

Neue Erdstoff-Kennwerte.

Von Johann Ohde, Neuenhagen bei Berlin¹⁾.

Inhalts-Übersicht: Ausgehend von der Notwendigkeit, die Baugrund-Untersuchungen möglichst genau durchzuführen, wird auf die Vorteile hingewiesen, die durch Anwendung einfacher Kennwerte erreicht werden können. Sodann wird die Ermittlung der vom Verfasser bevorzugten Kennwerte kurz beschrieben. Schließlich werden einige empirisch erhaltene Zusammenhänge zwischen Kennwerten und bautechnischen Grundwerten (Reibung, Zusammendrückung, Wasserdurchlässigkeit) nachgewiesen.

Bei jeder erdstatischen Untersuchung muß man — ähnlich wie auch sonst im Bauwesen — zwei grundlegende Bedingungen erfüllen:

1. Es muß von den örtlichen Gegebenheiten ausgegangen werden (Erdschichtung, Grundwasser), insbesondere müssen zuverlässige Mittelwerte für die Eigenschaften des Materials (Erdstoff-Grundwerte) bekannt sein.
2. Das Berechnungsverfahren selbst muß den wirklichen Verhältnissen möglichst nahekommen.

Die Berechtigung der zuletzt genannten Bedingung dürfte allseits anerkannt werden, nur hinsichtlich des anzustrebenden oder erreichbaren Genauigkeitsgrades wird man verschiedener Meinung sein können. Wir wollen auf diesen Punkt hier nicht weiter eingehen, sondern nur auf die Abhängigkeit der genannten beiden Bedingungen voneinander hinweisen: Je ungenauer oder überschläglicher das angewandte Berechnungsverfahren ist, um so weniger genau können auch die ermittelten Baugrundwerte sein. Umgekehrt findet die Genauigkeit der Berechnungsverfahren ihre natürliche Grenze in der Genauigkeit, mit der die Erdschichten und ihre physikalischen Stoffwerte ermittelt werden können. Es ist beispielsweise zwecklos, den Erddruck auf eine Stützwand auf drei oder gar vier Stellen genau zu berechnen, wenn die Grundwerte der Berechnung (z. B. Reibungswinkel) nur auf ein oder höchstens zwei Stellen genau bekannt sind. Ähnliches gilt für Gleitsicherheits-Untersuchungen und für Setzungs-berechnungen.

Das Ziel der Grundbau-Mechanik nach möglichst wirtschaftlicher Bemessung und Formgebung der Gründungs-Bauwerke wird daher in erster Linie durch Verbesserung der Baugrund-Untersuchungsverfahren erreicht. In dieser Hinsicht ist noch manches nachzuholen oder neu einzuführen, denn es kommt heute nicht mehr allein darauf an, daß überhaupt untersucht wird, sondern wie die Untersuchungen durchgeführt werden. Bei den erdstatischen Untersuchungen ist nach meinen Erfahrungen eine wesentlich höhere Genauigkeit erreichbar, wenn folgendes beachtet oder angestrebt wird:

- a) Verbesserung der Bohraufschlüsse durch sorgfältige und sachgemäße Durchführung: Ausstanzen ungestörter Erdproben in Bohrlöchern (gegebenenfalls auch Aussteden von Erdproben in einer oder mehreren Schürfruben, falls kostenmäßig tragbar); nach Möglichkeit Ersatz der veralteten Bohrverfahren durch neue, bei denen eine fortlaufende Auszustanzung oder Ausfräsung der Bohrkörner erfolgt²⁾; ingenieurmäßige Aufsicht und Kontrolle der Bohrarbeiten.
- b) Ergänzung der erdstofflichen Untersuchungen auf der Baustelle oder im Prüfraum durch häufige Ermittlung von Kennwerten, wie z. B. Wassergehalt, Körnung, Konsistenzahlen, Druckfestigkeit u. a. m., die schnell feststellbar sind.
- c) Sorgfältige Durchführung und Auswertung der ausführlicheren Versuche im Prüfraum zwecks zahlenmäßiger Ermittlung der bautechnischen Eigenschaften.

Die Bohrarbeiten werden nach den Erfahrungen des Verfassers oft noch recht nachlässig und wenig sachgemäß durchgeführt (Vermischung oder Auswaschung des Bohrgutes durch veraltete Bohrverfahren, ungenaue Ermittlung der Schichtgrenzen und Grundwasserstände, fehlerhafte Benennung der Erdproben); ihre Güteverbesserung ist daher ein dringendes Gebot, zumal durch einwandfreiere Bohrarbeiten nur unbedeutende Mehrausgaben entstehen. — Audi die eingehenderen Prüfraum-Versuche können oft noch fehlerfreier durchgeführt werden, als es gemeinhin

geschieht (sorgfältiger Einbau der Erdproben, Verwendung verbesserter Geräte, Beobachtung des zeitlichen Verlaufes der Formänderungen, Berichtigung systematischer Versuchsfehler u. a. m.). Wir wollen auf diese an sich wichtigen Punkte hier jedoch nicht näher eingehen, sondern vor allem auf die Nützlichkeit der Erdstoff-Kennwerte hinweisen, die durch Schnellprüfungen gefunden werden.

Als Kennwerte kommen u. a. in Betracht³⁾:

1. Die aus der Korngrößen-Mischungslinie abgeleitete wirk-same Korngröße und der auf ähnliche Weise gefundene Ungleichförmigkeitsgrad;
2. Der Rauigkeitsgrad sandiger Proben;
3. Der Humusgehalt oder das mit dem Humusgehalt abnehmende mittlere Stoffgewicht der trockenen Erd-teildien;
4. Genormte Wasserzahl-Kennwerte (z. B. Fließgrenze nach Atterberg-Casagrande oder Breiwasserzahl des Verfassers) zur Kennzeichnung der Bindigkeit und Bildsamkeit oder des aktiven Tongehaltes;
5. Der natürliche Wassergehalt und die natürliche Porenzahl als Anhaltspunkte über Vorverdichtung oder Lagerungsdichte in der Natur;
6. Der Eindringungswiderstand einer Sdlag- oder Drucksonde als Vergleichszahl der relativen Dichte sandiger Erdschichten;
7. Steifezahlen zur Einordnung des natürlichen Wasser-gehaltes bindiger Erdschichten;
8. Die Säulen-Druckfestigkeit gewachsener Erdproben.

Die bautechnisch interessierenden Versuchswerte, wie z. B. Reibungsbeiwert oder Zusammendrückungszahl oder Wasserdurchlässigkeit — um nur die wichtigsten zu nennen — bezeichnet der Verfasser nicht als Kennwerte, sondern als bautechnische Zahlenwerte oder erdstatische Grundwerte. Diese wichtigen Zahlenwerte können bekanntlich nur durch umständliche und zeitraubende Versuche in teuren Prüfraum-Geräten ermittelt werden. Infolgedessen ist die Anzahl der in dieser Weise eingehender untersuchten Erdproben meist sehr begrenzt.

Zur Verallgemeinerung dieser wenigen Versuchswerte können nun aber die Kennwerte ohne weiteres herangezogen werden, weil erfahrungsgemäß ein Zusammenhang besteht zwischen der Größe der Kennzahlen und den bautechnischen Eigenschaften (siehe Sdluß-abschnitt).

Dieser Zusammenhang kann auch herangezogen werden, um die erdstatischen Grundwerte ohne Durchführung umständlicher Versuche ziemlich sicher einzuschätzen, was vor allem für kleinere Bauvorhaben oder bei stark beschleunigter Entwurfsbearbeitung wichtig ist. Hierdurch besteht jedenfalls die Möglichkeit, von der Unsicherheit der nur schätzungsweisen Annahme der Grundwerte loszukommen, da für die Ermittlung der Kennwerte nur einfache und verhältnismäßig billige Vorrichtungen benötigt werden, die von jeder Bauleitung oder Tiefbaufirma leicht angeschafft und bedient werden können⁴⁾.

Ein weiterer Vorteil der Erdstoff-Kennzahlen besteht schließlich in der Möglichkeit, durch die häufige Ermittlung dieser Werte ein Urteil über den Grad der Ungleichmäßigkeit oder der langsamen Veränderlichkeit der Eigenschaften ein und derselben Erdschicht zu gewinnen. Auf diese Weise können — unter richtiger Eingliederung der wenigen bautechnischen Versuchswerte — gute Mittelwerte für die erdstatische Untersuchung gewonnen werden, worauf es letzten Endes entscheidend ankommt.

¹⁾ Die Arbeit wurde bereits aus Anlaß der Baugrund-Tagung im April 1950 den Mitgliedern des Baugrund-Ausschusses im Fahnenabzug vorgelegt.

²⁾ Hier ist nicht der Burghardtsche Bohrfuß (Bautechn. 11 (1933), Heft 1/2, S. 14–16) gemeint, weil dessen Nachteil: starke oder unterschiedliche Zusammendrückung der Erdschichten im Aufschlußrohr grundbaumechanisch bedenklich ist. Es ist aber möglich, längere Erdkerne ohne größere Störungen auszustanen oder durch eine Kreisring-Drehdrucke auszufräsen unter Nachsacken des Bohrrohres jeweils nach dem Herausbringen des Erdkernes. Darüber soll später berichtet werden.

³⁾ Es sind hier und im weiteren nur die vom Verfasser bevorzugt verwendeten Kennwerte behandelt; über weitere Schnellprüfungen vgl. der Leser folgende Arbeiten: Redlich/Terzaghi/Kampe, Ingenieurgeologie, Wien 1929, Jul. Springer. — Hoffmann, Baug. 1930, S. 491. — Loos, Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen, Berlin 1935, Jul. Springer. — Breun-ecke/Lohmeyer, Der Grundbau, 5. Aufl., 1. Bd., 1. Teil, Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn. — Kögler/Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 5. Aufl. Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn.

⁴⁾ Vgl. Anmerkung ¹⁾.

Nachdem wir uns so den Nutzen und die Notwendigkeit der Kennwerte vor Augen geführt haben, sei auf jeden Wert einzeln kurz eingegangen⁵⁾.

Die wirksame Korngröße.

Die Korngrößen-Zusammensetzung einer Erdprobe wird bekanntlich durch Aussieben (für Körnchen > etwa 0,2 mm) oder durch Aufschlämmen und Absetzen in reinem Wasser (für feinere Teilchen)

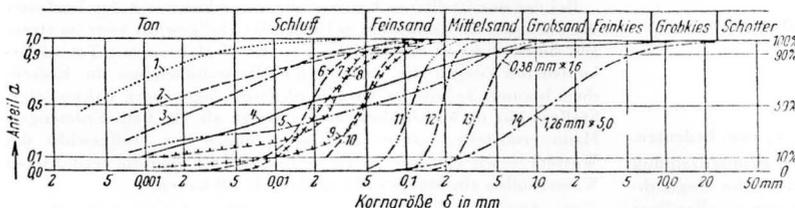


Abb. 1. Korngrößen-Mischungslinien verschiedener Erdstoff-Bezeichnungen. 1 = sehr feiner Ton (Kl. Belt), 2 = feiner Ton (Fehmarnküste), 3 = mittelfeiner Ton, 4 = Geschiebemergel, 5 = etwas sandiger Lehm, 6 = feiner Schluff (Driesen/Netze), 7 = schlesischer Lößlehm, 8 = Löß aus Niederösterreich, 9 = Löß aus China, 10 = Feinsand, 11 = Dünsand (Norderney), 13 = Mittelsand, 14 = Kiessand.

festgestellt⁶⁾. Als Ergebnis erhält man Korngrößen-Mischungslinien (Körnungslinien), z. B. nach Abb. 1. Die Gewichtsanteile, deren Teilchen kleiner als eine bestimmte Korngröße δ sind, werden in Abhängigkeit von $\log \delta$ aufgetragen, weil auf diese Weise die einflussreichen kleinen Korngrößen gut hervorgehoben werden.

Nun geben solche Körnungslinien wohl ein anschauliches Bild von der Zusammensetzung nach Korngrößen, jedoch keine unmittelbare

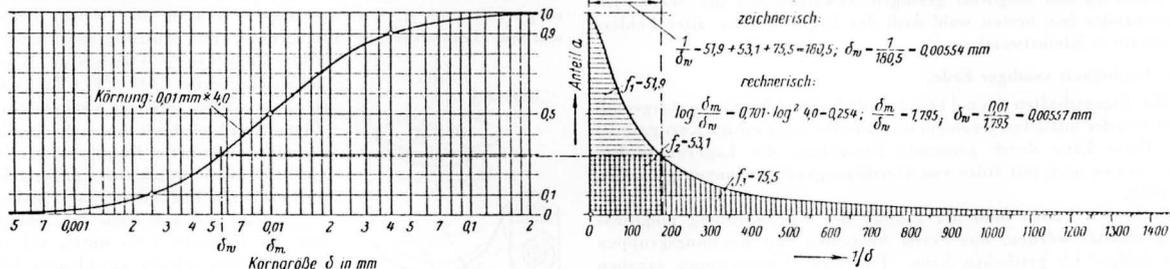


Abb. 2. Ermittlung der wirksamen Korngröße δ_w für eine Regelkörnung.

Kennzahl. Man ist daher genötigt, aus der Körnungslinie neue Werte abzuleiten. Als solche kommen in Betracht: Die wirksame Korngröße und der Ungleichförmigkeitsgrad.

Die wirksame Korngröße (δ_w) gibt ein Maß für die mittlere Feinkörnigkeit und kann erklärt werden als eine völlig gleichmäßige Körnung von der Größe δ_w mit den bautechnischen Eigenschaften der gemischten natürlichen Körnung. Damit ist allerdings noch keine rechnerische Vorschrift zur Ermittlung von δ_w gewonnen, weil die bautechnischen Zahlenwerte bisher nur durch Versuche ermittelt werden können. Indessen hängen diese Werte von der Oberflächen-Entwicklung der Erdprobe ab, und man nimmt daher an, daß die wirksame Korngröße als Korngröße gleicher Oberfläche ermittelt werden darf⁷⁾. Damit findet man die Formel:

$$\frac{1}{\delta_w} = \int_0^1 \frac{da}{\delta} \approx \sum_0^{1,0} \frac{\Delta a}{\delta} \dots \dots (1)$$

mit Δa als Gewichtsanteil einer kleinen Korngruppe, da als entsprechendes Differential und δ als mittlere Korngröße dieser Gruppe. Nach dieser Formel kann der reziproke Wert von δ_w als Inhalt einer Fläche gedeutet werden, die durch waagerechte Auftragung der Werte $1/\delta$ über einer lotrechten Grundlinie entsteht (Abb. 2).

Ob die Formel (1) völlig zu Recht besteht, ist freilich bislang noch nicht endgültig erwiesen; sie scheint aber eine gute Arbeitshypothese zu sein. Für weitergehende Untersuchungen kann man vielleicht vor-

⁵⁾ Ein ausführlicherer Bericht soll später an anderer Stelle erscheinen.
⁶⁾ Ueber Schlämmanalysen soll gesondert berichtet werden. Solche Analysen werden vorteilhaft nach dem Pipette- oder dem Aräometer-Verfahren durchgeführt. Ueber letzteres vgl. A. C a s a g r a n d e, Die Aräometer-Methode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden. Berlin 1934, J. Springer.
⁷⁾ Diese Annahme geht in. W. auf F. Zunker zurück. Vorher hatte A. Hazen willkürlich angenommen, die wirksame Korngröße liege bei 10% Gewichtsanteil.

aussetzen, daß die Einzelkörner im Verhältnis einer Potenz P an der Gesamtwirkung beitragen und erhält damit die Formel:

$$\frac{1}{\delta_w^P} = \int_0^1 \frac{da}{\delta^P} \approx \sum_0^{1,0} \frac{\Delta a}{\delta^P} \dots \dots (2)$$

Selbstverständlich kann dann P für die verschiedenen Eigenschaften (z. B. Reibung oder

Durdrlässigkeit) auch verschiedene Werte annehmen, was durch entsprechende Versuchsreihen nachzuweisen wäre.

Um die immerhin etwas unständliche Integration nach Abb. 2 zu vermeiden, kann man für den Verlauf der Kornmischungslinie eine rechnerische Näherung annehmen und mit Hilfe dieser Näherung dann die wirksame Korngröße berechnen. Dadurch wird gleichzeitig der Vorteil erreicht, die Körnungslinie durch wenige Zahlenwerte ausdrücken zu können. — Viele Kornmischungslinien haben nach Graßberger⁸⁾ die Form des Gauß'schen Fehlerintegrals und können

dann durch $\delta_{0,5} \times f_M$ (lies nach Reichel: $\delta_{0,5}$ mal dividiert durch f_M) bezeichnet werden, mit $\delta_{0,5}$ als Korngröße für $a = 0,5$ (50% Gewichtsanteil) und f_M als sog. Mischungsfaktor. Graßberger bezieht den Mischungsfaktor f_M , ausgehend von Begriffen der Wahrscheinlichkeitslehre, auf die δ -Werte für die Anteile 15,9% und 100 — 15,9 = 84,1%; der Verfasser benutzt dagegen die Werte $\delta_{0,1}$ und $\delta_{0,9}$ für $a = 10$ und 90% (Abb. 3) und zwar einmal der runden Zahlen

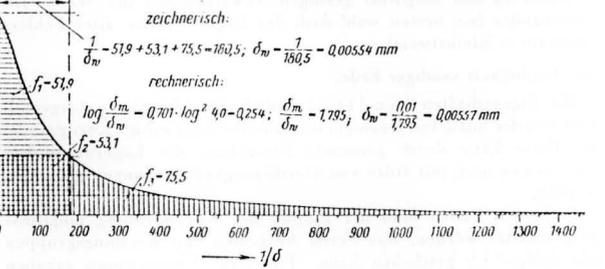
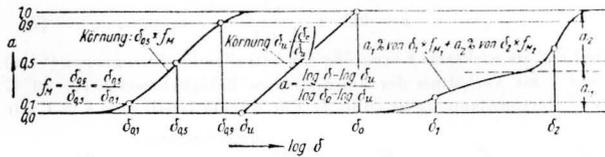


Abb. 3. Rechnerische Körnungslinien.

wegen und sodann auch, weil auf diese Weise eine genauere Erfassung der kleinen Korngrößen erreicht wird. Es gilt nach dieser Festlegung:

$$\delta_{0,9} = \delta_{0,5} \cdot f_M \text{ und } \delta_{0,1} = \delta_{0,5} / f_M \text{ oder auch } f_M = \delta_{0,9} / \delta_{0,5} = \delta_{0,5} / \delta_{0,1}$$



Man findet dann als Gleichung der Kornmischungslinie: $a = \frac{1}{2} \left[1 + G(\xi) \right]$ mit $\xi = 0,9062 \cdot \frac{\log(\delta/\delta_{0,5})}{\log f_M}$ und

$$G(\xi) = \frac{2}{\pi} \int_0^\xi e^{-\xi^2} \cdot d\xi \dots \dots (3)$$

und für die wirksame Korngröße (Log für Basis 10):

$$\text{Log}(\delta_{0,5}/\delta_w) = 0,701 P \cdot \text{Log}^2 f_M \dots \dots (4)$$

wie hier ohne Beweis mitgeteilt sei (vgl. Zahlenbeispiel in Abb. 2). — Manche Körnungslinien verlaufen mit $\log \delta$ geradlinig nach der Gleichung

$$a = \frac{\log(\delta/\delta_u)}{\log(\delta_0/\delta_u)} \dots \dots (5)$$

⁸⁾ H. Graßberger, Der Aufbau der Böden. Wasserwirtschaft 1933, S. 235 bis 246.

mit δ_u als unterer und δ_o als oberer Grenze der Körnung. Man kann dann die Körnung bezeichnen durch $\delta_u \cdot (\delta_o/\delta_u)$ und findet für δ_w :

$$(\delta_u/\delta_w)^P = \frac{0,4343}{P \cdot \text{Log}(\delta_o/\delta_u)} \left[1 - \left(\frac{\delta_u}{\delta_o} \right)^P \right] \dots (6)$$

Für die wirksame Korngröße gleicher Oberfläche ist $P = 1$ zu setzen. — Unregelmäßige Körnungen lassen sich oft durch zwei oder mehr Regelkörnungen zusammensetzen:

$$K = a_1 \cdot k_1 + a_2 \cdot k_2 + \dots \text{ mit } \Sigma a = 1,0 = 100\%$$

Dann gilt für δ_w nach Gl. (2):

$$\frac{1}{\delta_w^P} = \frac{a_1}{\delta_1^P} + \frac{a_2}{\delta_2^P} + \frac{a_3}{\delta_3^P} + \dots,$$

wenn δ_1, δ_2 usw. das δ_w der Einzelkörnungen k_1, k_2 usw. bedeuten.

Die wirksame Korngröße berücksichtigt wohl den Feinheitseinfluß jeder Korngruppe; jedoch kann darüber hinaus noch die Ungleichmäßigkeit und genauere Gestalt der Körnungslinie von — allerdings wohl geringerem — Einfluß sein. Hazen hat deshalb noch den Ungleichförmigkeitsgrad eingeführt als Verhältnis der Korngrößen bei 60 und 10% Anteil. Der Verfasser nimmt anstatt 60% den Wert von 50%, bezeichnet also als

$$\text{Ungleichförmigkeitsgrad } \bar{u} = \delta_{0,5}/\delta_{0,1},$$

wodurch für Regelkörnungen nach dem Fehlerintegral die einfache Beziehung $\bar{u} = f_M$ herauskommt. Für unregelmäßige Körnungen wird allerdings auch die vorstehende Festlegung für \bar{u} wieder ungenau. Man sollte dann \bar{u} ermitteln als das f_M einer Regelkurve mit gleichem δ_w und möglichst geringen Abweichungen der Werte $1/\delta$ voneinander (am besten wohl nach der Regel: Summe aller Fehlerquadrate = Kleinstwert).

Die Rauigkeit sandiger Erde.

Die Eigenschaften sandiger Erdschichten hängen naturgemäß sehr von der mittleren Rauigkeit (rundliche oder eckige Korngestalt) ab. Diese kann durch genormte Ermittlung der Lagerungsdichte oder besser noch mit Hilfe von Durchlässigkeitsprüfungen gefunden werden.

In beiden Fällen muß der Einfluß der Kornmischung möglichst ausgeschaltet werden, was durch Aussieben von Korngruppen mit $\delta_1/\delta_2 \approx 1,5$ geschehen kann. Für diese Korngruppen ergeben dann die Porenzahlen ϵ_0 für lockere Lagerung und ϵ_{min} für dichte Lagerung Anhaltspunkte für die Kornrauigkeit.

Genauer ist jedoch die Ermittlung des Rauigkeitsgrades r mit Hilfe einer Wasserdurchlässigkeitszahl c , die für die Porenzahl ϵ gefunden wurde ($\epsilon =$ Porenraum, bezogen auf den Raum der festen Teilchen). Nach einer durch zahlreiche Versuche bestätigten Formel von Kozeny⁹⁾ setzt der Verfasser an:

$$r \approx 405 \cdot \tau \cdot \frac{\epsilon^3}{1 + \epsilon} \cdot \frac{\delta_w^2}{c} \dots (7)$$

mit δ_w als wirksame Korngröße der betreffenden Korngruppe (Gl. 6) und τ als Verhältnis der kinematischen Zähigkeitswerte für 10° C und Versuchstemperatur (Abb. 4). Für Kugeln erhält man $r = 1$, für

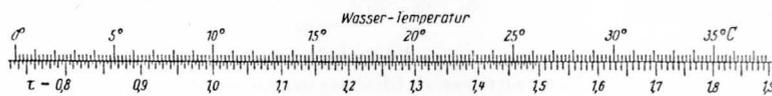


Abb. 4. Verhältniszahlen $\tau = \nu_{10} : \nu$ für die kinematische Zähigkeit des Wassers.

rundlichen Flußsand $r = 1,2$ bis 1,7, für eckige nur wenig gerundete Sandkörner $r = 2,0$ bis 2,5, für scharfkantigen Bruchsand $r = 5,5$.

Das Stoffgewicht der Erdteilchen.

Dieses kann unmittelbar bestimmt werden mittels Pyknometers in Wasser (kleines Glasgefäß von 100 cm³ mit durchbohrtem Stöpsel) oder mit Hilfe des Erdmenger-Mann'schen Gerätes in Tetrachlorkohlenstoff¹⁰⁾, mittelbar bei bindigen luftfreien Erdstoffen durch Wassergehalts- und Volumenfeststellung (z. B. durch Aussteden

einer ungestörten Probe). Im letzteren Falle gilt für das Raumeinheitsgewicht γ :

$$\gamma = \frac{s(1+w)}{1+sw}, \text{ woraus folgt: } \frac{1}{s} = \frac{1+w}{\gamma} - w \quad (8)$$

mit w als Wasserzahl (= Wassergewicht geteilt durch Erdtrockengewicht, 100 w = Wassergehalt) und s als Stoffgewicht.

Bei der unmittelbaren Bestimmung von s bevorzugt der Verfasser das Pyknometer-Verfahren; es liefert das Stoffgewicht zwar im strengen Sinne nicht so einwandfrei wie das Verfahren mit Tetrachlorkohlenstoff (wegen der verdichteten Wasserhüllen um die Erdteilchen herum). Jedoch ist das physikalisch ungenauere Pyknometer-Stoffgewicht in Wirklichkeit doch genauer als das nach Erdmenger-Mann ermittelte, sofern bei Umrechnungen das Stoffgewicht des Wassers — wie üblich — zu 1,0 eingesetzt wird, weil die verdichteten Wasserhüllen ein Stoffgewicht größer als 1,0 haben.

Wie bereits angedeutet, sinkt das Stoffgewicht der Erdstoffe mit steigendem Humusgehalt und kann daher auch als Kennzahl für den Humusgehalt verwendet werden. Während s für mineralische Erdstoffe 2,6 bis 2,8 beträgt, hat der Verfasser für reinen Torf ohne Beimengungen $s \approx 1,5$ gefunden. Viele Torfe haben jedoch wegen der Nebenbestandteile ein höheres Stoffgewicht als 1,5.

Die Konsistenzgrenzen nach Atterberg-Casagrande.

Um für bindige Erdstoffe ein Maß für Bindigkeit und Bildsamkeit (Plastizität) zu erhalten, führte Atterberg in der Landwirtschaft die nach ihm benannten Konsistenzgrenzen ein¹¹⁾, die durch Terzaghi¹²⁾ und A. Casagrande¹³⁾ auch im Tiefbau bekannt wurden, besonders die Fließgrenze, die Ausrollgrenze und die

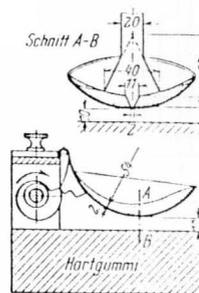


Abb. 5. Fließgrenzenzerstärkung nach A. Casagrande.

Schrumpfgrenze — sämtlich als Wassergehalt ausgedrückt. Die Fließgrenze (w_f) trennt den flüssigen vom plastischen Zustand und wird mit einem von A. Casagrande eingeführten Klopfergerät ermittelt (Abb. 5), indem durch einen entsprechend aufbereiteten Erdkuchen eine Furde gezogen wird, die sich nach 25 „Schlägen“ mit der Fallhöhe 1 cm unten auf rund 10 mm Länge wieder geschlossen haben soll (vgl. Schrifttum Loos und Lohmeyer nach Anm. 3).

Die Ausrollgrenze (w_A) liegt zwischen dem plastischen und dem festen Zustand und wird nach Atterberg durch Ausrollen der steifplastischen Erde zu Drähten von 3—4 mm gefunden, indem diese Drähte solange ausgerollt, wieder zusammengelegt und erneut ausgerollt werden, bis sie zerbröckeln und ein weiteres Ausrollen nicht möglich ist. Der dann vorhandene Wassergehalt 100 w_A ist die Ausrollgrenze. Die Differenz 100 $w_f - 100 w_A$ wird von Atterberg als Plastizitätszahl bezeichnet; je größer sie ist, um so bildsamer ist das Erdmaterial. — Casagrande trägt den Wassergehalt w linear auf in Abhängigkeit von der logarithmisch aufgetragenen Schlaganzahl a für 10 mm Berührungslänge. Er findet bei einer solchen Auftragung annähernd einen geradlinigen Zusammenhang und bezeichnet die Neigung dieser Linie, d. h. etwa die Wassergehaltsdifferenz für 3 und 30 Schläge, als Fließzahl. Das Verhältnis aus Plastizitätszahl und Fließzahl nennt er Zähigkeitzahl. — Der Verfasser fand demgegenüber einen annähernd geradlinigen Zusammenhang zwischen $\log w$ und $\log a$, nicht wie Casagrande zwischen w und $\log a$.

Die Schwindung einer bindigen Erdprobe hört bei langsam fortschreitender Austrocknung an der Schrumpfgrenze w_s auf, erkennbar durch Ermittlung der Gewichts- und Längenänderungen sowie am Farbumschlag dunkel in hell (vgl. auch Terzaghi und Tiedemann nach Anm. 12 und 10). Den Wassergehalt w_s der Schrumpf-

⁹⁾ Internat. Mitteilungen f. Bodenkunde 1911 und 1912.

¹⁰⁾ K. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Leipzig 1925, Fr. Deuticke.

¹¹⁾ A. Casagrande, Research on the Atterberg limits of soils, Public Roads 13 (1932), S. 121—136, oder proceedings A. Casagrande u. R. E. F. F. d. u. m., Notes on soil testing for engineering purposes, Cambridge, Mass. 1910 (deutsche Uebersetzung durch P. Siedek, Hamburg, 1949).

⁹⁾ J. Kozeny, Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden, Sitzungsber. d. Ak. d. Wiss. Wien 1927, math.-naturwiss. Kl., Abt. IIa, S. 271. — J. Donati, Ein Beitrag zur Durchlässigkeit der Sande, Wasserkraft u. Wasserwirtschaft 1929, S. 225.

¹⁰⁾ Vgl. z. B. Tiedemann, Ueber Bodenuntersuchungen bei Entwurf und Ausführung von Ingenieurbauten, 3. Aufl. Berlin 1946, Wilh. Ernst & Sohn.

grenze kann man auch durch große Belastung erreichen; die entsprechende Pressung p_s ergibt ein Maß für die größtmögliche Kapillarspannung.

Neue Wasserzahl-Kennwerte.

Die ursprünglich für Landwirtschaft und Keramik eingeführten Atterbergwerte, besonders die Fließ- und Ausrollgrenze, haben sich anscheinend auch im Bauwesen einigermaßen bewährt. Indessen haften ihnen doch einige Nachteile an: Die dynamische Art ihrer Entwicklung entspricht wenig den statischen Belangen des Tiefbaues und der Geologie; vor allem stellt sich aber als fühlbarer Mangel heraus, daß die Atterberg-Werte nicht auf Belastungen bezogen sind.

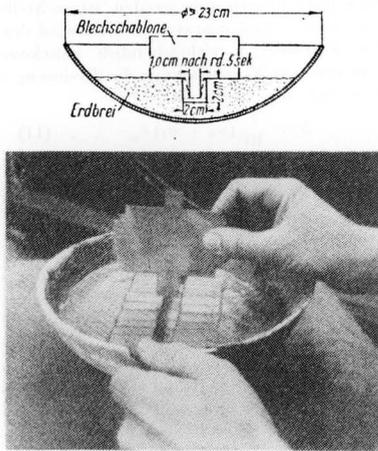


Abb. 6. Ermittlung der Breiwasserzahl w_0 .

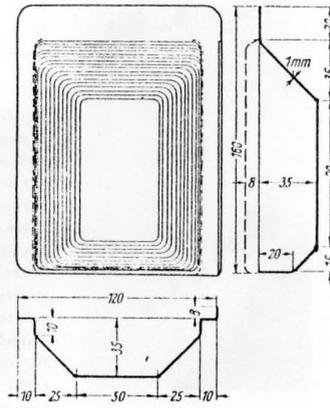


Abb. 7. w_0 -Schale.

Um besser den bautechnischen Verhältnissen zu entsprechen, hat der Verfasser schon seit einer Reihe von Jahren zwei neue Kennwerte eingeführt: die Breiwasserzahl w_0 und die Einheitswasserzahl w_1 ¹⁴⁾.

Die Breiwasserzahl w_0 entspricht etwa dem natürlichen Wassergehalt der obersten Schicht (rd. 1 cm Tiefe) eines unter Wasser gleichmäßig abgesetzten Erdmaterials (durch Versuche nachgewiesen). Diese oberste Schicht ist nach dem Umrühren ein dünnflüssiger Brei ohne Festigkeit, weil die wirksam gewesene Belastung nahezu Null ist. Die einzelnen Erdkörnchen sind infolgedessen ziemlich beweglich und weisen annähernd den größten Wert ihrer Wasserbindfähigkeit auf. w_0 ist daher auch ein guter Vergleichswert für die Feinkörnigkeit und Wasserbindung eines Tonen (oder m. a. W. für den „wahren“ Tongehalt). Allerdings ist in dieser Hinsicht zu beachten, daß w_0 auch mit dem Humusgehalt zunimmt.

Zur Ermittlung von w_0 braucht man etwa 1,0 bis 1,5 kg naturfeuchte Erde¹⁵⁾, die bei größerer Festigkeit zunächst zerkleinert und zwecks Wasseraufnahme einige Stunden (am besten über Nacht) unter Zusatz von destilliertem Wasser in einer Schale aufbewahrt wird. Dann setzt man unter ständigem Durcharbeiten (am besten mit der Hand, indem man den Erdbrei zwischen den Fingern hindurchpreßt) allmählich mehr reines Wasser zu, bis schließlich ein gleichmäßiger weichplastischer Erdbrei entsteht, der keine harten Klümpchen mehr aufweist. Dabei liest man gleichzeitig die groben Einzelkörner, größer als etwa 2 mm, heraus oder rührt den Brei durch ein 2-mm-Sieb. Durch weiteren Wasserzusatz wird dann der Erdbrei auf den gewünschten dünnflüssigen Zustand gebracht, und zwar wird die Breiwasserzahl durch folgende Festlegung erhalten: Eine mit einer Blechschablone langsam (mit etwa 1 cm/sek) durch den Brei gezogene quadratische 2-cm-Furche soll etwa 5 Sekunden nach beendigtem Furchenziehen unten zur Hälfte (also auf 1 cm) zusammengefließen sein (Abb. 6). — Beim Ziehen der Furche soll der seitliche waagerechte Rand der Schablone die Oberfläche des eben abgeglichenen Erdbreies gerade bestreichen, ohne jedoch einzutauchen. Die Schablone ist lotrecht zu halten und — falls eine runde Porzellan-

schale (Abdampfschale) von etwa 22 bis 25 cm oberem Durchmesser benutzt wird — am Ende der Furche bogenförmig am Rande der Schale herumzuführen, damit der herausgeschabte Erdbrei möglichst wenig zurückfließt. Bei feinsandig-schluffiger Erde sind Erschütterungen und Schwingungen der Versuchsschale zu vermeiden, um den Erdbrei nicht vorübergehend dünnflüssiger zu machen.

Die beim Aufbereiten der Erde entfernten Steinchen > 2 mm sind nach Säuberung zu trocknen und als Anteil an der Gesamtkörnung (Steingehalt) anzugeben, damit gegebenenfalls eine Umrechnung der ermittelten w_0 -Werte auf Gesamtkörnung erfolgen kann. — Infolge des Durcharbeitens mit der Hand hat der Erdbrei eine Versuchstemperatur von 20 bis 26° C, die möglichst innezuhalten ist, weil w_0 etwas temperaturveränderlich ist. So wurden z. B. für einen mittel-

Temperatur = 2°	23,5°	45° C.
$w_0 = 0,954$	1,013	1,137.

feinen Ton aus Ratibor folgende Werte gefunden: Mitunter hat man nur wenig Erde zur Verfügung. Man kann dann eine Abdampfschale von 15 bis 20 cm oberem Durchmesser nehmen und eine quadratische Furche von 1,5 cm ziehen, die sich dann unten um etwa 0,5 cm (d. h. bis auf 1,0 cm) zusammenziehen muß. Man kommt dadurch notfalls noch mit 300 g Erde aus, doch ist der w_0 -Wert auf diese Weise nicht mehr so genau zu ermitteln.

Da das Ziehen der Furche von verschiedenen Personen mit unterschiedlicher Geschicklichkeit erfolgt, habe ich die in Abb. 7 gezeigte Schale bauen lassen, die eine Führung der Schablone gestattet. Für kleine Probemengen wird eine ähnlich gebaute kleinere Schale benutzt.

Ein beachtlicher Vorteil der Breiwasserzahl gegenüber der Fließgrenze ist, daß erstere auch für stark schluffige oder feinsandige Erdproben noch verhältnismäßig sicher zu ermitteln ist.

Die Einheitswasserzahl w_1 entspricht dem Wassergehalt für 1,0 kg/cm² Belastung nach erfolgtem Druckausgleich des Porenwassers. Eine kleine Menge des bis w_0 aufbereiteten Erdbreies wird in einem Messingtopf eingebracht und mit Hilfe einer porösen Druckplatte stufenweise bis 1,0 kg/cm² belastet. Dabei wird die Erdprobe zusammengedrückt, und das ausgeprellte überschüssige Porenwasser zeitlich nach außen hin durch die Filterplatte. Nachdem die Zusammendrückung unter der letzten Belastung hinreichend abgeklungen ist, stellt man schnell die Wasserzahl w_1 der Erdprobe fest.

