 2586 \text{ g}$
Masse des Wassers im Boden	$m_w = m - m_d = 2818 \text{ g} - 2586 \text{ g} = 232 \text{ g}$

Aus diesen Ausgangswerten und mit  $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$  bzw.  $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$  errechnen sich die folgenden Kennwerte

Wassergehalt  $w = m_w/m_d = 232/2586 = 0,0897 \approx 0,09 \approx 9\%$

Dichte des feuchten Bodens  $\rho = \frac{m}{V} = 2818/1722 = 1,63 \text{ g/cm}^3$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 16,3 \text{ kN/m}^3$

Trockendichte des Bodens  $\rho_d = \frac{m_d}{V} = 2586/1722 = 1,50 \text{ g/cm}^3$

Trockenwichte des Bodens  $\gamma_d = 15,0 \text{ kN/m}^3$

Porenanteil  $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = 1 - 1,50/2,65 = 1 - 0,566 = 0,434$

Porenzahl  $e = \frac{\gamma_d}{\gamma_s} - 1 = \frac{\rho_d}{\rho_s} - 1 = 2,65/1,50 - 1 = 1,765 - 1 = 0,765$

Wichte des wassergesättigten Bodens  $\gamma_r = \gamma_d + n \cdot \gamma_w = 15,0 + 0,434 \cdot 10,0 = 19,3 \text{ kN/m}^3$

Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = \gamma_r - 10 = 19,3 - 10 = 9,3 \text{ kN/m}^3$

Sättigungszahl  $S_r = \frac{n_w}{n} = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,0895 \cdot 26,5}{0,765 \cdot 10,0} = 0,31$

Bei bindigen Böden können die grundlegenden Boden-Kennwerte wie Wassergehalt, Porenanteil, Dichte und Wichte an Sonderproben im *Labor* untersucht werden, wobei die Entnahme dieser Proben aus Schürfgruben (s. S. 111) oder aus dem Planum (s. S. 307) bzw. der Gründungssohle mit Ausstech-Zylindern nach DIN 4021, T 1) erfolgt. Als Ausstech-Zylinder dienen nahtlose Präzisionsstahlrohre mit innenliegender Schnittkante (Innendurchmesser  $d_i \geq 96 \text{ mm}$ , Höhe  $h \approx 1,2 d_i$ ). Sie werden nach der Probennahme luftdicht verschlossen. Die übliche Probemenge beträgt 1,5–3 kg. Aus dem bekannten Volumen  $V$  der Sonderprobe, der Feucht- und Trockenmasse und der Wassersättigung errechnet man die benötigten Boden-Kennwerte.

Da in grobkörnigen oder grobe Anteile enthaltenden Böden Ausstech-Zylinder nicht verwendet werden können, sind bei ihnen *Feld-Untersuchungen* erforderlich. In solchen Fällen hebt man zylindrische Löcher von mindestens 20 cm  $\varnothing$  mit einer Tiefe von 20–30 cm aus, wiegt die ausgehobene Bodenmenge und bestimmt ihre Feucht- ( $m$ ) und Trockenmasse ( $m_d$ ). Bei großen Probemengen ist die Bestimmung des Wassergehaltes ( $w$ ) einer oder mehrerer Teilproben angebracht, die Trockenmasse ergibt sich dann zu:

$$m_d = \frac{m}{1 + \frac{w}{100}}$$

Zur Ermittlung des Entnahmeloeh-Volumens wird dieses mit einem Ersatzstoff gefüllt. Als Füllstoffe dienen Sand, Wasser und Gips.

Beim *Sandersatz-Verfahren* erfolgt die Bestimmung des Volumens durch Auffüllen einer kleinen Prüfgrube mit einem trockenen Prüfsand bekannter Dichte ( $\rho_E$ ) aus einem Doppeltrichter nach DIN 18 125, T 2. Die verbrauchte Sandmenge  $m_c$  wird durch Rückwiegen des Doppeltrichters ermittelt. Damit ist

$$V = \frac{m_c - m_r}{\rho_E}$$

$m_r$  = Sandmenge im unteren Trichter und im Ringraum

Beim *Ballon-Verfahren*, das insbesondere bei Sand-Kies-Gemischen oder Kiesen angewandt wird, ermittelt man das Volumen mit einer wassergefüllten Gummibla-se. Gerät und Durchführung sind in DIN 18 125, T 2, beschrieben.

Beim *Gipsersatz-Verfahren* wird in die, mit ölgetränkten Zellstoff-Streifen ausgelegte Prüfgrube Gipsbrei blasenfrei eingegossen und glatt abgezogen. Nach der Erhärtung ist der Gipskörper vorsichtig freizugraben und sein Volumen  $V$  durch Tauchwägung zu bestimmen.

Beim *Schürfgruben-Verfahren* wird eine rechteckige, möglichst profilgerechte Grube von 0,5 bis 1,0 m<sup>3</sup> Inhalt ausgehoben und ihr Volumen durch Ausmessen ermittelt (Mittelwert aus drei Messungen). Durch die Größe der Grube bleiben die (unvermeidbaren) Fehler beim Bestimmen des Volumens verhältnismäßig klein.

### Lagerungsdichte

Die Kenntnis des Porenanteils oder der Porenzahl reicht nicht zur Beurteilung aus, ob ein Lockergestein locker oder dicht gelagert ist. Hierzu ist die Kenntnis der Maximalwerte für den Porenanteil und die Trockendichte erforderlich, die mit den entsprechenden Werten des zu beurteilenden, natürlich gelagerten Bodens verglichen werden müssen.

Die Bestimmung der Maximalwerte für die lockerste Lagerung ( $\max n$  und  $\max e$ ) nichtbindiger Böden erfolgt versuchstechnisch durch loses Einfüllen des ofentrockenen Lockergesteins in einen Hohlzylinder (Abb. 6a) mit bekanntem Rauminhalt (DIN 18125). Der gefüllte Zylinder wird oben sauber abgestrichen und die eingefüllte Probe gewogen (Masse  $m_d$ ). Dann ist der Porenanteil bei lockerster Lagerung (Mittelwert aus im Regelfall 6 Versuchen mit 3 Proben):

$$\max n = 1 - \frac{m_d}{V \cdot \rho_s}$$

Die dichteste Lagerung ( $\min n$ ,  $\min e$ ) wird in der Regel durch lagenweises Einrütteln der in fünf Teile geteilten, zur Ermittlung von  $\max n$  gebrauchten Probe be-

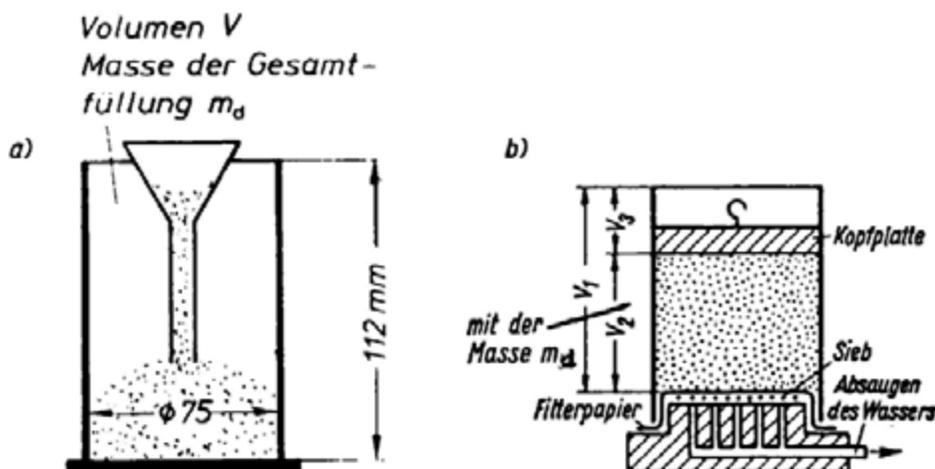


Abb. 6 a) Bestimmung der lockersten Lagerung von nichtbindigem Lockergestein.  
b) Bestimmung der dichtesten Lagerung von nichtbindigem Lockergestein.

stimmt (Abb. 6b). Nach dem Einbringen jedes Probeteiles in den Hohlzylinder mit dem Rauminhalt  $V$  wird Wasser eingegossen und der Teil durch 30 Doppelschläge mit einer Schlaggabel eingerüttelt. Anschließend saugt man das Wasser durch den Fuß ab, so daß der eingerüttelte Boden das Volumen  $V_2$  hat ( $V_2 = V_1 - V_3$ ). Grobkörnige Böden werden auf dem Rütteltisch eingerüttelt (s. DIN 18126). Damit wird der Porenanteil bei dichtester Lagerung (Mittelwert aus 3 Versuchen):

$$\min n = 1 - \frac{m_d}{V_2 \cdot \rho_s}$$

Lockerste Lagerung:

Dichteste Lagerung:

$$\max n = 1 - \frac{\min \rho_d}{\rho_s}$$

$$\min n = 1 - \frac{\max \rho_d}{\rho_s}$$

$$\max e = \frac{\rho_s}{\min \rho_d} - 1$$

$$\min e = \frac{\rho_s}{\max \rho_d} - 1$$

Für Sand ist

bei lockerster Lagerung  $\max n = 0,41-0,47$  (max  $e = 0,70-0,90$ )

bei dichtester Lagerung  $\min n = 0,27-0,39$  (min  $e = 0,37-0,64$ )

Der Verdichtungszustand eines Bodens wird durch die *Lagerungsdichte*

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d}$$

bzw. die *bezogene Lagerungsdichte*

$$I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} = \frac{\max \rho_d (\rho_d - \min \rho_d)}{\rho_d (\max \rho_d - \min \rho_d)}$$

sowie die *Verdichtungsfähigkeit*

$$I_t = \frac{\max e - \min e}{\min e}$$

ausgedrückt.

Die Lagerungsdichte ist der gebräuchlichste Wert und gekennzeichnet mit folgenden Grenzwerten:

	$D$		$I_D$
sehr lockere Lagerung	0	}	0
lockere Lagerung	0,15-0,3		-0,33
mitteldichte Lagerung	0,3	}	0,333-0,667
dichte Lagerung	0,5		
sehr dichte Lagerung	>0,75	}	0,667-1,0

Nach DIN 1054 (Abschn. 4.2.1 und 4.2.1.3) gilt diese Einteilung nur für gleichförmige Lockergesteine (s. S. 6), die eine geringere Verdichtungsfähigkeit haben als Böden mit unterschiedlichen Körnungen. Für ungleichförmige Böden ( $U > 3$ ) verschieben sich daher die Grenzwerte für

mitteldichte Lagerung	$D > 0,45$
dichte Lagerung	$D > 0,65$

Die Lagerungsdichte nichtbindiger Böden kann am günstigsten durch Vibrationsgeräte verbessert werden.

Bei bindigen Böden hängt die Verdichtungsfähigkeit sehr wesentlich von ihrem Wassergehalt ab. Ein ausgetrockneter Boden läßt sich selbst bei intensiver Verdichtungsarbeit nur wenig verdichten. Der für die Verdichtung eines Bodens optimale Wassergehalt und die zu erzielende Dichte werden mit Hilfe eines genormten Verdichtungsversuches, dem *Proctor-Versuch*, ermittelt (Abb. 7). Er kann auch an nichtbindigen Lockergesteinen ausgeführt werden.

In der DIN 18127 sind Geräte-Abmessungen, Fallhöhen, Schlagzahlen und das zulässige Größtkorn der Bodenprobe festgelegt.

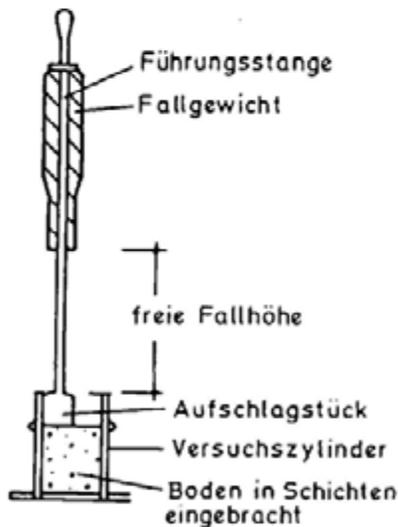


Abb. 7 Anordnung des Proctor-Versuches.

In einem genormten Stahlzylinder werden Proben des zu untersuchenden Lockergesteins mit abnehmendem Wassergehalt in 5 Einzelversuchen in 3 bis 5 Lagen (modifizierter Proctor-Versuch) mittels Fallgewicht eingestampft (Tabelle 3) sowie die erreichte Trockendichte  $\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}$  und der Wassergehalt  $w$  ermittelt. Die erforderliche Probemenge beträgt beim üblichen 100-mm-Zylinder 4 kg, sonst 9–40 kg.

