

SCHRITTWEISES KERNEN UND MESSEN  
BODENPHYSIKALISCHER KENNWERTE  
DES UNGESTÖRTEN UNTERGRUNDES

VON

KARL SIMON

WEINHEIM

MIT 3 TAFELN UND 19 ABBILDUNGEN

HERAUSGEGEBEN VON  
DER DIREKTION DES HESSISCHEN LANDESAMTES  
FÜR BODENFORSCHUNG

WIESBADEN 1953

IM VERTRIEB BEIM HESSISCHEN LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG  
WIESBADEN, PARKSTRASSE 28

**ABHANDLUNGEN DES HESSISCHEN LANDESAMTES FÜR BODENFORSCHUNG**

**HERAUSGEGEBEN VON  
DER DIREKTION DES HESSISCHEN LANDESAMTES  
FÜR BODENFORSCHUNG**

**HEFT 6**

SCHRITTWEISES KERNEN UND MESSEN  
BODENPHYSIKALISCHER KENNWERTE  
DES UNGESTÖRTEN UNTERGRUNDES

VON

KARL SIMON

WEINHEIM

MIT 3 TAFELN UND 19 ABBILDUNGEN

HERAUSGEGEBEN VON  
DER DIREKTION DES HESSISCHEN LANDESAMTES  
FÜR BODENFORSCHUNG

WIESBADEN 1953

IM VERTRIEB BEIM HESSISCHEN LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG  
WIESBADEN, PARKSTRASSE 28

Druck: Carl Ritter & Co., Wiesbaden

# Schrittweises Kernen und Messen bodenphysikalischer Kennwerte des ungestörten Untergrundes\*

Von

Karl Simon, Weinheim

Mit 3 Tafeln und 19 Abbildungen.

## Inhalt

Physikalische Eigenschaften der Erdstoffe . . . . .	6
Zustände . . . . .	11
Zustandsmessungen . . . . .	14
Zustandsänderungen . . . . .	16
Elastizität . . . . .	17
Scherfestigkeit . . . . .	18
Filtergeschwindigkeit . . . . .	19
Messung der Zustandsänderungen . . . . .	
Laboratoriumsmessungen . . . . .	22
Feldversuche . . . . .	24
Qualitative Prüfungen . . . . .	27
Entnahme ungestörter Erdstoffproben . . . . .	
Übliche Probennehmer . . . . .	28
Kraftbedarf und Störbereich beim Eintreiben von Hohlsonden . . . . .	30
Kernen und Messen des Untergrundes . . . . .	36
Aufschlußvorrichtungen . . . . .	
Hebelpresse . . . . .	37
Hebelpressenprotze und Gestängegalgen . . . . .	41
Verrohrung und Gestänge . . . . .	42
Entnahmeapparatur . . . . .	
Entnahmekopf für Ton . . . . .	45
Entnahmekopf für Sand . . . . .	47
Messungen im Aufschluß . . . . .	
Filtertest . . . . .	51
Schertest . . . . .	52
Steifetest . . . . .	54
Drucksondierungen und Probelastungen . . . . .	55
Registriergerät . . . . .	55
Schaltung und Funktion . . . . .	58
Varianten . . . . .	60
Zusammenfassung . . . . .	61
Schriftenverzeichnis . . . . .	62

\* Freier Auszug aus einer Dissertation (SIMON 1952).

*Die praktische Geologie hat die Aufgabe, die für die Volkswirtschaft und Technik wichtigen Kenntnisse über Entwicklung, Aufbau und Eigenschaften der Erdschichten so zu beschreiben, daß ihre Auswertung und Anwendung erleichtert werden. Wenn man von der Lagerstättenerschließung und der Wasserversorgung absieht, hat man es auf diesem Teilgebiet der angewandten Geologie fast ausschließlich mit den Wechselbeziehungen zwischen Geologie und Bauwesen zu tun. Art und Schwierigkeit der Gründungsprobleme, um die es sich dabei meistens handelt, sind ohne geologische Zweckdiagnose nicht klar zu erkennen. Andererseits kann die rationelle Lösung von Gründungsaufgaben durch den Geologen nur dann wesentlich gefördert werden, wenn er sich der Sprache des Ingenieurs bedient und seine Erfahrungen und Untersuchungsergebnisse in Maß und Zahl anzugeben weiß.*