Um den störenden Einfluß der Seitenreibung des Drucktopfes herabzudrücken, darf die Schichtdicke des Erdbreies beim Einbau nicht mehr als $\frac{2}{10}$ des Topfdurchmessers betragen. Der Verfasser verwendet zur Ermittlung von w_1 das in Abb. 8 gezeigte Normalgerät¹⁶⁾ mit einem Drucktopf von 35,7 mm lichtigem Durchmesser (10 cm² Grundfläche). Der Erdbrei wird mit 10 mm Schichtdicke eingebracht und nacheinander mit 100 g, 500 g, 2 kg und 10 kg zusätzlich belastet, wobei jedesmal das vorherige Gewicht wieder fortgenommen wird. Die einzelnen Drucksteigerungen dürfen nicht zu schnell hintereinander erfolgen, damit die Erdprobe Zeit hat, ihr überschüssiges Porenwasser abzugeben (beim Ton je nach Feinheit 1 bis 4 Stunden je Laststufe). Unter der letzten Last von 10 kg (rd. 1,0 kg/cm²) muß man sicherheitshalber länger warten (beim Ton am besten über Nacht). — Während der Belastung muß dauernd Wasser im Umlaufkanal der Messingdose vorhanden sein, um das Austrocknen der Erdprobe zu verhindern. Die Entlastung muß möglichst schnell erfolgen, damit nicht von oben her wieder Wasser aufgenommen wird. Nach dem Abnehmen der Filterplatte wischt man das noch auf der Oberfläche der Probe befindliche Wasser schnell fort und schabt vorsichtshalber mit einem Blechstreifen noch etwa $\frac{1}{2}$ bis 1 mm von der Oberfläche herunter, bevor man w_1 feststellt. — Nach dem Versuch wird die Druckseite der Filterplatte mit Hilfe eines kräftigen, schräg auftreffenden Wasserstrahles gesäubert.

Durch w_1 wird die Wasserzahl für eine bestimmte mittlere Belastung gefunden, wodurch der Anschluß an die bautechnischen Aufgaben erhalten wird, bei denen ebenfalls alles auf Belastungen bezogen ist (s. nachstehend). — Aus den vom Verfasser in großer Zahl

¹⁴⁾ Die erste kurze Mitteilung darüber erfolgte in Bautechn. 19 (1941), Heft 5, S. 54 auf Wunsch des Verfassers durch Tiedemann. w_0 wird seit 1930, w_1 seit 1938 verwendet.

¹⁵⁾ Man sollte auch bei der Ermittlung der Atterberg-Grenzen nur von naturfeuchtem Erdstoff ausgehen, weil die feinsten Teilchen durch Trocknung verändert werden können.

¹⁶⁾ Die Normalgeräte für w_1 und w_0 , wie auch andere Prüfgeräte können durch Vermittlung des Verfassers bezogen werden. Anschrift: Neuenhagen bei Berlin, Humboldtstr. 23.

ermittelten w_0 - und w_1 -Werten geht hervor, daß bindige Erdstoffe bei gleichem w_0 noch merklich verschiedene w_1 -Werte haben können. Zur zahlenmäßigen Kennzeichnung und Einordnung bindiger Erdproben sind daher beide Werte nötig. Den Unterschied $w_0 - w_1$ kann man — ähnlich wie bei der Fließ- und Ausrollgrenze — als eine Art Bildsamkeitszahl betrachten; er sei als **V e r f o r m u n g s - i n d e x** bezeichnet.

Abgeleitete Kennwerte.

Zur Einordnung des natürlichen (= in der Natur vorgefundenen) Wassergehaltes w_n war es bisher schon üblich, die Fließ- und Ausrollgrenze als Vergleichsskala heranzuziehen, wobei der Fließgrenze

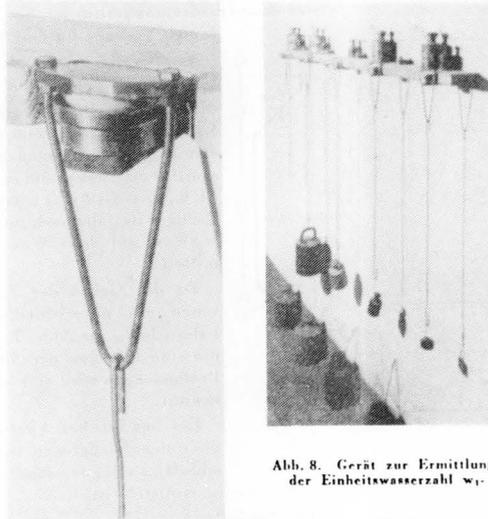
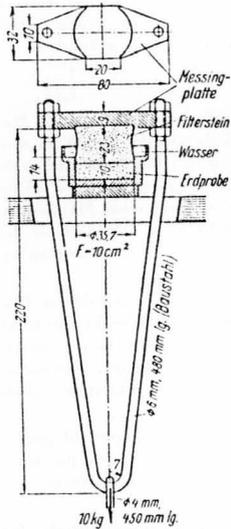


Abb. 8. Gerät zur Ermittlung der Einheitswasserzahl w_1 .

die Zahl Null und der Ausrollgrenze die Zahl 1,0 zugeordnet wurde. Auf diese Weise entstand der

$$\text{Steifegrad: } St = \frac{w_F - w_n}{w_F - w_A}$$

In ähnlicher Weise auch beim Brei- und Einheitswassergehalt vorzugehen, empfiehlt sich nicht, weil dann die Bezogenheit auf Belastungen verloren geht. Es ist aber möglich, aus dem Vergleich des natürlichen Wassergehaltes mit der sog. „Erstbelastungskurve“¹⁷⁾ die zugehörige Belastung zu ermitteln. Dieser Wert sei Belastungsgleichwert (p_w) genannt. Aus früher angegebenen Formeln¹⁷⁾ kann man unschwer die für den Belastungsgleichwert benötigten Formeln gewinnen. Man erhält für den Fall der Gültigkeit des Zusammenrückungsgesetzes (verhinderte Seitendehnung): Verdichtungszahl¹⁸⁾ $V = (v) \cdot p$ (fetter Lehm, Ton und Torf) die Formel:

$$(p_w) = \frac{p_w}{p_{1,0}} = \left(\frac{1/s + w_1}{1/s + w_n} \right)^{10} \quad (9)$$

und für das Gesetz $V = v \cdot \left(\frac{p}{p_{1,0}} \right)^{\omega}$ (sandigere Erdstoffe):

$$(p_w)^{1-\omega} = 1 + (1-\omega) \cdot \frac{v}{p_{1,0}} \cdot \ln \frac{1/s + w_1}{1/s + w_n} \quad (10)$$

Die in diesen Formeln benötigten Baugrundwerte v und ω können aus den Abb. 10 und 11 (s. weiter nachstehend) entnommen werden. Hiernach ist die Einordnung des Wassergehaltes mit Hilfe von w_0 und w_1 wohl etwas umständlicher als die Ermittlung des Steifegrades für w_F und w_A ; jedoch ist durch die Angabe einer gleichwertigen Belastung der Vorteil erreicht, daß durch bloße Angabe des Wassergehaltes ein Anhaltspunkt über die Vorverdichtung gewonnen wird. Denn es kann von vornherein ausgesagt werden, daß die Vorbelastung gleich oder größer als p_w sein muß¹⁷⁾ (einwandfreie Ermittlung von w_n selbstverständlich vorausgesetzt). Nach einer ähnlich eindeutigen Auskunft sucht man bislang bei bekannter Fließ- und Ausrollgrenze leider vergebens.

¹⁷⁾ Vgl. den Aufsatz des Verfassers über „Vorbelastung und Vorspannung des Baugrundes“ in Bautechn. 26 (1949), Heft 5, S. 129–134.

¹⁸⁾ Wie früher ist $V = \frac{dp}{dz} \cdot z$ gesetzt mit dz als Änderung der Schichtdicke z unter der zusätzlichen Belastung dp . Entsprechendes gilt für die Schwellzahl S der Entlastungslinie.

Um einen Anhalt für die Wasserbindung an der Oberfläche der Erdteilchen zu erhalten — die bei gleicher wirksamer Korngröße bekanntlich verschieden sein kann und im Hinblick auf die bautechnischen Eigenschaften offensichtlich wichtig ist — kann der Verformungsindex ($w_0 - w_1$) auf die Oberfläche des Erdstoffes bezogen werden, wodurch etwa die mittlere Schichtdicke des im w_0 -Zustande festgehaltenen Wassers gefunden wird. Unter der Annahme kugelig-er Gestalt der Erdteilchen erhält man für diese Schichtdicke

$$\Delta = \frac{1}{6} (w_0 - w_1) \delta_w$$

mit δ_w als wirksame Korngröße gleicher Oberfläche. Da jedoch die Erdteilchen nicht kugelig sein werden, ist an Stelle von 6 eine höhere Zahl einzusetzen. Man wird deshalb der Wirklichkeit wahrscheinlich nahekommen, wenn man zur Vereinfachung der Rechnung 6 durch 10 ersetzt, also anspricht:

$$\Delta \approx \frac{1}{10} (w_0 - w_1) \delta_w \quad (11)$$

Professor F. Z u n k e r (Dresden) brachte dem Verfasser gegenüber vor einiger Zeit zum Ausdruck, daß die in der (landwirtschaftlichen) Bodenkunde verwendete Hygroskopizität¹⁹⁾ (Gewichtszunahme der trockenen Erdkörnerchen durch hygroskopisches Wasser, aufgenommen über 10prozentiger Schwefelsäure) auch im Bauwesen eingeführt werden sollte, da hierdurch ein Maß für die wichtige Oberflächenwirkung erhalten werde. Leider erfordert die Ermittlung der Hygroskopizität nach Mitscherlich aber 5 Tage Zeit und ist schon deshalb zur schnellen Kennzeichnung von Erdproben nicht recht geeignet. Der Verfasser wird trotzdem versuchen, nachzuprüfen, wie weit die Hygroskopizität (Hy) als Kennzahl der Wasserbindung der Oberfläche geeignet ist. Man müßte zu diesem Zweck ebenfalls die Formel (11) benutzen, nur daß an

Stelle von $(w_0 - w_1)$ der Wert Hy einzusetzen wäre.

Die vorstehend angedeutete weitere Erforschung und Nutzbarmachung der Wasserbindung an der Erdkörnerchen-Oberfläche erfordert nach Gl. (11) eine leidlich genaue Ermittlung der wirksamen Korngröße δ_w . Es müssen daher die in letzter Zeit bei stark bindigen Erdstoffen etwas vernachlässigten Schlammverfahren (Ermittlung der Körnungslinie) wieder mehr in den Vordergrund treten.

Die Säulen-Druckfestigkeit.

Die Druckfestigkeit ungestört entnommener Erdproben läßt — auf dem Umwege über den Gleitwiderstand — wichtige Rückschlüsse zu über den Spannungszustand (Vorspannung einer bindigen Erdschicht¹⁷⁾; schon aus diesem Grunde sollte die Druckfestigkeit möglichst oft festgestellt werden. Wie der Verfasser kürzlich mitteilte¹⁷⁾, besteht zwischen der Druckfestigkeit σ_D und der lotrechten Erdkornpressung p für den Zustand der Erstbelastung angenähert der Zusammenhang:

$$\sigma_D = \frac{1 + 2 \cdot V/S}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot 2 \sqrt{\lambda} \left(\mu \cdot \frac{1 + 2 \lambda_n \cdot V/S}{1 + 2 \cdot V/S} \cdot p + k \right) \quad (12)$$

mit μ als Beiwert der wahren inneren Reibung, k als Eigenfestigkeit (= $z \cdot p_v$ mit $z \approx 0,04$ als Eigenfestigkeitsbeiwert und p_v als Vorbelastung), λ_n als Verhältnis des Seitendruckes zur Auflast²⁰⁾, V/S als Verhältnis der Verdichtungs- und Schwellzahl ($\approx 0,10$ bis $0,30$) und $\lambda = \left(\sqrt{1 + \mu^2} + \mu \right)^2 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right)$ mit $\varrho = \arctan \mu$ als Reibungswinkel. Hieraus folgt umgekehrt für p :

$$p = \frac{1 + 2 \lambda_n \cdot V/S}{1 + 2 \cdot V/S} \cdot \frac{\sigma_D}{2 \mu \sqrt{\lambda}} - \frac{k}{\mu} \quad (12a)$$

Der Reibungsbeiwert μ folgt aus $\mu = \mu_0 - z$; der Beiwert μ_0 kann aus Abb. 12 entnommen werden.

Erhält man nach Gl. (12a) die lotrechte Erdpressung p erheblich niedriger als den Belastungsgleichwert nach (9) oder (10) aus dem

¹⁹⁾ Vgl. E. B l a n e k, Handbuch der Bodenlehre, Bd. 6, Berlin 1930, Julius Springer.
²⁰⁾ Der Verfasser setzt vorläufig für erstbelastetes Erdreich (vgl. Anm. 6 in Bautechn. 16 (1933), Heft 10, S. 150):

$$\lambda_n = \left(\sqrt{1 + \frac{1}{4} \mu^2} + \frac{\mu}{2} \right)^2$$

und für stärker vorbelastetes Erdreich $\lambda_n \approx 1,0$.

natürlichen Wassergehalt, so ist damit nachgewiesen, daß die geologische Vorbelastung p_v größer als die jetzige Erdpressung p ist²¹⁾. Dann gilt $V \approx S$, und man erhält mit der Näherung $\lambda_n \approx 1,0$ an Stelle von (12a) für stärker vorverdichtetes Erdreich:

$$p \approx \left(\frac{3}{\sin \rho} - 1 \right) \frac{\sigma_D}{6} - \frac{k}{\mu} \dots (13)$$

mit $k \approx \alpha \cdot p_v$. Es ist dann $p_v > p_w$, und der Wassergehalt w_n muß dem Punkte p der von p_v ausgehenden Schwellkurve (Entlastungskurve) entsprechen. Die Aufgabe läuft auf die Auflösung von 2 Gleichungen für die 2 Unbekannten p und p_v hinaus, welche am besten zeichnerisch nach Abb. 9 erfolgt, indem die strichpunktierte Schwellkurve bekannter Neigung durch Probieren so gelegt wird, daß w_n in p und die Erstbelastungskurve in p_v geschnitten wird unter gleichzeitiger Beachtung der Bedingung (13). Rednerisch erhält man (für $\omega = 1$) die Gleichungen²¹⁾:

$$p + \frac{\alpha}{\mu} p_v = \left(\frac{3}{\sin \rho} - 1 \right) \frac{\sigma_D}{6} \text{ und } \left(\frac{p_v}{p_{1,0}} \right)^{1/(v)} \cdot \left(\frac{p}{p_v} \right)^{1/(s)} = \frac{1/s + w_{1,0}}{1/s + w_n}$$

mit (s) als Schwellbeiwert (= $S_{1,0}/p_{1,0}$).

Der Kegeldruckwert.

In Schweden wird die Eindringung eines 60°-Kegels als ein Maß für die vorhandene Festigkeit betrachtet. Die Festlegungen in dieser Hinsicht sind unterschiedlich. Der Verfasser bezeichnet die für 10mm Eindringung erforderliche Kraft als Kegeldruckwert (in g oder kg). Der Vorteil der Kegeldruckversuche ist ihre leichte Anwendbarkeit, besonders auch für gewachsene Erdproben.

Die Lagerungsdichte sandiger Schichten.

Die Eigenschaften von Sand- oder Kiesschichten sind neben der Kornrauigkeit bekanntlich sehr von der Lagerungsdichte abhängig. Diese kann man aber bislang normalerweise nur in Schürfgruben zuverlässig feststellen. Für Bohrlöcher bleibt nur die mittelbare Prüfung durch Eindringen oder Einschlagen einer Sonde übrig (Stahlstange mit verdickter Spitze oder Stempeldruckversuche). Ueber den Eindringungswiderstand einer Sonde berichten u. a. Terzaghi²²⁾, Preß²³⁾, Barentsen²⁴⁾, Tiedemann (Anm. 10), Paproth²⁵⁾, Hoffmann und Muhs²⁶⁾. Der Widerstand P nimmt mit der Dichte stark zu und ist daher ein brauchbares Vergleichsmaß für die Lagerungsdichte. Wird $P = c \cdot \frac{d^2 \pi}{4}$ mit c als Eindringungszahl gesetzt (d = größter Kegeldurchmesser), so gilt nach den bisherigen spärlichen Versuchswerten etwa:

$c =$	< 25	25 bis 50	50 bis 100	100 bis 200	200 bis 300 kg/cm ²
Lagerung =	sehr locker	locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht

Für Schlagsonden muß der Eindringungswiderstand P nach einer zuverlässigen Rammformel aus der Eindringung e beim letzten Rammenschlage (Fallhöhe h , Rammbürgewicht R , Sondengewicht Q , Stoßzahl $\alpha \approx 0,5$) ermittelt werden. Der Verfasser benutzt hierzu seine eigene Rammformel:

$$P - Q = \frac{2e}{f_1} \left[-1 + \sqrt{1 + \left(1 + \varphi \frac{h}{c} \right) \cdot \frac{R \cdot f_1}{c}} \right] \quad (14)$$

mit $\varphi = \frac{(1 + \alpha) R}{2R + (1 - \alpha) Q}$ und $f_1 \approx \frac{l}{E \cdot F}$
(l = Stablänge, F = Stabquerschnitt, E = Elastizitätszahl für den Sondenstahl), deren Ableitung an anderer Stelle mitgeteilt wird.

²¹⁾ Allerdings sollten für diesen Nachweis möglichst die Daten $w_{1,0}$ und v des gewachsenen Erdreiches genommen werden, weil die Erstbelastungslinien für ungestörte und gestörte Erdproben sich nicht immer decken.

²²⁾ Bautechn. 8 (1930), Heft 34, S. 520.

²³⁾ Bautechn. 10 (1932), Heft 3, S. 39.

²⁴⁾ De Ingenieur 1935, S. B 93 u. 101.

²⁵⁾ Bautechn. 21 (1943), Heft 52/56, S. 327.

²⁶⁾ Bautechn. 22 (1944), Heft 33/36, S. 149.

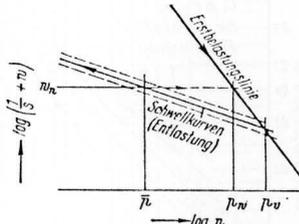


Abb. 9. Angenäherter Zusammenhang zwischen Vorbelastung p_v und jetziger Pressung p für den Fall: $p < p_w$ oder $\bar{p} < p_v$.

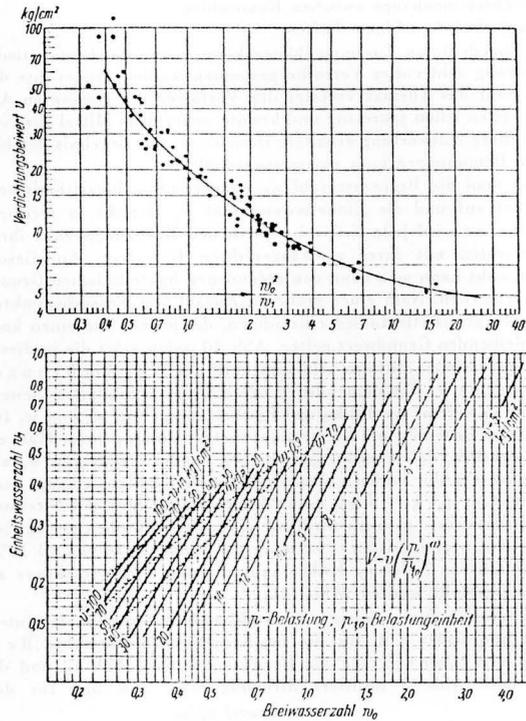


Abb. 10. Der Verdrichtungsbeiwert v als Funktion von w_0 und w_1 (für $s > 2,5$).

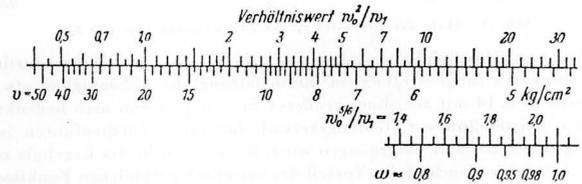


Abb. 11. Skala der Beiwerte v und ω für Erstbelastung ($s > 2,5$).

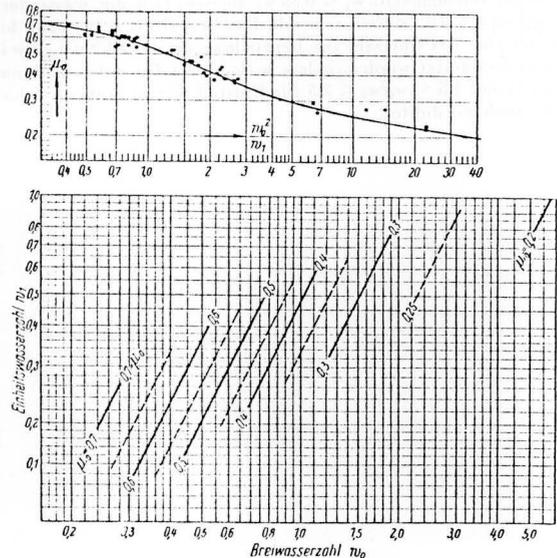


Abb. 12. Der Gleitwiderstandsbeiwert v_0 für Erstbelastung als Funktion von w_0 und w_1 (für $s > 2,6$).

Einige Zusammenhänge zwischen Kennzahlen und bautechnischen Eigenschaften.

Die angedeuteten Zusammenhänge können nur durch statistische Auswertung zahlreicher Versuche gewonnen werden. Angesichts der Wichtigkeit des Themas verfolgt der Verfasser die genannten Abhängigkeiten schon jahrelang und konnte neuerdings Mittel für eine gründlichere Auswertung erhalten. Deshalb sei das Ergebnis der bisherigen Bemühungen kurz zusammengestellt.

Trägt man die Breiwasserzahl w_0 waagrecht in logarithmischem Maßstabe auf und die Einheitswasserzahl w_1 lotrecht in gleichem Maßstabe, so wird jede Erdprobe durch den Kreuzungspunkt ihrer w_0 -Lotrechten mit ihrer w_1 -Waagerechten festgelegt. An diesem Schnittpunkt kann man dann den gefundenen bautechnischen Grundwert vermerken. Nach einer größeren Anzahl von Versuchsdaten kann man gemittelte Linien einzeichnen, die jeweils für einen konstant bleibenden Grundwert gelten. Abb. 10 unten zeigt die in dieser Weise gefundene mittlere Abhängigkeit des Verdichtungsbeiwertes v (Zusammendrückungszahl bei behinderter Seitendehnung in kg/cm^2 für $1,0 \text{ kg/cm}^2$ Erstbelastung) von w_0 und w_1 für bindige Erdstoffe ohne nennenswerten Humusgehalt. Man erkennt deutlich, daß v nicht nur von w_0 , sondern auch von w_1 abhängig ist. Da die Linien größtenteils parallel laufen, gelangt man zur Funktion $w_0^2/w_1 = f(v)$, wodurch eine Darstellung der Streuung der Versuchswerte möglich wird, wie sie in Abb. 10 oben gezeigt ist. Es ergibt sich eine mittlere Streuung der Einzelwerte von rd. 10% . Der einfacheren Ablesung halber kann die obere Versuchsdiagramm als Skala dargestellt werden (Abb. 11).

In ähnlicher Weise kann man auch andere Grundwerte untersuchen und findet z. B. für die im Krey-Gerät untersuchte Reibung bindiger Erde die Beziehungen nach Abb. 12 und die Skala nach Abb. 13 (mittlere Streuung etwa 5%) und für den



Abb. 13. Skala des Beiwertes μ_0 für Erstbelastung (für $s > 2,6$).

Wasserdurchlässigkeitsindex c_1 (= Wasserdurchlässigkeit c für $p = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ Erstbelastung) die Abhängigkeit etwa nach Abb. 14 mit allerdings größerer Streuung. Wenn man bedenkt, wie umständlich ein Reibungsversuch immerhin durchzuführen ist (falls mit Sorgfalt vorgegangen wird, um ein gesichertes Ergebnis zu erhalten), so leuchtet der Vorteil der empirisch gefundenen Funktion nach Abb. 13 wohl ohne weiteres ein, denn w_0 und w_1 können notfalls auf jeder größeren Baustelle mit behelfsmäßigen Mitteln festgestellt werden. — Aus Abb. 14 kann man die für Dichtungszwecke wichtige Abhängigkeit: $w_1 < 0,55 w_0$ ablesen, falls die Wasserdurchlässigkeit $c < 10^{-7} \text{ cm/sek}$ sein soll. Das Verhältnis w_0/w_1 kann hiermit als eine Art Gütezahl zur Beurteilung der Dichtungswirkung betrachtet werden, indem $w_0/w_1 > 2,5$ für guten Dichtungsgrad gilt und $1,5 < w_0/w_1 < 2,5$ für Erdstoff, der in größerer Schichtdicke noch gut dichtet.

Die wirksame Korngröße kann besonders für sandigeres Erdreich mit Vorteil zur Kennzeichnung und Einordnung herangezogen werden. So findet man beispielsweise, daß das von A. Casagrande in Gestalt zweier Körnungskurven angegebene Kriterium für die Frostgefährlichkeit²⁾ bei der Verwendung der wirksamen Korngröße auf die eindeutige Bedingung führt: δ_w darf nicht kleiner sein als $0,045 \text{ mm}$. Daß die wirksame Korngröße bei der Wasserdurchlässigkeit von Sanden die größte Rolle spielt,

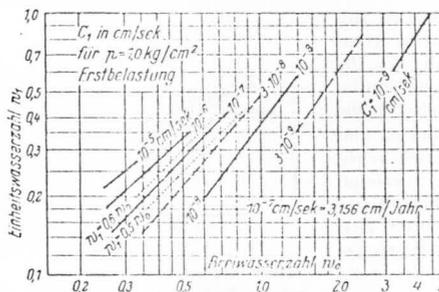


Abb. 14. Ungenaue Abhängigkeit des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes c_1 von w_0 und w_1 (für $s > 2,6$).

wurde bereits an Hand der Formel (7) für den Rauheitsgrad erkennbar. Diese Formel ist natürlich nur innerhalb der Gültigkeitsgrenzen des linearen Gesetzesrichtig, nach Versuchsergebnissen für

ein Druckgefälle $i < \frac{v}{(1 + \epsilon) c \delta_w}$ mit v als kinematischer Zähigkeit

($v = 0,01310 \text{ cm}^2/\text{sek}$ für Wasser von 10° C. ; im übrigen vgl. Abb. 4). Für größeres Gefälle nimmt c mit ansteigendem i langsam ab. Es wurde im Laufe des Aufsatzes schon erwähnt, daß die Eigenschaften von Sand vor allem von der Lagerungsdichte und dem Rauheitsgrad abhängen. Abb. 15 zeigt den Reibungsbeiwert μ ($= \tan \rho$ mit ρ als Reibungswinkel) als Funktion dieser beiden Kennwerte, wie man ihn nach bisher bekannt gewordenen und eigenen Versuchsergebnissen etwa erhält. Da die genauen Kennwerte bislang nicht ermittelt wurden, ist Abb. 15 nur als vorläufige Einschätzung zu betrachten. Genauere Versuche sind in Vorbereitung.

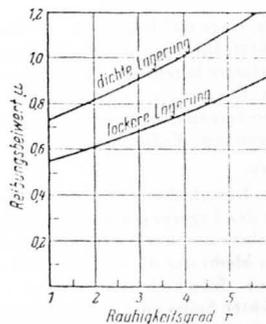


Abb. 15. Ungenaue Abhängigkeit des Reibungsbeiwertes von Sand vom Rauheitsgrad r u. der Lagerungsdichte.

Diese Beispiele mögen vorerst genügen. Sie dürften gezeigt haben, daß das Aufsuchen von Abhängigkeiten zwischen Kennwerten und bautechnischen Zahlen kein aussichtsloses Bemühen darstellt (wie es zuweilen schon zum Ausdruck gebracht wurde), sondern

seine Früchte trägt, wenn zweckmäßige Kennzahlen verwendet werden. Ueber weitere Ergebnisse wird später nach Abschluß der Untersuchungen berichtet werden.

²⁾ Straßerbau 1934, S. 25.

Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe

von

Johann Ohde †

1955

AKADEMIE-VERLAG-BERLIN

Übersicht

Die Tragfähigkeit des Untergrundes ist durch den Gleitwiderstand des Erdreiches begrenzt (innere Reibung und Festigkeit). In der vorliegenden Arbeit werden die an sich bekannten Probleme des Gleitwiderstandes sandiger und bindiger Erdstoffe kurz zusammengestellt. Ausführlicher wird die bisher noch ungelöste Aufgabe behandelt, den Gleitwiderstand bindiger Erdstoffe bei plötzlicher Schubbelastung zu finden. Dieser Grenzfall kommt im Bauwesen sehr häufig vor und verdient wegen seiner ungünstigen Ergebnisse vermehrte Beachtung. Diesbezügliche erdstatische Folgerungen werden angedeutet. Nach einem Vergleich der vorgelegten Theorie mit Versuchsergebnissen und einem Hinweis auf natürliche Gleitflächen und den Einfluß von Fließerscheinungen wird am Schluß die Wichtigkeit weiterer systematischer Versuche betont.

Bei vielen Aufgaben des Grundbaues ist die erforderliche Sicherheit gegen Gleitflächenbruch des Erdreiches der Ausgangspunkt für Bemessung oder Formgebung. Diese Sicherheit

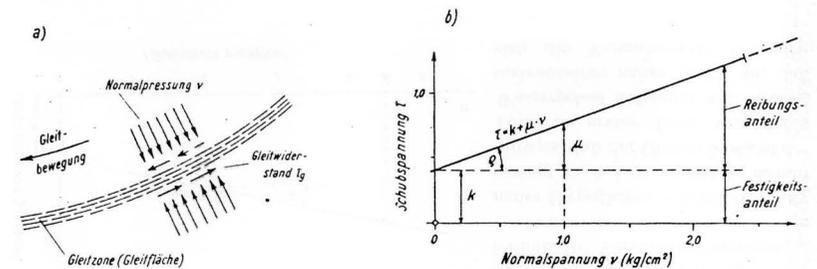


Abb. 1. Das Coulombsche Gleitwiderstandsgesetz (für begrenzte Bereiche näherungsweise gültig)

ist von manchen Faktoren abhängig, die hier nicht im einzelnen behandelt werden sollen; in erster Linie ist aber naturgemäß die Größe des Gleitwiderstandes selbst maßgebend. Da hierüber im Schrifttum oft noch recht unterschiedliche, z. T. auch fehlerhafte Auffassungen zu finden sind, seien nachstehend die Deutungen und Ergebnisse des Verfassers zur Diskussion gestellt, wie sie zur Hauptsache im Laufe der letzten fünf Jahre erhalten wurden. Dabei soll die geschichtliche Entwicklung kurz berührt werden, soweit sie dem Verfasser bekanntgeworden ist und in dem hier behandelten Zusammenhang wichtig erscheint.

Nach der üblichen, schon von COULOMB vertretenen Auffassung besteht der Gleitwiderstand τ_g der Erdstoffe aus dem Anteil der inneren Reibung (mit der Normalpressung v verhältnismäßig zunehmend) und einer gewissen Gleitfestigkeit oder Kohäsion k (in kg/cm^2 oder t/m^2 , von v unabhängig):

$$\tau_g = k + \mu \cdot v, \quad (1)$$

wobei der Faktor μ als Reibungsbeiwert bezeichnet wird: $\mu = \text{tg } \varrho$; ϱ = Reibungswinkel, Abb. 1. Diese Hypothese ist durch die Versuchsergebnisse oft recht gut bestätigt worden

und kann auch in grundsätzlicher Hinsicht nicht als falsch bezeichnet werden; es kommt aber sehr darauf an, genau zu definieren, was unter Reibung oder Festigkeit zu verstehen ist. Besonders zur einwandfreien Deutung von Versuchsergebnissen *bindiger* Erdstoffe sind wir gezwungen, die Einzelursachen physikalisch genauer zu zergliedern.

Sandige Erdarten

Für *Sande* liegen klare Verhältnisse vor, indem dann Gleichung (1) ohne weiteres als gültig angenommen werden kann. Die Festigkeit k ist dann meist nur gering, so daß der Gleitwiderstand hauptsächlich durch den Beiwert μ der inneren Reibung gegeben ist.

Allerdings ist nachdrücklichst darauf hinzuweisen, daß der Reibungsbeiwert μ für ein und denselben Sand *unterschiedliche* Werte annehmen kann, da durch Versuchsergebnisse eine Abhängigkeit von folgenden Faktoren nachgewiesen worden ist:

- von der Lagerungsdichte (locker oder dicht),
- von der Korngestalt und -rauigkeit (rundlich oder eckig),
- von der Korngrößenmischung (gleichförmig oder gemischt),
- von der Art des räumlichen Spannungszustandes (Kleinst- oder Größtwert der mittleren Hauptspannung).

Nach bisherigen Versuchswerten nimmt μ mit der Lagerungsdichte, der Rauigkeit und der Gleichförmigkeit der Körnung zu. Jedoch sind diese Zusammenhänge meines Wissens bislang noch nicht systematisch verfolgt worden. Die nachstehende Zusammenstellung kann deshalb auch nur Anhaltspunkte liefern:

		rundlich	überwiegend eckig	scharfkantig
gleichförmiger Sand	locker	$\mu = 0,60$	$\mu = 0,70$	$\mu = 0,90$
	dicht	$\mu = 0,75$	$\mu = 0,90$	$\mu = 1,20$
ungleichförmiger Sand (Kiessand)	locker	$\mu = 0,55$	$\mu = 0,65$	$\mu = 0,85$
	dicht	$\mu = 0,70$	$\mu = 0,85$	$\mu = 1,10$

Nach einigen Versuchen scheint μ für größere Normaldrücke ($> 5 \text{ kg/cm}^2$) etwas abzunehmen. Bemerkenswert ist der Hinweis von TERZAGHI, daß die innere Reibung auch von der Größe der mittleren Hauptspannung abhängt. In der Tat erhielten W. KJELLMAN¹ und W. BERATZIK² Reibungsbeiwerte von etwa $\pm 10\%$ des mittleren Wertes je nach der Größe der mittleren Hauptspannung (lotrecht zur Bildebene). Hiernach müssen durch Zerdrückungsversuche mit Sandzylindern geringere μ -Werte erhalten werden als durch normale Reibungsversuche mit ebenem Dehnungszustand.

Sehr locker gelagerte Sande erleiden in der Gleitzone eine Verdichtung, dicht gelagerte Sande dagegen eine Auflockerung³, doch ist diese an sich einleuchtende Erscheinung zahlenmäßig noch nicht in einwandfreier Weise systematisch verfolgt worden.

Wie bereits angedeutet, besitzen sandige Erdschichten nur selten eine merkliche Festigkeit. In Einzelfällen können ein geringer Strukturwiderstand (mit der Lagerungsdichte

¹ On Undersökning av jordarters deformationsegenskaper, Teknisk Tidsskrift 1936, Heft 8.

² W. BERATZIK: Baugrund und Physik. Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich 1947, S. 133–136.

³ Vgl. TERZAGHI: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig und Wien 1925 Fr. Deuticke), sowie A. CASAGRANDE in Journ. Boston Soc. of Civ. Eng., Jan. 1936.

zunehmend) und eine gewisse Eigenfestigkeit durch chemische Verkittung (kalkige oder organische Beimengungen) vorhanden sein. Dazu kommt oberhalb der Saugzone des Grundwassers im Feinsand eine meist auch nur geringe Kapillarfestigkeit $k \approx \mu \cdot v_k$ mit v_k als Saugspannung (kapillare Steighöhe¹), die aber durch lotrecht einsickernde Niederschläge aufgehoben werden kann und deshalb nicht immer dauernd vorhanden ist. Immerhin kann diese letztere Festigkeit in Feinsand Werte bis zu $2,0 \text{ t/m}^2$ erreichen und muß deshalb bei Versuchen mit feuchtem Sand beachtet werden.

Schluffige oder schwach verlehnte Erdschichten (auch echter Löß und sandiger Mergel) besitzen einen Gleitwiderstand, der ebenfalls nach Gl. (1) verläuft, nur daß die Festigkeit k größere Werte aufweisen kann, die z. T. auch durch Grundwasser nicht herabgesetzt werden. Diese halbbindigen Erdstoffe zählen also eigentlich hinsichtlich ihres Gleitwiderstandsgesetzes noch zu den „sandigen“ Erdarten.

Gleitwiderstandshypothesen für bindige Erdstoffe

Weniger einfach als bei sandigen Erdstoffen sind die Gleitwiderstandsgesetze bindiger Erdstoffe, z. B. der Tone. In dieser Hinsicht war im Laufe der letzten Jahrzehnte nur ein langsames, schrittweises Eindringen neuer Erkenntnisse festzustellen, zeitweilig gehemmt durch unrichtige Vorstellungen oder fehlerhafte Versuchsbedingungen.

Den ersten Vorstoß hinsichtlich neuer Hypothesen scheint H. KREY gewagt zu haben, indem er darauf hinwies, daß der Gleitwiderstand der Tone in erster Linie von deren *Wassergehalt* abhängig sein müsse; insbesondere nahm KREY an, daß sich die Versuchswerte bei glei-

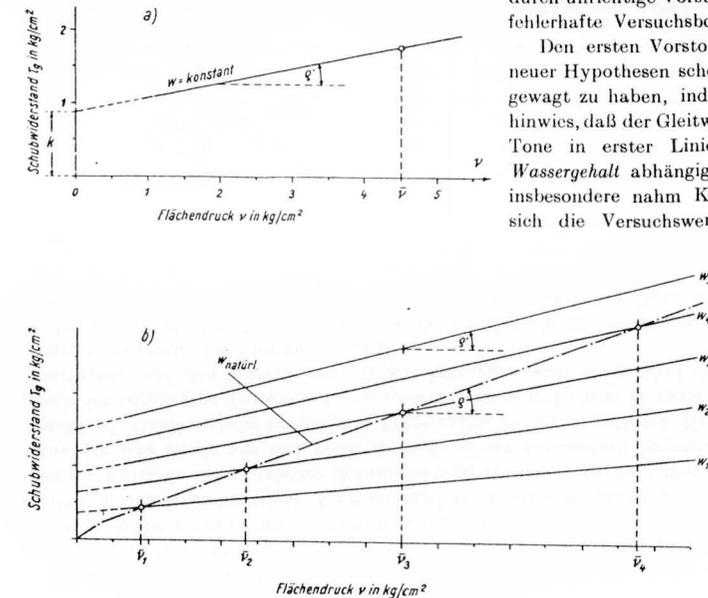


Abb. 2. Gleitwiderstandsverlauf nach KREY (schematisch)

¹ Für die Druckfestigkeit v_D von Sandprismen findet man:

$$v_D = 2\mu \left(\mu + \sqrt{1 + \mu^2} \right) v_K = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot v_K$$

Hiernach kann v_K auch aus v_D berechnet werden, siehe Lit. 2, S. 145.

chem Wassergehalt angenähert durch eine nur schwach geneigte Gerade nach Abb. 2a darstellen lassen.¹ Er wies weiter darauf hin, daß der Wassergehalt nur für einen bestimmten, in der Natur gerade vorhandenen Flächendruck ($v = \bar{v}$ in Abb. 2a) unverändert bleibe und daß dieser „natürliche“ Wassergehalt in verschiedener Tiefenlage wegen der veränderten Erdauflast unterschiedliche Werte annehme, wodurch „für die in der Natur vorhandenen mittleren Verhältnisse“ (d. h. doch wohl: längs einer Gleitfläche) eine bedeutend steiler verlaufende Widerstandslinie — in Abb. 2b strichpunktiert — erhalten werde.² Für jeden Flächendruck — meinte KREY beiläufig — „können wir den natürlichen Wassergehalt leicht herstellen, wenn wir bei einer beliebigen Belastung v unter Wasser genügend lange warten, bis sich der (durch Messung festzustellende) Schubwiderstand nicht mehr ändert“.