Tabelle 3 Geräte-Abmessungen und Versuchsbedingungen beim Proctor-Versuch nach DIN 18127. (Die Zahlen in Klammern gelten für den modifizierten Versuch)

Proctor-Zylinder $d_i$ in mm	Probenmenge in kg	Zulässiges Größtkorn in mm	Fallgewicht in kg	Fallhöhe in cm	Anzahl der Schläge je Schicht	Anzahl der Schichten
100	$\geq 4$	20	2,5 (4,5)	30 (45)	25 (25)	3 (5)
150	$\geq 9$	31,5	4,5 (4,5)	45 (45)	22 (55)	3 (5)
250	$\geq 40$	63	15,0 (15,0)	60 (60)	22 (60)	3 (5)

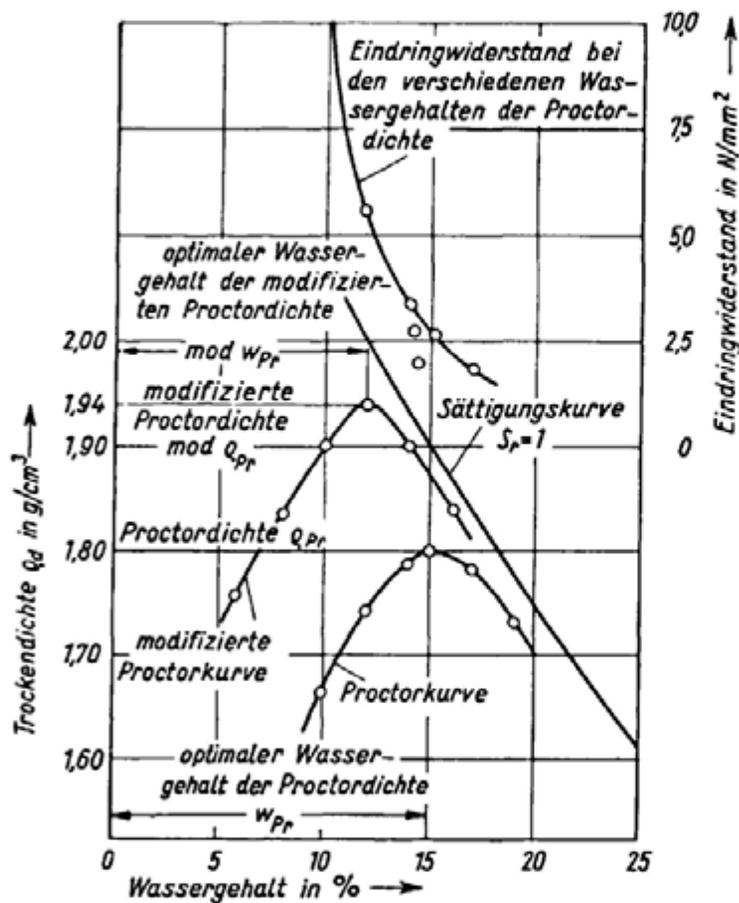


Abb. 8 Proctor-Kurven für normale und modifizierte Proctor-Dichte mit zugehörigen optimalen Wassergehalten (aus DIN 18127).

Die Versuchsergebnisse werden in Form der Proctor-Kurve aufgetragen (Abb. 8). Die Trockendichte  $q_d$ , die dem höchsten Punkt der Kurve entspricht, stellt die Proctor-Dichte  $q_{Pr}$  dar. Der zugehörige Wassergehalt ist der optimale Wassergehalt  $w_{Pr}$ . Die Sättigungskurve berechnet sich nach der Beziehung:

$$q_d = \frac{q_s}{1 + \frac{w \cdot q_s}{q_w \cdot S_r}} \quad \begin{array}{l} q_s = \text{Korndichte (s. S. 11)} \\ q_w = \text{Dichte des Wassers} \\ S_r = \text{Sättigungszahl (s. S. 9)} \end{array}$$

Sie wird in der Regel für  $S_r = 1$  (s. S. 10) dargestellt. Insgesamt entspricht die beim Proctor-Versuch zu erreichende Verdichtung etwa derjenigen, die durch die gebräuchlichen Verdichtungsgeräte auf der Baustelle zu erreichen ist.

Anhaltswerte für Proctor-Dichten und optimale Wassergehalte:

	$q_{Pr}$ in $t/m^3$	$w_{Pr}$
sandiger Ton	1,75	0,17
sandiger Schluff	1,79	0,16
Sand ( $U = 5$ )	1,87	0,13

Für Erdarbeiten wird im allgemeinen eine Verdichtung auf 95% der einfachen oder modifizierten Proctor-Dichte gefordert. Die erzielte Verdichtung wird zahlenmäßig durch den Verdichtungsgrad  $D_{Pr} = \frac{q_d}{q_{Pr}}$  angegeben.

### Zustandsgrößen

Bindige Böden ändern mit dem Wassergehalt ihre Zustandsform. Sie sind bei hohem Wassergehalt flüssig-breiig und gehen bei abnehmendem Wassergehalt in den knetbaren (plastischen) und schließlich in den festen Zustand über. Dieser starke Einfluß des Wassergehaltes auf die Zustandsform, die in der Geotechnik als *Konsistenz* bezeichnet wird, erklärt sich aus den Oberflächen-Kräften (Kohäsionskräfte) der an die Tonminerale gebundenen Wasserhüllen. Während bei geringem Wassergehalt die Kohäsionskräfte die Bodenteilchen aneinanderziehen, verlieren sie bei höheren Wassergehalten ihre Wirksamkeit. In diesem Zustand wirken zwischen den Bodenteilchen nur noch geringe Reibungskräfte, so daß der wassergesättigte Boden auseinanderfließt. Die Kohäsion bindiger Böden nimmt also mit zunehmendem Wassergehalt ab.

Die Übergänge von einer Zustandsform in die andere sind von Atterberg (1911) festgelegt worden; die Abgrenzungen werden daher als *Atterbergsche Konsistenzgrenzen* bezeichnet. Ihre Ermittlung erfolgt nach DIN 18122, T 1, mit Hilfe der *Fließ-* und *Ausrollgrenze*. Zur Bestimmung der Fließgrenze trägt man die Schlagzahl  $N$ , bei der die mit dem Furchenzieher nach Casagrande in dem plastischen Material am Boden einer Schale gezogene Furche auf eine Länge von 10 mm zusammenfließt (Abb. 9), im Diagramm der Abb. 10 ab. Der 25 Schlägen entsprechende Wassergehalt wird als *Fließgrenze*  $w_L$  bezeichnet.

Die *Ausrollgrenze*  $w_p$  ist durch den Wassergehalt festgelegt, bei dem ausgerollte Bodenproben von 3–4 mm Durchmesser beim weiteren Ausrollen auf einer wasseraufsaugenden, nicht fasernden Unterlage zu zerbrechen beginnen. Der Versuch

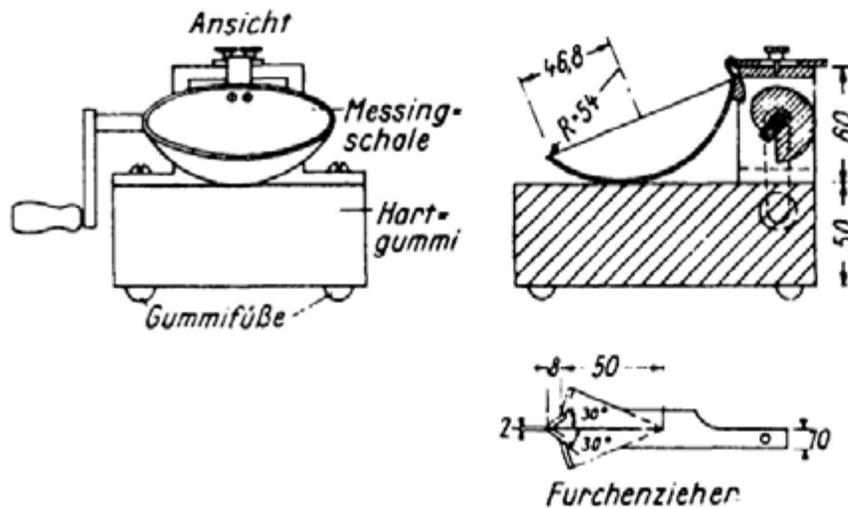


Abb. 9 Gerät zur Bestimmung der Fließgrenze nach Casagrande.

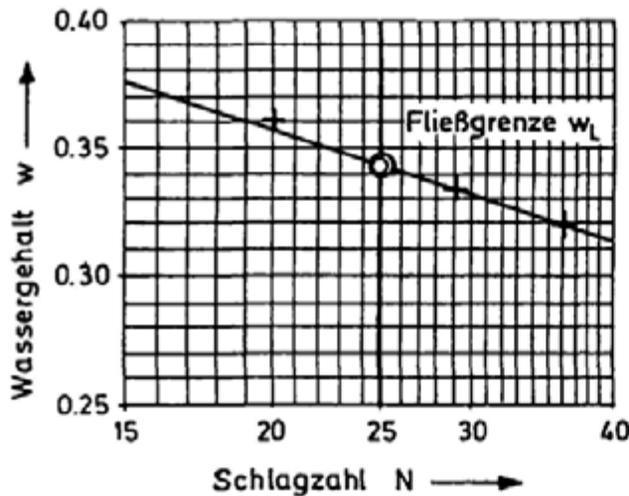


Abb. 10 Bestimmung der Fließgrenze aus 4 Einzelversuchen.

wird dreimal durchgeführt. Im arithmetischen Mittel dürfen die Wassergehalte nicht mehr als 2% voneinander abweichen.

Die *Schrumpfgrenze*  $w_s$  bezeichnet den Wassergehalt, bei dem trotz Gewichtsverlust beim Trocknen an der Luft und dann bei 105°C keine weitere Volumen-Abnahme erfolgt.

$$w_s = \left( \frac{V_d}{m_d} - \frac{1}{\rho_s} \right) \cdot \rho_w \quad V_d = \text{Trockenvolumen}$$

Ab dieser Grenze können die Kapillarkräfte, die letztere bewirken, keine weitere Volumen-Änderung hervorrufen (Abb. 11). Die Volumen-Änderung läßt sich zahlenmäßig durch folgende Beziehung ausdrücken:

$$\text{Schrumpfmaß } V_s = \frac{\text{Anfangsvolumen} - \text{Endvolumen}}{\text{Anfangsvolumen}} \cdot 100 (\%)$$

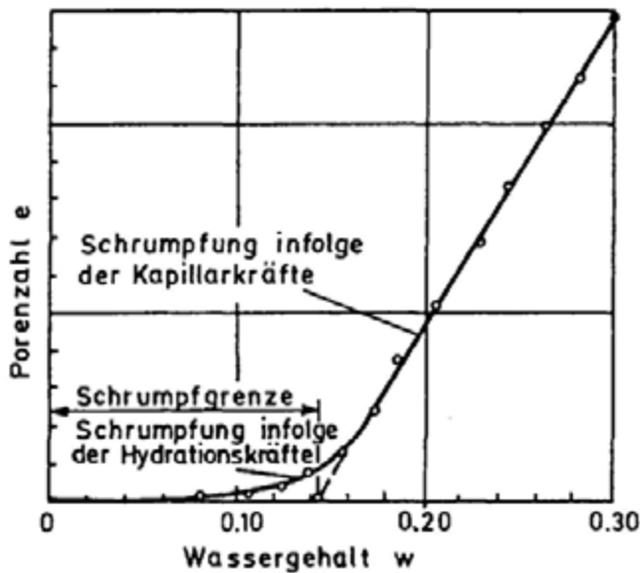


Abb. 11 Ermittlung der Schrumpfgrenze aus dem Schrumpfversuch.

Das *Schrumpfmaß* ist ein Anhalt für die Beurteilung von Böden als Baugrund:

Schrumpfmaß	< 5%	guter	}	Baugrund
	5–10%	mittlerer		
	> 10%	schlechter		
	> 15%	sehr schlechter		

Die Differenz zwischen Fließgrenze  $w_L$  und Ausrollgrenze  $w_p$  heißt *Plastizitäts- oder Bildsamkeitszahl*  $I_p$  ( $I_p = w_L - w_p$ ). Sie stellt ein Maß für die Plastizität eines bindigen Bodens dar und gibt die Spanne an, in der ein Boden von dem halbfesten in den flüssigen Zustand (s. S. 21) übergeht. Je kleiner  $I_p$  ist, desto empfindlicher reagieren Böden auf Wasserzutritt.  $I_p$  dient ferner nach DIN 18196 und dem Plastizitätsdiagramm nach Casagrande zur Unterscheidung von Schluff oder Ton in bodenmechanischer Definition. Die in Abb. 12 unterhalb der A-Linie eingezeichneten anorganischen Böden mit einer Plastizitätszahl  $I_p < 4$  sind Schluffe, alle oberhalb der A-Linie verzeichneten Böden mit  $I_p > 7$  sind Tone.