Der Geologe und der Ingenieur müssen bei der Bearbeitung von Baugrundfragen gemeinsam mit dem Bodenmechaniker nach der Erkenntnis „der physikalischen und chemischen und damit mechanischen Eigenschaften des Bodens und ihrer technischen Verwertung in der Baupraxis“ (PETERMANN 1949) streben. Diese Eigenschaften können mehr oder minder schnell durch Feldverfahren (Drucksondierungen, Probebelastungen, geophysikalische Flächenuntersuchungen u. a.) festgestellt werden. Da die Erdstoffeigenschaften aber die Ausgangswerte für meist umfangreiche bodenmechanische Berechnungen sind, genügt die Genauigkeit der Feldverfahren oft nicht den gestellten Anforderungen. Man zieht es vor, langwierige Messungen an ungestörten Erdstoffproben im Laboratorium anzustellen, weil man dann sicher sein kann, die Erdstoffkennwerte mit der Genauigkeit zu erhalten, die nach dem Stand der Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage erreichbar ist.

Zur Beschleunigung liegt es nahe, nach kombinierten Verfahren zu suchen, mit denen beim Eindringen in den Untergrund gleichzeitig ungestörte Proben der durchfahrenen Schichten gewonnen und die wichtigsten Kennwerte für bodenmechanische und hydrologische Eigenschaften ausreichend genau gemessen werden können. Die Absicht, Messungen und Aufschlußarbeiten zu verbinden, — mit dem Ziel in ungestörter Lagerung, statt an ungestörten Proben zu messen, lag auch der folgenden Arbeit zugrunde.

### Physikalische Eigenschaften der Erdstoffe

Die Entwicklung eines Verfahrens, das gewissermaßen das Untersuchungslaboratorium mit der Baustelle kurzschließen und die Meßgeräte in die Bohrung einbringen soll, muß von den gesicherten Vorstellungen über die physikalische Natur der Erdstoffe des Untergrundes ausgehen.

Die oberflächennahen Erdstoffe sind entweder durch Verwitterung fester Gesteine am Ort ihres Vorkommens entstanden oder durch Wasser, Eis und Wind, die Schwerkraft und magmatische Kräfte des Erdinnern antransportiert worden. Bei der Verwitterung oder Umlagerung können sie ihre bautechnischen Eigenschaften annähernd beibehalten oder durch physikalische, chemische, biologische und andere Einflüsse, beispielsweise künstliche Eingriffe des Menschen, merklich verändert haben.

Die Erdstoffe bestehen aus festen Teilchen verschiedener Größe, Wasser und Luft. Die festen Teilchen sind mineralische Kristalle, Reste organischer Strukturen und amorphe anorganische und organische Stoffe. Sie grenzen an Wasser und Luft oder umschließen sie. Jede Raumeinheit einer Untergrundschicht bildet so ein polydisperses Mehrphasensystem (Abb. 1).

Das Wasser des Systems kann in Form jeder der drei als Phasen bezeichneten Aggregatzustände auftreten. Manchmal kann die gasförmige Phase (Luft, Wasserdampf, Kohlensäure und andere Gase) praktisch vernachlässigt werden. Das ist z. B. der Fall bei Ton und bei vielen grundwasserleitenden Erdstoffen. Sie bilden ein Zweiphasensystem, das man als wässrige Lösung der dispergierten festen Teilchen auffassen kann. Das Lösungsmittel der Bodenlösung ist aber selbst eine Lösung. In Analogie zu den im Wasser gelösten, molekular-dispersen Salzen bezeichnet man die kolloid-dispersen Festteilchen der Bodenlösung gelegentlich auch als Kolloidsalze.