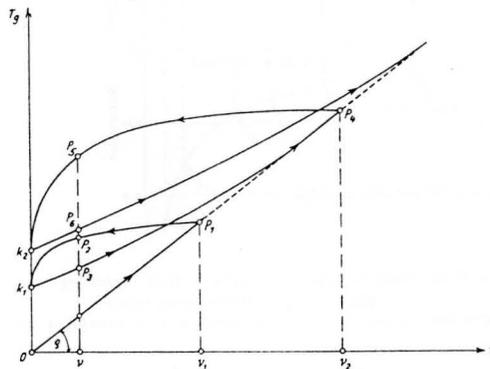


Abb. 3. Hysteresisschleifen des Gleitwiderstandsverlaufes nach TERZAGHI (schematisch)

Nur TERZAGHI ging halbwegs darauf ein und nennt den Neigungswinkel φ der (annähernd durch den Nullpunkt gehenden) strichpunktierten Linie in Abb. 2b den „Winkel der vollen inneren Reibung“ und den Neigungswinkel φ' der voll ausgezogenen Linien für $w = \text{konstant}$ den „Winkel der abgeschwächten inneren Reibung“.

Er wies darauf hin, daß die von FRANZIUS mit einem kreisrunden Reibungsgerät erhaltenen Versuchsergebnisse (vgl. Am. Soc. M. E. 1929, S. 600) „die KREYSCHEN Ergebnisse im großen und ganzen zu bestätigen scheinen“.

TERZAGHI entwickelte dann anschließend eine neue Hypothese durch die Mitteilung, daß Erdproben, die zunächst vorverdichtet sind, sodann entlastet und wieder belastet werden, einen Gleitwiderstandsverlauf nach Abb. 3 aufweisen mit ausgeprägten Hysteresisschleifen und stärker gekrümmtem Verlauf im Entlastungsbereich.³ Hierbei sollen die Reibungsversuche derart durchgeführt sein, „daß sich der Wassergehalt der Proben der Druckänderung anpassen kann“. Diese Anschauung deckt sich nicht mit der KREYSCHEN

¹ H. KREY: Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. Bautechnik 5 (1927), S. 485–489. — KREY schrieb offenbar unter dem Eindruck seiner ersten Versuchsergebnisse und des zwei Jahre vorher herausgekommenen wichtigen Buches von K. TERZAGHI: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage (Leipzig und Wien 1925 — Fr. Deuticke). Vgl. auch H. KREY: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 3. Aufl., Berlin 1926 (Wilh. Ernst & Sohn). TERZAGHI stellte in seinem Buche die physikalischen Ursachen der wichtigsten Erscheinungen und Eigenschaften der Erdstoffe heraus, wodurch die weitere Entwicklung der Baugrundlehre sehr gefördert worden ist.

² Vgl. hierzu auch die Andeutung des Verfassers in Bautechnik 16 (1938), S. 151, Abb. 4.

³ K. TERZAGHI: The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls. Public Roads 10 (1929), S. 147. — K. TERZAGHI: Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele. In Auerbach-Hort: Handbuch d. phys. u. techn. Mech., Bd. IV, 2. Hälfte, Leipzig 1931 (J. A. Barth).

Auffassung; doch sei immerhin vermerkt, daß weder KREY noch TERZAGHI Versuchsergebnisse zur Erhärtung ihrer Ansicht mitteilten.

Einen wichtigen Fortschritt verdanken wir später TERZAGHI durch den Hinweis, daß der Gleitwiderstand in erster Linie von der zwischen den Erdkörnern wirksamen Normalpressung abhängt, weil der Druck des Porenwassers keinen Beitrag zum Reibungswiderstand liefert.¹ Die gesamte Normalpressung ist also aufzuteilen in den Anteil des Porenwasserdruckes und den Anteil der Kornpressungen. Nur der letztere Anteil kommt neben der „Eigenfestigkeit“² für den Schubwiderstand in der Gleitfläche in Betracht. Allerdings können die wirklichen Kornpressungen auch vom Unterdruck des Porenwassers (Kapillardruck) herrühren, worauf TERZAGHI bereits früher hingewiesen hatte.³ Die hierdurch entstehende „Kapillarfestigkeit“ nennt TERZAGHI „scheinbare Kohäsion“, weil sie durch längeren Zutritt von Wasser wieder zum Verschwinden gebracht wird.

A. CASAGRANDE und L. JÜRGENSON zeigten durch Versuche, daß erstmals verdichtete bindige Erdproben während des Schubversuches eine merkliche Zusammendrückung erfahren.⁴ JÜRGENSON erklärt diese Volumenverminderung bei Schubbeanspruchung durch eine mechanische Umlagerung der Erdteilchen. Später wies J. HVORSLEV darauf hin⁵, daß reine Schubbeanspruchung als die Zunahme der einen Hauptspannung angesehen werden könne. „Die Spannungszunahme verursacht bei natürlich verdichteten bindigen Erdstoffen eine Volumenverminderung. Diese Verminderung ist größer als die Volumenvergrößerung, welche durch die numerisch gleichgroße Abnahme der anderen Hauptspannung verursacht wird. Das Endergebnis ist daher eine Volumenverminderung.“ Aus dieser Tatsache folgt zwangsläufig, daß bei schneller Schubbelastung ein Überdruck des Porenwassers und damit eine Verminderung des Gleitwiderstandes eintreten muß, was JÜRGENSON auch versuchsmäßig nachwies. Der Gleitwiderstand wird also von der Geschwindigkeit der Schubbelastung beeinflusst, worauf schon TERZAGHI vorher an Hand einiger Versuchsergebnisse hingewiesen hatte.⁶

In Berlin hat nach dem Tode von KREY B. TIEDEMANN die Reibungsversuche mit bindigen Erdproben weitergeführt.⁷ Um die von KREY andeuteten Gesetze nachzuweisen, führte TIEDEMANN zunächst Reibungsversuche mit breit aufbereiteten und genügend lange vorbelasteten Erdproben durch, wobei die Aufbringung der Schubbelastung hinreichend

¹ K. TERZAGHI: The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. Proc. of the Int. Conf. of Soilmechanics, Vol. I, S. 54–56, Cambridge (Mass.) 1936.

² TERZAGHI sagt: „Echte Kohäsion“. Gemeint ist die dauernd vorhandene Festigkeit, die auch durch Wasserlagerung nicht aufgehoben wird.

³ Der die bindigen Erdproben zusammenhaltende Kapillardruck v_k entspricht der Saugspannung des Porenwassers, die durch das Ausdehnungsbestreben der Erdprobe ausgelöst wird und die Erdprobe an weiterer Ausdehnung hindert. Diese „Vorspannung“ kann je nach dem Wassergehalt ganz verschieden sein. Durch Verdunsten verringert sich das Wasservolumen; die Erdprobe wird dann mit zusammengepreßt, indem v_k entsprechend anwächst (Schwindung oder Schrumpfung). An der Schrumpfgrenze wird der Größtwert von v_k erreicht (bei Tonen je nach Feinheit 20 bis 80 kg/cm²), die Erdprobe wird hart.

⁴ Zitiert nach J. HVORSLEV, Ann. 16. Vgl. L. JÜRGENSON: The shearing resistance of soils. Journal Boston Society of Civil Eng., July 1934.

⁵ M. JUUL HVORSLEV: Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Kopenhagen 1937 (Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, in Kommission mit G. E. C. Gad).

⁶ REDLICH-TERZAGHI-KAMPE: Ingenieurgeologie. Wien 1929 (J. Springer), S. 321. — K. TERZAGHI in Auerbach-Hort: Handbuch d. phys. u. techn. Mech., Bd. IV, 2. Hälfte, S. 550 und 578.

⁷ B. TIEDEMANN: Die Bedeutung des Bodens im Bauwesen. In E. Blanck: Handbuch der Bodenlehre, Bd. 10, Berlin 1932 (J. Springer). — Mitteilungshefte 14 und 20 der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin 1933 und 1935 (Selbstverlag).

langsam erfolgte, um Porenwasser-Überdruck einigermaßen auszuschalten. Den nach diesen Schubversuchen vorhandenen Wassergehalt nennt TIEDEMANN den „natürlichen“ Wassergehalt, was sich allerdings mit der KREYSCHEN Auffassung nicht genau deckt. Denn der von KREY gemeinte Wassergehalt in der Natur kann und wird wegen des bedeutenden Einflusses der Vorgeschichte des Erdreiches meistens ein etwas anderer sein als der Wassergehalt nach den Reibungsversuchen mit künstlich vorbelasteten Proben. Es empfiehlt sich wohl, an der Bezeichnungweise von KREY festzuhalten, und die von TIEDEMANN ermittelten Versuchswerte als „Wassergehalt bzw. Gleitwiderstand nach der Erstbelastung gestörter Proben“ zu bezeichnen. — Sodann führte TIEDEMANN Schubversuche durch mit langsam vorverdichteten und anschließend bis zu verschiedenen Werten entlasteten Proben, wobei

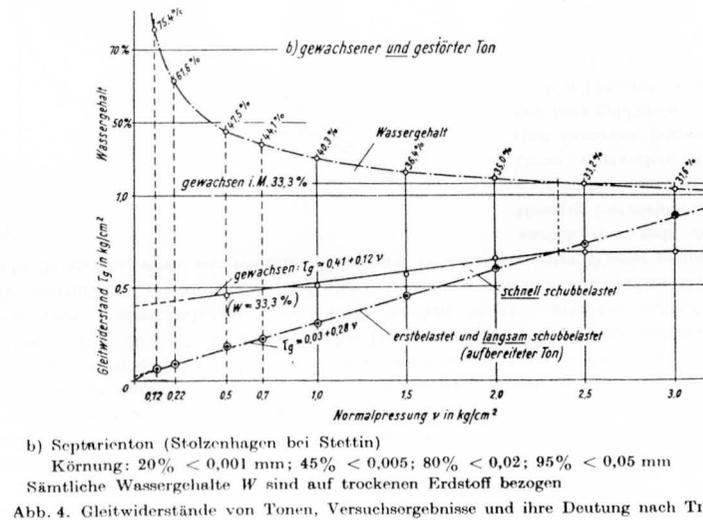
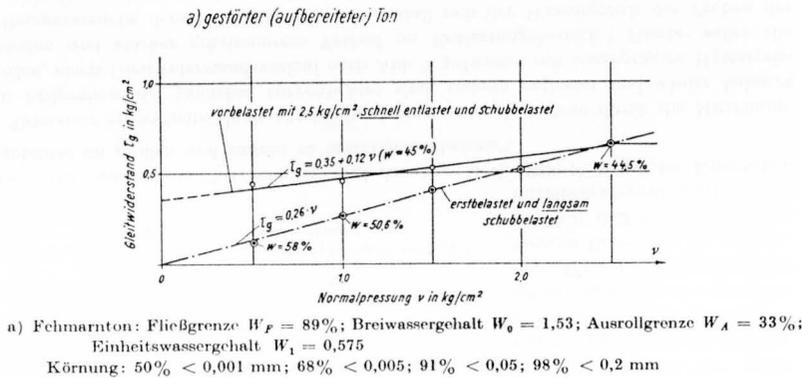


Abb. 4. Gleitwiderstände von Tonen, Versuchsergebnisse und ihre Deutung nach TIEDEMANN

aber sowohl die Entlastung als auch die sofort anschließende Schubbelastung meist verhältnismäßig schnell erfolgte (in 5 bis 10 Minuten), wie der Verfasser als damaliger Mitarbeiter der Berliner Versuchsanstalt zuverlässig berichten kann. (Dieser letztere Umstand ist bei der später durch HVORSLEV und TERZAGHI erfolgten Kritik der TIEDEMANNschen Hypothese nicht beachtet worden, worauf wir noch zurückkommen.)

Abb. 4a zeigt Ergebnisse der Versuche von TIEDEMANN mit gestörten Proben eines sehr feinen Tones der Fehmarnküste. Da er bei den Schnellversuchen für verschiedene Ausgangswerte der Vorverdichtung τ -Linien erhielt, die einander parallel waren, deutete er die KREYSCHEN Geradenschar nach Abb. 2b als Parallelschar und wies dadurch nach, daß die Festigkeit (Kohäsion) mit der Vorbelastung verhältnismäßig zunimmt. In gleicher Weise deutete

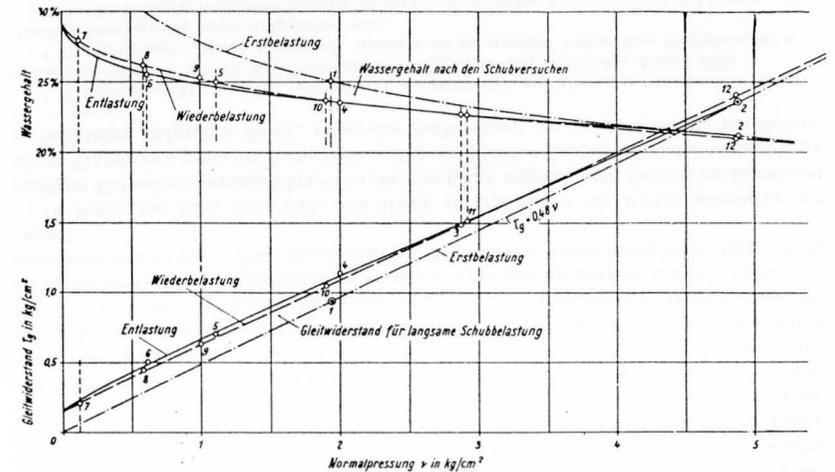


Abb. 5. Gleitwiderstandsversuche von HVORSLEV mit aufbereitetem Wiener Schluffton
 $W_F = 46\%$; $W_A = 22\%$; $W_0 = 0,765$; $W_1 = 0,34$
 Körnung: $18\% < 0,001$ mm; $33\% < 0,005$; $75\% < 0,02$; $96\% < 0,05$ mm

dann TIEDEMANN auch seine zahlreichen Schubversuche mit ungestört ausgestochenen „gewachsenen“ Erdproben, wovon Abb. 4b ein Beispiel gibt.¹ Wir kommen auf die Deutung dieser Versuchswerte noch eingehender zurück an Hand der späteren Abbildung 13. Auf Vorschlag des Verfassers hat TIEDEMANN später auch Versuche mit langsamer Entlastung und Abschiebung durchführen lassen, wobei bekanntlich bedeutend kleinere Gleitwiderstände erhalten werden.

Eine erfreuliche Bereicherung und Förderung unserer Unterlagen und Erkenntnisse über den Gleitwiderstand brachte eine mit großer Sorgfalt im damaligen Laboratorium TERZAGHIS durchgeführte Arbeit von HVORSLEV². Dieser Forscher beschränkte sich zwar auf die Untersuchung gestörter Proben bei langsamer Belastung, Entlastung bzw. Wiederbelastung und jeweils hinzukommender langsamer Schubbelastung; er klärte dadurch dieses Teilgebiet jedoch um so gründlicher. Abb. 5 zeigt typische Versuchsergebnisse von HVORSLEV, wobei

¹ Nach S. 151 in E. BLANCK: Handbuch d. Bodenlehre, Bd. 10, Berlin 1932 (J. Springer).
² S. Ann. 5 S. 11.

also infolge der gewählten Versuchsbedingungen kaum noch ein Einfluß von Porenwasser-Überdruck vorhanden gewesen sein kann.

HVORSLEV deutet seine Ergebnisse zunächst in der TIEDEMANNschen Art; mit dem beträchtlichen Unterschied allerdings, daß TIEDEMANN seine „Festigkeit“ überwiegend durch schnelle Entlastung und Schubbelastung ermittelte, HVORSLEV dagegen durch langsame Vorgehen. Die von HVORSLEV bei der Entlastung und Wiederbelastung erhaltenen Gleitwiderstände lassen demnach im Sinne der TERZAGHISchen Anschauung den Anteil an (bleibender) Eigenfestigkeit (echter Kohäsion) erkennen, wie sie durch die Vorbelastung erzielt worden ist. HVORSLEV ist dann allerdings mit der Deutung nach den Ansätzen von KREY-TIEDEMANN nicht zufrieden und nimmt in Anlehnung an TERZAGHI¹ an, daß die Eigenfestigkeit nicht unmittelbar von der geologischen Vorbelastung, sondern von dem „ideellen Belastungswert p_e “ abhängt, der dem Wassergehalt beim Abschieben der Probe entspricht. Dieser Wert wird aus der Entlastungskurve bei verhinderter Seitendehnung erhalten. HVORSLEV findet annähernd eine lineare Abhängigkeit nach der Gleichung

$$\tau_0 = \kappa \cdot p_e + \bar{\mu} \cdot v \quad (2)$$

und nennt κ den Beiwert der wirksamen Kohäsion und $\bar{\mu}$ den Beiwert der wirksamen inneren Reibung. Für den untersuchten Wiener Schluffton erhielt HVORSLEV z. B. folgende Mittelwerte

$$\kappa = 0,100 \text{ und } \bar{\mu} = 0,315; p_e = p_1 \cdot e^{7,7-2,76(w_1-w)}$$

mit $p_1 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$, $w_1 = 0,314$, $w = \text{Wassergehalt} = \text{Wassergewicht} : \text{Trockengewicht der Erdprobe}$.

Auf die übrigen Ergebnisse von HVORSLEV (z. B. plastisches Fließen, Druckfestigkeiten, Gleitwiderstandsverminderung nach einer gewissen Verschiebung u. a. m.) soll hier zunächst nicht weiter eingegangen werden, um von unserem Hauptthema nicht abzulenken.

Gleichzeitig mit HVORSLEV veröffentlichte B. TIEDEMANN wertvolle Versuchsergebnisse mit gewachsenen Tonproben², aus denen die Abb. 6 entnommen ist. Wir kommen hierauf in der späteren Abb. 13 zurück.

TERZAGHI hat die Gl. (2) von HVORSLEV durch eine Darstellung nach Abb. 7 verständlich zu machen versucht, wonach die den Pressungswerten v für einen konstanten Wassergehalt w_1 entsprechenden Punkte im Gleitwiderstandsbild ebenfalls auf einer Geraden liegen.³ Diese Gerade folgt dann der Gl. (2). Für mehrere w -Werte erhält man auf diese Weise eine Schar paralleler Geraden, deren Neigungswinkel $\bar{\varrho}$ unveränderlich ist und demnach einen Festwert des betreffenden Erdstoffes darstellt. Diese Tatsache veranlassen HVORSLEV und TERZAGHI dazu, $\bar{\varrho}$ als den wahren inneren Reibungswinkel anzusehen, wobei zur Stützung dieser Ansicht die Gleitflächen-Neigungen bei den HVORSLEVSchen Zerdrückungsversuchen herangezogen werden. Von diesem Standpunkt aus bezeichnet dann TERZAGHI unter Hinweis

¹ Bemerkenswert ist wohl, daß die Hysteresisschleife und die Kurvenkrümmungen sich nach den Versuchen von HVORSLEV als wesentlich geringer herausgestellt haben, als TERZAGHI sie nach Abb. 3 vermutete. Allerdings wies TERZAGHI in einem Nachtrag des in Anm. 5 zuletzt genannten Aufsatzes schon selber darauf hin, daß die Darstellung nach Abb. 3 den Sachverhalt übertrieben darstelle, indem er bemerkt: „In den meisten bisher untersuchten Fällen ist der Winkel zwischen den Linien OP_1 und P_1P_2 (Abb. 3) sehr spitz und der Unterschied zwischen den Ziffern der ‚vollen‘ und der ‚zusätzlichen‘ inneren Reibung sehr gering.“ — Für baupraktische Untersuchungen kann man die Hysteresisschleife meines Erachtens unbeachtet lassen.

² B. TIEDEMANN: Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bautechnik 15 (1937), S. 400—403 und 433—435.

³ TERZAGHI: Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden. Bautechnik 16 (1938), S. 343—346. S. auch Anm. 1 S. 11.

auf die in Anm. 7, S. 11 zuerst genannte Quelle die Ansicht von TIEDEMANN über den Ansatz des Reibungswinkels als „unhaltbar“. Im folgenden werden wir nachweisen, daß beide Standpunkte nicht zu Recht bestehen, daß also insbesondere auch die HVORSLEV-TERZAGHISCHE Deutung des Reibungswinkels physikalisch nicht zu rechtfertigen ist.

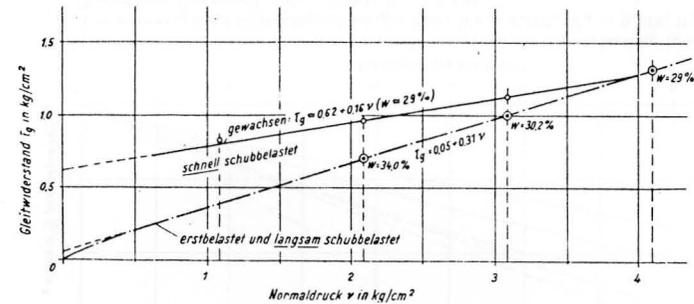


Abb. 6. Gleitwiderstand eines feinen Tones nach TIEDEMANN
 $W_F = 67,3\%$; $W_A = 22,6\%$; Körnung: $50\% < 0,001$; $76\% < 0,005$; $92\% < 0,02$; $97\% < 0,05 \text{ mm}$

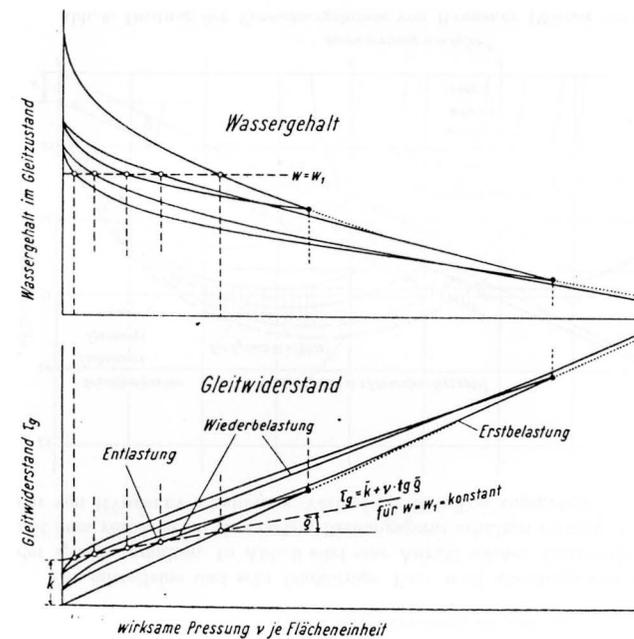


Abb. 7. Der Gleitwiderstand für konstanten Wassergehalt (nach TERZAGHI)

Die zuletzt erwähnte Kritik wird im nächsten Abschnitt vorgetragen. Hier sei jetzt nur zunächst bemerkt, daß die Kritik TERZAGHI an TIEDEMANN nicht gerechtfertigt ist. TERZAGHI hat offenbar nicht beachtet, daß TIEDEMANN die in Abb. 4 dargestellten Widerstandswerte für *schnelles* Abschieben und damit für einigermaßen gleichbleibenden Wassergehalt gefunden hat. Damit ist aber ein Widerspruch mit der Deutung nach Gl. (2) von HVORSLEV nur hinsichtlich der Geschwindigkeit der Schubbelastung vorhanden, weil ja in beiden Fällen von „gleichbleibendem“ Wassergehalt ausgegangen ist. Die Kritik TERZAGHI wäre verständlich, wenn TIEDEMANN seine Ergebnisse für langsame Versuchsdurchführung unter Wasser erhalten hätte, in welcher Weise HVORSLEV die TIEDEMANNsche Hypothese anwendet. Da dieses aber nicht zutrifft, beruht die Einwendung TERZAGHI auf einer irrtümlichen Voraussetzung. Bei genauerem Vergleich mit den HVORSLEVSchen Ergebnissen erkennt man übrigens, daß der von TIEDEMANN nach Abb. 4b erhaltene Gleitwiderstand des gewachsenen Tones für schnelle Schublastaufbringung bzw. konstanten Wassergehalt gefunden sein muß, denn nur dadurch ist der hohe Festigkeitsanteil zu erklären. Auch die von TERZAGHI vermutete Ansicht, daß die zunächst nahezu waagrecht verlaufende Schwellkurve des normalen Druckversuches zu dem Glauben verleitet hätte, auch die entsprechende Kurve der Wassergehalte nach den Schubversuchen verlaufe zunächst ähnlich waagrecht, ist demnach nicht am Platze.

Damit schließen wir unsere Übersicht über die Entwicklung der Gleitwiderstandshypothesen, die keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt.¹ Die nächsten Abschnitte sollen den Standpunkt und die Hypothesen des Verfassers darlegen. Von vornherein ist dabei nach den bisherigen Ausführungen zwischen langsamer und schneller Schubbelastung zu unterscheiden.

Langsame Schubbelastung bindigen Erdreiches

Nach den Ausführungen im vorstehenden Abschnitt gilt als *erste gesicherte Gesetzmäßigkeit* folgendes: Wird breiig abgesetzte (oder aufbereitete) bindige Erde bis zu verschiedenen Normalpressungen ν jeweils hinreichend lange (d. h. bis zum Abklingen der Porenwasser-auspressung) belastet und dann dem Reibungsversuch mit *langsamer* Steigerung der Schubspannung unterworfen, so findet man — ähnlich wie beim Sand — eine annähernd gerade, durch den Nullpunkt gehende Gleitwiderstandslinie (in Abb. 5 und 8 strichpunktiert) mit der Gleichung:

$$\tau_{\theta} \approx \mu_0 \cdot \nu. \tag{3}$$

Der Beiwert μ_0 ist ein Erdstoff-Festwert und sei als „Reibungsbeiwert für Erstbelastung“ bezeichnet.

¹ Es mag vermerkt werden, daß auch im *Grundbau-Institut* der TH Hannover (FRANZIUS, STRECK) wertvolle Versuchsergebnisse erhalten wurden. Zum Beispiel ist in Hannover die Reibungsverminderung von Sand nach längerem Gleitweg meines Wissens erstmals gefunden worden, was zu ähnlichen Versuchen für bindige Erdstoffe anregte. Auch wurde die Reibung von Sand und Schotter in entsprechend großen Geräten untersucht. Hingewiesen sei noch besonders auf die wertvolle Dissertation von KARL PETERS (1938) über Scherfestigkeit und Dichtigkeit von Ton-Sand-Gemischen. (Kurzer Auszug im Vorabdruck aus Heft 19 der Mitteilungen der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft, 1938.) — Ebenfalls hingewiesen sei noch auf R. HAEFELI: Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen. Erdbaukurs der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich, 1938, oder Schweiz. Bauztg. 111 (1938), S. 321. Nach HAEFELI soll die durch plötzliche Schubbelastung entstehende Herabminderung des Gleitwiderstandes für Erstbelastung im Verhältnis von $\text{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ erfolgen. Seine Begründung dieses Wertes erscheint jedoch im Lichte unserer nachstehenden Ausführungen nicht stichhaltig, und der von ihm genannte Wert stimmt infolgedessen auch nicht mit unseren späteren Formeln (18), (18a) und (18b) überein.

Für mittelfeine und sehr feinkörnige Tone wird allerdings eine schwache Krümmung der τ_{ν} -Linie erhalten. In Abb. 9 sind eine Anzahl solcher Versuchskurven eingetragen, die mit dem verbesserten KREYSchen Reibungsgerät erhalten wurden. Vergleichsweise ist auch der von HVORSLEV erhaltene τ_{ν} -Verlauf für Belt-Ton angegeben.¹

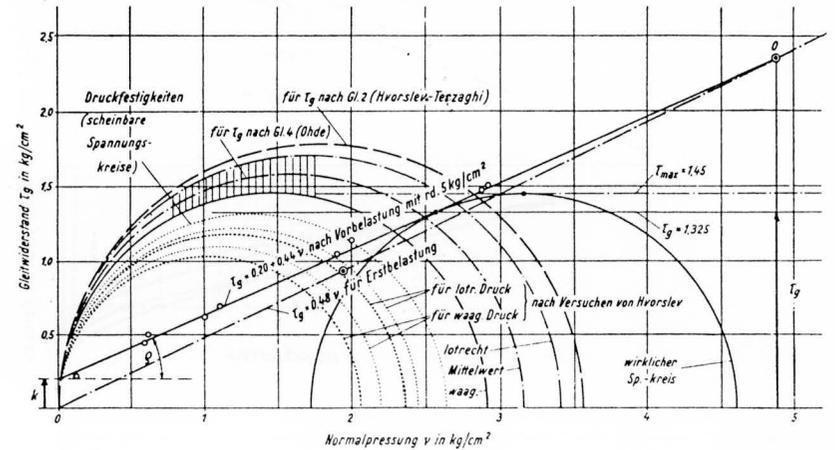


Abb. 8. Deutung der Versuchsergebnisse von HVORSLEV (Wiener Schluffton nach Abb. 5)

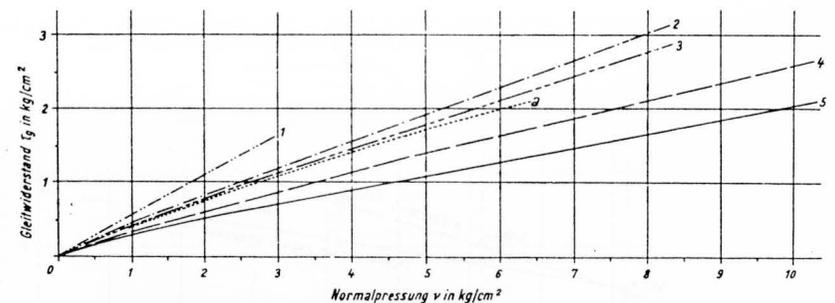


Abb. 9. Versuchsergebnisse über den Gleitwiderstand bei der Erstbelastung (gestörte Proben)

- 1 = schwarzgrauer feinsandig-schlackiger Klei: $W_F = 0,607; W_A = 0,238; W_0 = 0,824; W_1 = 0,375$
- 2 = grauer Tonmergel: $W_0 = 0,880; W_1 = 0,400$
- 3 = grauer Tonmergel: $W_0 = 1,153; W_1 = 0,504$
- 4 = grüngrauer feiner Ton
- 5 = Klein-Belt-Ton: $W_F = 1,62; W_A = 0,42; W_0 \approx 4,25; W_1 \approx 0,79$

} Ergebnisse des Verfassers

a = Klein-Belt-Ton nach HVORSLEV: $W_F \approx 1,27; W_A \approx 35,6\% = 0,356$

¹ Die τ_{ν} -Kurve von HVORSLEV für Belt-Ton (?) ist etwas stärker gekrümmt als die übrigen Linien. Der Verfasser vermutet, daß die „Normalversuche“ von HVORSLEV für diesen Ton eine zu schnelle Schubbelastung ergaben, weshalb die übrigen Ergebnisse mit diesem Ton nachstehend nicht verwertet sind.

2 Ohde, Gleitwiderstand

Die einfache Gl. (3) könnte zu der Annahme verleiten, als seien die Tone demselben einfachen Reibungsgesetz unterworfen wie die Sande. In dem Sonderfall, für den die Gl. (3) gilt, trifft das natürlich auch formal zu. Sobald aber Entlastungen und Wiederbelastungen hinzukommen, liegt der Gleitwiderstand höher als nach Gl. (3). Dadurch wird offenbar, daß durch die Vorbelastung eine gewisse Verfestigung eingetreten ist, die auch durch Wasserzutritt nicht wieder aufgelöst wird. Wir dürfen daher in diesem Falle von *Eigenfestigkeit* (echte Kohäsion nach TERZAGHI) sprechen, die durch die Vorverdichtung irgendwie erzeugt wurde¹, so daß die strichpunktierte Gleitwiderstandsgerade in Abb. 8 bereits einen gewissen Anteil an Festigkeit mit umfaßt.

Der in Abb. 5 eingetragene, von HVORSLEV erhaltene Gleitwiderstandsverlauf im Entlastungs- und Wiederbelastungsbereich kann praktisch genügend genau durch eine mittlere gerade Linie (in Abb. 8 voll ausgezeichnet) ersetzt werden, was HVORSLEV bereits ebenfalls andeutete. Diese mittlere Gerade hat die Gleichung

$$\tau_g = k + \mu \cdot v, \quad (4)$$

gültig unterhalb der Vorbelastung p_e . Da für unterschiedliche Vorbelastungen p_e einander parallele Gleitwiderstandsgeraden erhalten werden, so ist die Eigenfestigkeit k mit der Vorbelastung veränderlich, etwa nach der Formel:

$$k \approx \kappa \cdot p_e. \quad (5)$$

κ und μ sind für jede Erdart mit großer Annäherung Festwerte und können als *Beiwerte der Eigenfestigkeit und der inneren Reibung* bezeichnet werden, und zwar auch in physikalischer Hinsicht. Der *wahre Reibungswinkel* des Tonnes ist dann also: $\varrho = \arctg \mu$ und entspricht der Neigung der τ_g -Linien nach Gl. (4).

Durch die Gleichungen (4) und (5) haben wir eine *zweite wichtige Gesetzmäßigkeit* erfaßt, die auch durch den Ansatz

$$\mu_0 = \mu + \kappa \quad (6)$$

ausgedrückt werden kann. Der Festigkeitsanteil k des Gleitwiderstandes τ_g ist im physikalischen Sinne durch einen rechnerisch konstant bleibenden Anteil gegeben, wobei es sich um ein und dieselbe Probe (oder räumlich um ein und dieselbe Stelle) handeln muß, die unterschiedliche Pressungen v erleidet. Eine andere Definition ist meines Erachtens physikalisch nicht vertretbar.

HVORSLEV und TERZAGHI gehen von der Bedingung gleichbleibenden Wassergehaltes aus, unterlassen aber stillschweigend das Wichtigste: eine nähere Begründung dafür, warum diese Bedingung auch bei langsamer Schubbelastung maßgebend sein soll. Ist es die Vorstellung, daß die Festigkeit irgendwie mit dem Gehalt an Porenraum veränderlich sein müßte?² Darauf kann entgegnet werden, daß bei gleichem Porengehalt bekanntermaßen ganz verschiedene Verspannung und räumliche Anordnung der Erdkörner vorhanden sein kann. Meines Erachtens ist die durch die Abb. 7 von TERZAGHI bzw. die Gl. (2) von HVORSLEV ausgedrückte Gesetzmäßigkeit rein geometrisch-mathematischer Natur ohne physikalischen Hintergrund. Ich bestreite damit nicht die näherungsweise Gültigkeit der HVORSLEVSchen Gleichung (2), wohl aber die Deutung ihrer Konstanten in dem erfolgten Sinne.

¹ Bei gewachsenen bindigen Erdschichten ist natürlich meistens eine größere Eigenfestigkeit zu erwarten als bei künstlich vorbelasteten Erdproben, einmal wegen der längeren Einwirkungszeit der Belastung und dann auch u. U. durch zusätzliche chemische Verkitung.

² Möglicherweise sind die v -Linien von KREY nach Abb. 2 hier übernommen. Doch hat KREY seine Schubversuche ziemlich *schnell* durchführen lassen (rd. 1/2 Stunde), wie der Verfasser beobachten konnte.

Eine dimensionslose Auftragung der τ_g -Werte, wie sie HVORSLEV mit Hilfe des Ansatzes $\tau_g/p_e = \kappa + \bar{\mu} \cdot v/p_e$ durchführt, läßt sich auch durch den Ansatz

$$\tau_g/p_e = \kappa + \mu \cdot v/p_e$$

erreichen. In diesem Falle bleiben freilich die Hysteresisschleifen bestehen; doch kann man hierfür sehr wohl auch eine einleuchtende Erklärung finden. TERZAGHI und HVORSLEV sind offenbar durch eine gewisse Ähnlichkeit der Hysteresiskurven beim einfachen Druckversuch (verhinderte Seitendehnung) und bei den Gleitwiderstandsversuchen auf ihre Hypothese geführt worden. Ich weise demgegenüber auf die näherliegende und durch Versuche nachgewiesene Tatsache hin, daß durch das bei der Entlastung auftretende relative Höherbleiben

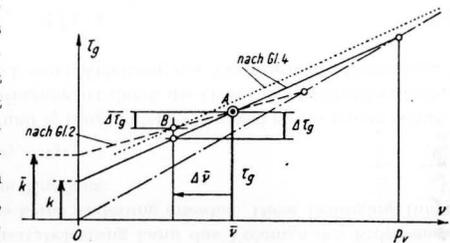


Abb. 10

der mittleren Hauptspannung (lotrecht zur Bildebene bei der Betrachtung eines Schubversuches) auch der innere Reibungswiderstand des Erdstoffes erhöht wird. Offenbar wird die Beweglichkeit der in einer Gleitzone aneinander vorbeiwälzenden oder -reibenden Erdkörnern durch ein Anwachsen der dritten Hauptspannung zunehmend behindert, wodurch dann auch der Reibungswiderstand anwächst. Hierdurch ist der leicht gekrümmte τ_g -Verlauf der oberen Kurve für den Entlastungsprozess wohl ohne weiteres zu erklären. Zugleich ist dadurch die Vorschrift gewonnen, beim Einzeichnen der τ_g -Geraden in Abb. 8 mehr die unteren Punkte in Betracht zu ziehen, um dadurch der Gefahr zu entgehen, den Anteil des durch die dritte Hauptspannung verstärkten inneren Reibungswiderstandes als Eigenfestigkeit zu deuten.