Tabelle 4 enthält die Zustandsgrößen der wichtigsten Lockergesteine.

Mit Hilfe von Fließ- und Ausrollgrenze und Kenntnis des natürlichen Wassergehaltes  $w$  läßt sich eine eindeutige Aussage über den Zustand des bindigen Bodens machen. Dazu dient die *Zustands- oder Konsistenzzahl*  $I_c$ :

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p}$$

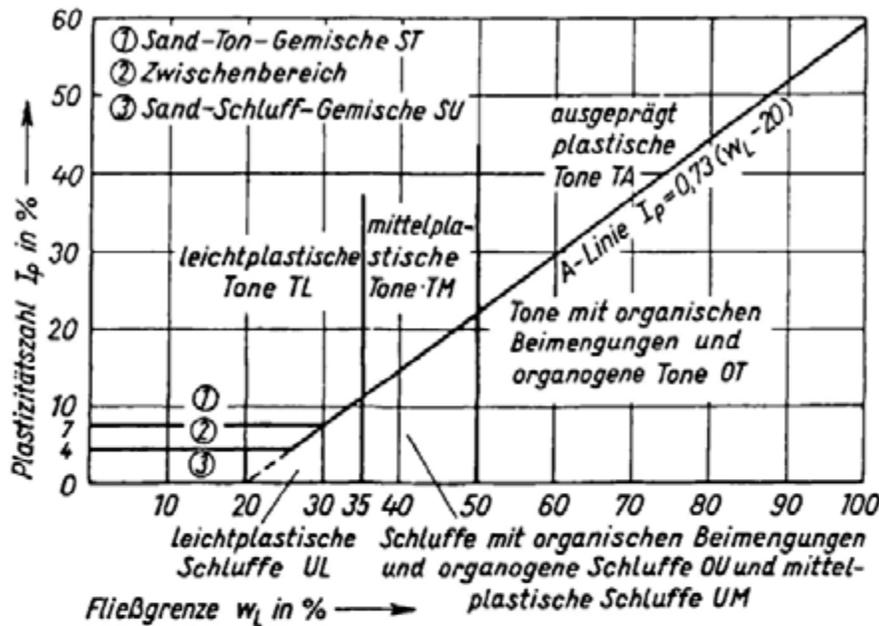


Abb. 12 Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (aus Muhs 1980).

Tabelle 4 Zustandsgrößen der wichtigsten Lockergesteine

Lockergestein	Bezeichnung	Beispiel			Grenzen von $I_p \approx$
		$w_L$	$w_p$	$I_p$	
Sand	unplastisch	0,20	0,20	0	0
Schluff, Löß	schwach plastisch	0,25	0,20	0,05	0,02 ... 0,10
Lehm, magerer Ton	gut plastisch	0,40	0,25	0,15	0,10 ... 0,25
fetter Ton	hochplastisch	0,80	0,30	0,50	0,25 ... 0,75
organische Erdstoffe	z. T. plastisch	2,5	1,5	1,0	–
Bentonit	–	4,0	0,8	3,2	–

Folgende Einteilung wird verwendet:

flüssig	$I_c \leq 0$	halbfest	$1,0 \leq I_c < \frac{w_L - w_s}{I_p}$
breiig	$0 \leq I_c < 0,5$		
weich	$0,5 \leq I_c < 0,75$	fest	$\frac{w_L - w_s}{I_p} \leq I_c$
steif	$0,75 \leq I_c < 1,0$		

Die Zustandsform eines bindigen Bodens in Abhängigkeit vom Wassergehalt, die Konsistenz, läßt sich im *Knetversuch* folgendermaßen ermitteln (DIN 4021, T1):

- breiig: der Boden quillt beim Pressen in der Faust zwischen den Fingern durch

- weichplastisch: der Boden läßt sich leicht kneten
- steifplastisch: der Boden läßt sich schwer kneten, aber in der Hand noch ohne zu zerbröckeln in 3 mm dicke Röllchen ausrollen
- halbfest: der Boden zerbröckelt beim Ausrollen, er ist aber noch feucht genug, um ihn erneut zu einem Klumpen formen zu können
- fest: der Boden ist ausgetrocknet, läßt sich nicht mehr kneten, nur noch brechen

### Kalkgehalt und organische Substanz

Der Anteil von Calcium- und Magnesiumcarbonat, bezogen auf die gesamte trockene Probenmasse, ist der *Kalkgehalt*, dessen Angabe meist in Prozent erfolgt. Der Kalkgehalt eines Bodens beeinflusst im allgemeinen sein bautechnisches Verhalten günstig.

Der Kalkgehalt läßt sich im Gelände überschlägig mit verdünnter Salzsäure ( $H_2O : HCl = 3 : 1$ ) bestimmen (DIN 4022).

- kein Aufbrausen: kalkfrei
- schwaches bis deutliches nicht anhaltendes Aufbrausen: kalkhaltig
- starkes anhaltendes Aufbrausen: stark kalkhaltig

*Organische Substanz* erhöht durch ihr hohes Wasser-Anlagerungsvermögen den Hohlraum-Gehalt eines Bodens. Dadurch werden die Festigkeitseigenschaften verschlechtert und die Zusammendrückbarkeit (s. S. 23 ff.) erhöht. Der Nachweis organischer Bestandteile erfolgt:

1. durch ihr Verglühen bei Temperaturen zwischen 400 und 600 °C. Dabei ist zu beachten, daß es bei Temperaturen ab 400 °C zur Zerstörung von Tonmineralen durch Austreiben von Kristallwasser kommen kann.
2. durch Na-Öxidation mit 30 %igem Wasserstoffperoxid  $H_2O_2$  oder 3 %iger Natronlauge (NaOH).

In beiden Fällen gilt:

$$V_{gl} = \frac{m_d - m_g}{m_d}$$

$V_{gl}$  = Glühverlust

$m_g$  = Glüh- oder Oxidationsverlust

$m_d$  = Trockenmasse zu Beginn des Versuches

### Zusammendrückbarkeit

Die Verformungen (Dehnungen oder Verkürzungen) homogener fester Stoffe werden (innerhalb der Proportionalitätsgrenze) durch das Hookesche Gesetz be-

schrieben, d. h. die Spannungsverformungskurve verläuft bis zur Proportionalitätsgrenze linear. Auch darüber hinaus reagieren solche Stoffe bis zur Elastizitätsgrenze elastisch, d. h. die Verformungen gehen nach Entlastung vollständig zurück. Erst bei Überschreiten dieser Grenze kommt es zu bleibenden Verformungen; das Material verhält sich plastisch.

Böden sind weder isotrop noch hinreichend homogen. Daher ist die Beziehung zwischen Spannung und Verformung nicht linear. Eine dem Hookeschen Gesetz entsprechende Beziehung gilt allenfalls für einen sehr kurzen Bereich. So sind Verformungen von Böden, wie z. B. Setzungen (s. S. 159), nur zu einem kleinen Teil elastisch, der größere Anteil ist plastisch, d. h. bleibend. Das Verformungsverhalten der Böden kann daher nur näherungsweise beschrieben werden. Zur Ermittlung werden unterschiedliche Versuche durchgeführt. Sie liefern folgende Kennwerte für die Zusammendrückbarkeit von Böden:

Steifemodul $E_s$	(in $\text{kN/m}^2$ oder $\text{MN/m}^2$ )
Verformungsmodul $E_v$	(in $\text{MN/m}^2$ )
Bettungsmodul $k_s$	(in $\text{MN/m}^2$ )

Man ermittelt den *Steifemodul*  $E_s$  für behinderte Seiten-Ausdehnung mit dem Kompressions-Durchlässigkeitsversuch (KD-Versuch, wobei heute meist die Versuchsanordnung nach Schultze & Muhs 1967: 551) erfolgt. Die Bodenprobe wird ungestört in einen starren Probe-Aufnahmering (Durchmesser  $d = 70$  mm oder

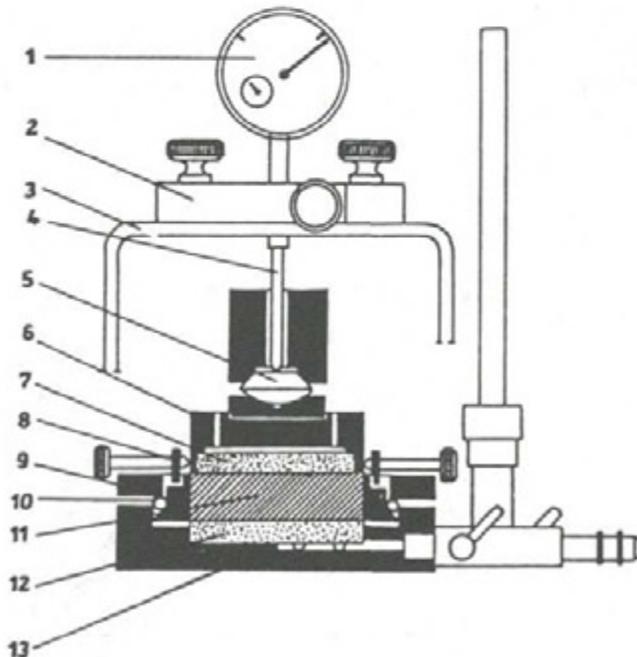


Abb. 13 KD-Gerät: 1 Unterteil, 2 unterer Filterstein, 3 Probe, 4 Dichtungsring, 5 Klemmring, 6 Zentrierring, 7 oberer Filterstein, 8 Druckplatte, 9 Kalotte, 10 Meßuhr-Stift, 11 Meßuhr-Bügel, 12 Meßuhr-Halter, 13 Meßuhr.

100 mm, Höhe  $h = 15$  bzw. 20 mm,  $d/h = 5 : 1$ ) zwischen Filtersteinen eingebaut und stufenweise belastet (Abb. 13). Dabei müssen vor jeder Erhöhung der Last das Porenwasser abgeströmt und die Setzung abgeklungen sein, da bei wassergesättigtem feinkörnigen Boden mit geringer Durchlässigkeit der Druck vom praktisch inkompressiblen Porenwasser aufgenommen wird (s. S. 25).

Vor Aufbringen einer neuen Last wird die Höhe der Probe mit einer Meßuhr auf 0,01 mm genau gemessen.

Die Laststufen sind 65/130/260/520/1040 kN/m<sup>2</sup>. Die maximale Belastung sollte etwa das Doppelte der durch das geplante Bauwerk ausgeübten Bodenpressungen (s. S. 204) betragen. Zur Erkennung des elastischen Verhaltens werden Einschaltungen von Zwischenlasten, Ent- und Wiederbelastungen vorgenommen. Die Auswertung erfolgt über die *Druck-Setzungslinie* im halblogarithmischen Maßstab (Abb. 14). Die Belastung  $p$  in kN/m<sup>2</sup> wird auf der Abszisse, die spezifische (bezogene) Setzung  $s'$  auf der Ordinate abgetragen.

$$s' = \frac{\Delta h}{h_a} \quad h_a = \text{Anfangsprobepöhe}$$

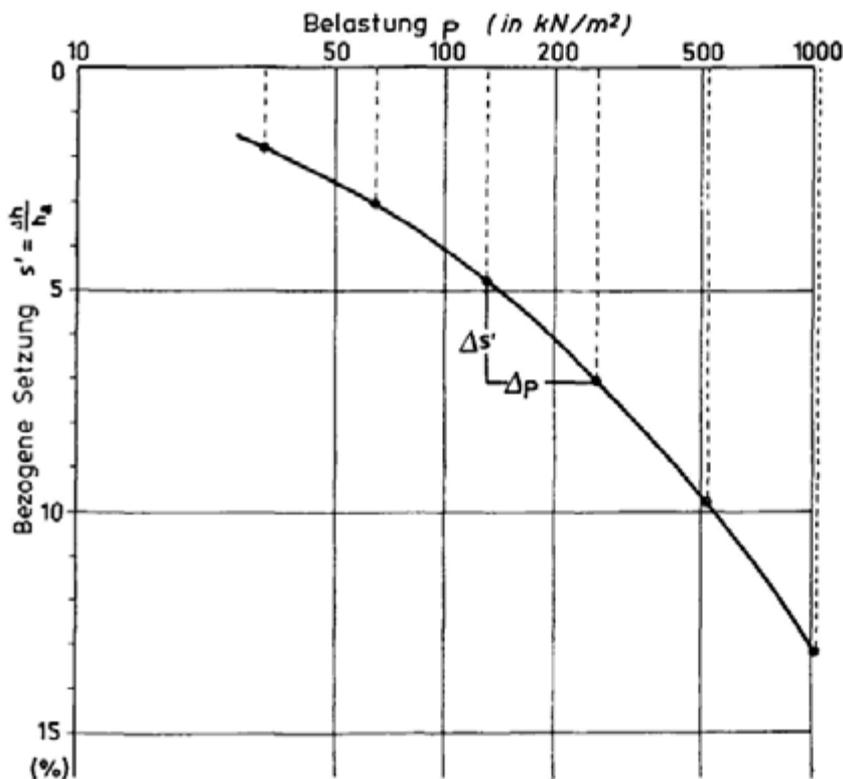


Abb. 14 Druck-Setzungslinie eines steifplastischen Lößlehms mit Darstellung von  $\Delta p$  und  $\Delta s'$  für den Lastbereich 130 bis 260 kN/m<sup>2</sup> (aus Prinz 1982, geändert).