An den Grenzflächen der festen Phase erfahren die umgebenden Gase oder Flüssigkeiten Kräfte, die aus der Massenanziehung der Moleküle und der Abstoßung entgegengesetzter elektrischer Ladungen<sup>1)</sup> herrühren. Die Brownsche Molekularbewegung, die für die Diffusion von gelösten Stoffen und den osmotischen Druck verantwortlich ist, wird an den Trennflächen gebremst und verändert den Aggregatzustand der nur wenige Angströme dicken Oberflächenfilme so sehr, das man „manchmal im Zweifel ist, ob man es in der Grenzschicht bereits mit einem festen oder noch flüssigen bzw. gasförmigen Stoff zu tun hat“ (BERNATZIK 1947).

Die festen Bodenteilchen sind, je nach ihrer Komplexbelegung, durch angelagerte Wasserhüllen hydratisiert. Beim Trocknen (wie üblich 2 Stunden im Trockenschrank bei 105° C) behalten sie den festen gebundenen Teil dieser Wasserhüllen. Das Hüllen- oder Hydratwasser ist also teilweise der festen Phase zuzuzählen.

Der Dispersitätsgrad der festen Phase variiert außerordentlich. Viele Erdstoffe enthalten in stetigem Übergang feste Teilchen mit einem Durchmesser in der Größenordnung von Millimetern oder Zentimetern gleichzeitig mit Teilchen, deren Durchmesser zur Größenordnung der Moleküle überleitet. Die Phasengrenzfläche der Fest-

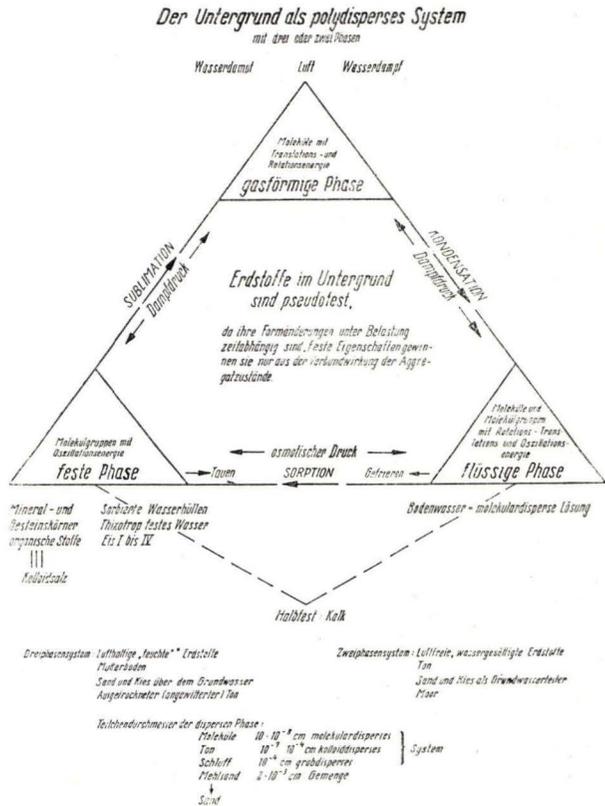


Abb. 1. Der Untergrund als polydisperses Mehrphasensystem.

<sup>1)</sup> Da die Elektronen in schneller Bewegung sind, treten elektrische und magnetische Kraftwirkungen auf.

substanz beeinflußt also stark die Eigenschaften der Erdstoffe. Sie bestimmt diese allerdings nicht allein, denn u. a. wirken geologische Entstehung und chemische Zusammensetzung mit. Immerhin können Phasenbestandteile nur miteinander reagieren, wenn sie sich berühren. Es ist also verständlich, daß „die sogenannte Oberfläche oder besser . . . ausgedrückt: die Grenzfläche der festen gegenüber der umgebenden flüssigen oder gasförmigen Phase“ (VAGELER 1932) eine sehr bedeutende Rolle spielt. Ein Kieselsteinchen von einem Gramm Gewicht hat beispielsweise rund  $2,5 \text{ cm}^2$  Oberfläche; ein Gramm kugliger Sandkörnchen von  $0,002 \text{ mm}$  Durchmesser besitzt bereits eine rund 5000mal größere Oberfläche. Man überschätzt deswegen keineswegs den Einfluß des Dispersitätsgrades, wenn man den Gehalt an kolloidal verteilter Substanz für „die physikalischen Eigenschaften eines Bodens weitgehend und für seine chemischen Eigenschaften praktisch vollständig“ (VAGELER 1932) verantwortlich macht.