Der wichtigste Punkt meiner Kritik des Standpunktes von TERZAGHI nach Abb. 7 sei an Hand der Abb. 10 erläutert. Eine von Porenwasserspannungen nicht beeinflusste Tonprobe unter Wasser sei in früherer Zeit bis p_e vorbelastet und besitze dementsprechend jetzt unter der Belastung \bar{v} den Gleitwiderstand τ_g (langsame Schubbelastung). Wird dann nach der Auswirkung einer langsam erfolgenden Pressungsminderung $\Delta \bar{v}$ für die gleiche Tonprobe gefragt, so wird eine solche nach Gl. (2) durch $\Delta \tau_g$, nach Gl. (4) jedoch durch $\Delta \tau_g$ dargestellt.

Die Änderung $\Delta \tau_g$ nach TERZAGHI führt zum Punkte B, der jedoch — wie durch die punktierte Linie angedeutet ist — einer höheren Vorbelastung entspricht. Es ist jedoch physikalisch nicht denkbar, daß für ein und dieselbe Probe gleichzeitig verschiedene Vorbelastungen in Frage kommen sollen. Auch kann die erhöhte Kohäsion \bar{k} nicht für dieselbe Tonprobe gelten, solange man Kapillarspannungen des Porenwassers ausgeschaltet wissen will. Infolgedessen kann für ein und dieselbe Probe auch nur eine einzige τ_g -Linie nach Gl. (4) — (in Abb. 10 voll ausgezogen) — in Betracht kommen. Der Einwand, daß sich für diese τ_g -Linie der Wassergehalt ändere, während er doch in Wirklichkeit für den betrachteten Punkt konstant bleibe (sofern eine Neigungsänderung der Schnittebene betrachtet wird, wie es bei der Ableitung des Gleitflächenwinkels $\frac{\pi}{2} - \varrho$ nach MOHR geschieht) kann durch den Hinweis beiseitegestellt werden, daß sich auch das Spannungsverhältnis mit einer Drehung der Schnittebene ändert, wodurch natürlich eine Änderung des Wassergehaltes wieder ausgeglichen werden kann. Wir glauben daher mit unserer Auffassung im Rechte zu sein, solange eine Richtungsabhängigkeit des Reibungsbeiwertes nicht besteht. Ob auch die letztere Annahme zutrifft, ist bislang noch nicht untersucht.

Wie HVORSLEV nachweist, werden durch Gl. (2) bedeutend kleinere Reibungswinkel erhalten als durch Gl. (4). Für kleinere Reibungswinkel werden nach MOHR bei der Zerdrückung von Tonzylindern flachere Gleitflächen vorausgesagt, die HVORSLEV auch gefunden haben will, wie er an Hand photographischer Aufnahmen nachweist. Doch bezweifle ich die Richtigkeit dieser Ergebnisse. Zunächst sind die von HVORSLEV verwendeten Probekörper mit 2 cm Dicke und 4 cm Höhe doch reichlich klein, um daraus sichere Schlüsse zu ziehen. Sodann hat HVORSLEV die Gleitflächen erst nach kräftiger Ausbauchung des mittleren Teiles der Probekörper feststellen können, nachdem das Verhältnis von der Höhe zur Dicke nur noch rd. 1,5 betrug. Auch vermisste ich in den HVORSLEVSchen Bruchbildern eine Erscheinung, die ich beim Zerdrücken von stärker verdichteten gewachsenen Tonzylindern fast immer beobachten konnte. Der Bruchkegel wies dabei die in Abb. 11 skizzierte Form auf; er besaß in der Nähe der Druckflächen also flachere Neigungen — offenbar als Folge der teilweisen Verhinderung der seitlichen Querdehnung der Probe durch die Reibung der Druckfläche. Unterstellt man nun, daß sich eine solche gekrümmte Bruchfläche auch im Anfangsstadium des Bruches (zu Beginn des Ausbauchens) bei den HVORSLEVSchen Probekörpern ausgebildet hat und diese gekrümmte Bruchfläche sich dann unter dem Zwang geometrischer Verhältnisse bei weiterer Ausbauchung allmählich mehr zur Ebene streckte, so kann dadurch natürlich

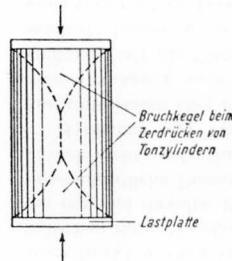


Abb. 11

eine mittlere Neigung der Bruchebene entstehen, die merklich flacher verläuft als nach der Theorie von MOHR. Die genannten Zerdrückungsversuche können daher m. E. nicht zur Stützung der Hypothese von HVORSLEV und TERZAGHI herangezogen werden. Man müßte zu diesem Zweck sehr viel sorgfältiger vorgehen. Am Schluß des nächsten Abschnittes werden wir noch auf andere Möglichkeiten hinweisen, nachzuprüfen, welche von den beiden diskutierten Hypothesen richtig ist.

Schnelle Schubbelastung für vorverdichtetes, bindiges Erdreich

Im Bauwesen hat man es meistens mit verhältnismäßig schneller Schubbelastung zu tun, wobei das überschüssige Porenwasser keine Zeit findet zum Entweichen oder Druckausgleich. Unter diesen Umständen muß der Gleitwiderstand in manchen Fällen bedeutend geringer ausfallen, wie durch Versuche bereits bekannt ist und jetzt auch rechnerisch gezeigt werden soll. Wir betrachten dabei den ungünstigsten Grenzfall plötzlicher Schubbelastung bis zum Bruch.

Zunächst sei ausreichend vorbelastetes Erdreich vorausgesetzt, d. h. nach der Vorbelastung bis p_r sei eine hinreichend langsame Entlastung bis \bar{p} eingetreten ($\bar{p} \ll p_r$) oder eine noch stärkere Entlastung und eine darauffolgende langsame Wiederbelastung bis \bar{p} . Die zusätzlichen Porenwasserspannungen seien ausgeglichen, so daß bei sehr langsamer Schubbelastung mit Gl. (4) bzw. mit einer voll ausgezogenen Linie nach Abb. 8 zu rechnen wäre. Wir wollen aber nun den Fall untersuchen, bei dem die Schubbelastung bis zum Bruch nicht sehr langsam, sondern sehr schnell erfolgt.

Der Anschaulichkeit zuliebe denken wir uns in einem beliebigen Punkte der Gleitfläche des Erdreiches senkrecht zur Bildebene ein unendlich langes Druckprisma herausgeschnitten (ebene Aufgabe), welches nach den Richtungen der Hauptspannungen orientiert ist; Abb. 12a. Die Gleitflächen-Ausbildung bzw. die Wachrufung des Gleitwiderstandes ist dann gleich-

bedeutend mit der Zerdrückung dieses gesondert betrachteten Erdprismas. Wir fragen deshalb nach der Größe der Druckfestigkeit bei plötzlicher Belastung und gehen vorläufig von dem einfachsten Fall aus, nämlich der Voraussetzung, daß vor der zusätzlichen Beanspruchung überall gleicher natürlicher Erddruck \bar{p} vorhanden ist (sog. „Flüssigkeitsdruck“ des Erdreiches; Verhältniszahl des natürlichen Erddruckes: $\lambda_n = 1,0$). Durch die plötzliche Belastung bis zum Gleitungsbruch werde nun die Erdkornpressung \bar{p} in der Druckrichtung um v_1 erhöht und lotrecht dazu um v_2 erniedrigt. Sieht man von Hysteresiserscheinungen ab, so gelten wegen der hohen Vorbelastung p_r die bekannten Ansätze oder Ergebnisse der Elasti-

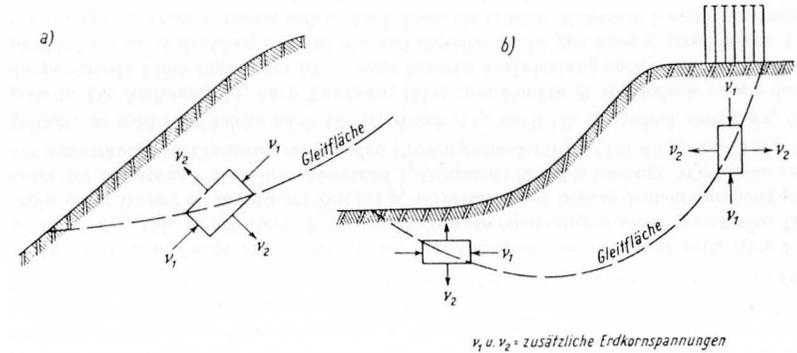


Abb. 12

zitätslehre. Bei plötzlich einsetzender Zusatzbelastung kann das Volumen des Erdprismas wegen der Anwesenheit des Porenwassers keine Änderung erleiden. Diese Bedingung führt im vorliegenden Falle bekanntlich zu dem Ergebnis:

$$v_1 = v_2. \tag{7}$$

Die zusätzlichen Spannungen v_1 (Druck) und v_2 (Zug) entsprechen also einem reinen Schubspannungszustand.¹ — Eine weitere Bedingung ist durch die Größe des Gleitwiderstandes unmittelbar vor dem Bruch gegeben. Nach einer Ableitung des Verfassers in „Bautechnik“ (1938 — S. 155) gilt:

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_2 + 2 \sqrt{\lambda} \cdot k, \tag{8}$$

wenn bedeuten: σ_1 und σ_2 die größte und kleinste Erdkornpressung, k die (durch Wasser unbeeinflussbare) Eigenfestigkeit und λ den bekannten Verhältniswert:

$$\lambda = \left(\frac{1}{4} + \mu^2 + \mu \right)^2 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varrho}{1 - \sin \varrho} \tag{9}$$

Außerdem gelten noch die Formeln:

$$\sin \varrho = \frac{\lambda - 1}{\lambda + 1}; \quad \cos \varrho = \frac{2 \sqrt{\lambda}}{\lambda + 1}; \quad \operatorname{tg} \varrho = \mu = \frac{\lambda - 1}{2 \sqrt{\lambda}}. \tag{9a}$$

In unserem Falle ist:

$$\sigma_1 = \bar{p} + v_1 \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \bar{p} - v_2, \tag{10}$$

¹ Vgl. Bautechnik 16 (1938), S. 153, Abb. 11.

womit unter Beachtung von Gl. (7) aus Gl. (8) nach kurzer Rechnung erhalten wird:

$$r_1 = r_2 = \frac{\lambda-1}{\lambda+1} \cdot \bar{r} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} \cdot k = \sin \varrho \cdot \bar{r} + \cos \varrho \cdot k. \quad (11)$$

Wir fragen jetzt nach der Änderung des Porenwasserdruckes. Die Steigerung des größten Erdkorndruckes um r_1 und die Verminderung der anderen Hauptspannung um $r_2 = r_1$ entspricht einer allseitigen Pressungsabnahme um r_1 und einer dazukommenden Zerdrückungskraft von

$$r'_D = r_1 + r_1 = 2 r_1. \quad (12)$$

Die allseitige Abnahme der Kornpressungen setzt (für $\lambda_n = 1,0$) eine ebenso große Zunahme des Porenwasserdruckes q voraus, so daß

$$q = r_1 \quad (13)$$

erhalten wird. Wir können auch folgende anschauliche Ableitung vorführen: Denken wir uns das Prisma nach Abb. 12a aus dem Verbands herausgelöst und demzufolge die Pressung \bar{r} durch die gleichgroße Kapillarspannung

$$v_k = \bar{r} \quad (14)$$

ersetzt, so wird beim Zerdrücken des Prismas offenbar die Kapillarspannung v_k um einen gewissen Betrag Δv_k herabgesetzt und wir können anschreiben:

$$\sigma_1 = \bar{r} - \Delta v_k + v'_D \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \bar{r} - \Delta v_k.$$

Mit Gl. (7) erhält man dann:

$$r_1 = \Delta v_k \quad \text{und} \quad v'_D = r_1 + \Delta v_k = r_1 + r_1 = 2 r_1.$$

Mit Rücksicht auf Gl. (11) gilt demnach auch für die Druckfestigkeit der ebenen Aufgabe:

$$v'_D = 2 \frac{\lambda-1}{\lambda+1} \cdot \bar{r} + \frac{4\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} \cdot k = 2 \sin \varrho \cdot \bar{r} + 2 \cos \varrho \cdot k. \quad (15)$$

Eine Verminderung der Kapillarspannung um r_1 ist natürlich das gleiche wie eine Zunahme des Porenwasserdruckes um r_1 . Damit besteht also die zum Zerdrücken des Prismas erforderliche Gesamtpressung v'_D zur Hälfte aus einer Steigerung des Korndruckes und zur anderen Hälfte aus einer Zunahme des Porenwasserdruckes (bzw. Abnahme der Kapillarspannung). — Denken wir uns das Prisma jetzt wieder im Verbands eingefügt, so kann freilich eine verminderte Kapillarspannung bzw. ein erhöhter Porenwasserdruck nicht an der Begrenzung des Prismas wirksam gedacht werden, sondern an der Begrenzung des ganzen bindigen Erdreiches. Oder genauer formuliert: Längs der äußeren Begrenzung des bindigen Erdreiches muß die Kapillarspannung gerade solche Änderungen erfahren, daß das hierdurch entstehende Spannungsfeld im Erdkorngerüst an der betrachteten Stelle der Gleitfläche gerade die allseitige Spannungsverminderung $q = r_1$ aufweist. In den meisten Fällen wird diese genauere Betrachtungsweise mit der zuvor gezeigten einfachen Vorstellung übereinstimmen, so daß Gl. (13) wohl allgemein als zu Recht bestehend angenommen werden kann (zumindest mit guter Annäherung).

Um nun den Anschluß an den eingangs betrachteten Gleitwiderstand zu finden, berechnen wir für unser Erdprisma die Erdkornspannungen τ und ν für Schub und Normaldruck in der Gleitfläche. Nach bekannten Formeln für den Spannungskreis gilt¹:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2i - (\sigma_1 - \sigma_2) \sin i \cos i = (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{\operatorname{tg} i}{1 + \operatorname{tg}^2 i} \\ \nu &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2i = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \sin^2 i = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{\operatorname{tg}^2 i}{1 + \operatorname{tg}^2 i}, \end{aligned} \right\} (16)$$

¹ Bautechnik 16 (1938), S. 153.

wenn i den Winkel der betrachteten Flächenrichtung mit der Richtung der größten Hauptspannung bedeutet. Für die Gleitfläche gilt¹:

$$\operatorname{tg} i = \frac{1}{\sqrt{\lambda}}. \quad (16a)$$

Man findet mit Einsetzung dieses Wertes und der Gl. (10) zunächst:

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos \varrho \\ \nu &= \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{1}{\lambda+1} = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} (1 - \sin \varrho) \end{aligned} \right\} (16b)^1$$

und weiter

$$\tau_y = \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} r_1 - \cos \varrho \cdot r_1; \quad \nu = \bar{r} - \frac{\lambda-1}{\lambda+1} r_1 - \bar{r} - \sin \varrho \cdot r_1 \quad (17)$$

und nach Einsetzung von r_1 nach Gl. (11):

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} \left(\frac{\lambda-1}{\lambda+1} \cdot \bar{r} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} \cdot k \right) = \sin \varrho \cdot \cos \varrho \cdot \bar{r} + \cos^2 \varrho \cdot k \\ \nu &= \left[1 - \left(\frac{\lambda-1}{\lambda+1} \right)^2 \right] \cdot \bar{r} - \frac{\lambda-1}{\lambda+1} \cdot \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} \cdot k = \cos^2 \varrho \cdot \bar{r} - \sin \varrho \cos \varrho \cdot k. \end{aligned} \right\} (18)$$

Für den Unterschied $\Delta v = \bar{r} - \nu$ hat man

$$\Delta v = \left(\frac{\lambda-1}{\lambda+1} \right)^2 \cdot \bar{r} + \frac{\lambda-1}{\lambda+1} \cdot \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+1} \cdot k = \sin^2 \varrho \cdot \bar{r} + \sin \varrho \cos \varrho \cdot k. \quad (19)$$

Schließlich kann man nach Einführung von μ anstatt ϱ auch schreiben:

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= \cos^2 \mu (\mu \cdot \bar{r} + k) = \frac{1}{1 + \mu^2} (\mu \cdot \bar{r} + k) \\ \Delta v &= \sin \varrho \cdot \cos \varrho (\mu \cdot \bar{r} + k) = \frac{\mu}{1 + \mu^2} (\mu \cdot \bar{r} + k). \end{aligned} \right\} (20)$$

Diese Formeln zeigen ein bemerkenswert übersichtliches Ergebnis, denn der Klammerausdruck gibt den Gleitwiderstand für sehr langsame Schubbelastung an. Allgemein verdienen folgende Ergebnisse unserer bisherigen Ableitungen eine Hervorhebung:

1. Der Gleitwiderstand bei plötzlicher Schubbelastung erreicht nur einen gewissen Bruchteil des Gleitwiderstandes bei sehr langsamer Schubbelastung;
2. bei plötzlicher Schubbelastung tritt entweder ein erheblicher Porenwasser-Überdruck auf (vgl. Gl. 13 und 11) oder aber — (damit gleichbedeutend) — die Kapillarspannung des Porenwassers wird merklich herabgesetzt;
3. die Normalspannung in der Gleitfläche wird bei schneller Schubbelastung etwas verringert.²

Hinsichtlich der bisherigen Formeln sei nochmals bemerkt, daß diese zunächst nur ausreichend vorbelastetes Erdreich und für $\lambda_n = 1,0$ gelten, außerdem bezieht sich die Druckfestigkeit v'_D nach Gl. (15) nur auf die ebene Aufgabe. Nachstehend werden diese begrenzenden Annahmen schrittweise fallengelassen.

¹ Auch unmittelbar aus dem Mohrschen Kreis abzulesen!

² Hierdurch ist nachgewiesen, daß die frühere Annahme des Verfassers (vgl. Schweiz. Bauztg. 109 (1937), S. 298, und 110 (1937), S. 274) über die bei schneller Schubbelastung unverändert bleibenden Erdkorn-Normalpressungen in der Gleitfläche nicht streng richtig ist. Der Fehler dieser Annahme ist allerdings nicht sehr groß, liegt aber immerhin auf der günstigen Seite, so daß er fortan berücksichtigt werden sollte.

Zwecks Ermittlung der *Prismen-Druckfestigkeit* v_D (räumliche, achsensymmetrische Aufgabe) einer Erdsäule von zylindrischem oder quadratischem Querschnitt kann man ebenfalls von der Vorstellung ausgehen, daß die ursprüngliche Kapillarspannung (Vorspannung) v_k durch das gewaltsame Zerdrücken kurz vor dem Bruch um einen gewissen Wert Δv_k verringert wird. Bezeichnet v_1 wieder die Erhöhung der lotrechten *Erdkornpressung* und v_2 die Verminderung der gleichen seitlichen Pressung — jetzt in *beiden* seitlichen Richtungen —, so führt die Bedingung gleichbleibenden Volumens an Stelle von Gl. (7) jetzt bekanntermaßen zu dem Ergebnis:

$$v_1 - 2 \cdot v_2 = 0 \text{ oder } v_2 = \frac{1}{2} v_1. \quad (7)$$

Damit ist an Stelle von Gl. (10) anzusetzen:

$$\sigma_1 = \bar{v} + v_1 \text{ und } \sigma_2 = \bar{v} - v_2 \quad (10)$$

und nach Gl. (8) erhält man unter Beachtung von Gl. (7) an Stelle von Gl. (11):

$$v_1 = 2 \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2} \bar{v} + \frac{4\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} k = \frac{4}{3 - \sin \varrho} (\sin \varrho \cdot \bar{v} + \cos \varrho \cdot k), \quad (11)$$

wobei neben Gl. (9a) von der Beziehung $\lambda + 2 = \frac{3 - \sin \varrho}{1 - \sin \varrho}$ Gebrauch gemacht wurde. Beim Herausstechen des Erdprismas wird die natürliche Erdpressung \bar{v} durch die gleichgroße Vorspannung v_k ersetzt, die dann allerdings durch das Zerdrücken um Δv_k verringert wird (unmittelbar vor dem Bruch). Es gilt somit auch:

$$v_k = \bar{v} \text{ und } \sigma_1 = \bar{v} - \Delta v_k + v_D; \sigma_2 = \bar{v} - \Delta v_k.$$

Der Vergleich mit Gl. (10) ergibt:

$$\Delta v_k = v_2 = \frac{1}{2} v_1 \text{ und } v_D = \frac{3}{2} v_1$$

oder mit Rücksicht auf Gl. (11):

$$v_D = 3 \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2} \bar{v} + \frac{6\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} k$$

oder auch

$$v_D = \frac{6}{3 - \sin \varrho} (\sin \varrho \cdot \bar{v} + \cos \varrho \cdot k) = \frac{2}{\sqrt{1 + \mu^2} - \mu/3} (\mu \cdot \bar{v} + k). \quad (15)$$

Sind μ und k hinreichend genau durch Versuche ermittelt, so kann nach dieser Formel aus der Prismen-Druckfestigkeit v_D die Vorspannung (Kapillarspannung) $v_k = \bar{v}$ gefunden werden. Voraussetzung hierfür ist die relativ „schnelle“ Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung.

Wir lassen jetzt die Einschränkung $\lambda_n = 1,0$ fallen, setzen also ein *beliebiges* λ_n voraus, d. h. der natürliche Seitendruck des bindigen Erdreiches möge das λ_n -fache der Auflast \bar{v} betragen. Hierbei kann λ_n sowohl kleiner als auch größer als 1,0 sein, wie durch Versuche nachgewiesen wurde. Durch den Wert \bar{v} kann neben der Eigengewichtspresung der überlagernden Erde auch eine etwa vorhandene Vorspannung \bar{v}_k mit erfaßt werden (z. B. $\bar{v} = \Sigma(\gamma \cdot \Delta z) + \bar{v}_k$ mit γ als Raumgewicht und Δz als Dicke der einzelnen Erdschichten).

Wie vorhin, kann auch für beliebiges λ_n von einer mittleren Vorspannung v_k ausgegangen werden, wie sie sich z. B. bei der Probeentnahme einstellt. Für v_k führt die Bedingung gleichbleibenden Volumens zu den Ansätzen:

Für die ebene Aufgabe:

$$\bar{v} - v_k = v_k - \lambda_n \cdot \bar{v} \text{ oder } v_k = \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v}; \quad (14a)$$

für die achsensymmetrische Aufgabe:

$$\bar{v} - v_k = 2(v_k - \lambda_n \cdot \bar{v}) \text{ oder } v_k = \frac{1 + 2\lambda_n}{3} \bar{v}. \quad (14a)$$

Diese Werte v_k kann man in die entsprechenden bisherigen Gleichungen an Stelle von \bar{v} einsetzen. Dadurch erhält man jedoch für die achsensymmetrische Aufgabe nur Näherungswerte, wie wir gleich sehen werden. Für genauere Lösungen muß deshalb auf die Gleitwiderstandsbedingung Gl. (8) zurückgegriffen werden. Man erkennt dabei, daß je nach der Hauptdruckrichtung des gedachten Erdprismas verschiedene Ergebnisse möglich sind. Es seien deshalb die beiden Grenzfälle lotrechter und waagerechter Druckrichtung untersucht (Abb. 12b).

Für *lotrechte Druckrichtung* erhält man mit

$$\sigma_1 = \bar{v} + v_1 \text{ und } \sigma_2 = \lambda_n \cdot \bar{v} - v_2 \quad (10a_1)$$

nach Gl. (8):

$$\sigma_1 = \bar{v} + v_1 = \lambda(\lambda_n \cdot \bar{v} - v_2) + 2\sqrt{\lambda} \cdot k.$$

Wird wieder wegen der stärkeren Vorbelastung elastisches Verhalten vorausgesetzt (Vernachlässigung von Hysterisis-Erscheinungen), so ist in dieser Gleichung wegen des gleichbleibenden Volumens wie früher einzusetzen: v_2 und v_1 für die ebene und $v_2 = \frac{1}{2} v_1$ für die achsensymmetrische Aufgabe. Man findet damit zunächst für die *ebene* Aufgabe ($v_2 = v_1$):

$$v_1 = \frac{\lambda \lambda_n - 1}{\lambda + 1} \bar{v} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k. \quad (11a_1)$$

Bezeichnen wir nun mit v_{KB} die Porenwasserspannung (den Kapillardruck) im Augenblick des Gleitbruches, so muß offenbar einerseits die Druckfestigkeit v_D zusammen mit der Kapillarspannung v_{KB} der Erdkornpressung in der Druckrichtung entsprechen, und andererseits muß der Kapillardruck ebenso groß sein wie die Erdkornpressung lotrecht zur Druckrichtung. Wir können daher für lotrechte Druckrichtung ansprechen:

$$v_D + v_{KB} = \bar{v} + v_1 \text{ und } v_{KB} = \lambda_n \bar{v} - v_2, \quad (100a_1)$$

woraus für die ebene Aufgabe mit $v_2 = v_1$ folgt:

$$v_D' = \bar{v} + v_1 - (\lambda_n \bar{v} - v_1) = 2v_1 + (1 - \lambda_n) \bar{v}$$

oder nach Einsetzung von v_1 aus Gl. (11a₁):

$$v_D' = \frac{\lambda - 1}{\lambda + 1} (1 + \lambda_n) \bar{v} + \frac{4\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k$$

oder auch

$$v_D' = \sin \varrho (1 + \lambda_n) \bar{v} + 2 \cos \varrho \cdot k = \frac{2}{\sqrt{1 + \mu^2}} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \right).$$

(15a)

Schließlich findet man die Verringerung Δv_k des Kapillardruckes (bzw. den Porenwasser-Überdruck q) als Differenz zwischen v_k und v_{KB} :

$$\Delta v_k (= q) = v_k - v_{KB} = \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} - \left(\lambda_n \bar{v} - \frac{\lambda \lambda_n - 1}{\lambda + 1} \bar{v} - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k \right)$$

oder nach Ausrechnung:

$$\Delta v_k (= q) = \frac{\lambda - 1}{\lambda + 1} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k = \sin \varrho \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + \cos \varrho \cdot k$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + \mu^2}} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \right). \quad (13a)$$

Ähnlich erhält man für die *achsensymmetrische* Aufgabe ($v_2 = 1/2 \cdot v_1$):

$$v_1 = 2 \frac{\lambda \lambda_n - 1}{\lambda + 2} \bar{v} + \frac{4\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (11a_1)$$

und aus Gl. (100a₁) für die Prismen-Druckfestigkeit:

$$v_D = \frac{3}{2} v_1 + (1 - \lambda_n) \bar{v} = \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2} (1 + 2\lambda_n) \bar{v} + \frac{6\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (15a_1)$$

und die Vorspannung v_{KB} im Bruchzustand:

$$v_{KB} = \frac{1 + 2\lambda_n}{\lambda + 2} \bar{v} - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (114a_1)$$

Für *waagerechte Druckrichtung* gilt in ähnlicher Weise mit

$$\sigma_1 = \lambda_n \cdot \bar{v} + v_1 \text{ und } \sigma_2 = \bar{v} - v_2 \quad (10a_2)$$

nach Gl. (8):

$$\sigma_1 = \lambda_n \bar{v} + v_1 = \lambda (\bar{v} - v_2) + 2\sqrt{\lambda} \cdot k$$

Hieraus für die *ebene* Aufgabe mit $v_2 = v_1$:

$$v_1 = \frac{\lambda - \lambda_n}{\lambda + 1} \bar{v} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k \quad (11a_2)$$

Nach denselben Überlegungen, die zu den Gl. (100a₁) führten, kann man jetzt für *waagerechten* Druck anschreiben:

$$v_D + v_{KB} = \lambda_n \cdot \bar{v} + v_1 \text{ und } v_{KB} = \bar{v} - v_2 \quad (100a_2)$$

woraus folgt

$$v_D = v_1 + v_2 = (1 - \lambda_n) \bar{v}$$

oder für die *ebene* Aufgabe mit $v_2 = v_1$:

$$\left. \begin{aligned} v_D &= \frac{\lambda - 1}{\lambda + 1} (1 + \lambda_n) \bar{v} + \frac{4\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k \\ \Delta v_k (-q) &= \frac{\lambda - 1}{\lambda + 1} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{wie vorhin} \\ \text{für lotrechte} \\ \text{Druckrichtung} \end{array}$$

Für die *achsensymmetrische* Aufgabe mit $v_2 = 1/2 \cdot v_1$:

$$v_1 = 2 \frac{\lambda - \lambda_n}{\lambda + 2} \bar{v} + \frac{4\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (11a_2)$$

$$v_D = \frac{3}{2} v_1 - (1 - \lambda_n) \bar{v} = \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2} (2 + \lambda_n) \bar{v} + \frac{6\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (15a_2)$$

$$v_{KB} = \frac{2 + \lambda_n}{\lambda + 2} \bar{v} - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (114a_2)$$

Für die *ebene* Aufgabe erhalten wir hiernach bemerkenswerterweise sowohl für *lotrechte* als auch für *waagerechte* Druckrichtung die gleichen Werte. Bezüglich der räumlichen Aufgabe (Zylinder-Druckfestigkeit) überzeugt man sich leicht, daß die Formeln für *lotrechte* und *waagerechte* Druckrichtung um so unterschiedlichere Ergebnisse liefern, je mehr λ_n von 1,0 abweicht. Und zwar erhält man für $\lambda_n < 1,0$ (geringere Vorbelastung) die größere Druckfestigkeit für *waagerechte* Druckrichtung, für $\lambda_n > 1,0$ (große Vorbelastung) dagegen die größeren Werte für *lotrechte* Druckrichtung. Diese Ergebnisse können u. a. vielleicht nutzbar gemacht werden, um durch Zerdrückungsversuche mit *lotrecht* und *waagerecht* orientierten Erdprismen einen Anhaltspunkt für die im Einzelfalle vorhandene Verhältnis-

zahl λ_n des natürlichen Erddruckes zu bekommen. Allerdings sind die Unterschiede der Formeln Gl. (15a₁) und (15a₂) nicht sehr groß, so daß angesichts der natürlichen Streuung der Versuchswerte die angedeutete Möglichkeit wohl kaum noch genutzt werden kann. Außerdem ist als Fehlerquelle zu beachten, daß plattige oder längliche Erdkörnerchen die Neigung haben werden, sich bei der Vorverdichtung nach der Richtung der größten Hauptspannung zu orientieren, wodurch übrigens auch der Reibungsbeiwert μ richtungsabhängig werden kann. Dadurch können die rechnerisch erhaltenen Unterschiede wieder teilweise ausgeglichen werden. Es kommt daher dem *Mittelwert* der Druckfestigkeit v_D die größere Bedeutung zu. Dieser Mittelwert aus Gl. (15a₁) und (15a₂) lautet:

$$v_{D \text{ mittel}} = 3 \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + \frac{6\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (15'a)$$

wofür man auch schreiben kann:

$$v_{D \text{ mittel}} = \frac{6\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \right) \text{ oder} \\ v_{D \text{ mittel}} = \frac{2}{\sqrt{1 + \mu^2} - \mu} \left(\mu \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \right) \quad (15''a)$$

Als Mittelwert für v_{KB} findet man:

$$v_{KB \text{ mittel}} = \frac{3}{\lambda + 2} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2} \cdot k \quad (114a)$$

Für den *Gleitwiderstand* τ_v erhalten wir durch Einsetzen der Gl. (10a) und (11a) in die frühere Gl. (16b) nach kurzer Zwischenrechnung sowohl für *lotrechte* als auch für *waagerechte* Druckrichtung den gleichen Wert:

$$\tau_v = \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \left(\frac{\lambda - 1}{\lambda + 1} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k \right) \quad (18a) \\ \text{oder auch} \\ \tau_v = \cos^2 \varrho \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \right) = \frac{1}{1 + \mu^2} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \right)$$

Dieses Ergebnis stimmt mit der früheren Gl. (18) für $\lambda_n = 1,0$ überein, wenn das frühere \bar{v} durch den mittleren Wert $\frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v}$ ersetzt wird. — Mit

$$\tau_{\infty} = \mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k \quad (21)$$

als mittleren Gleitwiderstand für sehr langsames Abschieben können wir auch schreiben:

$$\tau_v = \cos^2 \varrho \cdot \tau_{\infty} = \frac{\tau_{\infty}}{1 + \mu^2} \quad (20a)$$

Schließlich können wir noch fragen, um welchen Betrag $\Delta \bar{v}$ die Auflast \bar{v} verringert gedacht werden muß, um τ_v als τ_{∞} für langsame Schubbelastung zu berechnen. Der Ansatz hierfür $\tau_v = \cos^2 \varrho \cdot \tau_{\infty} = \frac{1 + \lambda_n}{2} (\bar{v} - \Delta \bar{v}) \mu + k = \tau_{\infty} - \mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \cdot \Delta \bar{v}$ liefert das Ergebnis:

$$\Delta \bar{v} = \frac{2}{1 + \lambda_n} \cdot \frac{\mu}{1 + \mu^2} \cdot \tau_{\infty} \quad (20a')$$

welches für $\lambda_n = 1,0$ wieder mit Gl. (20) übereinstimmt. Bemerkenswert ist wohl, daß dieses Ergebnis nicht mit Δv_k nach Gl. (13a) übereinstimmt, was allerdings auch erklärlich ist. Denn die Verringerung der Erdkornpressung um Δv_k kommt nur *lotrecht* zur Druckrichtung zustande, während in der *Druckrichtung* die wirksame Erdpressung nicht abnimmt, sondern *anwächst*.

Fassen wir die Ergebnisse dieses Abschnittes kurz zusammen, so sind neben den Gl. (15) und (15a) die Gl. (18a) bzw. (20a) für die Anwendung in der Baupraxis wohl am wichtigsten. Nach Gl. (18a) kann der bei plötzlicher Zusatzbelastung verfügbare Gleitwiderstand in einfachster Weise erhalten werden, indem man den vor der zusätzlichen Belastung vorhandenen mittleren Gleitwiderstand τ_∞ [nach Gl. (21)] durch $(1 + \mu^2)$ dividiert.

Für *erdstatische Berechnungen* mit angenommenen krummen Gleitflächen ist zu beachten, daß der Gleitwiderstand nach Gl. (18) bzw. (18a) nur für die wirkliche (statisch ungünstigste) Gleitfläche gilt, deren Lage oder Verlauf durch Einführung der Gl. (16a) berücksichtigt wurde. Die Lage der rechnerisch ungünstigsten Gleitfläche kann also durch den Ansatz von τ_g in verschiedenen möglichen Gleitflächen und den Vergleich der erforderlichen τ_g -Werte nicht nochmals gefunden werden. Das führt nachweislich zu einem fehlerhaften Verlauf der Gleitfläche. Bei Anwendung der Gl. (18a) muß vielmehr die Gleitfläche bereits durch andere Untersuchungen (z. B. durch Beziehungen des Spannungsgleichgewichtes) bekannt sein und darf nicht erst nach dem Grundsatz des geringsten Widerstandes rechnerisch ermittelt werden.

Soll der ungünstigste Gleitflächenverlauf mangels ausreichender Anhaltspunkte dennoch nach dem Kleinstwert-Grundsatz ermittelt werden, so ist zu bedenken, daß die bisherigen Formeln für τ , v_D usw. neben konstanten Werten nur die Veränderliche \bar{r} , also eine reine Tiefenveränderlichkeit, aufweisen. Dies wirkt sich rechnerisch nach dem Kleinstwert-Grundsatz so aus, als ob nur Festigkeit, aber keine Reibung angesetzt wäre. Für diesen Fall hat man aber bekanntlich die Schubspannung τ_{\max} unter 45° zu den Hauptspannungsrichtungen in Betracht zu ziehen. Unter Ansatz dieses Wertes können dann verschiedene angenommene Gleitlinien miteinander verglichen werden, um dadurch die ungünstigste „Schubfläche“ zu finden. Die wirkliche Gleitfläche ist dann allerdings nicht mit der am ungünstigsten beanspruchten Schubfläche identisch, sondern weicht ihren Richtungen nach um etwa $\rho/2$ von den Richtungen der Schubfläche ab (im Sinne einer flacheren Lage), weil der Winkel zwischen Gleitlinie und Hauptspannungen nicht 45° , sondern $45^\circ - \rho/2$ beträgt. Mit diesen Andeutungen wollen wir uns hier begnügen und kommen auf die erdstatischen Anwendungen in besonderen Aufsätzen zurück. Es seien jedoch noch die Werte τ_{\max} angegeben, wie man sie an Hand der bisherigen Darlegungen unschwer erhält.

Um τ_{\max} zu erhalten, ist in der ersten Gl. (16) $\operatorname{tg} i = 1,0$ einzusetzen. Außerdem gilt für die ebene Aufgabe und lotrechte Druckrichtung nach Gl. (10a₁):

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \bar{r} + v_1 - (\lambda_n \bar{r} - v_1) = 2v_1 + (1 - \lambda_n) \bar{r}$$

und entsprechend für waagerechte Druckrichtung nach Gl. (10a₂):

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \lambda_n \cdot \bar{r} + v_1 - (\bar{r} - v_1) = 2v_1 - (1 - \lambda_n) \bar{r}.$$

Nach Einsetzung dieser Werte in Gl. (16) unter Berücksichtigung von v_1 nach Gl. (11a₁) bzw. (11a₂) findet man nach kurzer Rechnung:

$$\tau_{\max} = \frac{\lambda - 1}{\lambda + 1} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{r} + \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \cdot k = \sin \rho \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{r} + \cos \rho \cdot k \quad (118a)$$

oder nach dem Vergleich mit Gl. (21) oder (20a):

$$\tau_{\max} = \frac{1}{\sqrt{1 + \mu^2}} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{r} + k \right) = \cos \rho \cdot \tau_\infty = \tau_g \cdot \cos \rho \quad (120a)$$

und zwar sowohl für lotrechte als auch für waagerechte Druckrichtung.