Der Steifemodul wird für die einzelnen Lastbereiche getrennt bestimmt:

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta \frac{\Delta h}{h_a}} = \frac{\Delta p}{\Delta s'} \quad (\text{kN/m}^2)$$

Folgende Steifemoduln  $E_s$  in  $\text{kN/m}^2$  liegen für den Spannungsbereich 130/260  $\text{kN/m}^2$  vor:

*Nichtbindige Böden:*

Sand, locker, rund	10 000– 20 000
Sand, locker, eckig	20 000– 40 000
Sand, dicht, rund	50 000– 80 000
Sand, dicht, eckig	10 000–150 000
Kies, sandig, dicht	100 000–200 000

*Bindige Böden:*

stark bindige Böden, weichplastisch	3 000– 5 000
stark bindige Böden, steifplastisch	5 000– 15 000

Der Steifemodul stellt keine Konstante dar, er ändert sich mit der Belastung und ist vor allem von der Spannungsvorgeschichte abhängig. Während erstverdichtete Böden wie Auelehm und fast alle quartären Deckschichten noch unter keinem höheren Überlagerungsdruck gestanden haben, wirkte auf ältere Lockergesteine teilweise eine erhebliche geologische Vorbelastung. Daher lassen sich die Werte aus dem KD-Versuch im allgemeinen bei nicht vorbelasteten bindigen Böden gut verwenden, während die Steifemoduln bei stark vorbelasteten Böden, wie z. B. tertiären Tonen, in der Regel 30–50 % zu niedrig sind. Ein durch eine geologisch begründete Auflast beanspruchtes bindiges Lockergestein wird daher meist eine Druck-Setzungslinie (s. S. 24) mit einem zunächst flachen Verlauf aufweisen; an der Stelle der Vorbelastung einen Knick oder eine besonders ausgeprägte Krümmung zeigen und im weiteren Belastungsverlauf wieder in die Erstbelastungslinie einlenken.

Während bei grobkörnigen, gut durchlässigen Lockergesteinen bei Belastung durch Abfluß des Porenwassers die Verkleinerung des Porenanteils durch Korn-Verschiebungen sofort eintritt, wird bei feinkörnigen wassergesättigten Lockergesteinen mit geringer Durchlässigkeit der Druck zunächst vom nahezu nicht zusammendrückbaren Porenwasser aufgenommen. Erst wenn dieses langsam abströmt, setzt die Volumen-Verringerung, d. h. *Konsolidation* (s. S. 26), ein.

Der zeitliche Ablauf der Setzung wird bei Verdichtungsversuchen in jeder Laststufe beobachtet und im halblogarithmischen Zeit-Setzungsdiagramm dargestellt (Abb. 15). Aus der *Zeit-Setzungslinie* kann der zeitliche Verlauf von Setzungen

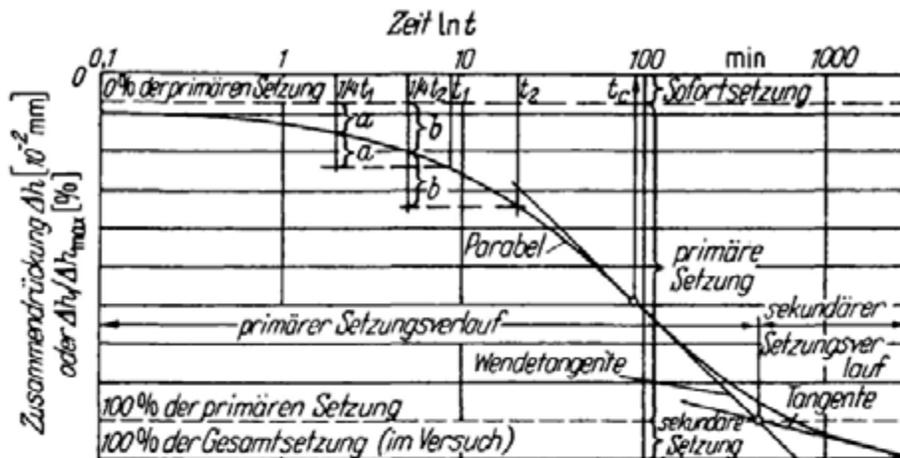


Abb. 15 Die Ermittlung der primären und sekundären Setzung aus der Zeit-Setzungslinie (aus Schultze & Muhs 1967).

abgeschätzt werden. An ihr kann man drei Setzungsanteile unterscheiden: Die *Sofortsetzung* ist eine reine Schubverformung. Bindige Lockergesteine sind in ihrer natürlichen Lagerung meist wassergesättigt, so daß Sofortsetzungen – von Fehlerquellen der Apparate abgesehen – kaum auftreten können, sofern die Proben bei Entnahme, Transport und Einbau genügend gegen Verdunstung geschützt waren. In der anschließenden *primären Setzung* oder *Konsolidationssetzung* wird das Porenwasser ausgepreßt sowie das Korn- und Mineralgerüst zusammengedrückt. Sie läßt sich ausdrücken durch den parabelförmigen Teil der Zeitsetzungslinie bis zum Schnittpunkt der Tangenten. Da ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen der Auspressung des Porenwassers und der Durchlässigkeit eines Lockergesteins besteht, kann der *Durchlässigkeitsbeiwert*  $k_f$  mittelbar aus der Zeit-Setzungslinie ermittelt werden. Die folgende, auf feinkörnige Lockergesteine beschränkte, *sekundäre* oder *Langzeit-Setzung* scheint auf Umlagerungen im Mineralgerüst zurückzugehen.

Zur Kontrolle der Zusammendrückbarkeit (Verformbarkeit) und damit der Tragfähigkeit bzw. Verdichtung dient im Gelände der *Plattendruck-Versuch* nach

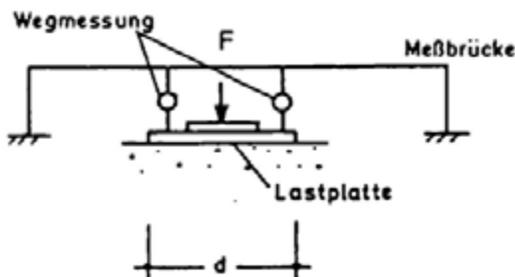


Abb. 16 Schematischer Versuchsaufbau des Plattendruck-Versuches.

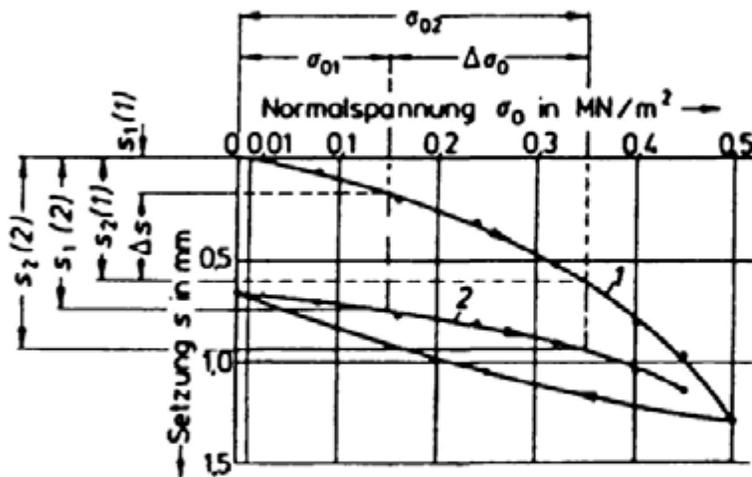


Abb. 17 Druck-Setzungsdiagramm zur Bestimmung des Verformungsmoduls  $E_v$  (aus DIN 18134).

DIN 18134. Dabei besteht die Versuchseinrichtung aus einer Lastplatte (bis 150 mm Größtkorn) mit 300 mm Durchmesser, darüber 600 mm oder 762 mm Durchmesser (Abb. 16), der Druck-Vorrichtung mit Gegengewicht und der Meß-Einrichtung. Man bringt die Belastung bei rolligen Böden in 3 bis 4, bei bindigen Böden in 6 gleichgroßen Laststufen auf, so daß die Gesamtsetzung bei der 300-mm-Platte mindestens 1,5 mm, höchstens 5,0 mm beträgt bzw. ein Plattendruck von etwa  $0,5 \text{ MN/m}^2$  erreicht wird. Die Entlastung wird ebenfalls stufenweise vorgenommen. Anschließend trägt man die mittlere Normalspannung und die zugehörige mittlere Setzung in einer Druck-Setzungslinie auf (Abb. 17). Der *Verformungsmodul*  $E_v$  wird dann für den Spannungsbereich  $\sigma_{01} = 0,3 \max \sigma_0$  bis  $\sigma_{02} = 0,7 \max \sigma_0$  der aufbrachten Normalspannung nach der Beziehung  $E_v = 5 \cdot r \frac{\Delta \sigma_0}{\Delta s}$  (in  $\text{MN/m}^2$ ) ermittelt. Dabei ist  $r$  der Radius der Lastplatte,  $\Delta \sigma_0 = \sigma_{02} - \sigma_{01}$  die Sohlspannungssteigerung und  $\Delta s = s_2 - s_1$  die zugehörige Set-

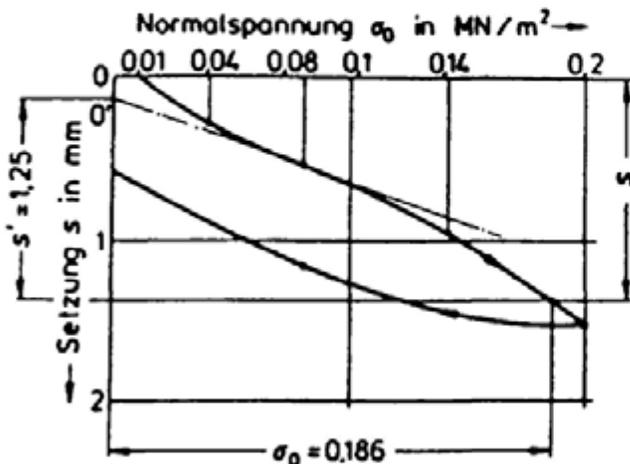


Abb. 18 Druck-Setzungsdiagramm zur Bestimmung des Bettungsmoduls (aus DIN 18134).

zung.  $E_{v1}$  geht aus der Art der Erstbelastung,  $E_{v2}$  aus der Art der Zweitbelastung hervor. Hinweise auf die Lagerungsdichte des Bodens lassen sich aus dem Verlauf der Druck-Setzungslinie bzw. aus dem Verhältnis  $E_{v2}/E_{v1}$  ablesen.

Der *Bettungsmodul*  $k_s$  wird aus dem Ast der Erstbelastung, und zwar nach DIN 18134 mit einer 762-mm-Lastplatte und einer mittleren Setzung von 1,25 mm berechnet nach der Beziehung (Abb. 18):

$$k_s = \frac{\sigma_0}{s} \quad k_s = \frac{0,186}{0,00125} = 148,8 \text{ MN/m}^2$$

### Scherfestigkeit

Die Festigkeit eines Lockergesteins wird von *Kohäsion* und *innerer Reibung* bestimmt. Echte Kohäsion hat bei Lockergesteinen ihre Ursache in den Oberflächenkräften (Haftkräfte) der Körner. Sie ist abhängig vom Anteil der Tonminerale. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt die Kohäsion ab und ist bei einem breiigen Boden Null. Nichtkohäsive, d. h. nichtbindige Bodenarten besitzen keine echte Kohäsion, können aber ein kohäsives Verhalten im feuchten Zustand durch den Einfluß von Kapillarkräften annehmen.