Manche überraschende Erscheinung bei Erdstoffen, wie z. B. die Thixotropie, d. i. der spontane Übergang vom festen in den flüssigen Zustand beim Schütteln und die Wiedererstarrung bei Ruhe, erklärt sich aus der kolloiddispersen Zweiphasennatur des Bodens. Die suspergierte Festsubstanz verhält sich wie der gelöste Stoff einer Lösung, d. h. wie die Moleküle eines idealen Gases in einem bestimmten Volumen. Eine wäßrige Erdstoff-Suspension kann dabei durchaus den Habitus einer festen, feuchten Bodenprobe haben. Zwischen zwei festen Teilchen besteht ein Abstoßungs- und Anziehungspotential. Trägt man nach FREUNDLICH (1935) das resultierende Potential als Funktion der Teilchenentfernung auf, so entsprechen die Minima dieser Kurven jeweils einer Gleichgewichtslage. Bei zu kleiner Teilchenentfernung erhält man eine koagulierende, d. h. ausflockende Suspension. Bei genügend großer Teilchenentfernung ergibt sich eine stabile (peptisierte) Lösung. Bei irgendeiner mittleren Kornentfernung berühren sich die sorbierten Flüssigkeitshüllen. Beim Schütteln der Lösung mit Festsubstanzteilchen, deren sorbierte Wasserhüllen sich gerade berühren, wird die Ordnung der Flüssigkeitsmoleküle in den Hüllen gestört, und die Suspension wird flüssig. Bleibt die flüssige Suspension in Ruhe, ordnen sich die Moleküle wieder, und die Suspension erstarrt. Die Lösung ist thixotrop.

Mit äußeren Kräften ist das polydisperse System nur im Gleichgewicht, wenn seit Eintritt jeder Änderung genügend Zeit zur Konsolidierung verflossen ist. Formänderungen unter dem Einfluß einer Last sind also abhängig von der Zeit, d. h. der Boden ist nach FREYSSINET (1934) ein pseudo-fester Körper. Er verdankt seine Festigkeit und andere Eigenschaften fester Körper nicht der Molekularkohäsion, sondern der Verbundwirkung der Aggregatzustände.

Die Methoden der Materialprüfung fester Körper und die darauf beruhenden Festigkeitsberechnungen dürfen auf pseudofeste Körper nur in erster Näherung angewandt werden. Ganz gleich, ob der Boden als Baugrund, Baustoff oder Grundwasserleiter zu untersuchen ist, hat man sich deswegen im Einzelfall die Frage vorzulegen, ob in erster Näherung die Anwendung der für feste Körper geltenden Gesetze gestattet ist (vgl. a. Abb. 2). Dabei ist es zweckmäßig, mit BERNATZIK (1947) die verwirrende Vielfalt der Erdstoffe in zwei idealisierte Extreme „Sand“ und „Ton“ zu scheiden, aus deren Eigenschaften die unendlich vielen reellen Übergangsformen abgeleitet werden können.

Sand ist grobdisperses bis gröbstdisperses, rolliges Lockergestein. Sand soll auch in dieser Untersuchung stellvertretend alle Erdstoffe bezeichnen, bei denen die Wirkung der an den Kornoberflächen sorbierten Wasserhüllen im Vergleich zu den Druckkräften von Korn zu Korn klein und zu vernachlässigen ist. Sand hat also die größte innere Reibung, „die bei Böden vorkommen kann, während seine Kohäsion keine Rolle spielt. Außerdem ist die Durchlässigkeit eines derartigen Bodens verhältnismäßig groß, so daß es für die Geschwindigkeit der Verformung mit Ausnahme gewisser Fälle gleichgültig ist, ob der Boden mit Wasser gesättigt ist oder nicht, da eine auf-

tretende Porenwasserströmung keine nennenswerte Verzögerung der Verformungen hervorruft“ (BERNATZIK 1947).