Wichtig für die baupraktische Anwendung ist schließlich noch die Möglichkeit, die Ergebnisse von Zerdrückungsversuchen für die Ermittlung des Gleitwiderstandes heranzu-

ziehen. Wir benötigen zu diesem Zweck die Verknüpfung von τ_g und v_D . Aus der Formel (15a) für den Mittelwert von v_D folgt

$$(\lambda - 1) \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{r} = \frac{\lambda + 2}{3} v_D - 2 \lambda \cdot k.$$

Die Einsetzung dieses Ausdruckes in Gl. (18a) liefert nach kurzer Rechnung das gesuchte Ergebnis:

$$\tau_g = \frac{2}{3} \cdot \frac{(\lambda + 2) \sqrt{\lambda}}{(\lambda + 1)^2} \cdot v_D = \frac{1}{6} \cos \rho (3 - \sin \rho) v_D = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1 + \mu^2} \left(\sqrt{1 + \mu^2} - \frac{\mu}{3} \right) \cdot v_D \quad (22a)$$

Wie ersichtlich, ist der Einfluß von k im Verlaufe der Rechnung herausgefallen¹, wodurch einfache Verhältnissgleichheit zwischen dem Gleitwiderstand τ_g und der Säulen-Druckfestigkeit v_D erhalten worden ist. Diese Verhältnissgleichheit war durch Versuche von TERZAGHI und JANICZEK bereits bekannt² geworden.

Die zahlenmäßige Auswertung der Gl. (22a) liefert:

$\mu = 0$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
$\tau_g : v_D = 0,500$	0,481	0,458	0,432	0,407	0,380	0,355

Da diese Verhältniszahlen von μ abhängen, besteht theoretisch die Möglichkeit einer versuchsmäßigen Nachprüfung der beiden einander gegenübergestellten Hypothesen nach den Gl. (2) und (4). Allerdings sind die Unterschiede der Werte $\tau_g : v_D$ nicht groß (z. B. rund 9% beim Wiener Schluffton), so daß recht genaue Versuchsermittlungen erforderlich werden. Auch spielt die Abhängigkeit der inneren Reibung von der mittleren Hauptspannung hierbei eine wohl nicht mehr zu vernachlässigende Rolle. — Eine weitere Möglichkeit der Nachprüfung der beiden Hypothesen besteht in der unmittelbaren Auswertung der Formeln für die Druckfestigkeit v_D . Hierauf kommen wir im übernächsten Abschnitt zurück.

Schnelle Schubbelastung für bindiges Erdreich ohne größere Vorverdichtung

Bisher wurde ausreichend vorverdichtetes Erdreich vorausgesetzt. Demgegenüber sei jetzt der noch ungünstigere Grenzfall eines bindigen Erdreiches ohne größere Vorbelastung in Betracht gezogen. Das Erdreich sei also hinreichend lange „erstbelastet“ bis zur Auflast p_v , ohne daß eine höhere Belastung mit nachfolgender Entlastung vorausgegangen ist.³ Der natürliche Erddruck entspricht dann dem „Ruhedruck“ ($\lambda_n = \lambda_0 < 1,0$). Letzterer kann zuverlässig nur durch Versuche gefunden werden. Angenähert gilt nach den bisherigen Versuchswerten:

$$\sqrt{\lambda_n} \approx \sqrt{1 + \frac{\mu_0^2}{4} - \frac{\mu_0}{2}}$$

Außerdem besteht die Beziehung:

$$\lambda_0 \approx \frac{1}{m - 1}$$

mit m als Querdehnungszahl.

¹ Dies trifft strenggenommen nur für den Mittelwert von v_D zu; in den hier nicht wiedergegebenen Formeln für lotrechte und waagerechte Druckrichtung bleibt ein geringer Einfluß von k vorhanden.

² K. v. TERZAGHI in AUERBACH-HORT: Handb. d. phys. u. techn. Mech., Bd. IV, 2, Leipzig 1931.

³ Diese Voraussetzung umschließt auch den Fall scheinbarer Entlastung durch fortgebrachte obere Erdschichten, solange die dadurch verursachte geringere Auflastpressung durch eine entsprechende Kapillarspannung wieder wettgemacht wird (keine Möglichkeit von Wasserausaugung durch das bindige Erdreich).

Zunächst sei wieder von den Hauptdruckrichtungen ausgegangen. Wegen $\lambda_n < 1,0$ sind nach Vorstehendem Ergebnisse zu erwarten, die von der Druckrichtung abhängen, so daß die Grenzfälle lotrechter und waagerechter Druckrichtung wieder gesondert betrachtet werden müssen (vgl. Abb. 12b).

Für die ebene Aufgabe mögen nun durch die plötzliche Belastung folgende *Erdkornspannungen* hinzukommen:

- v_1 = zusätzliche Pressung in der Druckrichtung,
- v_2 = zusätzliche Pressungsabnahme (Zugspannung) lotrecht zur Druckrichtung,
- v_3 = zusätzliche Zugspannung lotrecht zur Bildebene.

Durch die Zugspannung v_2 entstehen nun offenbar geringere Formänderungen als durch die Druckspannung v_1 , weil erstbelastetes Erdreich sich unter zusätzlicher Belastung stärker zusammendrücken läßt als es sich unter Entlastung wieder ausdehnt. Aus diesem Grunde kann das von der Elastizitätslehre übernommene Ergebnis $v_2 = v_1$ nach Gl. (7) jetzt nicht mehr gültig sein und wir müssen für die Formänderungen neue Ansätze einführen.

Wir gehen dabei von der unmittelbar einleuchtenden (aber gleichwohl nur angenähert gültigen) *Hypothese* aus, daß die Querdehnungszahl m (Poissonzahl, $> 2,0$) sowohl für die bleibenden als auch für die federnden (elastischen) Formänderungen den gleichen Wert aufweist. Im übrigen seien folgende, vom Verfasser schon jahrelang benutzten Formänderungszahlen eingeführt:¹

- Z = Zusammendrückungszahl (für unbehinderte Seitendehnung),
- A = Ausdehnungszahl (Federungs- oder Elastizitätszahl für unbehinderte Seitendehnung),
- V = Verdichtungszahl (für die Zusammendrückung bei völlig veränderter Seitendehnung),
- S = Schwellzahl (für die Schwellung oder Ausdehnung infolge Entlastung bei völlig veränderter Seitendehnung).

Für jeden dieser Werte gilt der von der Elastizitätslehre her bekannte Ansatz:

$$dv : \left(\frac{d\zeta}{dz} \right) = \frac{dv}{d\zeta} \cdot dz$$

mit $d\zeta$ als Längenänderung der Schichtdicke dz für die Spannungsänderung dv . Wegen der getroffenen Annahmen können folgende bekannte Zusammenhänge als ausreichend gültig angesehen werden:

$$Z : V = A : S = 1 - \frac{2}{m(m-1)} = \frac{(m+1)(m-2)}{m(m-1)} \quad (22a)$$

$$Z : A = V : S. \quad (22b)$$

Als erstes seien nun die Verhältnisse für *lotrechte Druckrichtung* betrachtet. Nach unserer Hypothese hinsichtlich der Querdehnungen ist für die lotrechte Setzung (Zusammendrückung) des Einheitswürfels anzusetzen (für $v_3 \geq 0$):

$$\zeta = \frac{v_1}{Z} + \frac{v_2}{m \cdot A} + \frac{v_3}{m \cdot A},$$

für die waagerechte Ausdehnung:

$$\xi = \frac{v_2}{A} + \frac{v_1}{m \cdot Z} - \frac{v_3}{m \cdot A}$$

und für die Ausdehnung lotrecht zur Bildebene:

$$\eta = \frac{v_1}{A} - \frac{v_2}{m \cdot A} + \frac{v_3}{m \cdot Z}.$$

¹ Vgl. z. B. Bauing. 20 (1939), S. 454; Hütte, Bd. III, 27. Aufl., S. 894.

Für die ebene Aufgabe muß $\eta = 0$ sein, woraus folgt:

$$v_3 = \frac{v_2}{m} - \frac{v_1}{m} \cdot \frac{A}{Z}. \quad (23a)$$

Die Einsetzung dieses Wertes liefert:

$$\zeta = \frac{m+1}{m^2} \left[(m-1) \frac{v_1}{Z} + \frac{v_2}{A} \right];$$

$$\xi = \frac{m+1}{m^2} \left[\frac{v_1}{Z} + (m-1) \frac{v_2}{A} \right].$$

Die Bedingung der Raumbständigkeit ist nun $\zeta = \xi$ und liefert nach kurzer Rechnung:

$$v_2 = \frac{A}{Z} \cdot v_1. \quad (7b)$$

Die Einsetzung dieses Wertes in Gl. (23a) liefert $v_3 = 0$; ein Ergebnis, das nicht von vornherein erwartet werden konnte.

Für die Hauptspannungen ist jetzt:

$$\sigma_1 = p_v + v_1 \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \lambda_n \cdot p_v - v_2. \quad (10b_1)$$

Nach Einsetzen von σ_1 und σ_2 in Gl. (8) findet man unter Beachtung von Gl. (7b) nach kurzer Zwischenrechnung:

$$v_1 = \frac{\lambda \lambda_n - 1}{1 + \lambda \cdot A/Z} \cdot p_v + \frac{2 \sqrt{\lambda}}{1 + \lambda \cdot A/Z} \cdot k. \quad (11b_1)$$

Die Gl. (16b) liefert damit [unter Fortlassung der Zwischenrechnung und Beachtung von Gl. (22b)]:

$$\tau_g = \frac{2 \sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \left(\frac{\lambda - 1}{\lambda + V/S} \cdot \frac{1 + \lambda_n \cdot V/S}{2} \cdot p_v + \sqrt{\lambda} \frac{1 + V/S}{\lambda + V/S} \cdot k \right),$$

welcher Wert für $V = S$ (elastischer Bereich) mit der ersten Gl. (18a) übereinstimmt. Um auch die Form der zweiten Gl. (18a) zu erreichen, können wir nach geringen Umformungen anschieben:

$$\tau_g = \frac{1}{1 + \mu^2} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n \cdot V/S}{1 + V/S} \cdot p_v + k \right) \cdot \frac{1 + V/S}{2} \frac{\lambda + 1}{\lambda + V/S}. \quad (18b_1)$$

Für den Porenwasserüberdruck im Zeitpunkt des Bruches gilt:

$$q = v_2 = v_1 \cdot V/S.$$

In ähnlicher Weise erhält man für *waagerechte Druckrichtung* zunächst (unter Vernachlässigung der in diesem Fall verstärkt vorhandenen Hysteresis-Erscheinungen):

$$-\xi = \frac{v_1}{Z} + \frac{v_2}{m \cdot A} + \frac{v_3}{m \cdot A};$$

$$-\zeta = \frac{v_2}{A} + \frac{v_1}{m \cdot Z} - \frac{v_3}{m \cdot A};$$

$$\eta = \frac{v_3}{A} - \frac{v_2}{m \cdot A} + \frac{v_1}{m \cdot Z} = 0;$$

$$v_3 = \frac{v_2}{m} - \frac{v_1}{m} \cdot \frac{A}{Z}. \quad (23b)$$

Nach Einsetzung von v_3 findet man für $\zeta = \xi$:

$$v_2 = \frac{A}{Z} \cdot v_1 (= q) \quad (7b)$$

und damit wieder $v_3 = 0$. — Die Einsetzung der Hauptspannungen

$$\sigma_1 = \lambda_n \cdot p_v + v_1 \quad \text{und} \quad \sigma_2 = p_v - v_2 \quad (10b_2)$$

in die Gleichungen (8) und (16b) liefert dann zunächst:

$$v_1 = \frac{\lambda - \lambda_n}{1 + \lambda \cdot A/Z} \cdot p_v + \frac{2\sqrt{\lambda}}{1 + \lambda \cdot A/Z} \cdot k \quad (11b_2)$$

und weiter:

$$\tau_y = \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 1} \left(\frac{\lambda - 1}{\lambda + V/S} \cdot \frac{\lambda_n + V/S}{2} \cdot p_v + \sqrt{\lambda} \frac{1 + V/S}{\lambda + V/S} \cdot k \right)$$

oder auch

$$\tau_y = \frac{1}{1 + \mu^2} \left(\mu \frac{\lambda_n + V/S}{1 + V/S} \cdot p_v + k \right) \frac{1 + V/S}{2} \cdot \frac{\lambda + 1}{\lambda + V/S} \quad (18b_2)$$

Der Vergleich mit Gl. (18b₁) zeigt, daß jetzt für lotrechte und waagerechte Druckrichtung ein unterschiedlicher Gleitwiderstand erhalten worden ist, im Gegensatz zu Gl. (18a) für stärker vorbelastetes Erdreich. Durch Einsetzen der etwa in Frage kommenden Zahlenwerte für λ_n und V/S überzeugt man sich aber leicht davon, daß kein großer Unterschied vorhanden ist, so daß eine Mittelbildung aus (18b₁) und (18b₂) zulässig erscheint, welche liefert:

$$\tau_{y\text{mittel}} = \frac{1}{1 + \mu^2} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \cdot p_v + k \right) \frac{1 + V/S}{2} \cdot \frac{\lambda + 1}{\lambda + V/S} \quad (18b)$$

Vergleicht man jetzt mit der Gl. (18a) für stärker vorbelastetes Erdreich, so erkennt man, daß der Faktor $\frac{1 + V/S}{2} \cdot \frac{\lambda + 1}{\lambda + V/S}$ hinzugekommen ist, der für V/S immer kleiner als 1,0 ausfällt (im Mittel rd. 0,85). Der bei plötzlicher Schub-Bruchbelastung verfügbare Gleitwiderstand ist daher unter sonst gleichen Umständen (gleiches μ und τ_∞) bei erstbelasteter bindiger Erde geringer als bei stärker vorverdichtetem Erdreich.

Unter den angenommenen Formänderungsgesetzen kann auch die *Prismen-Druckfestigkeit* für die achsensymmetrische Aufgabe ähnlich wie vorstehend leicht ermittelt werden. Man hat nur in den Ansätzen für die Längenänderungen des Einheitswürfels an Stelle von $\eta = 0$ die Bedingung $v_3 = v_2$ einzuführen.

Für *lotrechte Druckrichtung* gilt damit:

$$\zeta = \frac{v_1}{Z} + \frac{2v_2}{m \cdot A};$$

$$\xi = \frac{m-1}{m} \cdot \frac{v_2}{A} + \frac{v_1}{m \cdot Z}.$$

Die Bedingung für die Raumbeständigkeit des Einheitswürfels ist hier: $\zeta = 2\xi$. Sie liefert:

$$v_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{A}{Z} \cdot v_1. \quad (7b)$$

Durch Einsetzung von Gl. (10b₁) in Gl. (8) erhält man dann unter Beachtung von Gl. (7b):

$$v_1 = \frac{\lambda \lambda_n - 1}{1 + \frac{\lambda}{2} \cdot A/Z} \cdot p_v + \frac{2\sqrt{\lambda}}{1 + \frac{\lambda}{2} \cdot A/Z} \cdot k. \quad (11b_1)$$

Nach unseren früheren Überlegungen, die zu der Gl. (100a₁) führten, müssen dieselben Ansätze auch jetzt noch gültig sein. Nach Einsetzung von Gl. (7b) und Gl. (11b₁) findet man damit für die Druckfestigkeit:

$$v_D = p_v + v_1 - (\lambda_n \cdot p_v - v_2) = \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{A}{Z}\right) v_1 + (1 - \lambda_n) p_v$$

oder nach Einsetzung von v_1 :

$$v_D = \left(1 + 2 \lambda_n \cdot \frac{V}{S}\right) \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot p_v + \left(1 + 2 \frac{V}{S}\right) \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot k. \quad (15b_1)$$

Der Vergleich mit Gl. (15a₁) zeigt, daß für $V = S$ Übereinstimmung vorhanden ist. Für die Kapillarspannung im Bruchzustand findet man:

$$v_{KB} = \lambda_n \cdot p_v - v_2 = \frac{1 + 2 \lambda_n \cdot V/S}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot p_v - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot k \quad (114b_1)$$

in Übereinstimmung mit Gl. (114a₁) für $V/S = 1,0$.

Für *waagerechte Druckrichtung* hat man zunächst:

$$-\xi = \frac{v_1}{Z} + \frac{2v_2}{m \cdot A};$$

$$-\zeta = \frac{m-1}{m} \cdot \frac{v_2}{A} + \frac{v_1}{m \cdot Z}$$

und hieraus mit $\xi = 2\zeta$:

$$v_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{A}{Z} \cdot v_1. \quad (7b)$$

Unter Berücksichtigung dieses Wertes liefert die Einsetzung von Gl. (10b₂) in Gl. (8):

$$v_1 = \frac{\lambda - \lambda_n}{1 + \frac{\lambda}{2} \cdot A/Z} \cdot p_v + \frac{2\sqrt{\lambda}}{1 + \frac{\lambda}{2} \cdot A/Z} \cdot k. \quad (11b_2)$$

Weiter ist nach Gl. (100a₂):

$$v_D = v_1 + v_2 - (1 - \lambda_n) p_v = \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{A}{Z}\right) v_1 - (1 - \lambda_n) p_v$$

oder nach Einsetzung von v_1 :

$$v_D = \left(\lambda_n + 2 \frac{V}{S}\right) \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2 \cdot V/S} p_v + \left(1 + 2 \frac{V}{S}\right) \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot k \quad (15b_2)$$

in Übereinstimmung mit Gl. (15a₂) für $V = S$.

Als *Vorspannung* v_{KB} im Augenblick des Bruches findet man:

$$v_{KB} = p_v - v_2 = \frac{\lambda_n + 2 \cdot V/S}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot p_v - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot k. \quad (114b_2)$$

Wie für stärker vorbelastetes Erdreich ergeben sich auch hier Unterschiede in der Druckfestigkeit für lotrechte und waagerechte Druckrichtung. Jedoch ist jetzt immer $\lambda_n < 1,0$; außerdem findet man Übereinstimmung von Gl. (15b₁) und Gl. (15b₂) für $V/S = 0,5$. Da aber für die meisten Erdarten $V/S < 0,5$ ausfällt, so muß jetzt die Festigkeit für waagerechte Druckrichtung kleiner ausfallen als für lotrechte Druckrichtung. Wir sind in dieser Hinsicht für erstbelastetes Erdreich also zu dem entgegengesetzten Ergebnis gelangt als für stärker vorverdichtetes Erdreich, für welches (für $\lambda_n > 1,0$) der lotrechte Druck kleinere Werte lieferte als der waagerechte Druck. — Es sei allerdings — ähnlich wie früher — bemerkt, daß diese Folgerung nur für Erdstoff zutreffen kann, dessen Einzelkörner ihrer Gestalt nach gleichmäßig nach den drei Richtungen des Raumes hin orientiert sind. Bei plattigen oder länglichen Körnern sind also Abweichungen zu erwarten. — Der *Mittelwert* der Druckfestigkeit lautet:

$$v_{D\text{mittel}} = \left(1 + 2 \frac{V}{S}\right) \frac{\lambda - 1}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot \frac{1 + \lambda_n}{2} \cdot p_v + \left(1 + 2 \frac{V}{S}\right) \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda + 2 \cdot V/S} \cdot k \quad (15b')$$

oder umgeformt:

$$v_{n\text{mittel}} = \frac{2}{\sqrt{1+\mu^2}} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot p_v + k \left(\frac{1+2 \cdot V/S}{3} \cdot \frac{\lambda+2}{\lambda+2 \cdot V/S} \right) \quad (15b)$$

Auch hier ist im Vergleich mit der früheren Gl. (15a) ein Faktor hinzugekommen, der praktisch kleiner als 1,0 ausfällt (etwa 0,8). Bei erstbelastetem bindigen Erdreich ist also die Druckfestigkeit kleiner als bei stärker vorverdichtetem Erdreich, wenn in beiden Fällen gleiche wirksame Erdkornpressungen v vorausgesetzt werden. Der Unterschied wird noch vergrößert durch die mit der Vorbelastung ansteigende Eigenfestigkeit k .

Als mittlere Kapillarspannung im Bruchzustand erhält man:

$$v_{Kn\text{mittel}} = \frac{1+2 \cdot V/S}{\lambda+2 \cdot V/S} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot p_v - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+2 \cdot V/S} \cdot k \quad (114b)$$

in Übereinstimmung mit Gl. (114a) für $V/S = 1,0$.

Für die allseits gleiche Kapillarspannung (Vorspannung) v_k vor dem Druckversuch gelten die Ansätze (für $\lambda_n < 1,0$):

$$v_k = p_v - v_2 = \lambda_n \cdot p_v + v_1,$$

woraus mit $v_2 = 2 \frac{A}{Z} \cdot v_1$ folgt:

$$(1 - \lambda_n) p_v = v_1 \left(1 + 2 \frac{A}{Z} \right)$$

oder

$$v_1 = \frac{2(1-\lambda_n)}{1+2 \cdot V/S} \cdot \frac{V}{S} \cdot p_v$$

und damit schließlich:

$$v_k = \frac{2\lambda_n + V/S}{2 + V/S} \cdot p_v \quad (14b)$$

Für die größte Schubspannung τ_{\max} gilt für lotrechte Druckrichtung:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{1}{2} \left[p_v + v_1 - (\lambda_n \cdot p_v - v_2) \right] = \frac{1}{2} \left[v_1 + v_2 + (1 - \lambda_n) \cdot p_v \right]$$

oder mit v_2 nach Gl. (7b) und v_1 nach Gl. (11b₁) unter Fortlassung der Zwischenrechnung:

$$\tau_{\max} = \frac{\lambda-1}{\lambda+V/S} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot \frac{V/S}{S} \cdot p_v + \sqrt{\lambda} \frac{1+V/S}{\lambda+V/S} \cdot k \quad (118b_1)$$

Ähnlich für waagerechte Druckrichtung:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{1}{2} \left[\lambda_n \cdot p_v + v_1 - (p_v - v_2) \right] = \frac{1}{2} \left[v_1 + v_2 - (1 - \lambda_n) p_v \right]$$

oder mit v_2 nach Gl. (7b) und v_1 nach Gl. (11b₁):

$$\tau_{\max} = \frac{\lambda-1}{\lambda+V/S} \cdot \frac{\lambda_n+V/S}{2} \cdot p_v + \sqrt{\lambda} \frac{1+V/S}{\lambda+V/S} \cdot k \quad (118b_2)$$

Als mittleren Wert findet man:

$$\tau_{\max\text{mittel}} = \frac{\lambda-1}{\lambda+V/S} \cdot \frac{1+V/S}{2} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot p_v + \sqrt{\lambda} \frac{1+V/S}{\lambda+V/S} \cdot k \quad (118b)$$

wofür man auch schreiben kann:

$$\tau_{\max} = \cos \varrho \left(\mu \frac{1+\lambda_n}{2} p_v + k \right) \frac{1+V/S}{2} \cdot \frac{\lambda+1}{\lambda+V/S} = \tau_\varrho \cdot \cos \varrho \quad (120b)$$

Hiernach gilt der Ansatz $\tau_{\max} = \tau_\varrho \cdot \cos \varrho$ ganz allgemein ohne Rücksicht auf Vorbelastung.

Schließlich findet man noch für das Verhältnis der Mittelwerte des Gleitwiderstandes τ_ϱ und der Druckfestigkeit v_D durch Einsetzen von Gl. (15b) in Gl. (18b):

$$\tau_\varrho = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1+\mu^2} \left(\sqrt{1+\mu^2} - \mu \right) v_D \cdot \frac{1+V/S}{2} \cdot \frac{3}{1+2 \cdot V/S} \cdot \frac{\lambda+1}{\lambda+V/S} \cdot \frac{\lambda+2 \cdot V/S}{\lambda+2} \quad (24b)$$

wofür man auch schreiben kann:

$$\tau_\varrho = \frac{\cos \varrho}{2} \cdot \frac{1+V/S}{1+2 \cdot V/S} \cdot \frac{\lambda+2 \cdot V/S}{\lambda+V/S} \cdot v_D \quad \text{mit} \quad \cos \varrho = \frac{1}{\sqrt{1+\mu^2}} \quad (24b)$$

Die hier gegenüber Gl. (22a) hinzukommenden Faktoren ergeben sich nahezu zu 1,0, so daß hiernach das Verhältnis $\tau_\varrho : v_D$ sowohl für stärker vorverdichtetes als auch für nur erstbelastetes Erdreich annähernd den gleichen Wert besitzen sollte.

Vergleich der Theorie mit Versuchsergebnissen

a) Die Versuche von HVORSLEV

An Hand der von HVORSLEV für Wiener Schluffton erhaltenen Ergebnisse (Abb. 8) soll jetzt zunächst die Anwendung unserer Formeln gezeigt werden. Dadurch wird gleichzeitig — im Verein mit Abb. 8 — ein zusammenfassender Überblick über die bisherigen Darlegungen und Ergebnisse erreicht.

Nach den HVORSLEVschen Versuchsergebnissen kann etwa $V/S \approx 0,22$ angesetzt werden und für den Ruhedruck bei Erstbelastung: $\lambda_n = 0,67$. Weiter ist nach Abb. 8 ein Reibungsbeiwert $\mu = 0,44$ und eine Gleitfestigkeit (Kohäsion) $k = 0,20 \text{ kg/cm}^2$ vorhanden, letztere für eine Vorbelastung von $p_v = 4,88 \text{ kg/cm}^2$. Man findet zunächst nach Gl. (9):

$$\sqrt{\lambda} = \sqrt{1+0,44^2} + 0,44 = 1,532 \quad \text{und} \quad \lambda = 1,532^2 = 2,35$$

Als erstes sei nach dem Gleitwiderstand für schnelle Schubbelastung gefragt. Für Erdreich, dessen Vorbelastung p_v merklich höher liegt als die gegenwärtig vorhandene Erdkornpressung \bar{v} , erhalten wir nach Gl. (20a):

$$\tau_\varrho : \tau_\infty = \frac{1}{1+0,44^2} \approx 0,84,$$

während für erstbelastetes Erdreich Gl. (18b) gefunden wird:

$$\tau_\varrho : \tau_\infty = \frac{1}{1+0,44^2} \cdot \frac{1+0,22}{2} \cdot \frac{2,35+1}{2,35+0,22} = 0,665.$$

Der Gleitwiderstand τ_ϱ wird hiernach bei schneller Belastung höchstens 84% bzw. 66% seines vollen mittleren Wertes τ_∞ bei sehr langsamer Belastung betragen, wenn τ_∞ den mittleren Wert vor der Belastung angibt. Da also auch in τ_∞ nach Gl. (21) keinerlei Zunahme des Reibungswiderstandes durch die neu hinzukommende Belastung vorhanden ist, wird hierdurch verständlich, warum der Gleitwiderstand der Tone oft so überraschend niedrig ausfällt.

Für die in statischer Hinsicht etwa in Betracht gezogenen „Schubflächen“ (= kurvenförmige Flächen größter Schubbeanspruchung) wäre in unserem Falle anzusetzen nach Gl. (120a) bzw. (120b):

$$\tau_{\max} = \tau_\varrho \cdot \cos \varrho = \tau_\varrho \cdot \sqrt{1+0,44^2} \approx 1,09 \tau_\varrho,$$

also rd. 9% mehr als der Gleitwiderstand τ_g bei plötzlicher Belastung. Zahlenmäßig erhält man damit für $p_v = 4,88 \text{ kg/cm}^2$:

$$\tau_g = 0,665 \cdot \left(0,44 \frac{1+0,67}{2} \cdot 4,88 + 0,20\right) = 1,325 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\tau_{\max} = 1,09 \cdot 1,325 \approx 1,45 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Werte sind in Abb. 8 als waagerechte Widerstandslinien eingetragen.

Die von HVORSLEV erhaltenen Druckfestigkeitswerte $\tau_g : p_v \approx 0,48$ für lotrechte und rd. 0,42 für waagerechte Druckrichtung sind vergleichsweise in Abb. 8 als MOHRsche Kreise dick punktiert eingetragen. Nach unserer Gl. (15b) wird erhalten:

$$r_D = \frac{2}{\sqrt{1+0,44^2}} - \frac{0,44}{3} \left(0,44 \frac{1+0,67}{2} \cdot 4,88 + 0,20\right) \frac{1+2 \cdot 0,22}{3} \\ \times \frac{2,35+2}{2,35+2 \cdot 0,22} = \frac{2}{0,945} (1,993) \cdot 0,748 = 3,16 \text{ kg/cm}^2.$$

Der entsprechende Halbkreis ist in Abb. 8 als strichpunktierte Linie eingetragen. Die außerdem dünn strichpunktierte eingezeichneten Halbkreise entsprechen den Werten nach Gl. (15b₁ und 15b₂) für lotrechte und waagerechte Druckrichtung.

Würde man die Hypothese von HVORSLEV-TERZAGHI als gültig voraussetzen, so müßte man mit einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0,315$ rechnen. Da die entsprechende Gleitwiderstandslinie für langsame Schubbelastung und einen Vordruck von $4,88 \text{ kg/cm}^2$ durch den entsprechenden Gleitwiderstandspunkt für Erstbelastung gehen müßte (vgl. hierzu Abb. 7), so wäre als Gleitfestigkeit anzusetzen:

$$k = (0,48 - 0,315) \cdot 4,88 = 0,805 \text{ kg/cm}^2.$$

Damit würde man nach Gl. (15b) für die Druckfestigkeit erhalten

$$\left(\text{mit } \sqrt{\lambda} = \sqrt{1 + 0,315^2} + 0,315 = 1,363 \text{ und } \lambda = 1,86\right): \\ r_D = \frac{2}{\sqrt{1+0,315^2}} - \frac{0,315}{3} \left(0,315 \cdot \frac{1+0,67}{2} \cdot 4,88 + 0,805\right) \frac{1+2 \cdot 0,22}{3} \cdot \frac{1,86+2}{1,86+2 \cdot 0,22} \\ = \frac{2}{0,943} (2,09) \cdot 0,805 = 3,56 \text{ kg/cm}^2,$$

was dem größten, in Abb. 8 gestrichelt eingetragenen Halbkreis entspricht.

Wie Abb. 8 erkennen läßt, entsprechen die HVORSLEVschen Versuchswerte mehr dem Standpunkt des Verfassers als der Hypothese von HVORSLEV und TERZAGHI. Im übrigen weichen die r_D -Werte für lotrechte und waagerechte Druckrichtung im gleichen Sinne vom Mittelwert ab wie nach den Versuchswerten von HVORSLEV, wodurch die Formänderungshypothese des Verfassers für erstbelastetes Erdreich gestützt wird. — Nun sind allerdings die Versuchswerte merklich kleiner als die Rechnungswerte (rd. 70%). Zur Erklärung dieses Unterschiedes vermutet der Verfasser, daß die HVORSLEVschen Probezylinder — abgesehen von ihrer ungenügenden Größe — wahrscheinlich durch das Ausarbeiten aus der Vordruckprobe zu sehr gestört worden sind und dadurch einen Teil ihrer inneren Festigkeit eingebüßt hatten. Eine andere mögliche Folgerung wäre die naheliegende Annahme, daß im Bruchzustand durch die starke Strukturstörung in der Gleitfläche mehr Porenwasser abgegeben wird als es den linearen Ansätzen für ζ , ξ und η auf S. 30 entspricht. Die wirklichen Gleitungskurven (vgl. die spätere Abb. 16) verlaufen ja immerhin nicht geradlinig, sondern gekrümmt. Bei verstärkter Wasserabgabe müssen auch die Gleitwiderstände für erst-

belastetes Erdreich geringer ausfallen als nach unseren Formeln. Doch dürfte die hierdurch verursachte, rechnerisch nicht erfassbare Verringerung von τ_g kaum mehr als 10% betragen.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die (übliche) Darstellung der Spannungskreise in Abb. 8 nur des anschaulichen Vergleiches halber gewählt worden ist. Diese Darstellung ist für das sich gegenseitig beeinflussende Doppelsystem Erdkorngerüst—Porenwasser selbstverständlich nicht einwandfrei, worauf TERZAGHI schon hingewiesen hat. Ein einwandfreier Spannungskreis müßte auf die Erdkornpressungen beschränkt sein und dementsprechend sowohl die MOHRsche Grenzgerade $\tau_g = 0,20 + 0,44 \nu$ als auch die Waagerechte $\tau_{\max} = 1,45$ berühren. Diese Bedingungen werden für die errechnete mittlere Druckfestigkeit von $3,16 \text{ kg/cm}^2$ von dem als Voll-Linie eingezeichneten Halbkreis erfüllt, dessen Werte σ_1 und σ_2 wir jetzt zur Kontrolle nachrechnen wollen. Beschränken wir uns auf die Mittelwerte, so gilt analog den Gl. (10b):

$$\sigma_1 = \frac{1+\lambda_n}{2} p_v + r_1 \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \frac{1+\lambda_n}{2} p_v - r_2$$

mit $r_2 = \frac{A}{Z} \cdot r_1 = \frac{r_1}{V/S}$ und $r_1 = \frac{1}{2} (\lambda \lambda_n - 1 + \lambda - \lambda_n) \frac{p_v}{1+\lambda} \frac{A}{Z} + \frac{2\sqrt{\lambda} \cdot k}{1+\lambda} \frac{A}{Z}$ oder

$$r_1 = \frac{(\lambda-1) V/S}{\lambda+V/S} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot p_v + \frac{2\sqrt{\lambda} \cdot V/S}{\lambda+V/S} \cdot k$$

nach Gl. (7b) und (11b).

Die Einsetzung von r_1 liefert schließlich:

$$\sigma_1 = \frac{\lambda(1+V/S)}{\lambda+V/S} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot p_v + \frac{2\sqrt{\lambda} \cdot V/S}{\lambda+V/S} \cdot k = \frac{2,35 \cdot 1,22}{2,35+0,22} \cdot \frac{1,67}{2} \cdot 4,88 + \frac{2 \cdot 1,532 \cdot 0,22}{2,35+0,22} \cdot 0,20 \\ = 4,55 + 0,05 = 4,60 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_2 = \frac{1+V/S}{\lambda+V/S} \cdot \frac{1+\lambda_n}{2} \cdot p_v - \frac{2\sqrt{\lambda}}{\lambda+V/S} \cdot k = \frac{1,22}{2,35+0,22} \cdot \frac{1,67}{2} \cdot 4,88 - \frac{2 \cdot 1,532}{2,35+0,22} \cdot 0,20 \\ = 1,953 - 0,238 \approx 1,70 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Werte stimmen in der Tat mit dem eingezeichneten Spannungskreis überein. Rechnerisch muß z. B. gelten:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{4,60 - 1,70}{2} = 1,45 \text{ kg/cm}^2,$$

wie vorhin bereits erhalten wurde.

b) Die Versuche von TIEDEMANN

Die von TIEDEMANN angegebene Deutung seiner Schubversuche geht aus Abb. 4 und 6 unmittelbar hervor. Er zeichnet die ausgleichende τ_g -Gerade so ein, daß ihr Schnittpunkt mit der (strichpunktierten) τ_g -Linie für Erstbelastung eine ν -Pressung aufweist, die durch den Schnittpunkt der entsprechenden Wassergehaltslinien erhalten wird. Der betreffende ν -Wert wird als Vorbelastung gedeutet. Der Verfasser bestreitet die Richtigkeit dieser Deutung und zeigt nachstehend, in welcher Weise die TIEDEMANNschen Ergebnisse mit den vom Verfasser erhaltenen Zusammenhängen in Einklang gebracht werden können. Dabei wird zugleich die Problematik der richtigen Deutung von τ_g -Werten für gewachsenes Erdreich in mancherlei Einzelheiten offenbar.

Für den Fehmar-Ton (Abb. 4a) ist zunächst nur der Beiwert $\mu_0 = 0,26$ bekannt. In solchem Falle benutzt der Verfasser vorläufig die folgende empirisch erhaltene Näherungs-

formel für den Beiwert α der Eigenfestigkeit:

$$\alpha \approx 0,35 \mu_0 \left| \frac{1}{v} - 0,03 \right. \quad (25)$$

mit v als Verdichtungsbeiwert (= Verdichtungszahl V für 1,0 kg/cm² Belastung). Durch einen TERZAGHISCHEN Druckversuch mit aufbereitetem Fehmarn-Ton wurde gefunden: $v = 8,0$; $V/S \approx 0,45$. Damit erhält man zunächst:

$$\alpha \approx 0,35 \cdot 0,26 \left| \frac{1}{8,0} - 0,03 \right. = 0,028;$$

$$\mu = 0,26 - 0,028 = 0,232;$$

$$k = 2,5 \cdot 0,028 \approx 0,07 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sqrt{\lambda} = \sqrt{1 + 0,232^2 + 0,232} = 1,258;$$

$$\lambda = 1,582$$

und weiter nach Gl. (18b) für den mittleren Gleitwiderstand bei schneller Schubbelastung (mit der Annahme: $\lambda_n \approx 0,75$):

$$\tau_g = \frac{1}{1 + 0,232^2} \left(0,232 \cdot \frac{1 + 0,75}{2} \cdot 2,5 + 0,07 \right) \frac{1 + 0,45}{2} \cdot \frac{1,582 + 1}{1,582 + 0,45} = 0,949 (0,578) \cdot 0,921 = 0,505 \text{ kg/cm}^2.$$

Dieser Wert ist als voll ausgezogene Waagerechte in Abb. 13a eingetragen. Wie ersichtlich ist, liegen zwei Versuchspunkte für kleinere Belastungen etwas niedriger, was wohl auf die bei künstlicher Vorbelastung nie ganz vermeidbare Wasseraufnahme während der Schubbelastung zurückgeführt werden kann.