Für die Reibungskraft gilt nach Coulomb:

$$R = N \cdot \mu = N \cdot \tan \varphi \text{ (kN)}$$

$N$  = Normalkraft (kN)

$\mu$  = Reibungsbeiwert für gleitende Reibung

$\varphi$  = Reibungswinkel (bei Lockergesteinen Winkel der inneren Reibung. Er hängt bei feinkörnigen Böden vornehmlich vom Mineral-Aufbau, bei grobkörnigen Böden von der Korngrößen-Verteilung, Kornform, Korn-Rauhigkeit und Lagerungsdichte (s.S. 15) ab. Bei Sand kann er „sichtbar“ gemacht werden als der natürliche Böschungswinkel (s.S. 232), unter dem sich dieser bei Schüttung abböscht.)

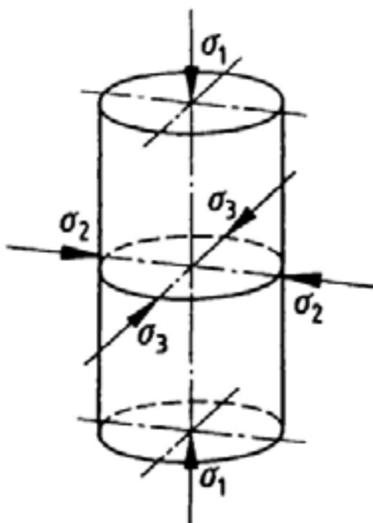


Abb. 19 Räumlicher Spannungszustand an einem Probekörper (aus DIN 18137).

Bezieht man die Kräfte auf Flächen, so erhält man die Reibungsfestigkeit

$$\tau_{\text{Reibung}} = \sigma \cdot \tan \varphi$$

$\sigma$  = Normalspannung

Diese Gleichung gilt für konsolidierte Böden, d. h. für Böden, deren Porenwasser nicht unter Druck steht, so daß die gesamte Normalkraft vom Korngerüst aufgenommen wird.

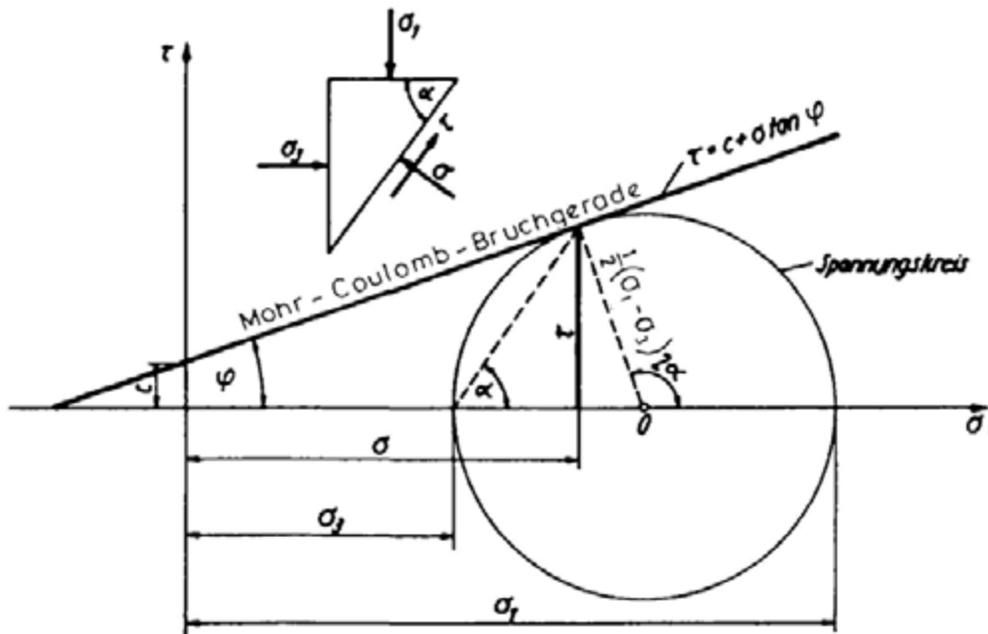


Abb. 20 Mohr-Coulombsche Bruchbedingung.

Im Boden liegt ein räumlicher Spannungszustand mit den drei Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  vor, wobei die vertikale Hauptspannung (Normalspannung) als  $\sigma_1$  bezeichnet wird (Abb. 19). Sind die Hauptspannungen nicht gleich, so bilden sich Schub- oder Scherspannungen. Überschreitet die Scherspannung die Schub- oder Scherfestigkeit  $\tau$ , so bildet sich eine Scherfläche, d. h. ein Bruch, heraus. Den Zusammenhang zwischen den verschiedenen Spannungen gibt die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung wieder (Abb. 20). Kennt man die Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$ , so läßt sich der Bruchzustand als Mohrscher Spannungskreis darstellen. Bei mehreren Versuchen an gleichwertigen Gesteinsproben mit unterschiedlichen Anfangsspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  kann man an die Spannungskreise eine Bruchgerade bzw. Scherlinie (Scherfestigkeitslinie) legen. Der Winkel  $\varphi$  (Reibungswinkel) und der Ordinatenabschnitt  $c$  sind die Scherparameter der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung

$$\tau = \tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (\text{Index „f“: failure, wird in der Regel weggelassen, da man unter } \tau \text{ die Bruchscherfestigkeit versteht})$$

$\tau_f$  = Scherfestigkeit = Scherspannung beim Bruch ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  = Kohäsion ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma$  = Normalspannung beim Bruch ( $\text{kN/m}^2$ )

$\varphi$  = Reibungswinkel, d. h. der größte Winkel, den eine aus dem räumlichen Spannungszustand resultierende Kraftrichtung mit der Normale (Lot) zu jener Gleitfläche einschließt, an welcher das Abscheren durch Überwindung des Reibungswiderstandes in ihm unmittelbar bevorsteht oder soeben eingetreten ist.

Da nichtbindige Böden keine oder kaum eine Kohäsion besitzen, ist ihre Scherfestigkeit gleich der Reibungsfestigkeit, d. h. der von der Normalspannung abhängige Reibungswinkel  $\varphi$  bestimmt bei ihnen nahezu allein die Scherfestigkeit. Die Scherlinie verläuft in diesem Fall durch den Nullpunkt des Koordinaten-Systems (Abb. 21).

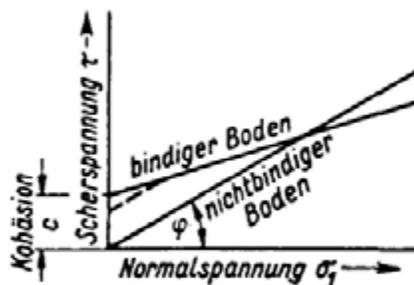


Abb. 21 Scherdiagramm zur Ermittlung von  $c$  und  $\varphi$ .

Bei bindigen Böden, deren Scherfestigkeit sich im allgemeinen aus Reibungsfestigkeit und von der Normalspannung unabhängiger Kohäsion zusammensetzt, verläuft die Scherlinie nicht durch den Nullpunkt (Abb. 21). Ihr Neigungswinkel gegen die Horizontale ist der Reibungswinkel  $\varphi$ . Da der Reibungsanteil  $\sigma \cdot \tan \varphi$  von der Größe der Normalspannung  $\sigma$  abhängig ist, muß bei bindigen Böden der Porenwasser-Druck berücksichtigt werden, da dieser einen Teil der Spannungen aufnimmt (s. S. 24).

Man unterscheidet totale und effektive Spannungen. *Totale Spannungen* (Gesamtspannungen)  $\sigma$  sind diejenigen Spannungen, die sich aus der gesamten Normalbelastung (Vertikalkraft)  $F_n$  und der vorhandenen Fläche  $A$  zu  $\sigma = F_n/A$  errechnen. Unter *effektiven (wirksamen) Spannungen*  $\sigma'$  versteht man solche, die das Korngerüst des Bodens belasten (die Körner aneinanderpressen) und Reibungskräfte bewirken. Bei konsolidierten Böden ist die totale Spannung  $\sigma$  gleich der effektiven Spannung  $\sigma'$ . Wirkt im Boden ein Porenwasser-Druck  $u$  (s. S. 42), so ist  $\sigma' = \sigma - u$ . Hat das Porenwasser einen Unterdruck, so wird  $u$  negativ ( $\sigma' = \sigma + u$ ).

Je nach Aufgabenstellung, Versuchsbedingungen und der Art der Auswertung von Scherversuchen (s. S. 35ff.) lassen sich für den gleichen Boden unterschiedliche Scherparameter erhalten:

Die *effektiven (wirksamen)* Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$  des entwässerten (dränierten) Bodens werden aus den effektiven Spannungen beim Bruch ermittelt. Dazu werden ungestörte Bodenproben unter verschiedenen Belastungen langsam konsolidiert und unter gleicher Belastung abgeschert. Beim *dränierten Versuch* (D-Versuch) kann das Porenwasser entweichen (offenes System), so daß sich der Wassergehalt der Probe während des ganzen Versuchs ändern kann. Beim *konsolidierten undrännierten Versuch* (CU-Versuch) bleibt das Porenwasser-Drucksystem bis zum Abschluß der Konsolidation geöffnet. Es wird anschließend geschlossen und die Probe abgeschert. Dabei mißt man den Porenwasser-Druck  $u$ .

Die ermittelten Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$  dienen zur Berechnung der Endstandsicherheit von Bauwerken (s. S. 174 u. Tabelle 6).

Die *scheinbaren Scherparameter*  $c_u$  und  $\varphi_u$  des nicht entwässerten (undrännierten) Bodens erhält man aus dem *unkonsolidierten und undrännierten Versuch* (UU-Versuch). Dabei bleibt das Porenwasser-Drucksystem während des gesamten Versuchsablaufes geschlossen, so daß sich der Wassergehalt der Probe nicht ändern kann. (s. S. 38).

Die ermittelten Scherparameter  $c_u$  und  $\varphi_u$  werden zur Berechnung der Anfangsstandsicherheit von Bauwerken, besonders bei schnellen Belastungen, verwendet.

Die durch Versuche ermittelten Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$  bzw.  $c_u$  und  $\varphi_u$  gelten nur für die jeweiligen Bodenproben. Nach DIN 1055 sind die durch die vorstehend beschriebenen bodenmechanischen Verfahren ermittelten, für die Last-Annahmen von Bauwerken erforderlichen Boden-Kennwerte wegen der möglichen Unstetigkeiten im Untergrund-Aufbau sowie der Ungenauigkeiten bei der Probennahme und Versuchsdurchführung im Einzelfall mit angemessenen Zu- und Abschlägen zu versehen, bevor sie durch den Vorsatz „cal“ als abgesicherte Rechenwerte gelten können. Dabei kann man auf die abgesicherten Tabellenwerte der DIN 1055, T2 (Tabelle 5 und 6), zurückgreifen, die als auf der sicheren Seite liegend ausgewiesen sind. Weitere Tabellen enthalten die Empfehlungen E 96 des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ und die Arbeit von V. Soos (1980: 64f.).