Ton dagegen ist kolloiddisperser bis grobdispenser Boden. Bei Ton ist „der Einfluß der sorbierten Wasserhüllen der größte, der bei Böden vorkommen kann, und infolgedessen der Winkel der inneren Reibung der kleinste. Das Material besitzt daher eine hohe Kohäsion. Außerdem ist die Durchlässigkeit derart gering, daß jede Porenwasserströmung sehr geraume Zeit in Anspruch nimmt. Infolgedessen sind sämtliche Verformungen, die mit einer Volumensänderung und daher mit einer Porenwasserströmung verbunden sind, außerordentlich verzögert“ (BERNATZIK 1947).

BERNATZIK zieht daraus den Schluß, daß „die physikalischen Eigenschaften des Untergrundes, z. B. Reibungswinkel, Kohäsion, Zusammendrückbarkeit, Durchlässig-

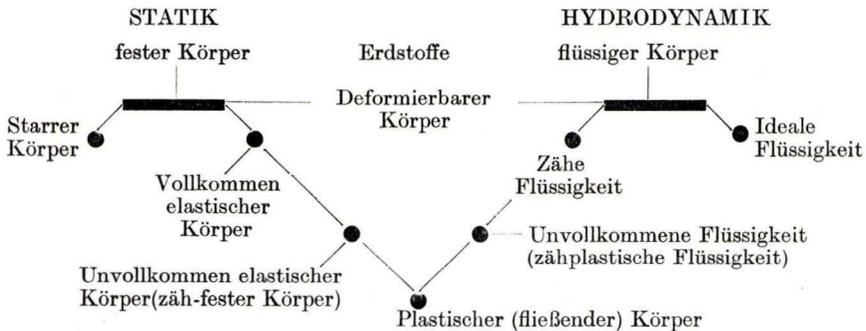


Abb. 2. Übersicht der Eigenschaften fester und flüssiger Körper (nach Bendel 1949).

Die Formänderung eines festen Körpers unter einer Last erfolgt augenblicklich. Beim elastischen festen Körper geht die Formänderung sofort wieder zurück, wenn die Belastung aufgehoben wird. Die Zustandsänderung ist zeitunabhängig, das Verhalten statisch. Feste Körper haben also nur Zustandseigenschaften. Erst kurz vor dem Bruch des festen Körpers tritt eine zeitabhängige Deformation, ein Fließen, ein.

Die Erdstoffe haben streng genommen keine statischen Eigenschaften. Nur in erster Näherung kann man ihre bautechnischen Eigenschaften als statische oder Zustandseigenschaften ansehen. Die Bewegung des Wassers im Korngerüst nähert sich nur dem dynamischen Verhalten einer idealen, reibungslosen Flüssigkeit.

keit und so weiter, nicht allein von der Korngröße und Kornform abhängen, sondern auch von der Natur der an die Oberfläche gebundenen und sorbierten Stoffe. Diese sind ihrerseits wieder so unendlich vielfältig, daß es fast aussichtslos erscheint, auf Grund von chemischen und petrographischen Analysen einen Schluß auf die Eigenschaften des Untergrundes zu ziehen. Man kann infolgedessen keine allgemeingültigen Regeln für die Eigenschaften der Böden aufstellen, sondern muß sie für jeden Einzelfall an entnommenen Bodenproben durch Versuche neu bestimmen.“

Die für eine praktische Aufgabe notwendigen bodenphysikalischen Messungen wechseln je nach der Fragestellung von Fall zu Fall, da das Versuchsprogramm jeweils der Größe des Bauvorhabens und der Art und dem Umfang eventueller Gründungsschwierigkeiten entsprechen muß. Gewöhnlich benutzt man die bodenphysikalischen Kennziffern: Porenvolumen  $n$  oder Porenziffer  $\varepsilon$ , Wassergehalt  $w$ , spezifisches Gewicht der Festsubstanz  $\gamma_k$ , wirksame Korngröße  $d_w$  und Konsistenzgrenzen nach ATTERBERG (Wassergehalt an der Roll- und Fließgrenze  $w_R$  und  $w_F$ ), sowie den Kalk- und Humusgehalt zur Identifizierung und Ordnung der zur Untersuchung ins Laboratorium gehenden Proben. Diese einfach feststellbaren Kennziffern erlauben es, die eigentlichen Versuche zur Ermittlung der bautechnischen und hydrologischen Eigenschaften auf das unumgänglich notwendige Maß einzuschränken.