Für den Stolzenhagener Ton nach Abb. 4b zeigt Abb. 13b zunächst die von TIEDEMANN nach den Schubversuchen für Erstbelastung gefundenen Wassergehaltswerte in doppelt-logarithmischer Auftragung (Nullenkreise). Diese Form der Darstellung ist in Anlehnung an das Zusammendrückungsgesetz für Erstbelastung gewählt, worüber der Verfasser in „Bauingenieur“ 1939, S. 454, Näheres ausgeführt hat. Mit Ausnahme der beiden Werte für kleine Belastungen liegen die w -Werte recht gut auf einer (strichpunktierten) Geraden, aus deren Neigung erhalten wird: $V \approx 8,8 \cdot v \text{ kg/cm}^2$. Damit ist angenähert für ein mittleres $\mu_0 \approx 0,29$:

$$\alpha = 0,35 \cdot 0,29 \left| \frac{1}{8,8} - 0,03 \right. \approx 0,030$$

und weiter:

$$\mu = 0,29 - 0,03 = 0,26;$$

$$k = 0,030 \cdot p_v;$$

$$\sqrt{\lambda} = \sqrt{1 + 0,26^2 + 0,26} = 1,293;$$

$$\lambda = 1,293^2 = 1,672.$$

Im vorliegenden Falle sollte nach TIEDEMANN eine Vorbelastung von etwa 2,35 kg/cm² vorhanden sein (vgl. Abb. 4b, nach der Auftragung in Abb. 13b etwa 2,45 — also fast der gleiche Wert). Nach unseren bisherigen Darlegungen können wir dieser Deutung aber nicht folgen, weil wir bereits allgemein und im besonderen auch zahlenmäßig an Hand der Abb. 8 und 13a nachgewiesen haben, daß der Gleitwiderstand τ_g für die angewandte schnelle Schubbelastung merklich geringer sein muß als der volle Wert $\mu_0 \cdot p_v$ für Vorbelastung und langsames Abschieben. Ausgehend von den gefundenen τ_g -Werten müssen wir damit eine höhere Vorbelastung vermuten. Diese läßt sich in der Tat nachweisen, wenn man bedenkt, daß bei

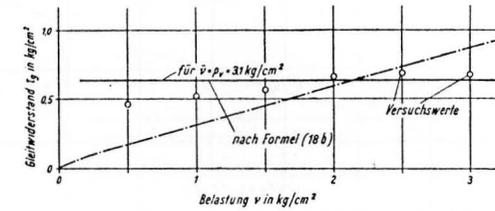


Abb. 13a. Vergleich der Gleitwiderstandsversuche von TIEDEMANN für schnelle Schubbelastung mit der Theorie des Verfassers Fehmarn-Ton nach Abb. 4a

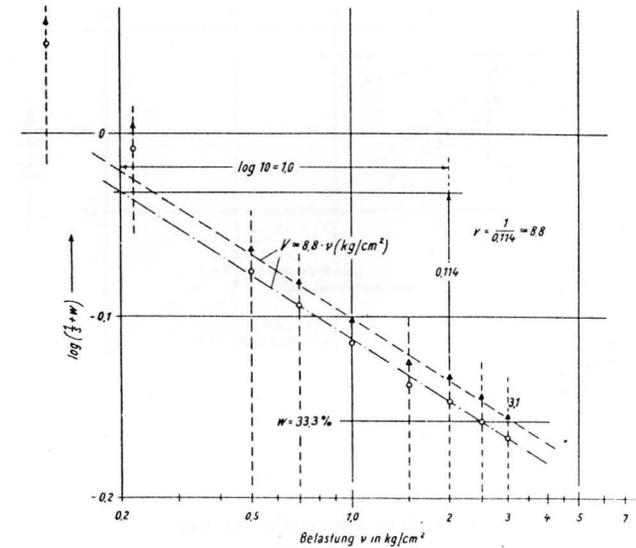


Abb. 13b. Septarienton nach Abb. 4b

den τ_g -Prüfungen für erstbelasteten gestörten Ton jeweils eine zusätzliche Wasserabgabe eingetreten ist, worauf bereits im ersten Abschnitt hingewiesen wurde. Diese zusätzliche Zusammendrückung durch Schubbelastung ist im nächsten Abschnitt rechnerisch nachgewiesen. Die entsprechenden Wassergehalte vor der Schubbelastung lassen sich damit berechnen; sie sind in Abb. 13b als Dreieckspunkte eingetragen und durch eine gestrichelte Gerade ausgeglichen. Da der Wassergehalt des gewachsenen Tones sich bei schneller Schubbelastung gegenüber dem w -Wert vor der Schubbelastung nicht geändert hat, so leuchtet ein, daß der Schnittpunkt der Wassergehaltslinien nicht auf der strichpunktierten, sondern auf der zuletzt erhaltenen gestrichelten w -Geraden liegen muß. Wir erhalten damit eine

Belastung von 3,1 kg/cm² und nehmen vorläufig an, daß dieser Wert der (vorerst unbekannt!) Vorbelastung p_v entspricht. Dann wird nach Gl. (18 b) als Gleitwiderstand erhalten (mit $\lambda_n \approx 0,70$ und $V/S \approx 0,30$):

$$\tau_g = \frac{1}{1 + 0,26^2} \left(0,26 \cdot \frac{1 + 0,70}{2} \cdot 3,1 + 0,030 \cdot 3,1 \right) \frac{1 + 0,30}{2} \cdot \frac{1,672 + 1}{1,672 + 0,30} = 0,937 (0,778) \cdot 0,880 \approx 0,64 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Einzeichnung dieser τ_g -Waagerechten in Abb. 13c zeigt eine für gewachsene Erdproben befriedigende Übereinstimmung mit den meisten Versuchswerten. Für $p_v = 2,35$ nach TIEDEMANN würde man nach derselben Formel $\tau_g = 0,49 \text{ kg/cm}^2$ erhalten, ein offenbar zu kleiner Mittelwert.

Für den Feinton nach Abb. 6 sind in Abb. 13d die Wassergehalte ebenso wie vorstehend geschildert aufgetragen. Der entsprechende Schnittpunkt der w -Linien zeigt eine Belastung von 5,4 kg/cm². Die übrigen Versuchswerte sind:

$$V \approx 8,0 \cdot v; S \text{ wird zu } 25,0 \cdot v \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \lambda_n \text{ zu } 0,75 \text{ geschätzt.}$$

$$\begin{aligned} V/S &= \frac{8,0}{25,0} = 0,32; \\ \mu_0 &= 0,32; \\ \kappa &\approx 0,35 \cdot 0,32 \sqrt{\frac{1}{8,0}} = 0,035; \\ \mu &= 0,32 - 0,035 = 0,285; \\ \sqrt{\lambda} &= \sqrt{1 + 0,285^2} + 0,285 = 1,325; \\ \lambda &= 1,325^2 = 1,756. \end{aligned}$$

Nehmen wir vorläufig wieder $p_v = 5,4 \text{ kg/cm}^2$ an, so erhalten wir nach Gl. (18 b):

$$\tau_g = \frac{1}{1 + 0,285^2} \left(0,285 \cdot \frac{1 + 0,75}{2} \cdot 5,4 + 0,035 \cdot 5,4 \right) \frac{1 + 0,32}{2} \cdot \frac{1,756 + 1}{1,756 + 0,32} = 0,925 (1,534) \cdot 0,875 = 1,24 \text{ kg/cm}^2.$$

Dieser Wert ist in Abb. 13e als volle Waagerechte eingetragen. Da die Versuchspunkte wesentlich niedriger liegen, kann die vorläufige Annahme $p_v = 5,4 \text{ kg/cm}^2$ nicht zutreffen. Es verbleibt nur die Möglichkeit einer geringeren jetzigen Erdpressung ($\bar{v} < 5,4$) und einer damit zwangsläufig verkoppelten höheren Vorbelastung ($p_v > 5,4$), d. h. die betreffende Erdschicht hat nach ihrer Höchstbelastung mit p_v wieder eine gewisse Entlastung bis auf \bar{v} erfahren, wobei unter Wasseraufnahme eine geringe Schwellung (Ausdehnung) vor sich gegangen ist. Diese Schwellung erstreckt sich auf die Entlastung von p_v bis \bar{v} und kommt in Abb. 13d durch die geneigten Linien für $S \approx 25 v$ zum Ausdruck. Rechnet man z. B. probeweise mit $\bar{v} = 4,0 \text{ kg/cm}^2$, so muß nach der punktierten S -Linie in Abb. 13d offenbar $p_v \approx 6,2 \text{ kg/cm}^2$ betragen, womit nach Gl. (18 b) erhalten wird:

$$\tau_g = 0,925 \left(0,285 \frac{1 + 0,82}{2} \cdot 4,0 + 0,035 \cdot 6,2 \right) \cdot 0,875 = 1,015 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierbei ist λ_n etwas höher angesetzt, wie solches bei einer Entlastung auch versuchsmäßig erhalten wird. Als dritte Möglichkeit ist von einer jetzigen Belastung $\bar{v} = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ ausgegangen, wozu nach Abb. 13d eine Vorbelastung von 7,0 kg/cm² gehört und nach Gl. (18 b) ein Gleitwiderstand von

$$\tau_g \approx 0,925 \left(0,285 \frac{1 + 0,90}{2} \cdot 3,0 + 0,035 \cdot 7,0 \right) \cdot 0,875 = 0,855 \text{ kg/cm}^2.$$

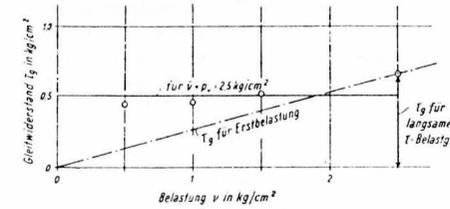


Abb. 13c. Septarienton nach Abb. 4b

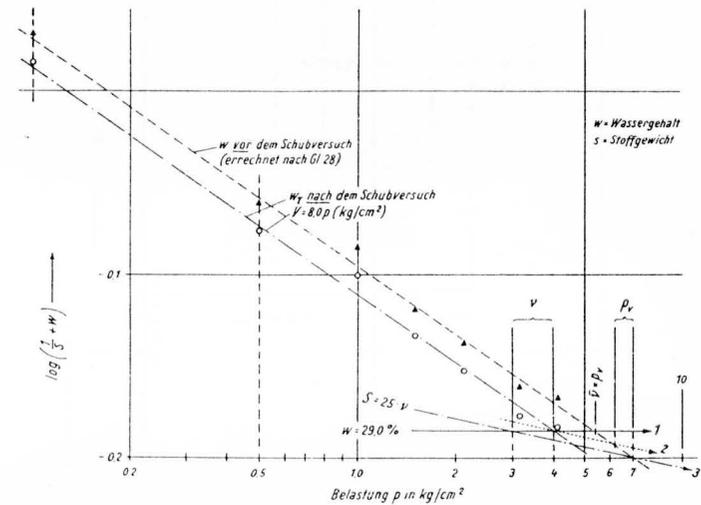


Abb. 13d. fetter Ton nach Abb. 6

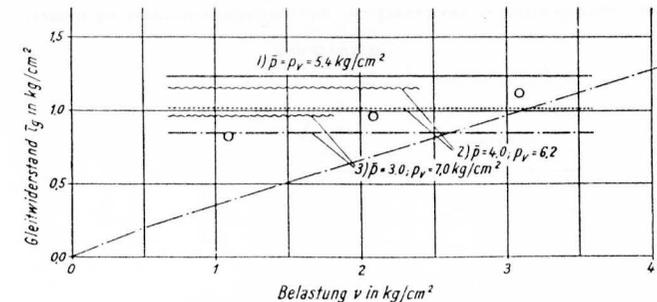


Abb. 13e. fetter Ton nach Abb. 6

Sämtliche errechneten drei Widerstandslinien sind in Abb. 13c als Waagerechte aufgetragen. Der Vergleich mit dem Mittelwert der Versuchspunkte zeigt, daß etwa für $\bar{v} = 3,7$ und $p_v = 6,5 \text{ kg/cm}^2$ Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch vorhanden ist. Strenggenommen gilt der Faktor 0,875 nur für die voll ausgezogene Widerstandslinie ($\bar{v} = p_v$); er muß für abnehmendes Verhältnis p_v/\bar{v} den Wert 1,0 für $V = S$ bald wieder erreichen. Geht man z. B. von der — allerdings zu günstigen — Annahme aus, daß bleibende Formänderungen erst nach dem Überschreiten der Pressungen \bar{v} bzw. $\lambda_n \cdot \bar{v}$ eintreten, so findet man die Formel:

$$\tau_{\text{mittel}} = \frac{1}{1 + \mu^2} \left[\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} + k + \mu \frac{1 - V/S}{1 + V/S} \left(\frac{1 + \lambda_0}{2} p_v - \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{v} \right) \right] \frac{1 + V/S}{2} \frac{\lambda + 1}{\lambda + V/S}$$

gültig für $\frac{p_v}{\bar{v}} \leq (1 + \sin \varrho) \frac{1 + \lambda_n}{1 + \lambda_0} + \frac{2 \cos \varrho}{1 + \lambda_0} \cdot \frac{k}{\bar{v}}$, wenn λ_n für \bar{v} und λ_0 für p_v gelten. Zahlenmäßig findet man damit einen sehr kurzen Übergangsbereich, so daß im vorliegenden Falle der Faktor 0,875 für $\bar{v} = 4,0$ und $3,0$ fortfallen müßte. Damit wären die berechneten Werte

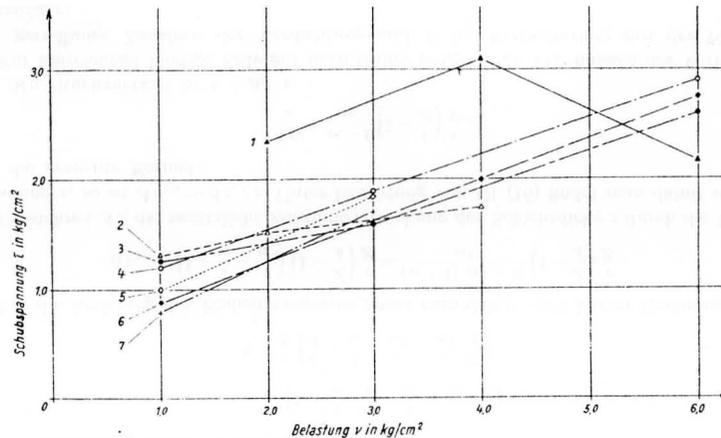


Abb. 14. Gleitwiderstand gewachsener Erdproben eines Kraftwerk-Untergrundes

- 1 = grüner Schluffton
- 2 = etwas feinsandiger Schluffton, humushaltig
- 3 = grüner etwas schluffiger Ton
- 4 = schluffiger Glimmerton, stark humushaltig
- 5 = feinsandiger schluffiger Glimmerton, stark humushaltig
- 6 = grauschwarzer feinsandig-schluffiger Ton, humushaltig
- 7 = schwarzer sandiger Glimmerton

1,015 und 0,855 zu ersetzen durch 1,16 und 0,978 kg/cm^2 ; vgl. gewellte Linien in Abb. 13e. Der zuletzt genannte Wert entspricht etwa dem mittleren Versuchswert, so daß richtiger mit einer Vorspannung von 3,0 und einer Vorbelastung von 7,0 kg/cm^2 zu rechnen wäre. Doch ist, wie gesagt, die vorstehende Formel unter zu günstigen Annahmen abgeleitet, so daß für den Ansatz der bleibenden Formänderungen im Übergangsbereich noch eine genauere (möglichst versuchsmäßig gestützte) Hypothese heranzuziehen sein wird. Darauf soll an dieser Stelle jedoch nicht weiter eingegangen werden, da es hier nur darauf ankommt zu

zeigen, in welcher Weise die Versuchsergebnisse mit der Theorie in Einklang gebracht werden können.

Zur Nachprüfung wäre bei allen in Abb. 13 untersuchten Fällen die Ermittlung der Druckfestigkeit und deren Umrechnung nach Gl. (24b) sehr wertvoll gewesen. Überhaupt sollte nach Meinung des Verfassers die leicht feststellbare Zylinder-Druckfestigkeit möglichst für jede gewachsene Erdprobe ermittelt werden.¹

Gegenüber der vorstehend gegebenen Deutung könnte eingewendet werden, daß die TIEDEMANNschen Versuchswerte ein gewisses Ansteigen mit der Pressung v erkennen lassen und deshalb die waagerechten Widerstandslinien des Verfassers nicht genügend bestätigen. Demgegenüber ist auf die unvermeidlichen Störungen beim Einbauen der gewachsenen Erdproben in die Prüfgeräte hinzuweisen, die sich wahrscheinlich bei kleineren Belastungen stärker auswirken als bei größeren Pressungen. Vor allem aber muß bemerkt werden, daß die Ergebnisse mit gewachsenen Erdproben erfahrungsgemäß eine gewisse Streuung aufweisen, wodurch die Versuchung besteht, zur Unterstützung des eigenen Standpunktes die anscheinend „besten“ Ergebnisse zur Veröffentlichung herauszusuchen. Mit welchen Streuungen zuweilen gerechnet werden muß, läßt Abb. 14 erkennen (Ergebnisse von TIEDEMANN). Der Verfasser hofft, durch die angekündigten eigenen Versuche auch in dieser Hinsicht zur Klarheit zu kommen.

Zusätzliche Verdichtung durch Schubspannungen

Nach der Elastizitätslehre soll durch das Hinzukommen von Schubspannungen τ keine zusätzliche Raumänderung, sondern lediglich eine Gleitverschiebung (Winkeländerung, rhombische Verzerrung) verursacht werden. Dies müßte nach unseren Annahmen auch für vorverdichtetes Erdreich gelten. Nach den bereits erwähnten Versuchen von HVORSLEV wurden für vorverdichteten Ton teils Setzungen, teils Hebungen beobachtet, die jedoch geringfügiger sind und wohl als Einfluß der vernachlässigten Hysterisis-Erscheinungen gedeutet werden können.

Anders liegen jedoch die Verhältnisse für *erstbelastetes Erdreich* ($\bar{v} = p_v$). In diesem Falle wird bekanntlich in den Schubapparaten eine merkliche zusätzliche Zusammendrückung beobachtet, sobald stärkere Schubspannungen hinzukommen und die Schublast-Steigerung hinreichend langsam erfolgt. Hier versagt also die Elastizitätslehre, was nach den vorangegangenen Betrachtungen auch ohne weiteres zu erwarten ist. Hingegen sind wir durch die angenommenen Formänderungsansätze in der Lage, die beobachtete zusätzliche Zusammendrückung beim Hinzukommen von Schubspannungen zu erklären und angenähert zu berechnen.

Durch das Hinzukommen von Schubspannungen des Größtwertes τ wird bekanntlich die eine der Hauptspannungen um τ erhöht und die andere um den gleichen Betrag erniedrigt.

¹ In Lehrbüchern wird zuweilen empfohlen, die Tonzylinder vor dem Zerdrücken einmal in Wasser einzutauchen, „um die Kapillarspannung auszuschalten“. Das ist natürlich grundfalsch und zeugt von einer Verkenntnis der physikalischen Zusammenhänge. Sowohl Wasseraufnahme als auch Verdunstungsverluste müssen bei Zerdrückungsversuchen vermieden werden. Nur dann, wenn Anhaltspunkte für die *Eigenfestigkeit* gesucht werden, können Zylinderdruckversuche unter Wasser von Nutzen sein, die aber dann erst nach einer gewissen Zeit (nach Abklingen des Wasseransaugens!) durchgeführt werden dürfen.

Nach unseren Ansätzen folgt hieraus als Zusammendrückung des Einheitswürfels (mit v_3 als zusätzliche Pressung lotrecht zur Bildebene):

$$\zeta = \frac{\tau}{Z} + \frac{\tau}{mZ} - \frac{v_3}{mZ}$$

und als Ausdehnung lotrecht dazu

$$\xi = \frac{\tau}{A} + \frac{\tau}{mZ} - \frac{v_3}{mZ}$$

In der dritten Hauptachse muß die Längenänderung Null sein, woraus folgt:

$$\eta = \frac{v_3}{Z} - \frac{\tau}{mZ} + \frac{\tau}{mA} = 0;$$

$$v_3 = \frac{\tau}{m} \left(1 - \frac{Z}{A}\right).$$

Die Einsetzung dieses Wertes liefert:

$$\zeta = \frac{\tau}{Z} \left(1 + \frac{1}{m} \cdot \frac{Z}{A} - \frac{1}{m^2} + \frac{1}{m^2} \cdot \frac{Z}{A}\right);$$

$$\xi = \frac{\tau}{Z} \left(\frac{Z}{A} + \frac{1}{m} + \frac{1}{m^2} - \frac{1}{m^2} \cdot \frac{Z}{A}\right).$$

Für die Änderung des Einheitsvolumens findet man damit nach kurzer Rechnung:

$$\Delta v_{1,0} = \left(1 - \frac{1}{m} - \frac{2}{m^2}\right) \left(1 - \frac{Z}{A}\right) \frac{\tau}{Z} = \frac{(m+1)(m-2)}{m^2} \left(1 - \frac{Z}{A}\right) \frac{\tau}{Z}.$$

Bezeichnet Δz , die zusätzliche Zusammendrückung der Schichtdicke z durch die Schubspannung τ , so ist $\Delta v_{1,0} \approx \Delta z_r : z$. Unter Beachtung von Gl. (16) findet man damit schließlich die gesuchte Formel:

$$\frac{\Delta z_r}{z} = \frac{m-1}{m} \left(1 - \frac{V}{S}\right) \frac{\tau}{V}. \quad (26)$$

Für den Bruchzustand ist $\tau = \mu_0 \cdot v$.

Für hinreichend bindige Erde gilt nach früher mitgeteilten Ergebnissen des Verfassers¹ eine geradlinige Zunahme der Verdichtungszahl V für Erstbelastung mit der Normalpressung v :

$$V = v \cdot r.$$

Damit hat man in diesem Falle auch:

$$\frac{\Delta z_r}{z} = \frac{m-1}{m} \left(1 - \frac{V}{S}\right) \frac{\mu_0}{v}. \quad (26a)$$

Hiernach ist die zusätzliche Zusammendrückung der Schichteinheit beim Reibungsversuch mit erstbelastetem Ton unabhängig von der Normalbelastung v — solange μ_0 konstant ist, was meistens genügend genau angenommen werden kann.

Der Vergleich der gemessenen Versuchswerte mit dem Ergebnis nach Gl. (26a) hat ergeben, daß die zusätzlichen Zusammendrückungen infolge Schubbelastung größer ausfallen als nach der Rechnung. Es fällt nicht schwer, hierfür eine Erklärung zu finden. Im vorigen Abschnitt wurde schon erwähnt, daß die Gleitung nicht geradlinig mit dem Anwachsen von τ zunimmt, sondern in der Nähe der Bruchlast bedeutend stärker ansteigt. Außerdem ist durch die starke Strukturstörung bei beginnendem Fortgleiten eine weitere Wasserabgabe zu erwarten. Beide Ursachen bewirken eine Erhöhung des rechnerisch erhaltenen Wertes,

¹ Bauing. 20 (1939), S. 454.

so daß an Stelle von Gl. (26a) besser geschrieben wird:

$$\frac{\Delta z_r}{z} = \psi \frac{m-1}{m} \left(1 - \frac{V}{S}\right) \frac{\mu_0}{v}. \quad (26b)$$

Wie es scheint, kann ψ etwa gleich 2,0 gesetzt werden.¹

Andererseits kann für bindiges Erdreich geschrieben werden:

$$\frac{\Delta z_r}{z} = \frac{w}{s+w} = \frac{w-w_r}{s+w_r}, \quad (27)$$

wenn w die Wasserzahl (100 w = Wassergehalt in %) vor der Schubbelastung, w_r die Wasserzahl nach dem Schubversuch und s das Stoffgewicht der Erdkörner bedeuten. Aus (27) folgt nach kurzer Rechnung:

$$w = \left(w_r + \frac{1}{s} \cdot \frac{\Delta z_r}{z} \right) \approx w_r + \frac{\Delta z_r}{z} \left(\frac{1}{s} - w_r \right)$$

oder nach Einsetzen von (26b):

$$w \approx w_r + \psi \frac{m-1}{m} \left(1 - \frac{V}{S}\right) \frac{\mu_0}{v} \cdot \left(\frac{1}{s} - w_r \right). \quad (28)$$

Zahlenmäßig erhalten wir z. B. für $v = 1,0$ in Abb. 13b mit $w_r = 0,403$, $\mu_0 = 0,29$, $v = 8,8 \text{ kg/cm}^2$, $V/S \approx 0,30$, $m \approx 2,5$ und $1/s \approx 0,365$:

$$w = 0,403 + 2 \cdot \frac{1,5}{2,5} \left(1 - 0,30\right) \frac{0,29}{8,8} (0,365 + 0,403) \approx 0,425.$$

In derselben Weise sind auch die übrigen w -Werte in Abb. 13b und d errechnet, was hier der Kürze halber nicht weiter nachgewiesen sei.

Natürliche und vorgebildete Gleitflächen und das Absinken des Gleitwiderstandes

Bislang haben wir völlig gleichmäßiges Erdreich vorausgesetzt. Da dieser Idealfall in der Natur nur selten vorhanden ist, so ist es wichtig, die Abweichungen in Betracht zu ziehen, die in der Natur vorkommen können. In dieser Hinsicht sind wir leider ganz auf Erfahrungen bei Baugrunduntersuchungen angewiesen, so daß wohl noch eine geraume Zeit vergehen wird, bis alle in der Natur vorkommenden Erscheinungen und Verhältnisse aufgefunden und klar beschrieben oder untersucht worden sind.

Was zunächst die Lage oder Form der Gleitflächen anbelangt, so ist ohne weiteres einzusehen, daß diese von der Erdschichtung beeinflusst werden kann. So kann z. B. die Neigung der Erdschichten die Ausbildung von Gleitflächen begünstigen. Auch kommen zuweilen dünne Ton- oder Schlick-Zwischenlagen als „natürliche“ Gleitflächen in Frage. Da solche dünnen Schichten bei Bohrungen oft übersehen werden, können solche Erkundungsarbeiten gar nicht sorgfältig genug durchgeführt werden.

Bei stark vorverdichteten Tönen können feine Klüfte und vorgebildete Gleitflächen den Gleitwiderstand stark herabsetzen. Solchen „festen“ Tönen wird oft eine gute Tragfähigkeit

¹ Im vorigen Abschnitt wurde ebenfalls schon angedeutet, daß der Gleitwiderstand bei vermehrter Wasserabgabe wahrscheinlich etwas geringer ausfallen muß als nach der Theorie. Die Gl. (18b) und (15b) werden deshalb wohl noch mit einem Faktor vervielfacht werden müssen, der etwas kleiner als 1,0 sein wird (schätzungsweise: $\Phi \approx 0,95$).

zugeschrieben, zumal der angetroffene geringe Wassergehalt die starke Vorverdichtung sogar zahlenmäßig beweist. Die Erfahrung zeigt jedoch, daß der Gleitwiderstand solcher Tone oft nicht so groß ist, wie er es nach den bisher dargelegten Gesetzmäßigkeiten mit Rücksicht auf die angetroffene Vorverdichtung eigentlich sein müßte. So stellte z. B. der Verfasser in einem Falle fest, daß der angetroffene „feste“ Ton von einem grobmaschigen, zunächst unsichtbaren Netz vorgebildeter Gleitflächen durchsetzt war, deren Neigung teils etwa unter 25 bis 30° zur Waagerechten, teils annähernd lotrecht verlief. Die Druckfestigkeit größerer Prismen betrug infolgedessen nur rd. $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{8}$ der Druckfestigkeit kleiner Prismen. Bemerkenswert war das Vorhandensein der Gleitflächen durch das in Abb. 15 aus der Erinnerung wiedergegebene Bruchbild¹ beim Zerdrücken einer großen Drucksäule (etwa \varnothing 15 cm). Die Gleitflächen zeigten eine genau ebene und spiegelglatte Fläche ohne die geringste Unregelmäßigkeit. Solche glatten Flächen werden bei gewöhnlicher, erzwungener Gleitflächenausbildung fast nie erreicht. Die Grenzbelastung dieses festen Tones war bereits bei etwa 2,8 bis 3,0 kg/cm² erreicht (Grundfläche 20 × 20 cm), während die Vorbelastung mehr als 10 kg/cm² betrug.

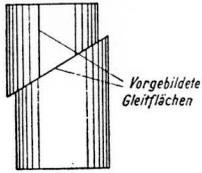


Abb. 15

Dieses Beispiel zeigt deutlich, wie wichtig eine gründliche Untersuchung des gewachsenen Erdreiches ist (wobei die Erdproben nicht zu klein sein dürfen). Besonders bei stark ver-

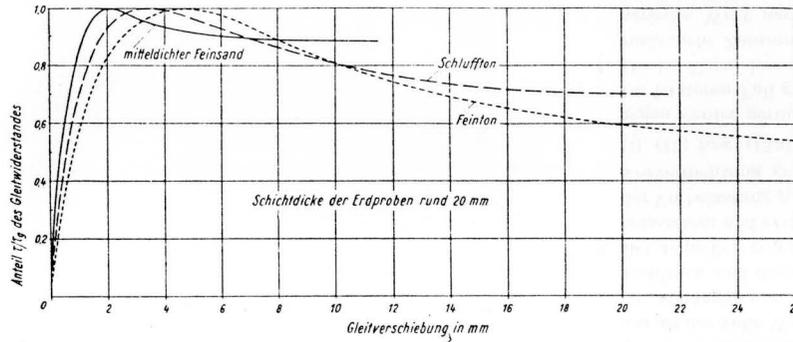


Abb. 16. Gleitverschiebungsbilder verschiedener Erdarten

dichtem Tonuntergrund muß immer die Möglichkeit des Vorhandenseins vorgebildeter Gleitflächen in Betracht gezogen werden.

Bei der Beanspruchung *erstbelasteter Tone* ($p_0 = \bar{v}$) spielt deren *plastische Nachgiebigkeit* eine wichtige Rolle. Solche Tone zeigen ein langsames „Fließen“ schon lange vor dem Erreichen des Höchstwertes des Gleitwiderstandes.² Infolgedessen muß der Sicherheitsgrad gegenüber dem Erreichen des Gleitwiderstandes in solchen Fällen merklich erhöht werden. Von vornherein ist natürlich bei den „weichen“ Tonen erhöhte Vorsicht am Platze.

Abb. 16 zeigt die bei einigen Schubversuchen gemessenen Gleitverschiebungen. Hier nach fällt der Schubwiderstand nach dem Erreichen des Höchstwertes τ_g wieder mehr oder

¹ Die Unterlagen sind bei der Zerstörung Dresdens leider verbrannt.

² Hierauf hat meines Wissens TERZAGHI zuerst hingewiesen. J. HVORSLEV hat die Fließgeschwindigkeit bei Gleitwiderstandsversuchen von Ton gemessen; vgl. Anm. 5 auf S. 11.

weniger mit der Rutschbewegung ab, besonders bei Tonen. Dieses Verhalten ist bei der Beurteilung der Rutschgefahr von Wichtigkeit, worauf hier aber nicht weiter eingegangen werden soll.¹

Nach bisherigen Versuchswerten kann man etwa mit folgenden Anteilzahlen für den nach längerem Gleitweg noch verbleibenden Bewegungswiderstand τ_g rechnen:

Erdart	Sand			Schluff	Schluffton	mittel-feiner Ton	sehr feiner Ton
	locker	mittel-dicht	dicht				
$\frac{\tau_g - k}{\tau_0 - k} \approx$	1,0–0,95	0,90	0,85–0,75	0,9–0,8	0,8–0,7	0,7–0,6	0,6–0,45

Die Eigenfestigkeit k scheint teils völlig verlorenzugehen, teils mit etwa 40% erhalten zu bleiben.

Bei der Wiederherstellung von gerutschten Böschungen, Dämmen und anderen Erdbauwerken tritt die Frage auf, ob der bis auf den Bewegungswiderstand herabgedrückte Gleitwiderstand dauernd erhalten bleibt oder mit der Zeit wieder anwächst. Da die diesbezüglichen Versuchsergebnisse² noch einander widersprechen, muß diese Frage vorläufig noch als ungeklärt betrachtet werden, und man wird deshalb vorerst sicherheitshalber nur mit dem Vorhandensein des geringsten Wertes τ_g rechnen dürfen. Im Rutschgelände ist dann also eine „vorgebildete“ Gleitfläche mit herabgesetztem Widerstand als vorhanden anzunehmen.

Ganz anderer Art ist folgende, bereits erwähnte Ursache für das Absinken des Widerstandes:

Noch ehe der Größtwert erreicht ist, kann der Gleitwiderstand feinkörniger Tone im plastischen Bereich durch langsame, zeitlich konstante Fließverschiebung merklich herabgesetzt werden. TERZAGHI spricht in diesem Fall vom „gleitenden Fließen“ zum Unterschied vom „plastischen Fließen“ im Bruchzustand. Die Erscheinung des gleitenden Fließens dürfte besonders für Erdreich im Zustande der Erstbelastung zu erwarten sein und wird deshalb wahrscheinlich eine um so geringere Rolle spielen, je größer die Vorbelastung p_0 im Vergleich zur jetzigen Erdpressung \bar{v} ist. Es versteht sich von selbst, daß der Einfluß des gleitenden Fließens bei der Festlegung der Gleitsicherheit unbedingt beachtet werden muß.

Schlußbetrachtung

Unsere Darlegungen sollten neben einem Überblick über den heutigen Stand des Gleitwiderstandsproblems vor allem die Frage beantworten nach der Größe des Gleitwiderstandes der Tone bei plötzlicher Schubbelastung. Die rechnerisch erhaltenen Ergebnisse sind einleuchtend und durch einige Versuchsergebnisse bereits leidlich bestätigt worden; sie müssen jedoch noch durch weitere Versuche erhärtet werden. Erwünscht wäre die Durchführung größerer, systematisch aufgebauter Versuchsreihen. Durch solche Versuche müßte einerseits der Einfluß der mittleren Hauptspannung auf den Beiwert μ der inneren Reibung und die Abhängigkeit des Eigenfestigkeitsbeiwertes α von den übrigen Stoffwerten (z. B. von μ_0 , V und S) für eine größere Anzahl bindiger Erdarten ermittelt werden, und andererseits müßte möglichst auch in jedem Falle der Gleitwiderstand des gewachsenen Erdreiches festgestellt und mit den Ergebnissen für künstlich vorbelastete gestörte Erdproben verglichen werden.

¹ Vgl. JOH. OHDE: Einfache erdstatische Berechnungen der Standsicherheit von Böschungen. Archivheft Nr. 67 des Deutschen Wasserwirtschaftsverbandes, Berlin 1943.

² Vgl. J. HVORSLEV nach Anm. 5 auf S. 11.

Außerdem sollte bei allen Versuchen dem Zeiteinfluß (gleitendes Fließen!) die nötige Beachtung geschenkt werden.

Kurz *zusammengefaßt* sind die Ergebnisse unserer theoretischen Betrachtungen über den Gleitwiderstand der *bindigen* Erdstoffe folgende:

1. Der Gleitwiderstand bei *langsamer Schubbelastung* und ausgeschalteten Porenwasser-*spannungen* folgt hinreichend genau der COULOMBSchen Gl. (4), wodurch die innere Reibung und die *Eigenfestigkeit* (echte Kohäsion) bindiger Erdstoffe physikalisch eindeutig erklärt sind. Der Anteil der *Eigenfestigkeit* nimmt etwa verhältnismäßig mit der Vorbelastung zu (ergänzte Hypothese KREY-TIEDEMANN). Die Hypothese von HVORSLEV-TERZAGHI [Gl. (2) und Abb. 7] ist demgegenüber nicht physikalisch einwandfrei.
2. Der Gleitwiderstand der Tone fällt bei plötzlicher Schubbelastung merklich geringer aus als der volle Wert bei langsamer Schubbelastung. Die entsprechende Verringerung ist abhängig von der Vorbelastung der vorhandenen Erdauflast, dem natürlichen Erddruck und dem Verhältnis V/S , der Verdichtungszahl V zur Schwellzahl S .
3. Bei *schneller* Schubbelastung besteht noch ein Unterschied zwischen stärker vorbelastetem und erstbelastetem Erdreich, wobei als Kennwert etwa das Verhältnis p_v/\bar{p} der Vorbelastung p_v zur jetzt wirksamen Erdkornpressung \bar{p} anzusehen ist. Bei stärkerer Vorverdichtung gelten die Gl. (18) bzw. (18a) für den Gleitwiderstand τ_g und die Gl. (15) bzw. (15a) für die Zylinder-Druckfestigkeit r_D . Für erstbelasteten Ton dagegen werden geringere Werte erhalten durch die Gl. (18b) für τ_g und Gl. (15b) für r_D . Im letzteren Fall gibt Abb. 8 eine gute Übersicht.
4. Die bei Versuchen mit erstbelastetem Ton bei langsamer Schubbelastung beobachtete zusätzliche Zusammendrückung infolge Schubbelastung fällt größer aus als der rechnerische Wert nach Gl. (26). Die hierdurch verursachte verstärkte Abgabe überschüssigen Porenwassers kurz vor dem Bruch wirkt sich wahrscheinlich auch ver-ringernd auf den Gleitwiderstand bei schneller Schubbelastung aus. In diesem Falle wären die Gl. (18b) und (15b) noch mit einem Faktor $\Phi < 1,0$ zu vervielfachen ($\Phi \approx 0,95$?).

Bei der vorgelegten Theorie konnten nicht alle Eigenheiten der Erdstoffe berücksichtigt werden, besonders nicht der Einfluß der Hysterese, der immer dann auftritt, wenn die durch Spannungsänderungen neu hinzugekommenen Schubspannungen ihre bis dahin vorhandene Richtung ändern (Umkehrung einer Art inneren Widerstandes halbelastischer Natur). Es ist nicht ausgeschlossen, daß es mit der Zeit gelingt, auch diesen Einfluß rechnerisch zu erfassen. Genügend einfache Formeln sind aber kaum zu erwarten. Ähnliches gilt wohl auch von der richtungsabhängigen Einlagerung und Anordnung der einzelnen Erdkörnchen, wodurch auch die Formänderungszahlen und die innere Reibung richtungsabhängig werden.