In der Praxis werden bei Sanden und Kiesen folgende mittlere effektive Reibungswinkel angenommen (Tabelle 5):

Sand, locker gelagert	$\varphi' = 30^\circ - 32,5^\circ$
Sand, dicht gelagert	$\varphi' = 32,5^\circ - 35^\circ$
Sand und Kies, locker gelagert	$\varphi' = 32,5^\circ - 35^\circ$
Sand und Kies, dicht gelagert	$\varphi' = 35^\circ - 40^\circ$

Bei bindigen Böden werden folgende Scherparameter angenommen (Tabelle 6):

Schwach bindiger Boden	Stark bindiger Boden
$\varphi' = 25^\circ - 27,5^\circ$	$\varphi' = 15^\circ - 20^\circ$
$c_u = 0 - 40 \text{ kN/m}^2$	$c_u = 20 - 100 \text{ kN/m}^2$
$c' = 0 - 5 \text{ kN/m}^2$	$c' = 10 - 25 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 5 Boden-Kennwerte für nichtbindige Bodenarten, Rechenwerte (aus DIN 1055, T2)

1	2	3	4	5	6	7
Bodenart	Kurzzeichen nach DIN 18 196 (s. S. 42)	Lagerung	Wichte			Reibungswinkel
			erdfeucht	wassergesättigt	unter Auftrieb	
			cal $\gamma$	cal $\gamma_r$	cal $\gamma'$	cal $\phi'$
			kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	Grad
Sand, schwach schluffiger Sand, Kiesel sand, eng gestuft	SE sowie SU mit $U \leq 6$	locker mitteldicht dicht	17,0 (1,70)	19,0 (1,90)	9,0 (0,90)	30
			18,0 (1,80)	20,0 (2,00)	10,0 (1,00)	32,5
			19,0 (1,90)	21,0 (2,10)	11,0 (1,10)	35
Kies, Geröll, Steine, mit geringem Sand-Anteil, eng gestuft	GE	locker mitteldicht dicht	17,0 (1,70)	19,0 (1,90)	9,0 (0,90)	32,5
			18,0 (1,80)	20,0 (2,00)	10,0 (1,00)	35
			19,0 (1,90)	21,0 (2,10)	11,0 (1,10)	37,5
Sand, Kiesel sand, Kies, weit oder intermittierend, gestuft	SW, SI, SU, GW, GI mit $6 < U \leq 15$	locker mitteldicht dicht	18,0 (1,80)	20,0 (2,00)	10,0 (1,00)	30
			19,0 (1,90)	21,0 (2,10)	11,0 (1,10)	32,5
			20,0 (2,00)	22,0 (2,20)	12,0 (1,20)	35
Sand, Kiesel sand, Kies schwach schluffiger Kies, weit oder intermittierend gestuft	SW, SI, SU, GW, GI mit $U > 15$ sowie GU	locker mitteldicht dicht	18,0 (1,80)	20,0 (2,00)	10,0 (1,00)	30
			20,0 (2,00)	22,0 (2,20)	12,0 (1,20)	32,5
			22,0 (2,20)	24,0 (2,40)	14,0 (1,40)	35

Die größte Scherfestigkeit tritt in einem dichten nichtbindigen oder steifen bindigen Boden unmittelbar beim Bruch auf. Dieser Spitzenwert  $\tau_r$  fällt dann mit zunehmender Verformung ab, und erreicht schließlich einen Niedrigwert, die Restscherfestigkeit oder Gleitfestigkeit  $\tau_g$  (Abb. 22). Bei Scherversuchen ist daher zwischen der Scherfestigkeit  $\tau_r$  beim Bruch und der Scherfestigkeit  $\tau_g$  beim Gleiten zu unterscheiden. Für Berechnungen der Standsicherheit (s. S. 174 u. 227 ff.) wird im allgemeinen die Bruchfestigkeit eingesetzt.

Tabelle 6 Boden-Kennwerte für bindige Böden, Rechenwerte (aus DIN 1055, T2)

1	2	3	4	5	6	7	8
Bodenart	Kurzzeichen nach DIN 18196 (s. S. 42)	Zustandsform	Wichte		Reibungswinkel	Kohäsion	
			über Wasser	unter Wasser		cal $c'$	cal $c_u$
			cal $\gamma$	cal $\gamma'$	cal $\varphi'$		
			kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	Grad	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Anorganische bindige Böden mit ausgeprägt plastischen Eigenschaften ( $w_L > 50\%$ )	TA	weich steif halb- fest	18,0 (1,80)	8,0 (0,80)	17,5	0 (0)	15 (1,5)
			19,0 (1,90)	9,0 (0,90)	17,5	10 (1,0)	35 (3,5)
			20,0 (2,00)	10,0 (1,00)	17,5	25 (2,5)	75 (7,5)
Anorganische bindige Böden mit mittelplastischen Eigenschaften ( $50\% \geq w_L \geq 35\%$ )	TM und UM	weich steif halb- fest	19,0 (1,90)	9,0 (0,90)	22,5	0 (0)	5 (0,5)
			19,5 (1,95)	9,5 (0,95)	22,5	5 (0,5)	25 (2,5)
			20,5 (2,05)	10,5 (1,05)	22,5	10 (1,0)	60 (6,0)
Anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften ( $w_L < 35\%$ )	TL und UL	weich steif halb- fest	20,0 (2,00)	10,0 (1,00)	27,5	0 (0)	0 (0)
			20,5 (2,05)	10,5 (1,05)	27,5	2 (0,2)	15 (1,5)
			21,0 (2,10)	11,0 (1,10)	27,5	5 (0,5)	40 (4,0)
Organischer Ton, organischer Schluff	OT und OU	weich steif	14,0 (1,40)	4,0 (0,40)	15	0 (0)	10 (1,0)
			17,0 (1,70)	7,0 (0,70)	15	0 (0)	20 (2,0)
Torf ohne Vorbelastung, Torf unter mäßiger Vorbelastung	HN und HZ		11,0 (1,10)	1,0 (0,10)	15	2 (0,2)	10 (1,0)
			13,0 (1,30)	3,0 (0,30)	15	5 (0,5)	20 (2,0)

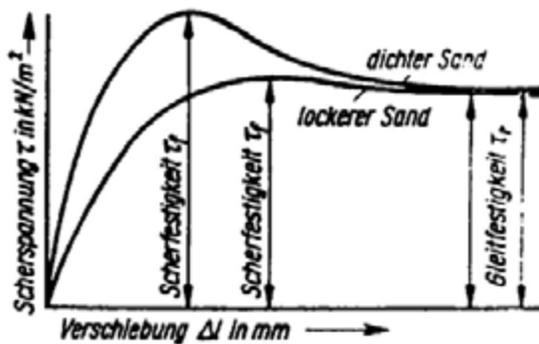


Abb. 22 Scherwiderstandslinie bei dicht und locker gelagertem Sand.

Die Scherfestigkeit nichtbindiger Böden ist von ihrer Lagerungsdichte abhängig, während die Gleitfestigkeit von dieser nicht beeinflusst wird. Die Lagerungsdichte beim Gleiten nennt man *kritische Lagerungsdichte*. Sie ist von der wirkenden Normalspannung abhängig. Locker gelagerte Sande verdichten sich bei der Gleitbewegung, während dicht gelagerte Sande zunächst auflockern müssen, bevor eine Bewegung möglich ist. Die Scherwiderstandslinie zeigt dies besonders deutlich (Abb. 23).



Abb. 23 Scherwiderstandsdiagramm (aus DIN 18137, T1)

Wird ein wassergesättigter, locker gelagerter Feinsand durch eine Gleitbewegung (oder Erschütterung) verdichtet, so bewirkt die plötzliche Verminderung des Porenanteils (s. S. 8) beim Übergang in die kritische Lagerungsdichte einen vorübergehenden Porenwasser-Überdruck und damit eine Abnahme der Reibungsfestigkeit (s. S. 29). Der Sand „schwimmt“ und selbst flache Böschungen können „auslaufen“ (s. S. 263).

Bei bindigen Böden muß ebenfalls zwischen der Bruchfestigkeit  $\tau_f$  und der Gleitfestigkeit  $\tau_r$  unterschieden werden (Abb. 24). Zu beachten ist die oft wesentlich höhere Bruchfestigkeit fester (vorbelasteter) Tone gegenüber weichen oder gestörten Tonen.

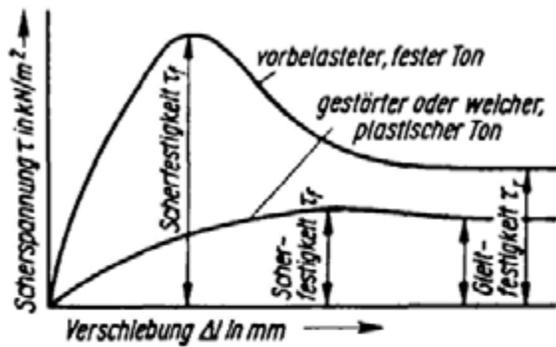


Abb. 24 Scherwiderstandslinie bei festem und weichem Ton.

Die Versuchsbedingungen zur Ermittlung der Scherfestigkeit sind in DIN 18137, T1, genormt. Die verschiedenen Versuchsgeräte und -durchführungen enthält Teil 2.

Es sind zwei verschiedene Versuchsanordnungen üblich:

1. Versuchsanordnung mit vorgegebener Scherfläche
2. Versuchsanordnung mit freier Ausbildung der Scherfläche und kontrollierten Hauptspannungen.

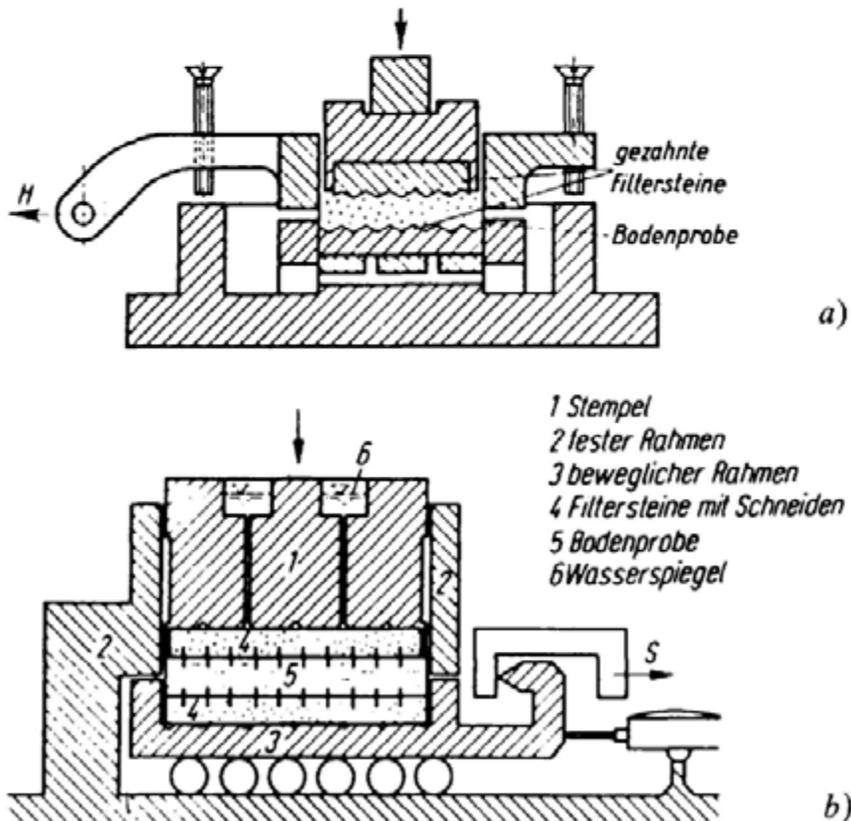


Abb. 25 Rahmen-Schergerät nach Casagrande (a) und Krey (b).

Beim *Rahmen-Scherversuch* wird die ungestört oder gestört eingebaute Bodenprobe in zwei übereinanderliegenden quadratischen oder kreisförmigen Metallrahmen zwischen gezähnten Filtersteinen bei behinderter Seitenausdehnung konsolidiert und durch Gegeneinanderverschiebung der Rahmen bei konstanter Auflast mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit oder konstanter (stufenweiser oder stetiger) Steigerung der Scherkraft  $F_h$  abgescher (Abb. 25). Gemessen werden die lotrechte Belastung (Normalkraft  $F_n$ ), die horizontale Scherkraft  $F_h$  sowie der Scherweg und die lotrechte Verformung der Probe mit steigender Belastung. Nicht gemessen werden im allgemeinen der Porenwasser-Druck und der Seitendruck auf die Wände des Schergerätes. Zur Kontrolle führt man mindestens drei Versuche mit unterschiedlicher Normalkraft  $F_n$  durch. Mit der Scherkraft  $F_h$  in kN, der Querschnittsfläche des Probekörpers  $A$  in  $\text{m}^2$  und der Scherfläche  $A' = A - \Delta A$  ( $\Delta A$  = Verkleinerung der Querschnittsfläche beim Abscheren) in  $\text{m}^2$  ( $\text{cm}^2$ ) erhält man bei jedem Versuch ein Wertepaar  $\tau = \frac{F_h}{A'}$  und  $\sigma = \frac{F_n}{A}$ , also einen Punkt im Scherdiagramm (Abb. 26).

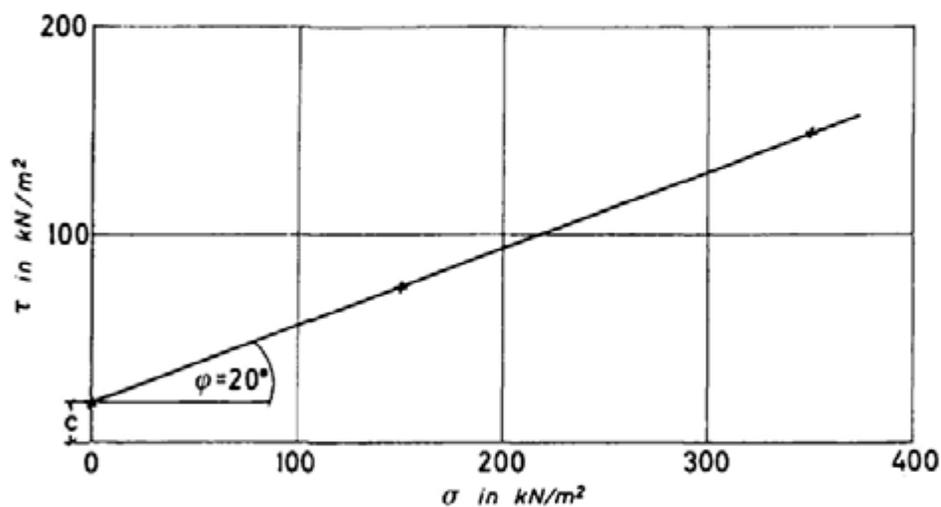


Abb. 26 Scherdiagramm eines tertiären Tons (Rahmen-Scherversuch, gestört eingebaut). (Aus Prinz 1982)

Da der Porenwasser-Druck beim Rahmen-Scherversuch in der Regel nicht ermittelt wird, werden beim Normalversuch, einem Schnellversuch mit konsolidierten Proben, die Werte für  $c$  zu groß und für  $\varphi$  zu klein. Im Langsamversuch, in dem nach jeder Steigerung der Scherkraft die vollständige Konsolidation abgewartet wird, ergeben sich die effektiven Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$ . Die Scherparameter  $c_u$  und  $\varphi_u$  erhält man durch einen Schnellversuch, bei dem sowohl die Belastung als auch das Abscheren so rasch erfolgen, daß das Porenwasser abströmen kann.

Nachteil der Schergeräte nach Casagrande und Krey ist die Verkleinerung der Scherfläche beim Abscheren. Beim *Kreisring-Schergerät* wird die Scherkraft durch Drehen des oberen Rahmens aufgebracht; die Scherfläche bleibt dadurch unver-

ändert. Die Schergeschwindigkeit ist jedoch nicht gleichmäßig und der Einbau der Proben schwieriger. Wegen des unbegrenzten Scherweges läßt sich das Gerät auch zur Ermittlung der Gleitfestigkeit  $\tau_r$  verwenden.

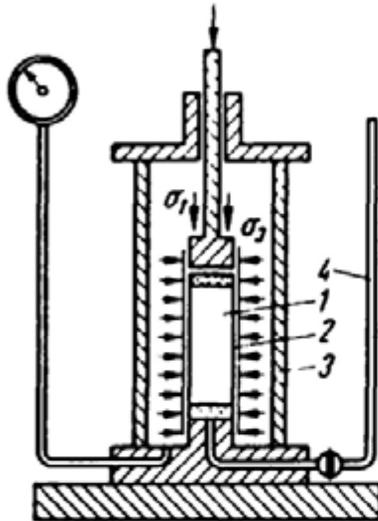


Abb. 27 Dreiaxiale Druckzelle: 1 Boden-Probe, 2 wasserdichte Membran, 3 Zylinder, 4 Porenwasserdruck-Messung.

Als Standard-Versuch zur Ermittlung der Scherparameter feinkörniger Böden im ungestörten Zustand gilt der *dreiaxiale Druckversuch*, ein Kompressionsversuch mit behinderter Seitenausdehnung. Die zylindrische Probe ist an allen Seiten von einer wasserdichten Membran umgeben und befindet sich in einem mit einer Flüssigkeit gefüllten Behälter (Abb. 27). Mit einer Pumpe wird auf die Membran durch die Flüssigkeit ein Druck ausgeübt ( $\sigma_2 + \sigma_3$ ), der während des Versuches konstant bleiben muß. Mit dieser Anordnung wird die teilweise behinderte Seitenausdehnung im Untergrund am besten nachgeahmt. Auf die obere Kopfseite der Probe drückt ein Stempel mit der Normalspannung  $\sigma_1$ . Die Probe wird zunächst bei gleichen oder nur leicht unterschiedlichen Hauptspannungen ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) konsolidiert.  $\sigma_1$  wird anschließend bis zum Bruch konstant oder stufenweise erhöht. In der Regel erfolgt die Messung des Porenwasser-Druckes. Wird der Versuch mit geschlossenem System und Porenwasserdruck-Messung durchgeführt, müssen die Probenkörper vollständig wassergesättigt ( $S_r = 1,0$ ) sein.

Als Bruchkriterien gelten das Auftreten einer sichtbaren Bruchfläche, das Ausbauen der Probe um 20% oder das Zusammendrücken der Probe um 10%.

Der Eintritt des Bruches hängt vom Verhältnis  $\sigma_1 : \sigma_2 (\sigma_3)$  ab. Die Ergebnisse mehrerer Versuche werden mit Hilfe der Mohrschen Spannungskreise, wobei jeder Einzelversuch (Mindestzahl drei) einen Kreis liefert, ausgewertet und ergeben für jedes Verhältnis  $\sigma_1 : \sigma_2 (\sigma_3)$  die zugehörige Scherfestigkeit  $\tau$  (Abb. 28). Als Ergebnis erhält man die Scherparameter  $\varphi$  und  $c$ . Die Umhüllende der Spannungskreise,

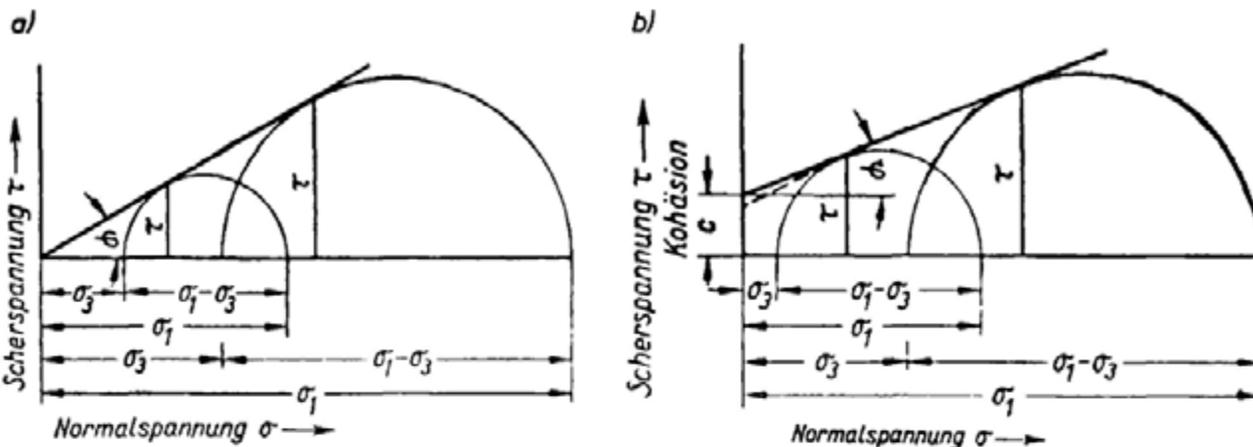


Abb. 28 Auswertung des dreiaxialen Druckversuches bei  
 a) nichtbindigen,  
 b) bindigen Böden (aus Schulze & Simmer 1974).

die Scherlinie, ist bei nichtbindigen Böden eine Gerade, bei bindigen Böden eine schwach gekrümmte Linie.

Beim *D-Versuch* (s. S. 31) bleibt das Porenwasser-Drucksystem sowohl bei der Konsolidierung mit  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  als auch beim Abscheren geöffnet. Die Steigerung der Normalspannung erfolgt so langsam (0,001–0,01 mm/min), daß sich im Innern der Probe kein Porenwasser-Druck aufbauen kann. Die Auswertung liefert die effektiven (wirksamen) Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$ . Der D-Versuch wird bei solchen Böden vorgenommen, in denen der Porenwasser-Druck schwierig zu messen ist (z. B. bei halbfesten Böden).

Beim *CU-Versuch* (s. S. 31) erfolgt die Konsolidierung in der Regel bei gleich großen Hauptspannungen  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  und offener Entwässerung. Danach wird das Porenwasser-Drucksystem geschlossen und bei konstanter kleiner Verformungsgeschwindigkeit so langsam abgeschert, daß sich im Innern der Probe ein gleichmäßiger Porenwasser-Druck aufbauen kann, der gemessen wird.

Die Auswertung erfolgt durch Auftragung der Meßwerte im Scherdiagramm nach den effektiven (wirksamen) Spannungen  $\sigma'_1 - \sigma'_3$  oder den totalen Spannungen  $\sigma_1 - \sigma_3$  und Berücksichtigung des Porenwasser-Druckes  $u$  durch Verschieben der Bruchkreise um diesen und liefert die Scherparameter  $c'$  und  $\varphi'$  (Abb. 29).

Beim *UU-Versuch* (s. S. 31) kann die Bodenprobe nicht entwässern; der Porenwasser-Druck ist von ihrem Wassergehalt abhängig. Es wird allseitig belastet und abgeschert, die Verformungsgeschwindigkeit beträgt  $\approx 1\%$  der Probenhöhe. Der auftretende Porenwasser-Druck ist von der Wassersättigung der Probe abhängig und wächst durch die allseitige Druck-Zunahme an. Beim Schervorgang kann er zu- oder abnehmen. Gemessen werden die Hauptspannungen und die Zusammenrückung der Probe. Der Versuch liefert die scheinbaren Scherparameter  $c_u$  und  $\varphi_u$ . Bei vollständig wassergesättigten Proben wird  $\varphi_u = 0$  und  $\tau = c_u$  (Abb. 30).

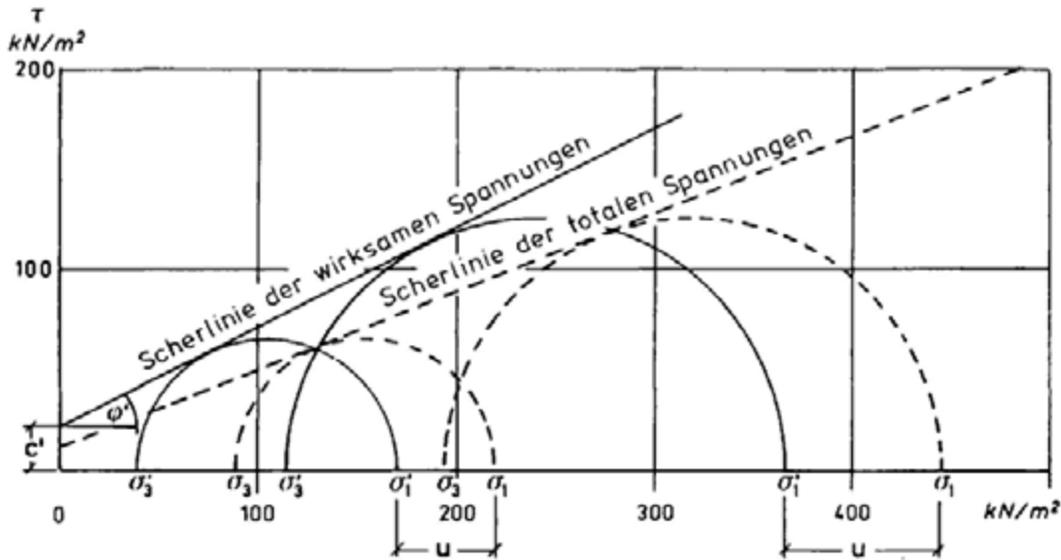


Abb. 29 Auswertung eines CU-Versuches im Scherdiagramm. Dargestellt sind nur zwei Versuche (aus Prinz 1982, geändert).