Diese angedeuteten Abweichungen vom vorausgesetzten Idealverhalten werden mit der Zeit vielleicht gewisse versuchsbedingte Berichtigungen unserer Formeln bringen, soweit diese für lotrechte und waagerechte Druckrichtung verschiedene Ergebnisse nachweisen, doch dürften die abgeleiteten *Mittelwerte* genügend genau zutreffen und für die Bedürfnisse der Baupraxis wohl ausreichen. — Auf die sich aus der vorgetragenen Theorie ergebenden erdstatischen Folgerungen wird in einem weiteren Aufsatz eingegangen werden.

Das Problem des Gleitwiderstandes der Tone ist schwierig und erfordert zu seiner restlosen Klärung noch viel langwierige und beharrlich durchgeführte Versuchsarbeit. Möge der vorliegende Beitrag auch nach dieser Richtung hin ein Ansporn sein.

Kurze Beschreibung der Durchführung der Absetz-Analyse nach Prof. Ohde

Es werden etwa 40 g Feuchtsubstanz in die Schlämmflasche eingebracht und diese mit destilliertem Wasser bis zur 1-Liter-Markierung gefüllt. Danach wird die Flasche ausreichend lange geschüttelt, sodann der Käfig mit den Glasplatten an der Flasche so befestigt, daß die oberste Glasplatte die Flaschenöffnung abschließt. Die Flasche wird mit der Flaschenöffnung nach unten einige Zentimeter tief in Wasser eingetaucht, so daß ein Herausströmen der Trübe aus der Flasche bei Abziehen der Glasplatte von der Flaschenöffnung nicht mehr möglich ist. Die in der Flasche aufgeschlämmten Erdstoffe setzen sich dann ebenso wie bei den übrigen Absetzverfahren nach verschiedenen Zeiten auf der unter der Flaschenöffnung befindlichen Glasplatte ab. Zur Bestimmung der mittleren Korngröße, die sich in einem bestimmten Zeitraum abgesetzt hat, werden die unter der Flaschenöffnung befindlichen Glasplatten in festgelegten Zeitabständen vorsichtig aus dem Käfig herausgezogen, nachdem dieser von der Flasche abgezogen ist. Die Zeitabstände sind aus dem in der Anlage 1 angegebenen Musterprotokoll zu entnehmen. Die Herausnahme der einzelnen Glasplatten aus dem Käfig und dem Wasser erfordert größte Sorgfalt und Geschicklichkeit, da möglichst keine auf der Platte befindlichen Erdstoffteile verloren gehen dürfen. Diese werden im Trockenschrank getrocknet und gewogen und ihr Gewicht im Protokoll eingetragen. Nach Beendigung des Versuches werden auch die in der Schlämmflasche zurückgebliebenen Erdteilchen festgestellt, sowie die Reste aus der Schale mit Wasser, in das der Käfig eingetaucht war. Durch Vergleich der auf den einzelnen Glasplatten sowie in der Flasche und der Schale festgestellten Erdstoffteile mit der zu Beginn des Versuches in die Flasche eingebrachten Erdstoffrockenmenge kann festgestellt werden, mit welcher Sorgfalt der Versuch durchgeführt wurde. Die Anteile der einzelnen Rückstände auf den Glasplatten, in der Flasche und in der Schale werden im Verhältnis zu der nach Beendigung des Versuchs festgestellten Gesamtmenge errechnet und in das Protokoll eingetragen. Da sich der in der Flasche und in der Schale zurückgebliebene Rest ungefähr gleichmäßig auf alle Kornstufen der vorhandenen Erdstoffmischungen verteilt, wird dieser Rückstand zu gleichen Anteilen zu den auf den Glasplatten festgestellten Anteilen hinzugezählt. D. h. in vorliegendem Falle: Es wurde ein Rückstand von 5,98 % ermittelt, dieser wird durch 11 dividiert und die sich ergebenden 0,54 % zu den in der Spalte "Anteil" angegebenen Zahlen addiert. Die Summe der so korrigierten Anteile muß dann theoretisch 100 % ergeben. Zur überschlägigen Feststellung der mittleren Durchmesser der Körner, die sich in den festgelegten Zeiten auf die Glasplatten abgesetzt haben, wird das in der Anlage 2 beigefügte Nomogramm verwendet. Es wird zunächst die Fallgeschwindigkeit v in cm/sec bestimmt. In vorliegendem Falle ist die grundlegende Fallhöhe 39,3 cm. Diese Höhe wird durch die einzelnen Zeiten dividiert und dadurch die Fallgeschwindigkeit ermittelt, die dann im Protokoll eingetragen wird. Mit Hilfe des Nomogramms kann sodann unter Berücksichtigung der Temperatur und der Zähigkeit des Wassers sowie der Stoffgewichte die mittlere Korngröße zunächst überschlägig festgestellt werden. Es kann so eine Kornverteilungskurve in der üblichen Art gezeichnet werden, die jedoch noch nicht den wirklichen Gegebenheiten entspricht (Kurve 1) und noch folgendermaßen korrigiert wird. Nach den theoretischen Überlegungen und Berechnungen von Prof. Ohde muß die provisorische Kornverteilungskurve in Richtung der kleinen Korndurchmesser verschoben werden. Die Ableitung der Beweisführung für diese Verschiebung wird demnächst veröffentlicht werden. Es ist nach den Angaben von Ohde der Korndurchmesser, der mit einem Anteil von 90 % in der Kornmischung festgestellt wurde, um Logarithmus 1,35 kleiner als er zunächst überschlägig ermittelt worden ist. In dem in der Anlage 3 gezeigten Beispiel liegt allerdings der Anteil 90 % bereits im Siebanalysenbereich, so daß in diesem Falle eine Verschiebung natürlich nicht möglich und auch nicht erforderlich ist. Weiterhin ist die mit einem Anteil von 50 % überschlägig ermittelte Korngröße in Wirk-

lichkeit um Logarithmus 1,24 und die mit einem Anteil von 10 % überschlägig ermittelte Korngröße um Logarithmus 1,20 kleiner.

Um also die wirkliche Kornverteilungskurve (2) zu erhalten, muß der Schnittpunkt der provisorischen Kornverteilungskurve (1) in den Anteil $a = 50\%$ um den Betrag Logarithmus 1,24 nach links verschoben werden. Da hier die logarithmische Einheit = 10 cm, ist Logarithmus 1,24 = 0,94 cm. Entsprechend muß dann der Schnittpunkt der Kurve (1) mit dem Anteil 10 % um Logarithmus 1,20 = 0,80 cm nach links verschoben werden. Die zwischen den angegebenen Anteilen liegenden Punkte müssen geradlinig interpoliert werden. Die so erhaltene Kurve (2) entspricht dann der wirklichen Verteilung der feineren Körnungen und schließt nach den bisherigen Erfahrungen fast immer recht gut an die Siebkurve an. Das Verfahren, die in der Flasche nach unten absinkenden Teilchen auf Glasplatten abzufangen, die dann in bestimmten Zeiten abgezogen werden, ist auf Grund der bisher durchgeführten Versuche wohl nicht als das einzig zweckmäßige anzusehen, da es äußerst schwierig ist, die beim Herausnehmen der Glasplatten entstehenden Verluste zu vermeiden. Es werden z. Z. Versuche durchgeführt, um diese Ungenauigkeiten auszuschalten.

II. Grundbaumechanik (vgl. S. 1469 ff.)

Bearbeitet von Prof. J. Ohde †, Berlin

A. Eigenschaften der Böden (211¹⁾)

Bezeichnungen

w	Wasserzahl, 100 w Wassergehalt in %.
ϵ	Porenzahl, ϵ_0 für lockere und ϵ_{\min} für dichte Lagerung,
s	Stoffgewicht der trockenen Erdkörner [t/m ³],
s_w	Stoffgewicht des Wassers ($\approx 1,0$ t/m ³),
γ	Raumgewicht, feucht über Wasser [t/m ³], γ_0 Raumgewicht unter Wasser [t/m ³].
d	Korngröße [mm], d_w wirksame Korngröße [mm],
α	Gewichtanteil aller Körnchen $< d$ [-],
u	Ungleichförmigkeitsgrad [-],
D	Lagerungsdichte [-],
r	Rauhigkeitsgrad [-],
\bar{e}	Eindringwiderstand [kg/cm ²] für Kegelsonde,
w_F	Fließgrenze [-], w_A Ausrollgrenze [-],
w_0	Breiwasserzahl [-], w_1 Einheitswasserzahl [-],
sl	Steifegrad [-]; p_w Belastungsgleichwert [kg/cm ²],
P	Plastizitätszahl [%], $w_0 - w_1$ Verformungsindex [-],
c	Wasserdurchlässigkeit [cm/s], [cm/Tax]; i Porenwasser-Druckgefälle [-],
c_1	Wasserdurchlässigkeitsindex ($c_1 = c$ für $p = 1,0$ kg/cm ²),
h_s	kapillare Steighöhe [cm], $v_k = h_s s_w$ Kapillarspannung [t/m ²],
z	Schichtdicke [cm], [m], z_0 Schichtdicke ohne Poren [cm], [m],
p	lotrechte Erdkornpressung [t/m ²], \bar{p} natürliche Auflast [t/m ²],
p_y	geologische Vorbelastung [kg/cm ²],
V	Verdichtungszahl [kg/cm ²],
S	Schwellzahl [kg/cm ²] } für verhinderte Seitendehnung,
Z	Zusammendrückungszahl [kg/cm ²] } für unbehinderte Seitendehnung,
A	Ausdehnungszahl [kg/cm ²],
ω	Formänderungspotenz [-],
m	Querdehnungszahl (Poissonzahl) $> 2,0$ [-],
ν	Normalspannung [kg/cm ²],
τ	Schubspannung [kg/cm ²],
σ	resultierende Spannung aus ν und τ (Schrägspannung) [kg/cm ²],
σ_1	σ_2 und σ_3 Hauptspannungen ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) [kg/cm ²],
σ_D	Säulendruckfestigkeit [kg/cm ²],
μ	$\tan \rho$ Reibungsbeiwert [-], ρ Reibungswinkel [°],
μ_0	$\mu + \kappa$ Gleitwiderstandsbeiwert für Erstbelastung [-],
k	echte Kohäsion (Eigenfestigkeit) in der Gleitfläche [t/m ²],
κ	$\kappa = k/p_0$ Eigenfestigkeitsbeiwert [-],
λ_n	Verhältniszahl des natürlichen Seitendruckes ($\leq 1,0$) [-],
λ_0	Verhältniszahl des Ruhedruckes ($< 1,0$) [-].

a) Bodenarten ²⁾

Man unterscheidet sandige Böden (Kies, Sand, reiner Schluff) und bindige Böden (Lehm, Ton, Löß, Mergel, toniger Schluff, Faulschlamm, Torf) ¹⁾.

Benennung der Bodenproben möglichst nach Augenschein und Fingerspitzengefühl; dabei sind nacheinander anzugeben (vgl. auch DIN 4022): Farbe, Beimengung, Hauptbestandteil, Festigkeit oder Lagerungsdichte, Kalk- oder Humusgehalt, z. B.: grauer, etwas feinsandiger Schluffton, sehr fest, etwas kalkhaltig.

Kalk durch Betropfen mit 1:2 verdünnter Salzsäure feststellen (Bläschenbildung), Humus durch Farbe und Betropfen mit H₂O₂ (langsame Bläschenbildung) und Stoffgewicht. Weitere Anhaltspunkte:

Schotter besteht aus Steinen größer als etwa 25 mm (oft eckig).

¹⁾ Schrifttum S. 901.

²⁾ Verfasser schlägt sprachliche Unterscheidung nach „Erdarten“ im Tiefbau und „Bodenarten“ in Landwirtschaft vor. Die hier noch vielfach verwendete Bezeichnung Boden geht nicht auf den Verfasser, sondern auf die Schriftleitung zurück.

Kies von 2 bis etwa 25 mm (Betonkies bis 70 mm, DIN 1179), Feinkies < 7 mm, Sand von 2 bis 0,05 mm, meist Quarzkörner (gerundet oder eckig), Grobsand 2 bis 0,7 mm, Mittelsand 0,7 bis 0,2 mm.

Feinsand von 0,2 bis etwa 0,05 mm, als Einzelkörnern gerade noch erkennbar. Schwimmsand oder Trieb sand ist Feinsand unter Wasserandrang (besonders, wenn locker oder rundlich).

Ton besteht aus feinen bindigen Teilchen $< 0,005$ mm (überwiegend Aluminiumsilikat), ist bildsam (plastisch) und bindig (haftend), fühlt sich angehäßt glatt und schmierend an. Alle Farben vertreten (bei Humusgehalt schwarzgrau).

Schluff liegt zwischen Feinsand und Ton (etwa 0,05 bis 0,005 mm), meist gleichmäßig gekörnt, nicht mehr bildsam, fühlt sich rau an, zerfällt in Wasser sofort.

Lehm ist sandig-schluffiger Ton (mitunter auch kiesig), meist kalkfrei, oft gelb oder braun (eisenhaltig), „fetter“ Lehm hat mehr als 20 bis 25% Ton, „magerer“ Lehm weniger.

Löß ist durch Wind abgesetzter poröser Feinsandschluff, durch Kalk leicht verkitet, trotzdem fortschwemmbar (Schluchtenbildung, Schwemmlöß). Sumpflöß in Wasser eingeweicht. Tongehalt nur gering [7].

Mergel sind überwiegend bindige Bodenarten (z. B. Schluffmergel, Tonmergel) mit stärkerem Kalkgehalt (10 bis 50%). Über 50%: Kalkmergel. — Geschiebemergel hat mehrere % runde Steinchen (oft stark vorverdichtet).

Humuston (Schlickton) ist Ton oder Tonschluff mit stärkerem Humusgehalt (modderhaltiger Schluff oder Ton).

Faulschlamm ist junger humoser, meist schwarzblauer Feinsandschluff oder Tonschluff, an Luft grau werdend, mit Schalen von Wassertierchen oder kleinen Muscheln.

Modde ist stark humoser, torfig-tonschluffiger Faulschlamm (ohne Festigkeit), meist schwarz.

Torf, der Baustoff der Moore, besteht aus faserig-humosen Stoffen von sehr lockerem Aufbau, Farbe braun bis schwarz.

b) Erste Beurteilung des Baugrundes

Sandige Bodenschichten (Kies, Sand, Schluff) bei mindestens mittel-dichter Lagerung und größerer Dicke als guter Baugrund anzusprechen; Eigenschaften sehr von Lagerungsdichte abhängig. Dichteproofung in Schürflüben durch Ausstechen und ϵ -Auswertung (S. 890), in Bohrlöchern durch Ermitteln des Eindringwiderstandes von Kegelsonden (S. 890), überschläglic durch Einschlagen einer angespitzten Stange (20 bis 25 mm Dmr.) mit schwerem Hammer. Bei Humus- oder Lehmgehalt lockere Lagerung möglich, doch kann lehmiger Kies auch sehr fest gelagert sein. Künstliche Auffüllungen nur bei guter Verdichtung (durch Einschlämmen oder Stampfen) tragfähig. Bei Grobkies im Grundwasserbereich starker Wasserandrang. Dämme und Böschungen aus lockerer Sandschüttung können bei Wasserzutritt plötzlich breiartig ausfließen ([30] 1933, S. 254).

Schwimmsande und reine Schluffe machen bei Wasserandrang in offener Baugrube große Schwierigkeiten ([30] 1939, H. 42); sonst als Baugrund ungefährlich, wenn Auflockerung durch Quellen und Erosion vermieden wurde.

Festigkeit und Tragkraft bindigen Untergrundes wird vor allem durch frühere Vorbelastung bestimmt, die oft größer als jetzige Erdaulast. Ermittlung durch Druckversuche (S. 896), angenähert aus w oder ϵ (S. 891 u. 896). Zulässige Belastung je nach Bodenart und Festigkeit sehr verschieden (vgl. S. 925). Ton trägt selbst bei starker Vorverdichtung nur mäßige Belastungen; gut verdichteter magerer Lehm oder Geschiebemergel kann dagegen guter Baugrund sein. Echter Löß ist für mäßige Belastungen noch brauchbar, wenn für Wasserabfluß gesorgt wird.

Steifplastischer Lehm und Ton und stark sandiger Faulschlamm tragen nur noch geringe Belastungen; gewöhnlicher Faulschlamm, Modde und Torf scheiden als Baugrund völlig aus. Gut verfilzter Torf trägt nur leichte Verkehrswege (starke Setzungen).

Erste Anhaltspunkte ergibt Schrumpfvversuch nach Scheidig [17]: Bodenproben von 30 mm Dmr. und 22 mm Höhe wurden zuerst an der Luft, dann 5 h bei 105° im Trockenschrank getrocknet. Die in Raumteilen des ursprünglichen Inhalts ermittelte räumliche Schrumpfung ist für guten Baugrund < 5%, für mittleren Baugrund 5 bis 10%, für schlechten > 10%, für sehr schlechten > 15%.

Rutschneigung und Einbruchgefahr schon bei mittelfesten Tonen. Weiche Tonschichten können große, jahrelang andauernde Bauwerksetzungen verursachen. — Bautechnisch ungünstige Eigenschaften typischer Tone: Große Zusammendrückbarkeit und geringe innere Reibung gehen nicht nur auf Kornfeinheit zurück, sondern auch auf verdichtete Wasserhüllen um Erdteilchen herum [3], [4], [18] und ([40] 1933, S. 407), teilweise auch auf Glimmergehalt [1], [2]. Wasserbindung an Teilchenoberflächen verhindert unmittelbares Berühren der Tonteilchen.

Bei Entlastungen bindigen Untergrundes infolge Aushubes von Baugruben oder Einschnitten für Verkehrswege ersetzt Kapillarspannung bisherige Auflast und täuscht damit größere Festigkeit vor, die allmählich mit Abbau der Kapillarspannung infolge Druckausgleichs oder Wasserzutritts wieder verloren gehen kann. Bei schneller Belastung entsteht vorübergehend statisch ungünstiger Porenwasser-Überdruck.

Bei Zweifelsfällen und wichtigen Bauvorhaben Baugrund-Fachmann zu Rate ziehen [9]. Rechtzeitiger Beginn der Baugrund-Untersuchungen besonders wichtig, ebenso sorgfältige Durchführung und Auswertung für statische Untersuchungen. (Ungefähre Stoffwerte der wichtigsten Bodenarten S. 898/99).

c) Zahlenmäßige Bewertung von Bodenproben

Zur eindeutigen Bewertung sind objektiv feststellbare Kennzahlen nötig, die durch Kurzprüfungen erhalten werden¹⁾. Vorteile der Kennwerte: einfache Ermittlung, daher oft anwendbar, Nachprüfung der Gleichmäßigkeit jeder Bodenschicht und Angabe guter Mittelwerte; Voraussage der statischen Grundwerte (z. B. innere Reibung oder Verformung) für Baustellen ([30] Nov. 1950).

1. Allgemeine Kennwerte.

Wasserzahl *w* ist Wasseranteil in Gewicht teilen der Trockenerde (Trocknung bei 105° C, Abkühlung im Gefäß mit Deckel über Chlorcalcium). 100 *w* = Wassergehalt in %.

Beispiel: Feuchtprobe mit Schale . . . 76,82 g	<i>w</i> = 11,58/32,57 = 0,356
Trockenprobe mit Schale . . . 65,24 g	
Wassergewicht 11,58 g	
Schalengewicht 32,67 g	100 <i>w</i> = 35,6%
Trockenprobe 32,57 g	

Näherungswerte durch Lufttrocknung und je nach Tongehalt 9 bis 13% Zuschlag (Ausnahmen: Sand 1%, Torf rd. 30%) oder Einlegen in Spiritus oder Alkohol mit nachfolgendem Abbrennen.

Porenzahl ϵ ist Wasser- und Luftgehalt in Raumteilen der Trockenerde. Für luftfreie (vollbindige) Bodenarten $\epsilon = s \cdot w$. Porenanteil *n* (Hohlraumgehalt) ist dagegen Wasser- und Luftanteil, bezogen auf Gesamt-raum der Probe. Nach Abb. 1 ist $n = \epsilon / (1 + \epsilon)$ und $\epsilon = n / (1 - n)$ (1)

Stoffgewicht *s* (spezifisches Gewicht) der trockenen Erdkörner wird im Pyknometer (Abb. 2) ermittelt (Glasflasche von 100 cm³ Inhalt mit durchbohrtem Stöpsel): $s = g \cdot s_w / (g + G_1 - G_2)$ (2)



Abb. 1. Pyknometer.

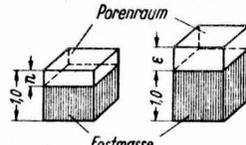


Abb. 2. Porenanteil *n* und Porenzahl ϵ .

¹⁾ Hier sind nur die wichtigsten Kennwerte aufgeführt; über weitere Schnellprüfungen vgl. [2].

*G*₁ Gewicht des mit Wasser gefüllten Pyknometers, *G*₂ Gewicht des Pyknometers mit etwa 40 g Feuchterde und Wasserauffüllung (zwischen durch Luft entfernen durch Kochen!) *g* Trockengewicht der Erdteilchen, *s*_w Stoffgewicht des Wassers (Abb. 3), wobei Anfangs- und Endtemperatur nicht mehr als 1° C voneinander abweichen dürfen [21].

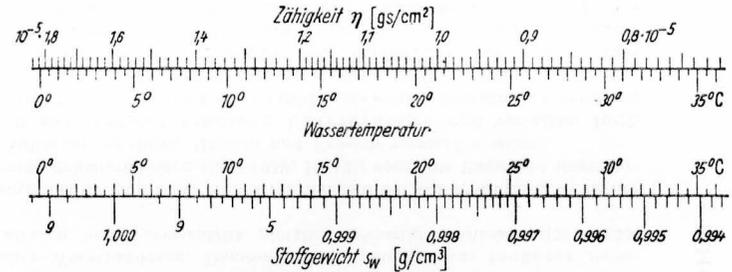


Abb. 3. Zähigkeit und Stoffgewicht des Wassers.

s für mineralische Erde annähernd unveränderlich (etwa 2,60 bis 2,65 für Sand und 2,7 bis 2,8 für Ton). Durch Humus wird *s* herabgesetzt (reiner Humustorf: *s* ≈ 1,50); daher kennzeichnet *s* auch Humusgehalt.

Wirksame Korngröße (δ_w) als Maß der Kornfeinheit, abgeleitet aus Kornmischungslinien (Körnungs-Summenlinien) nach Abb. 4: Gewichtsanteil *a* aller Teilchen < δ , aufgetragen über log δ . Man berechnet δ_w als Korngröße gleicher Oberfläche (nach Zunker [5]):

$$1/\delta_w = \int_0^1 da/\delta = \sum_0^1 \Delta a/\delta \dots \dots \dots (3)$$

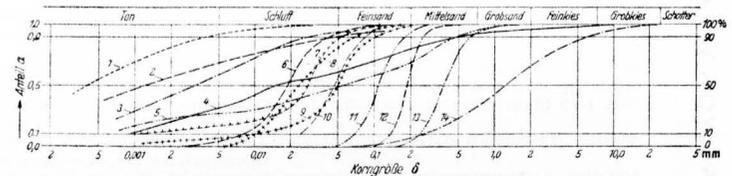


Abb. 4. Korngrößen-Mischungslinien verschiedener Bodenarten. 1 Sehr feiner Ton (Kl. Belt), 2 feiner Ton (Fehmarnküste), 3 mittelfeiner Ton, 4 Geschiebemergel, 5 etwas sandiger Lehm, 6 reiner Schluff (Driesen/Netze), 7 schlesischer Lößlehm, 8 Löß aus Niederösterreich, 9 Löß aus China, 10 Feinsandschluff, 11 Feinsand, 12 Dünenand (Norderney), 13 Mittelsand, 14 Kiessand.

Regelkörnungen folgen nach Graßberger ([34] 1933, S. 235) dem Fehlerintegral; vgl. auch Ohde ([30] 1950, S. 345).

Korngrößen-Verteilung für $\delta > 0,2$ mm durch Sieben ermitteln, für $\delta < 0,2$ mm durch Schlämmen (Spülen oder Absetzen) in Wasser, wobei verschiedene Fallgeschwindigkeit *v* der Teilchen ausgenutzt wird.

Nach Stokes gilt (etwa für $\delta < 0,05$ mm) für technische Maßeinheiten

$$v = [(s - s_w) / 18 \eta] \delta^2 \dots \dots \dots (4)$$

Für $\delta > 0,05$ mm ist *v* etwa gleich dem *v*-fachen Betrag mit

$v \approx 0,88$	$0,67$	$0,29$	$0,16$
für $\delta = 0,1$ $0,2$ $0,5$ $1,0$ mm } (bei etwa 20° C)			

Bei den Absatz- (Sedimentier-) Verfahren (besonders für Ton) wird Dichte der Aufschlämmung in bestimmter Tiefe nach verschiedenen Zeiten gemessen,

entweder mit Aräometer (Schwimmwaage) [8], [21], ([43] 1950, H. 2) oder durch Entnahme mit Pipette ([38] 1923, S. 147, [39] 1928, S. 485, [21]), oder es wird zu verschiedenen Zeiten die Menge der schon abgesetzten [21] oder der noch schwebenden Teilchen [6] festgestellt.

Übliche Konzentrationen 1 bis 3% der Teilchen < 0,05 mm. Mitunter geringe Zusätze (Soda, Wasserglas, Lithiumkarbonat oder Ammoniak) verwenden, um Ausflocken (Koagulieren) des Tones durch Elektrolytgehalt zu verhindern.

Ungleichförmigkeitsgrad $u \approx \delta_{50\%}/\delta_{10\%}$ als Maß für die Gemischtkörnigkeit. (Bisher wurde gesetzt: $\bar{u} = \delta_{60\%}/\delta_{10\%}$! Es ist $u \approx \bar{u}^{0,82}$.)

2. Kennzahlen für sandige Böden.

Lagerungsdichte $D = (\epsilon_0 - \epsilon_n)/(\epsilon_0 - \min \epsilon)$ ergibt Maß für natürlichen Dichtegrad nach der Skala $D = 0$ für lockere und $D = 1$ für sehr dichte Lagerung [1].

ϵ_0 Porenzahl für lockere Lagerung (trockenes Einfüllen mit Hilfe eines kleinen Trichters), $\min \epsilon$ Porenzahl für dichteste Lagerung (einrütteln oder einstampfen) und ϵ_n Porenzahl in der Natur, durch Ausstechen gefunden.

ϵ_0 entspricht etwa lockerster Lagerung unter Wasser; feucht geschütteter Sand ist jedoch noch bedeutend lockerer (D negativ). Für normale Sande: $\epsilon_0 = 0,9$ bis $0,5$, $\min \epsilon = 0,55$ bis $0,35$.

Eindringwiderstand $\bar{\tau} = P/F$ in kg/cm^2 einer Kegelsonde (Abb. 5), die eingedrückt oder eingeschlagen wird (am besten fortlaufend im Bohrloch), ergibt gutes relatives Vergleichsmaß der Lagerungsdichte. P gesamter Eindringwiderstand, F größte Querschnittsfläche des Druckkegels. $d = 20$ bis 50 mm ([30] 1930, S. 520; 1932, S. 39; 1943, S. 327; 1944, S. 149; [36] 1935, S. B 93 u. 101; [15]). Dasselbe ergeben auch Stempeldruckversuche im Bohrloch ([35] 1929, Konstr. u. Ausf. S. 109; [30] 1939, S. 292; [22]).

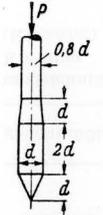


Abb. 5. Zweckmäßige Form der Sondenspitze.

Nach bisherigen Versuchswerten gilt etwa:

$\bar{\tau}$	< 25	25...50	50...100	100...200	200...400 kg/cm^2
Lagerungsdichte	sehr locker	locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht

Rauhigkeitsgrad r der Sandkörner (ob rundlich oder eckig) kommt annähernd in ϵ_0 und $\min \epsilon$ zum Ausdruck. Genauer durch Feststellung der Wasserdurchlässigkeit c für ausgesiebte Körnungsgruppen mit $\delta_1/\delta_2 \approx 1,5$ und Porenzahl ϵ nach [21]:

$$r \approx \frac{405}{\tau} \frac{\epsilon^3}{(1 + \epsilon)} \frac{\delta_w^2}{c} \dots \dots \dots (5)$$

τ Verhältnis der kinematischen Zähigkeit des Wassers für 10°C und Versuchstemperatur (Abb. 6).

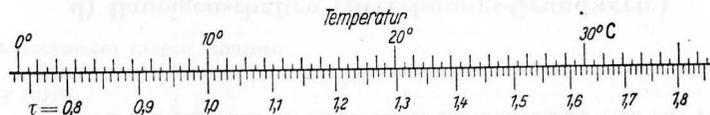


Abb. 6. Verhältnisswert $\tau = \nu_{10^\circ}/\nu$ der kinematischen Zähigkeit des Wassers.

Nach bisherigen Versuchswerten gilt etwa für:

Kugeln	rundlicher Flußsand	eckiger Sand nur leicht gerundet	scharfkantiger Bruchsand
$r = 1,0$	1,2...1,7	2,0...3,5	5,5

Über Rauhigkeit und Plattigkeit [14].

3. Kennzahlen für bindige Böden.

Hier kommen zunächst die folgenden, von der landwirtschaftlichen Bodenkunde her übernommenen Atterberg-Grenzen ([38] 1911 und 1912; [1]) der Konsistenzformen, ausgedrückt als w , in Betracht:

Fließgrenze w_F zwischen flüssigem und plastischem Zustand, ermittelt mit genormtem Klopfggerät von Casagrande ([37] 13 (1932) S. 121) und [10], [13], [17], [21], durch Ziehen einer besonderen Furche, welche nach 25 „Schlägen“ von der Fallhöhe 1 cm auf etwa 10 mm Länge zusammengefloßen sein soll (Abb. 7).

Ausrollgrenze w_A zwischen plastischem und festem Zustand, ermittelt durch andauerndes Ausrollen zu Drähten von 3 bis 4 mm bis zum Zerbröckeln.

Schrumpfgrenze w_s zwischen festem und hartem Zustand, erkennbar durch Messung der Längenänderungen und durch Farbumschlag (dunkel in hell).

Hierzu folgende abgeleitete Werte:

Plastizitätszahl nach Atterberg $P = 100 (w_F - w_A)$ liefert Maß für Bildsamkeit und Bindigkeit (Tonchalt).

Steifegrad $st = (w_F - w_n)/(w_F - w_A)$ ergibt Einordnung des natürlichen Wassergehaltes w_n zwischen w_F und w_A : $st = 0$ für $w_n = w_F$, $st = 1$ für $w_n = w_A$.

Die folgenden beiden Wasserzahl-Kennwerte sind den Anforderungen des Tiefbaues und der Geologie besonders angepaßt ([30] 1950, Nov.-Heft u. [21]).

Breiwasserzahl w_0 entspricht angenähert der Belastung Null einer frisch abgesetzten Erdschicht; ermittelt durch langsames Ziehen (1 cm/s) einer quadratischen 2 cm-Furche im breiig-fließend (mit reinem Wasser) angemachten Erdrei: Furche soll in Probemitte etwa 5 s nach dem Ziehen unten zur Hälfte zusammenfließen (Abb. 8).

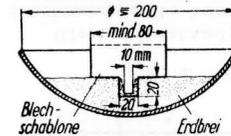


Abb. 8. w_0 -Furche.

Einheitswasserzahl w_1 wird in einem

Drucktopf (z. B. Normalgerät nach Abb. 9) durch stufenweise Belastung bis 1,0 kg/cm^2 (für Abb. 9 nacheinander: 0,1, 0,5, 2 und 10 kg) der bis w_0 aufbereiteten Erdprobe mit Hilfe einer porösen Druckplatte erhalten. Druckausgleich bei der letzten Belastung abwarten (am besten über Nacht). Schnell entlasten und w feststellen (S. 888) nach Fortschaben der obersten (weichen) Schicht.

Aus w_0 und w_1 abgeleitete Werte ([30] 1950, H. 11): Verformungsindex $(w_0 - w_1)$ liefert (ähnlich P) Vergleichsmaß für Bindigkeit und Zusammendrückbarkeit (wobei aber zweckmäßig auch w_1 noch mit herangezogen wird).

Belastungsgleichwert p_w in kg/cm^2 ist der zur Wasserzahl w gehörende Pressungswert der Drucksetzungslinie für Erstbelastung (vgl. S. 896), möglichst für gewachsenen Boden. Er ist ein Maß für die Vorverdichtung, denn es ist die (geologische) Vorbelastung $p_v \approx p_w$.

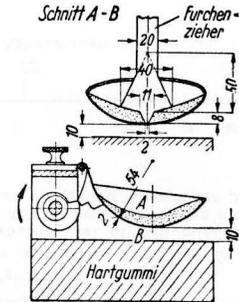


Abb. 7. Fließgrenzengerät nach A. Casagrande.

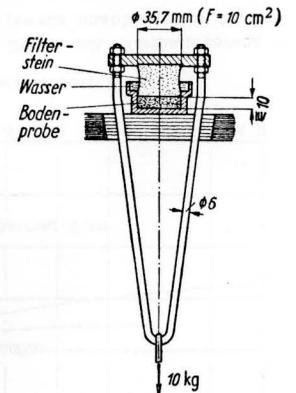


Abb. 9. w_1 -Gerät (nach Ohde).

Zur Beurteilung der Festigkeit ungestörten Bodens dienen:
 Druckfestigkeit von Erdzylindern, die mindestens doppelt so hoch wie breit sind ([30] 1949, S. 165 und Nov. 1950).
 Kegeldruck [kg] eines 60°-Kegels für 10 mm Eindringung (vgl. [31] 1930, S. 701).
 Sämtliche Kennwerte für bindige Erde möglichst an naturfeuchten (nicht ausgetrockneten) Proben ermitteln.

d) Baueigenschaften (Berechnungs-Grundwerte)

Zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit, Zusammendrückung, Reibung, Festigkeit usw. sind eingehende Versuche mit besonderen Geräten und Versuchserfahrungen erforderlich, die am besten von anerkannten Prüfstellen durchgeführt werden. Dort auch fachmännische Beratung einholen. Für Versuche möglichst nur ungestörte Erdproben verwenden. Zeitbedarf 2 bis 3 Monate. Verallgemeinerung der meist nur in beschränkter Anzahl durchführbaren Versuche durch die (in großer Anzahl ermittelten) Kennwerte unter c), S. 888 (Abb. 14, 19 u. 24), wodurch zuverlässige Mittelwerte für erdstatische Berechnungen gewonnen werden.

1. Raugewicht γ (oberhalb des Grundwassers) durch Ausstechen gewachsener Proben ermittelt: $\gamma = G/V$ (G Feuchtgewicht und V Rauminhalt). Sonstige Ermittlung nach den Formeln (mit γ_0 Raugewicht unter Wasser unter Berücksichtigung vollen Auftriebes):

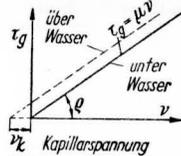


Abb. 10. Gleitwiderstand für Sand.

$$\gamma = s(1+w)/(1+\epsilon); \quad \gamma_0 = (s-1)/(1+\epsilon) \dots (6)$$

2. Reibungsbeiwert $\mu = \tan \varrho$ (ϱ Reibungswinkel; Abb. 10) hängt bei Sand von Lagerungsdichte, Rauigkeitsgrad und Ungleichförmigkeitsgrad ab. Anhaltspunkte geben folgende Werte:

μ -Werte für Sand		rundlich	eckig	scharfkantig
gleichmäßige Körnung	locker	0,60	0,70	0,90
	dicht	0,75	0,90	1,20
ungleichmäßige Körnung (Kiessand)	locker	0,55	0,65	0,85
	dicht	0,70	0,85	1,10

Ausgesprochen dichte Lagerung kommt in der Natur kaum vor. Nach Terzaghi und Bernatzik [18] ist auch mittlere Hauptspannung von Einfluß auf μ (etwa ∓ 5 bis 10%).

Böschungswinkel trockenen Sandes stimmt annähernd mit Reibungswinkel für lockere Lagerung überein. — Oberhalb Grundwasser besitzt Feinsand infolge Kapillarspannungen gewisse Festigkeit (S. 894).

Bei bindigem Boden ist innere Reibung wegen der verdichteten Wasserhüllen (und durch Glimmergehalt) bedeutend geringer als beim Sand; sie kann nur im Zusammenhang mit dem gesamten Gleitwiderstand betrachtet werden.

3. Gleitwiderstand τ_g wird als Bruchwert für Schubbelastung mit Gerät nach Abb. 11 gefunden. Dabei wird Verschiebungsschaubild nach Abb. 12 erhalten, d. h.

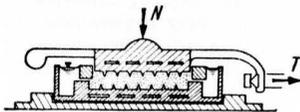


Abb. 11. Reibungsgerät.

nach Erreichen des Größtwertes τ_g sinkt Gleitwiderstand mit weiterer Zunahme der Verschiebung wieder langsam bis auf Endwert τ_∞ ab, und zwar ist Verminderung beim Ton (25 bis 55% je nach Tongehalt) stärker als beim Sand (0 bis 25% je nach Lagerungsdichte).

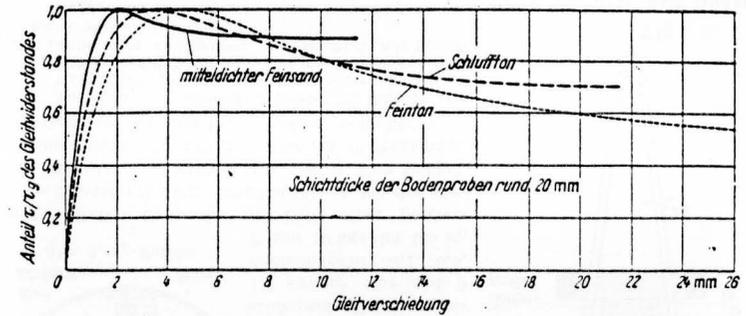


Abb. 12. Gleitverschiebungsbilder verschiedener Bodenarten.

Gleitwiderstand besteht aus annähernd linear mit Normalpressung ν zunehmendem Reibungsanteil $\mu\nu$ und von ν jeweils unabhängigem Anteil k der Festigkeit (Kohäsion):

$$\tau_g = k + \mu \nu \dots (7)$$

Für sandige oder halbbindige Schichten mit merklichem Luftgehalt ist k eine Konstante, die von chemischer Verkitzung (bleibend) und von Kapillarspannungen (durch Wasserzutritt auflösbar) herrühren kann.

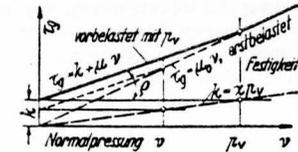


Abb. 13. Gleitwiderstand von Ton für sehr langsam zunehmende Schubbelastung.

Für vollbindige (luftfreie) Schichten nimmt k dagegen annähernd linear mit Vorbelastung p_0 zu (Abb. 13) ([30] 1949, S. 164).

$$k \approx k_0 + \alpha p_0 \dots (8)$$

mit α als Festigkeitsbeiwert (für Ton etwa 0,04 bis 0,05) und k_0 als natürlicher Verkitzung (letzte nur bei gewachsener Erde). Für gestörte bindige Erde ($k_0 = 0$) gilt demnach im Zustand der Erstbelastung ($\nu_0 = p_0$):

$$\tau_g \approx \alpha \nu + \mu \nu = \mu_0 \nu \text{ mit } \mu_0 = \mu + \alpha \dots (9)$$

μ_0 , Gleitwiderstandsbeiwert für Erstbelastung, kann angenähert (bei rd. 5% mittlerer Streuung der Einzelwerte) aus Kennwerten w_0 und w_1 nach Abb. 14 gefunden werden ([30] Nov. 1950). Für Feintone ist μ_0 nicht ganz konstant, sondern nimmt mit wachsender Belastung etwas ab.



Abb. 14. Gleitwiderstandsbeiwert μ_0 für Erstbelastung in Abhängigkeit von w_0^2/w_1 für $s > 2,6$.

Formeln (7) bis (9) gelten jedoch nur, wenn ν wirksame Erdkorn-Pressung angibt, nicht gesamte Normalpressung, die zum Teil auch aus Porenwasserdruck bestehen kann ([11] Bd. I, S. 54). Insbesondere wird bei plötzlicher Schubbelastung zusätzlicher Porenwasser-Überdruck erzeugt, wodurch Gleitwiderstand herabgesetzt wird. Z. B. gilt nach ([30] 1949, S. 164) bei plötzlicher Schubbelastung oder unverändertem Wassergehalt:

$$\tau_g \approx [p(1 + \lambda_n)/2(1 + \mu^2)] (\mu \bar{p} + k) \dots (10)$$

mit $(\frac{1}{2}(1 + \lambda_n) \bar{p})$ als mittlerer Erdpressung vor der zusätzlichen Belastung (\bar{p} Erdanflast, λ_n Verhältniszahl des natürlichen Seitendruckes) und $\psi \approx 1,0$ für den häufigsten Fall größerer Vorbelastung ($\nu \ll p_v$) sowie $\psi < 1,0$ (rd. 0,7) für Erstbelastung ($\nu \approx p_v$, angenähert: $\psi \approx (\frac{1}{2}(1 + V/S)(\lambda + 1)/(\lambda + V/S))$). Solange sich Wassergehalt einer bindigen Schicht den neuen Druckverhältnissen noch nicht anpassen konnte (was oft der Fall ist!), gilt demnach mit $\bar{p} = \bar{p}_0 + \gamma_0 z$ und $k = k_0 + \alpha \gamma_0 z$ die Formel: $\tau_g = \tau_{g_0} + c_r z$ (11)

mit $\tau_{g_0} = \frac{\psi}{1 + \mu^2} \left[k_0 + \mu \frac{1 + \lambda_n}{2} \bar{p}_0 \right]$ und $c_r = \frac{\psi}{1 + \mu^2} \left(\mu \frac{1 + \lambda_n}{2} + \alpha \right) \gamma_0$ (12)

Hierbei ist \bar{p}_0 Auflast in Schichtoberfläche und z Tiefe unter Schichtoberfläche. Demnach ergibt sich in diesem Fall, unabhängig von der zusätzlichen Belastung, lineare Tiefenabhängigkeit von τ_g : $k_0 = \bar{p}_0 \cdot \alpha$.

4. Druckfestigkeit σ_D zylindrischer Säulen ist durch Kapillarspannung ν_k und Eigenfestigkeit k im Zusammenwirken mit der inneren Reibung zu erklären. Für Sandsäulen oberhalb des Grundwassers gilt nach [18], [21]:

$\sigma_D = [2 \sin \varrho / (1 - \sin \varrho)] \nu_k = 2 \mu (\mu + \sqrt{1 + \mu^2}) \nu_k$ (13)

Für vollbindige Erdzylinder erhält man dagegen für $p_v > \bar{p}$ ([30] 1949, S. 166):

$\sigma_D \approx (6/3 \sqrt{1 + \mu^2} - \mu) (k + \mu \nu_k)$ mit $\nu_k \approx ((1 + \lambda_n)/2) \bar{p}$ (14)

Kapillarspannung ν_k übernimmt hier nach Herausbringen der Probe aus dem Baugrund die Rolle der natürlichen mittleren Erdpressung.

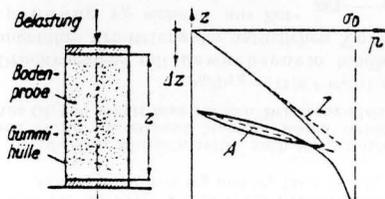


Abb. 15. Zerdrückungsversuch.

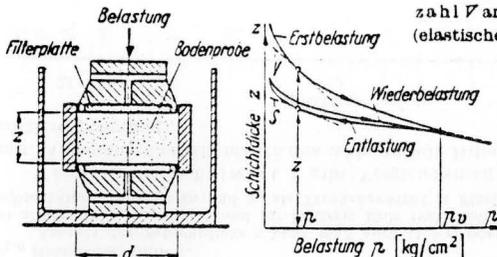


Abb. 16. Druckversuch für verhinderte Seitendehnung.

Angenähert gilt: $Z/V \approx A/S \approx (m + 1)(m - 2)/(m(m - 1))$ (15)
mit der Querdehnungszahl $m \approx 3,5$ bis $2,9$ für Sand und $m \approx 2,3$ bis $2,4$ für Ton.

1) Die Bezeichnung E wird wohl besser vermieden, um Verwechslungen mit dem Erd-druck E zu vermeiden.

Für elastische und vollplastische Formänderungen gilt angenähert:
 $G \approx m/(2(m + 1)) \cdot (A \text{ oder } Z) \approx [1/2(m - 2)/(m - 1) \cdot (S \text{ oder } V)]$ (16),
für den halplastischen Zustand (nur zusätzliche Schubspannungen bei Erstbelastung) [21]:

$\frac{1}{G} \approx \frac{m + 1}{m} \left(\frac{1}{Z} + \frac{1}{A} \right) \approx \frac{m - 1}{m - 2} \left(\frac{1}{V} + \frac{1}{S} \right)$ (17)

Bei Zerdrückungsversuchen mit vollbindigen Erdproben werden wegen Herabsetzung der Kapillarspannung beim Versuch nicht die wahren Werte Z oder A erhalten. Dann gilt [21] für den (elastischen) Bereich unterhalb der Vorlast: $A' \approx [2/3(m + 1)/m] A$ und oberhalb der Vorbelastung (Erstbelastung): $Z' \approx \frac{m + 1}{m} \frac{V/S}{V/2 + V/S} Z$ (18)

Formänderungen bei zweiachsiger (zylindrischer) Beanspruchung können durch Geräte mit seitlichem Flüssigkeitsdruck ([13] S. 143, [31] 1937, S. 461) untersucht werden (Abb. 17). Bei Sperrung des Seitenraumes (verhinderte Seiten-dehnung) wird seitlicher Gegendruck p_H gemessen; das ungefähre Ergebnis nach

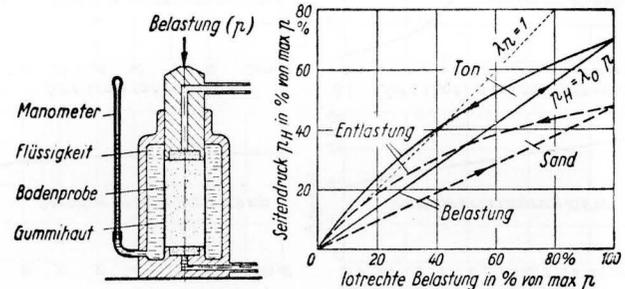


Abb. 17. Seitendruckversuch mit verhindelter Seitendehnung.

Abb. 17 zeigt linearen Anstieg des „Ruhedruckes“ mit der Belastung:

$p_H = \lambda_0 p$ (19)

(für mitteldichten Sand: $\lambda_0 \approx 0,45$ bis $0,50$, für Ton: $\lambda_0 \approx 0,65$ bis $0,75$). Bei Entlastung geht dagegen Seitendruck p_H wegen Umkehrung der Formänderungen (Hysteresis) nicht in gleichem Maße zurück wie lotrechte Belastung: $p_H = \lambda_n p > \lambda_0 p$. Hieraus folgt, daß der natürliche Erd-druck (Verhältniswert λ_n) für den Normalfall $p < p_v$ größer als der Ruhedruck ist (λ_n kann u. U. $> 1,0$ werden).

Beim Druckversuch für verhinderte Seitendehnung (Abb. 16) erhält man meist eine stark gekrümmte Druck-Setzungslinie (für aufbereitete bindige Proben, also für Erstbelastung). Deshalb ist die logarithmische Auftragung nach Abb. 18 über-

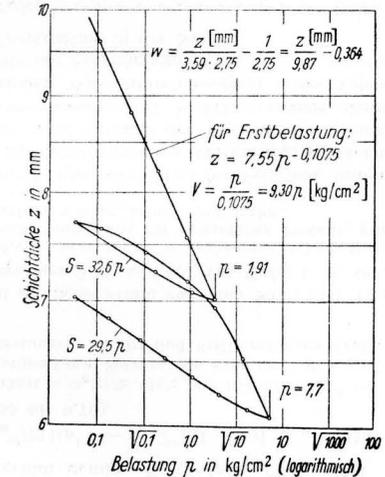


Abb. 18. Druck-Setzungslinie für gestörten Ton bei verhindelter Seitendehnung.

sichtlicher. Für Ton und Torf dann geradlinige Setzungslinie nach den Formeln ([31] 1939, S. 454):

$$z = z_c (p_c/p)^{1,0/v}; z_c = z \text{ für } p = p_c; V = \bar{v} (p/p_{1,0})^{\omega} \dots (20)$$

$p_{1,0}$ Belastungseinheit.

Anstatt der Schichtdicke z kann man auch $(1 + \epsilon)$ oder $(1/s + w)$ auftragen; denn es ist allgemein $z = z_0 (1 + \epsilon)$ und für luftfreie Erde (vgl. Abb. 1) $z = \theta_0 (1/s + w)$ mit z_0 als Schichtdicke ohne Poren und θ_0 als Trockengewicht je Flächeneinheit.

Verdichtungsbeiwert \bar{v} gibt Vergleichsmaß für Zusammendrückbarkeit. Angenähert erhält man \bar{v} aus Abb. 19 mit Hilfe von w_0 und w_1 (rd. 10% mittlere Streuung).

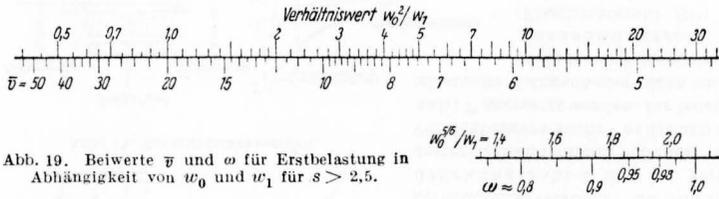


Abb. 19. Beiwerte \bar{v} und ω für Erstbelastung in Abhängigkeit von w_0 und w_1 für $s > 2,5$.

Dieselben Formeln gelten auch für Ausdehnungen bei der Entlastung, so daß also V und S für ausreichend bindigen Boden verhältnismäßig mit der Pressung p zunehmen. Aus Gl. (20) erhält man für den Belastungsgleichwert p_w (S. 891):

$$p_w/p_{1,0} = [(1/s + w_1)/(1/s + w)]^{\bar{v}} \dots (20a)$$

Druckversuche mit gewachsenem bindigem Boden erlauben nach Abb. 20 die ungefähre Ermittlung der natürlichen Vorbelastung p_v , während die Kapillarspannung p_K sicherer aus Zerdrückungsversuchen nach Gl. (14) erhalten wird, wobei $k = \kappa p_v$ gesetzt und $\mu = \mu_0 - \kappa$ notfalls nach Abb. 14 aus w_0 und w_1 bestimmt wird (genauere Versuchsermittlung von μ und κ in ([30] 1950, S. 114, Abb. 29).

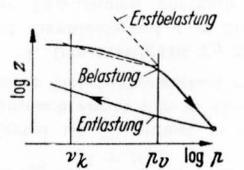


Abb. 20. Druck-Setzungslinie für ungestörten Ton.

Normaler Sand (Mischungslinie Abb. 21, links oben) ist, abgesehen von feuchter Schüttung, nur gering zusammendrückbar (Abb. 21), wobei V stark von Lagerungsdichte abhängt. Statt Gl. (20) gilt dann angenähert ([31] 1939, S. 454):

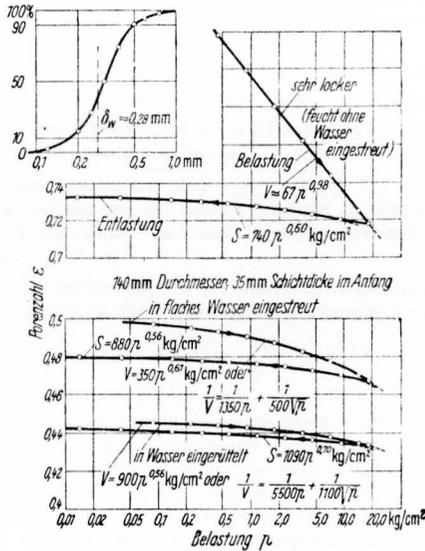


Abb. 21. Zusammendrückungskurven eines Sandes bei verhinderter seitlicher Ausdehnung.

$$1/V = p_{1,0}/(v_1 p) + \sqrt{p_{1,0}/(v_2 p)} \sqrt{p} \text{ oder genau genug: } V = \bar{v} (p/p_{1,0})^{\omega} \dots (21)$$

$$\text{und für die letzte Formel: } \ln(z_c/z) = (p_{1,0}^{\omega}/v) [(p^{1-\omega} - p_c^{1-\omega})/(1 - \omega)] \dots (21a)$$

mit $\omega < 1,0$ (für reinen Sand: $\omega = 0,55$ bis $0,70$),

wobei im Falle geringer Zusammendrückbarkeit $\ln(z_c/z) \approx (\Delta z/z_m) + (1/12)(\Delta z/z_m)^3 + \dots$ mit $\Delta z = z_c - z$ und $z_m = (z_c + z)/2$ gesetzt werden kann. Setzung von Sand kann oft vorteilhaft in unmittelbarer Weise durch Probelastungen an Ort und Stelle gefunden werden (mind. 1 m^2 Lastfläche, vgl. S. 933).

Für Schluff, sandigen Lehm und ähnliche Stoffe zwischen Sand und Ton gilt. Gl. (21) ebenfalls. ω liegt dann zwischen $0,75$ und $1,0$, vgl. Tafel 1, S. 899.

p_w ergibt sich dann am besten als Schnittpunkt der zu w gehörenden Schichtdicke mit der Druck-Setzungslinie für Erstbelastung (möglichst für gewachsene Proben). Für lufthaltige Stoffe (z. B. Feinsand) hat Ermittlung von p_w keinen Sinn mehr.

6. Zeitlicher Setzungsverlauf in Abb. 22. und zwar oben für Feinsand, unten für Ton, links in linearer und rechts in halb-logarithmischer Auftragung. Während Sand praktisch schnell zur Ruhe kommt, wird Setzung der Tonschicht zunächst durch Auspressen des überschüssigen Porenwassers (vgl. S. 933) verzögert, denn diese Auspressung geht wegen der geringen Wasserdurchlässigkeit c des Tones sehr langsam vor sich. Da die erste Hälfte der Setzung einer Parabel folgt, so gilt etwa folgendes Maßstabgesetz für die Übertragung in der Natur:

$$t_N/t_v = (z_N/z_v)^2 \dots (22)$$

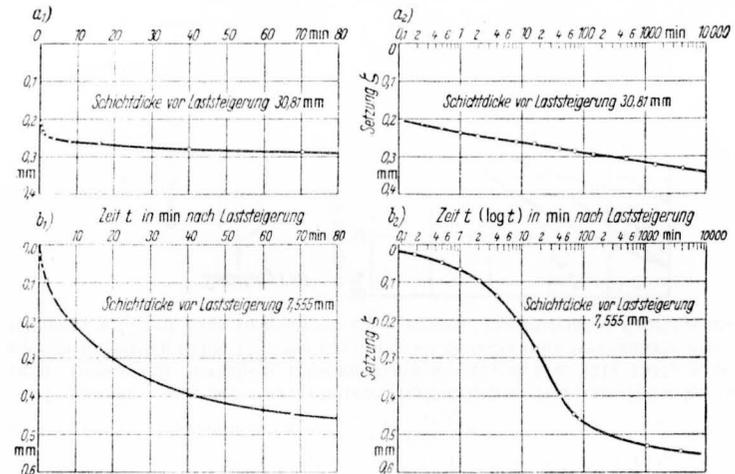


Abb. 22. Zeitlicher Setzungsverlauf. a) für Feinsand (Belastung von $7,0$ auf $14,0 \text{ kg/cm}^2$), b) für mittelfeinen Ton nach Abb. 18 (Belastung von $0,95$ auf $1,91 \text{ kg/cm}^2$).

d. h. die Zeiten t zur Erreichung eines bestimmten Setzungsanteiles (z. B. 50%) in der Natur (N) und beim Versuch (v) verhalten sich wie die Quadrate der Schichtdicken z . Dabei müssen die mittleren Belastungen annähernd übereinstimmen.

Tafel 1. Ungefähre Stoffwerte für die wichtigsten Bodenarten
 Jeweils angegebene zwei Werte begrenzen etwa Streuung der Versuchswerte

Bodenart	Stoffgewicht s t/m ³	Wirk-same Korn-größe d_w mm	Un-gleich-för-mig-keits-grad $u \approx d_{0,5}/d_{0,1}$	w-Kennwerte ¹⁾				Raumgewicht ²⁾ γ (γ_0) in t/m ³ für Erstbelastung bei einer Auflast in kg/cm ² von			Gleit-wider-stands-bei-wert μ_0 ³⁾	Wasser-durch-lässig-keits-beiwert c_1 ⁴⁾ cm/s	Verdich-tungszahl V_5 kg/cm ²	Schwellzahl S_5 kg/cm ²
				Brei-was-ser-zahl w_0	Ein-was-ser-zahl w_1	Fließ-gren-ze w_F	Aus-roll-gren-ze w_A	0,1	1,0	10,0				
gleichmäßiger Sand rundlich, mitteldicht	2,56	0,50	1,35	0,18	—	—	—	1,65	1,65	1,66	0,72	0,150	750 $p^{0,55}$	1100 $p^{0,55}$
	2,68	0,20	1,90	0,26	—	—	—	(0,95)	(0,95)	(0,96)	0,65	0,010	300 $p^{0,70}$	900 $p^{0,70}$
gleichmäßiger Sand mittelrauh und mitteldicht	2,56	0,50	1,45	0,22	—	—	—	1,50	1,50	1,51	0,85	0,150	300 $p^{0,55}$	1000 $p^{0,55}$
	2,68	0,20	1,90	0,26	—	—	—	(0,85)	(0,85)	(0,86)	0,72	0,010	200 $p^{0,70}$	800 $p^{0,70}$
gemischtkörniger (kiesiger) Sand	2,56	0,65	1,90	0,15	—	—	—	1,70	1,70	1,71	0,75	0,100	300 $p^{0,55}$	—
	2,68	0,20	5,00	0,20	—	—	—	(1,00)	(1,00)	(1,01)	0,60	0,005	150 $p^{0,70}$	—
gleichförmiger Feinsand	2,58	0,20	1,45	0,25	0,23	—	—	1,59	1,60	1,62	0,80	0,040	250 $p^{0,60}$	700 $p^{0,60}$
	2,70	0,10	1,85	0,33	0,26	—	—	(0,89)	(0,90)	(0,92)	0,70	0,002	150 $p^{0,70}$	650 $p^{0,65}$
gemischtkörniger Feinsand	2,58	0,20	2,5	0,20	0,18	—	—	1,69	1,70	1,72	0,75	0,020	200 $p^{0,70}$	800 $p^{0,60}$
	2,70	0,10	3,5	0,26	0,24	—	—	(0,94)	(0,95)	(0,97)	0,65	0,001	100 $p^{0,80}$	750 $p^{0,60}$

898

Bd. III, 10. Abschn.: Grundbau, Kap. II, Grundbaumechanik

toniger Feinsand	2,60	0,100	—	0,35	0,27	0,24	0,21	1,80	1,90	2,03	0,65	5·10 ⁻⁶	70 $p^{0,80}$	600 $p^{0,8}$
	2,70	0,010	—	0,55	0,33	0,38	0,25	1,90	1,97	2,08	0,55	5·10 ⁻⁸	25 $p^{0,95}$	150 p
stark lehmiger Kiessand	2,58	0,010	—	0,28	0,14	0,16	0,11	2,00	2,05	2,10	0,65	2·10 ⁻⁷	150 $p^{0,80}$	500 $p^{0,75}$
	2,70	0,002	—	0,45	0,25	0,27	0,20	2,25	2,30	2,35	0,45	1·10 ⁻⁸	30 p	100 p
gestörter Löß	2,60	0,030	2,5	0,32	0,25	0,24	0,19	1,90	1,94	2,02	0,75	2·10 ⁻⁵	70 $p^{0,80}$	350 $p^{0,80}$
	2,72	0,010	4,0	0,38	0,29	0,29	0,22	1,95	2,00	2,08	0,60	1·10 ⁻⁶	35 $p^{0,95}$	250 p
Schluff	2,60	0,020	2,0	0,35	0,24	0,23	0,16	1,88	1,92	1,96	0,75	1·10 ⁻⁶	60 $p^{0,85}$	400 $p^{0,9}$
	2,72	0,010	3,0	0,45	0,30	0,31	0,23	1,98	2,04	2,12	0,55	2·10 ⁻⁷	25 $p^{0,95}$	80 p
stark sandiger Lehm und Geschiebemergel, toniger Schluff	2,62	0,010	8	0,28	0,14	0,16	0,11	1,95	2,00	2,06	0,65	5·10 ⁻⁷	80 $p^{0,85}$	100 p
	2,74	0,002	30	0,42	0,24	0,26	0,20	2,10	2,20	2,32	0,52	2·10 ⁻⁸	22 p	120 p
Lehm, sandiger Ton, toniger Geschiebemergel	2,65	0,0020	10	0,55	0,24	0,29	0,13	1,70	1,85	2,05	0,55	5·10 ⁻⁸	20 p	150 p
	2,75	0,0005	30	0,85	0,35	0,40	0,20	1,98	2,07	2,20	0,35	5·10 ⁻⁹	12 p	40 p
Schluffton	2,66	0,002	6	0,55	0,26	0,34	0,18	1,65	1,82	2,00	0,52	4·10 ⁻⁸	18 $p^{0,95}$	120 p
	2,78	0,001	18	0,80	0,40	0,55	0,24	1,90	2,00	2,13	0,38	2·10 ⁻⁸	11 p	30 p
feiner Ton	2,70	0,0015	5	0,70	0,27	0,35	0,18	1,55	1,72	1,90	0,42	3·10 ⁻⁸	14 p	45 p
	2,80	0,0005	40	1,70	0,55	0,85	0,45	1,80	1,95	2,10	0,26	3·10 ⁻⁹	6,5 p	20 p
sehr feiner Ton (Ausnahmefälle)	2,70	0,0007	5	1,55	0,50	0,90	0,33	1,35	1,60	1,85	0,28	5·10 ⁻⁹	7,5 p	20 p
	2,80	0,0001	40	4,20	0,80	1,30	0,43	1,45	1,67	1,90	0,20	1·10 ⁻⁹	5,2 p	13 p
humoser schluffiger Schlickton	2,35	—	—	1,20	0,60	0,90	0,30	1,30	1,45	1,60	0,65	2·10 ⁻⁸	10 $p^{0,94}$	40 p
	2,55	—	—	2,50	1,00	1,60	0,60	1,50	1,65	1,80	0,45	3·10 ⁻⁹	5,8 p	15 p
sandig-schluffiger Faulschlamm	2,45	—	—	0,90	0,50	0,60	0,40	1,40	1,50	1,65	0,60	1·10 ⁻⁷	15 $p^{0,85}$	60 p
	2,55	—	—	1,50	0,70	0,80	0,50	1,57	1,66	1,82	0,50	3·10 ⁻⁸	10 $p^{0,90}$	40 p
torfig-schluffiger Faulschlamm (Modde)	1,85	—	—	2,00	1,00	1,40	0,80	1,10	1,20	1,34	0,48	1,3·10 ⁻⁷	7,0 $p^{0,92}$	50 p
	2,40	—	—	3,00	1,70	2,30	1,40	1,25	1,40	1,55	0,40	1·10 ⁻⁸	4,0 p	10 p
Torf	1,50	—	—	2,50	1,30	2,00	1,40	1,04	1,08	1,18	0,50	7·10 ⁻⁸	4,3 p	25 p
	2,15	—	—	3,50	1,70	2,50	1,60	1,16	1,30	1,50	0,42	1,5·10 ⁻⁸	2,9 p	7,2 p

Bodenarten — Stoffwerte

899

1) Wassergehalt in % = 100 w; w_0 bis w_A für Körner < 2 mm.
 2) γ Raumgewicht oberhalb, γ_0 unterhalb des Grundwasserspiegels; γ für Sande in feuchtem Zustand.
 3) Reibungsbeiwert $\mu = \mu_0 - \alpha$ (vgl. Gl. (9), S. 893); für hinreichend tonigen Boden $\alpha \approx 0,04$ (vorläufig!).
 4) c_1 Wasserdurchlässigkeitszahl c für $p = 1,0$ kg/cm² Erstbelastung (vgl. S. 900).
 5) Formänderungszahlen für verhinderte Seitendehnung (Belastung und Entlastung); p Belastung in kg/cm².

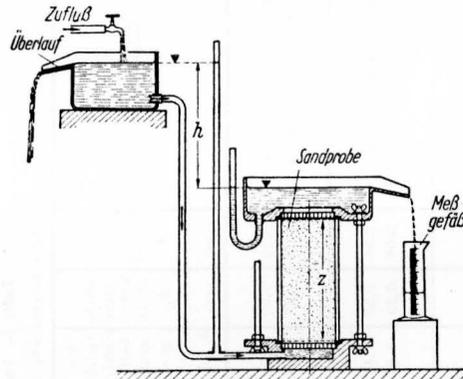


Abb. 23. Wasserdurchlässigkeitsprüfung für sandige Bodenproben.

$i \approx$	800	100	12	0,8	0,1
für $\delta_w =$	0,05	0,1	0,2	0,5	1,0 mm.

Für größeres i nimmt c mit zunehmendem i langsam ab.

Durchlässigkeit c [cm/s] nimmt mit δ_w und ϵ schnell ab. Für Sand ohne Schlick- oder Tongehalt gilt recht gut die ergänzte Kozeny-Formel ([42] 1929, S. 225) und [21]:

$$\text{für } 10^2: c = (\tau/r) \cdot 405 \cdot \epsilon^3 / (1 + \epsilon) \cdot \delta_w^2 \quad (24)$$

mit τ nach Abb. 6, S. 890, als Verhältnis der kinematischen Zähigkeiten für 10^2 C und Versuchstemperatur.

Hiernach für ründlichen Flußsand ($r \approx 1,5$) und 10^2 C (δ_w in cm):

c	$\approx 15 \delta_w^2$	$\approx 48 \delta_w^2$	$\approx 135 \delta_w^2$
n [%]	30	40	50

z. B. für $\delta_w = 0,1$ mm und $n = 40\%$: $c \approx 48 \cdot 0,01^2 = 0,0048$ cm/s = 415 cm/Tag.
Eckiger Sand ($r \approx 3,0$) etwa halbe Werte.

Bindige Bodenschichten sind nur sehr gering durchlässig und daher praktisch wasserdicht. c fällt wegen der verdichteten Wasserhüllen erheblich kleiner aus als nach Gl. (24). Nach Versuchen fällt c mit ϵ stark ab:

$$c \approx c_t \epsilon^m = c_w w^m \quad (25)$$

mit $m \approx$	2,5 ... 2,6	2,8 ... 3,2	3,0 ... 3,5	3,5 ... 4,5	4,0 ... 3,5	3,7 ... 3,2
für	Sand	Feinsand	Feinsand-schluff,	Lehm,	Mitteltton	Feinton
			sehr sandiger	sandiger		
			Lehm	Ton		

Für vollbindige Erde kann Wasserdurchlässigkeit aus zeitlichem Setzungsverlauf ermittelt werden [2], für magere Erde aus Absinken des Wasserstandes in engem Glasrohr.

Brauchbarer Vergleichsindex c_1 : er ist gleich c für $1,0$ kg/cm² Erstbelastung. c_1 ist angenähert nach Abb. 24 von w_0 und w_1 abhängig. Man liest aus Abb. 24 ab: $w_1 \approx 0,56 w_0$ (oder $w_0 \approx 1,8 w_1$) für $c_1 = 10^{-7}$ cm/s. Hiernach ist w_0/w_1 angenähert eine Gütezahl zur Beurteilung der Dichtungswirkung: $w_0/w_1 \approx 2,5$ gilt für guten Dich-

Setzungen weicher Ton-schichten können bekanntlich Jahrzehnte andauern, deshalb ist Voraussage des zeitlichen Verlaufes der Setzungen oft erforderlich.

7. Wasserdurchlässigkeit c in cm/s wird nach dem linearen Darcy-Gesetz erklärt aus $c = v/i = (Q/F t) (z/h)$. (23)
„Gefälle“ i Verhältnis der Wasserdruckhöhe h und der Schichtdicke z (Abb. 23), Q gesamte durch Fläche F in Zeit t fließende Wassermenge, v mittlere Wassergeschwindigkeit, bezogen auf F (Abb. 23). Mittlere Geschwindigkeit in den Poren ist $v_n = v/n = c i (1 + \epsilon)/\epsilon$; lineares Gesetz (23) ist streng gültig bis etwa [21]:

tungston; $w_0/w_1 = 1,8$ oder $c = 10^{-7}$ ist erfahrungsgemäß noch gut brauchbar, jedoch ist schon eine vergrößerte Schichtdicke erforderlich; $w_0/w_1 = 1,5$ dagegen zeigt sehr magere Erde an, die nur noch bei großer Schichtdicke und kleinen Dämmen als Dichtung eingebaut werden darf.

Dichtungslehm in Staudämmen darf nicht unmittelbar an grobkörniges Material grenzen (Fortspülgefahr); deshalb Filtersand-Zwischenschicht anordnen, wobei (nach Terzaghi) Korngröße für 15% Gewichtanteil des Filtersandes nicht größer sein darf als 4-faches der Korngröße des Dichtungslehmes für 85% Gewichtanteil. Regel gilt sinngemäß auch für Grenze zwischen Filtersand und grobkörnigem Stützkörper.

8. Kapillare Steighöhe h_s (Saughöhe) (Kapillarsaum oberhalb Nulllinie des Grundwassers)

fällt um so größer aus, je kleiner wirksame Korngröße des Bodens ist. $\min h_s$ bei ansteigendem Wasserstand nur rd. 0,5 von $\max h_s$ bei absinkendem Wasserstand.
 $\max h_s \dots \dots \dots \approx$ | 4,5 | 9 | 23 | 45 | 90 | 230 | 450 cm
für $\delta_w \dots \dots \dots =$ | 1,0 | 0,5 | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,02 | 0,01 mm

Nach [21] besteht zwischen Saugkraft und Durchlässigkeit von Feinsanden angenähert Zusammenhang

$$\max h_s \approx 7,0 \cdot \epsilon^3 / (1 + \epsilon)^{7,6} \cdot \sqrt{r/c} \quad (26)$$

z. B. für mittlere Verhältnisse ($r \approx 2, \epsilon \approx 0,7$): $\max h_s \approx 3,2 / \sqrt{c} \dots \dots (26a)$
Größtmögliche Kapillarspannung ist $\max v_k = s_w \max h_s$.

9. Frostgefährlichkeit des Untergrundes hängt vor allem von Korngröße und aufgesogenem Porenwasser ab (Weichstellen durch vorherige Niederschläge oder kapillar angesaugtes Grundwasser). Nach Casagrande ([33] 1934, S. 25) ergibt sich [21], daß Böden mit $\delta_w > 0,045$ mm nicht mehr frostgefährlich sind. Vgl. auch Versuche von Dücker [16], [16a] u. [23]. Am gefährlichsten sind Schluffe, während gut verdichteter Ton wieder weniger frostempfindlich ist, besonders bei schnellem Vordringen des Frostes. Frostgefährliche Böden verursachen stärkere gewaltsame Hebungen, hervorgerufen durch meist waagerechte dünne Eisbänderung. Beim Auftauen verlieren sie infolge Wasserübersättigung zeitweise ihre Festigkeit (Frostbeulen und Wellenbildungen auf Straßen). Wegen Frostgefahr Fundamente in Deutschland mindestens 1 m tief gründen.

Schrifttum zu den Seiten 886 bis 901 (s. a. S. 944 u. S. 1475)

<p>Bücher</p> <p>[1] Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1925, Deuticke.</p> <p>[2] Redlich — v. Terzaghi — Kampe, Ingenieurgeologie. Wien u. Berlin 1929, Springer.</p> <p>[3] Freundlich, Kapillarchemie. Leipzig 1930.</p> <p>[4] Vageler, Der Kationen- und Wasserhaushalt des Mineralbodens. Berlin 1932, Springer.</p>	<p>[5] Blanck, Handbuch der Bodenlehre Bd. 6. Berlin 1930, Springer.</p> <p>[6] Gebner, Die Schlämmanalyse. Leipzig 1931, Akadem. Verlagsges.</p> <p>[7] Scheidig, Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften. Dresden u. Leipzig 1934, Steinkopff.</p> <p>[8] Casagrande, Die Aräometermethode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden. Berlin 1934, Springer.</p> <p>[9] Richtlinien für bautechnische Bodenuntersuchungen für Entwurfsbearbeiter,</p>
---	--

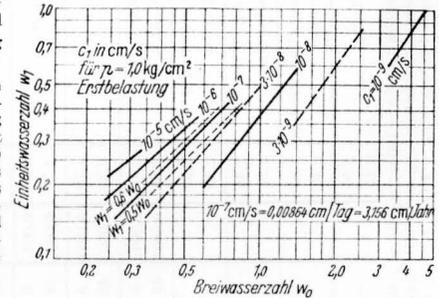


Abb. 24. Ungefähre Abhängigkeit des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes c_1 von w_0 und w_1 für $s > 2,6$.

- Bauausführende und Bauherren. 1. Aufl. (Berlin 1935) bis 3. Aufl., Beuth-Vertrieb (Dtsch. Aussch. f. Baugrundforschung).
- [10] Loos, Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Berlin 1935, Springer.
- [11] Proceedings of the International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge (Mass.) 1936 (Bd. I bis III).
- [12] Hvorslev, Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Kopenhagen 1937.
- [13] Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 5. Aufl., Bd. I, 1. Tl.: Baugrund. Berlin 1938, Ernst u. Sohn.
- [14] Schiel, Die Kornform der Zuschlagstoffe im Straßenbau. Berlin 1941.
- [15] Tiedemann, Über Bodenuntersuchungen bei Entwurf und Ausführung von Ingenieurbauten. 1. Aufl. (Berlin 1941) bis 3. Aufl. (1946) Ernst u. Sohn.
- [16] Dücker, Der Bodenfrost im Straßenbau. (Bd. 2 der Schriftenreihe „Verkehr“). Berlin u. Detmold 1947, Schmidt.
- [16a] Bd. 17 der Schriftenreihe „Straße“, Berlin 1939, S. 9.
- [17] Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk. Berlin 1938, Ernst u. Sohn. 5. Aufl. Berlin 1948.
- [18] Bernatzik, Baugrund und Physik. Zürich 1947. Schweiz. Druck- u. Verlags-haus.
- [19] Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau. Herausgeg. v. d. Forschungs-ges. f. d. Straßenwes. Bielefeld 1948, Schmidt.
- [20] PreB, Der Boden als Baugrund. 1. Aufl. (Berlin 1939) bis 3. Aufl. (Berlin 1949), Ernst u. Sohn.
- [21] Ohde, Erdstoffliche Untersuchungen. Ein Leitfaden für Baupraxis und Studium. In Vorbereitung, Ernst u. Sohn.
- [22] Neumann, Diagnose des Baugrundes. In Vorbereitung.
- [23] Ruckli, Der Frost im Baugrund. Wien 1950, Springer.
- [24] Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam 1948, Bd. I bis VII.
- [25] Schultze-Muhs, Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Berlin 1950, Springer.

Zeitschriften

- [30] Bautechnik.
 [31] Bauingenieur.
 [32] Zentralbl. Bauverw.
 [33] Straßenbau.
 [34] Wasserwirtsch.
 [35] Dtsch. Bauztg.
 [36] Ingenieur (Utrecht).
 [37] Public Roads.
 [38] Internat. Mitt. f. Bodenkunde.
 [39] Landwirtschaftl. Jahrbücher.
 [40] Ber. dtsh. keram. Ges.
 [41] Jb. d. Hafenbautechn. Ges., Berlin.
 [42] Wasserkraft u. Wasserwirtsch. Straßen- und Tiefbau.