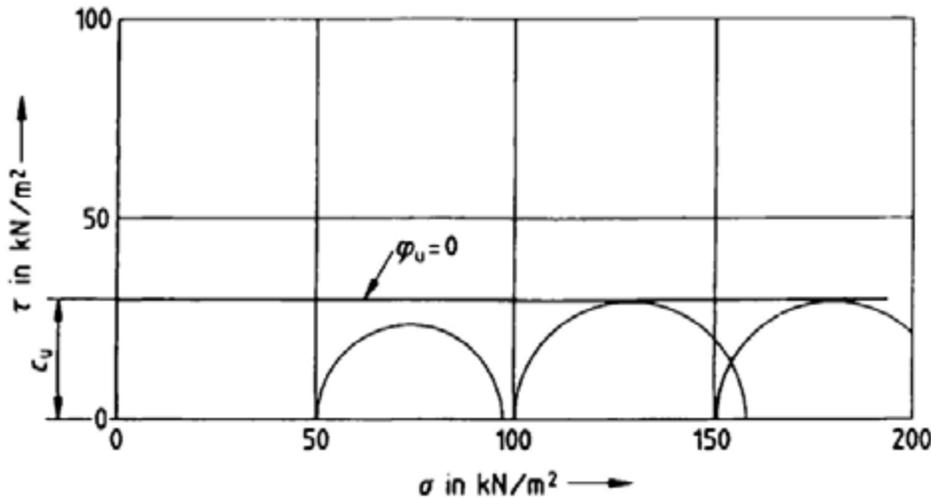


Abb. 30 Auswertung des UU-Versuches mit einer nicht konsolidierten Probe im Scherdiagramm (aus DIN 18137, T. 2).

Der *einaxiale Druckversuch* (Zylinder-Druckversuch) nach DIN 18136 ergibt bei wassergesättigten bindigen Böden die unentwässerte Kohäsion. Die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  entspricht dem Höchstwert der einaxialen Druckspannung  $\sigma_1$

$$q_u = \max \sigma_1 \quad (\sigma_3 = 0)$$

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

Wird das Probenmaterial anschließend bei gleichem Wassergehalt durchgeknetet und zu einem neuen Probenkörper geformt sowie einaxial zusammengedrückt so erhält man die Druckfestigkeit der durchgekneteten Probe  $q_g$ . Das Verhältnis  $\frac{q_u}{q_g}$  ist die *Sensitivität* (Empfindlichkeit) des Bodens gegenüber mechanischer Beanspruchung:

$$S_t = \frac{q_u}{q_g}$$

$S_t = 1 - 2$  geringere Sensitivität,

$S_t = 2 - 4$  mittlere Sensitivität,

$S_t = 4 - 8$  hohe Sensitivität.

Salzhaltige marine Tone zeigen oft eine hohe Sensitivität.

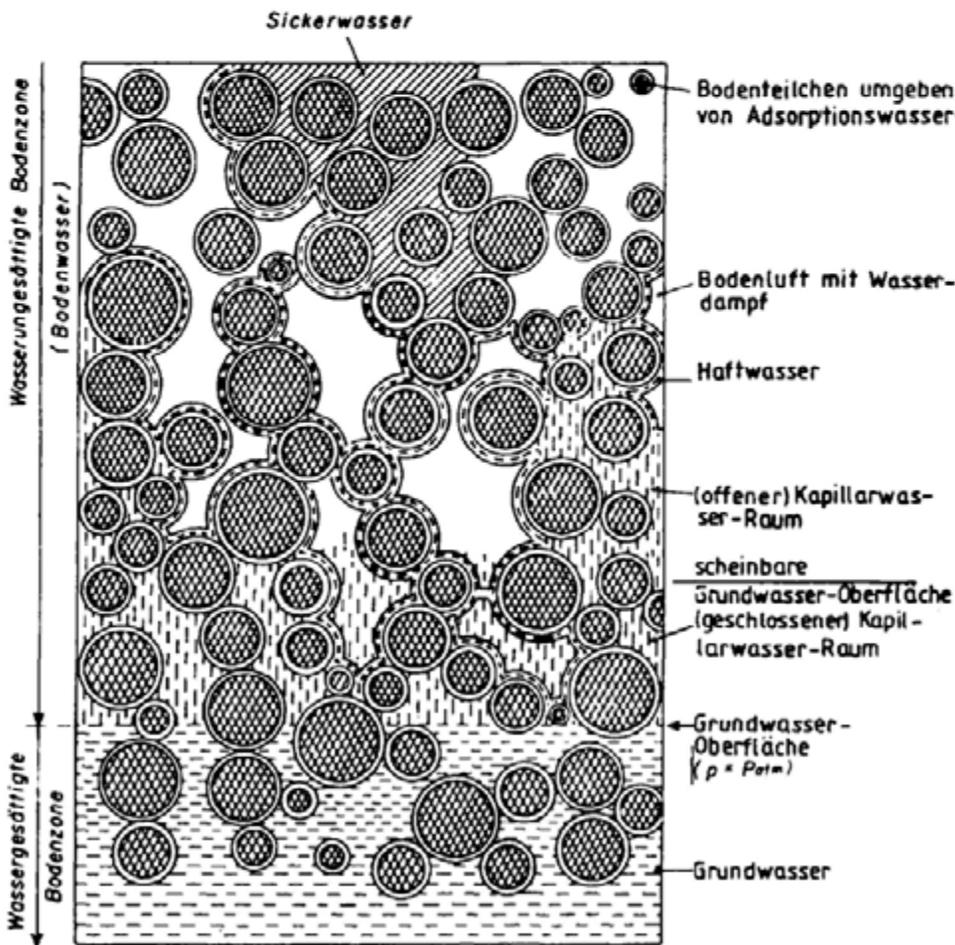


Abb. 31 Erscheinungsform des Unterirdischen Wassers (aus Zunker 1930, geändert).

### Wasser-Bewegung im Boden

Die Durchlässigkeit des Bodens und die Wasserbewegungen im Untergrund sind im Abschnitt 2.3 näher dargelegt. Ihre Kenntnis ist für viele ingenieurgeologische Aufgaben bedeutsam.

**Kapillarität.** Als *Kapillarwasser* wird das sich über der Grundwasser-Oberfläche befindliche, durch Oberflächen-Spannung angehobene bzw. festgehaltene Sickerwasser bezeichnet. Dabei lassen sich ein offener und ein geschlossener Kapillarwasser-Raum voneinander unterscheiden (Abb. 31). Im geschlossenen Raum beträgt die Sättigungszahl  $S_r = 1$ , während sich nach oben hin zunehmend Luft-Einschlüsse einschalten.

Die *kapillare Steighöhe* ( $h_k$ ) gibt an, wie hoch das Wasser durch die Oberflächen-Kräfte und die Adhäsion zwischen Gesteinskörnern und Wasser aufsteigt. Sie hängt ab von Korngrößen und -gefügen des Bodens, der Höhe der Grundwasser-Oberfläche und dem Luftdruck.

Die kapillaren Oberflächen-Kräfte verleihen feuchtem, nichtbindigem Boden eine gewisse Anfangsfeuchtigkeit, die scheinbare Kohäsion, die durch Austrocknung verlorengeht (s.S. 28).

Die kapillare Steighöhe ist für die Beurteilung der Frostgefährdung von Bauwerken sowie von Schrumpfsetzungen und Vegetationsschäden infolge Grundwasser-Absenkung von erheblicher Bedeutung.

Die kapillare Steighöhe läßt sich im Labor dadurch ermitteln, daß eine trockene Bodensäule an der Unterfläche mit Wasser in Berührung kommt und der Wasser-Anstieg festgehalten wird (Abb. 32). Im Gelände wird sie anhand von Boden-Verfärbungen in natürlichen und künstlichen Aufschlüssen (s.S. 111) festgestellt.

Erfahrungswerte für die kapillare Steighöhe sind:

Kies	bis 10 cm	Feinsand	bis 100 cm
Grobsand	bis 20 cm	Schluff	bis 500 cm
Mittelsand	bis 30 cm	Ton	> 500 cm

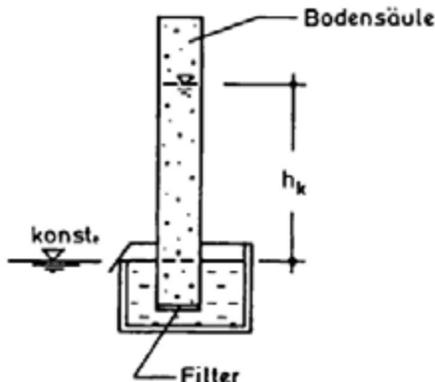


Abb. 32 Versuchsanordnung zur Ermittlung der kapillaren Steighöhe.

*Porenwasser-Druck und -Strömung.* Durch örtliche Spannungsänderungen kann das Wasser in den Poren eines feinkörnigen, wenig durchlässigen Lockergesteins unter Druck gesetzt werden. Es weist dann nicht den normalen hydrostatischen Druck, sondern einen Porenwasser-Überdruck auf. Durch das Bestreben, diesen Überdruck auszugleichen, können Porenwasser-Strömungen entstehen, die für Stabilitäts- und Setzungsberechnungen eine Rolle spielen.

### 1.2.1.2 Einteilung der Böden für bautechnische Zwecke

Für bautechnische Zwecke ist es sinnvoll, die Böden zu Gruppen mit ähnlichen stofflichen Eigenschaften zusammenzufassen.

In der Bundesrepublik sind die Grundlage der Boden-Klassifikation nach DIN 18196

- Korngrößen-Bereiche und -Verteilung
- plastische Eigenschaften und
- organische Bestandteile.

Zur Bezeichnung der Bodenarten werden Kurzzeichen benutzt, die aus zwei Großbuchstaben bestehen; der erste gibt den Hauptbestandteil, der zweite den Nebenbestandteil oder eine kennzeichnende Eigenschaft an. Diese Kennbuchstaben sind:

G = Kies	O = Organische Beimengung
S = Sand	H = Torf
U = Schluff	F = Mudde, Faulschlamm
T = Ton	K = Kalk

Die Kennbuchstaben für bestimmte Eigenschaften sind bezogen auf die Korngrößen-Verteilung:

W = weitgestufte Korngrößen-Verteilung
E = enggestufte Korngrößen-Verteilung
I = intermittierend gestufte Korngrößen-Verteilung

bezogen auf die plastischen Eigenschaften:

L = leicht plastisch
M = mittelpastisch
A = ausgeprägt plastisch

bezogen auf den Zersetzungsgrad von Torfen:

N = nicht bis kaum zersetzter Torf
Z = zersetzter Torf

Geologische Beispiele für die einzelnen Bodenarten enthält DIN 18196 (Tabelle 7).

### Grobkörnige Böden

Ihre Benennung wird nach Gewichtsanteilen vorgenommen. Reine Bodenarten dürfen bis 5% Schluff und Ton führen. Kies, sandig, bzw. Sand, kiesig, enthalten jeweils bis 40% Sand- bzw. Kies-Anteile.

### Gemischtkörnige Böden

Diese sind grobkörnige Böden mit 5% bis 40% Schluff und Ton. Die weitere Unterteilung wird nach Prozent Trockenmasse vorgenommen.

5–15% Schluff und Ton: schluffig/tonig (U/T)  
 15–40% Schluff und Ton: stark schluffig/tonig (Ü/T)

### Feinkörnige Böden

Feinkörnige Böden enthalten über 40% Schluff und Ton. Sie werden nach ihrer Plastizität bzw. nach der Lage zur A-Linie im Plastizitätsdiagramm von Casagrande (Abb. 12) eingeteilt.

Schluffe besitzen Plastizitätszahlen ( $I_p$ ) bis 4 oder liegen unterhalb der A-Linie:

leicht plastische Schluffe:  $w_L = 35\%$  (UL)  
 mittelpastische Schluffe:  $w_L = 35\text{--}50\%$  (UM)

Tone besitzen Plastizitätszahlen  $> 7$  und liegen oberhalb der A-Linie:

leicht plastische Tone:  $w_L = 35\%$  (TL)  
 mittelpastische Tone:  $w_L = 35\text{--}50\%$  (TM)  
 ausgeprägt plastische Tone:  $w_L = 50\%$  (TA)

### Organische Böden

Sie werden in „nicht brennbar“ oder „nicht schwelbar“ und „brennbar“ oder „schwelbar“ eingeteilt. Weiter wird dann unterschieden in organische Böden mit  $> 40\%$  Schluff und Ton (OU, OT, z. B. Schlick) und  $< 40\%$  Schluff und Ton.

Torfe werden nach ihrer Zusammensetzung in „nicht bis mäßig zersetzte“ (HN) und „zersetzte“ (HZ) eingeteilt. Die Feststellung erfolgt folgendermaßen:

Beim Quetschen in der Hand entweicht zwischen den Fingern

	Torfart
Klares bis schwach gelbbraunes Wasser	nicht zersetzt
Bis ein Drittel Torfsubstanz und trübes Wasser, Rückstand breiig	mäßig zersetzt
Mehr als ein Drittel der Torfsubstanz	zersetzt

Mudden (F) sind als Sammelbegriff für Faulschlamm und Gytja ausgewiesen.