Als bautechnische Eigenschaften bezeichnet man dabei die innere Reibung und Haftfestigkeit sowie die Steife oder Elastizität bzw. die aus ihnen abgeleiteten Verdichtungs-, Schwell- und Wiederverdichtungsziffern. Die hydrologischen Eigenschaften, nach denen gewöhnlich gefragt wird, sind zu kennzeichnen durch den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k$  nach DARCY und die kapillare Steighöhe  $H_K$ .

Diese Einteilung hat sich deswegen bewährt, weil die erstgenannten Kennziffern genau definierte physikalische Zustandsgrößen oder aus solchen abgeleitete Zahlenwerte sind, die durch einfache Messungen an ungestörten und zum Teil auch an gestörten Proben ermittelt werden können. Es wird vorgeschlagen sie als „Zustandsziffern“ zu bezeichnen; sie sind unbenannte oder durch die Maßeinheiten von Kraft und Weg bezogene Zahlen. Die Zustandsziffern sind also zeitunabhängig. Ihre Messung beschränkt sich auf einfache Kraft- und Längen- (Volumens-) Bestimmungen.

Als Maßsystem wird im folgenden stets das technische Länge-Kraft-Zeitsystem, meistens mit der für Baugrundfragen bequemen Längeneinheit: Meter und der Kräfteinheit: Tonne verwandt; g und kg bedeuten immer die Kräfteinheiten Gramm und Kilogramm.

Bei der numerischen Auswertung von Formeln ist darauf zu achten, daß das (kursiv gesetzte) Zeichen für eine physikalische Größe, z. B. für den Korndurchmesser  $d$  das Produkt aus Zahlenwert und Einheit symbolisiert. Einheiten und reine Zahlenwerte sind stets normal gesetzt, z. B. m für Meter und  $n$  für das prozentuale Porenvolumen. Die einzige Ausnahme bildet das Zeichen  $\varepsilon$  für die unbenannte Porenziffer.

Zur Vermeidung von Irrtümern ist es zweckmäßig aus reinen Zahlensymbolen und Zeichen für physikalische Größen gemischte Ausdrücke in Form der sogenannten zugeschnittenen Größen-gleichung anzugeben (FLEGLER 1952), z. B. spezifisches Korngewicht  $\gamma_k = \frac{G_k}{V_k} \text{ g/cm}^3$  als zugeschnittene Größengleichung geschrieben:

$$\gamma_k = \frac{G_k}{g} \frac{\text{cm}^3}{V_k} \quad \text{g/cm}^3.$$

Dieses Verfahren ist etwas umständlich. Zur Vereinfachung wird deswegen wie folgt vorgegangen: Den Größengleichungen, die nur aus der Kombination von Größen gebildet sind, die in bekannten und gleichen Einheiten gemessen werden, wird keine Einheit beige-schrieben, z. B. Glg. 4:

$p_o = \sigma - p_w$ . Eine Verwechslung mit reinen Zahlengleichungen z. B.  $\varepsilon = \frac{n}{1-n}$  ist hier nicht möglich.

Den Gleichungen aus physikalischen Größen, die in verschiedenen aber kohärenten Einheiten des technischen Maßsystems zu messen sind, (z. B. eine Spannung in t/m<sup>2</sup> oder g/cm<sup>2</sup>, nicht in kg/cm<sup>2</sup>!), wird nur das Symbol der Dimension beige-schrieben, z. B. für eine Spannung: KL<sup>-2</sup> (vgl. dazu Glg. 7):

$$M_E = V(\bar{p}_z + \bar{\gamma}_e z + \bar{k}_s) (1 + \bar{\varepsilon}) \quad \text{KL}^{-2}.$$

Die in der Bodenphysik häufigen gemischten Zahlen-Größen-Gleichungen werden stets als zugeschnittene Größengleichung angegeben:

$$\frac{s_i}{\text{mm}} \frac{\text{mm}}{h_o} = s'_i = \frac{(n_o - n_i)}{1 \text{ mm}} \frac{\text{mm}}{h_o}. \quad (5)$$

Die bautechnischen und hydrologischen Eigenschaften, ebenfalls in Ziffern angegeben, kennzeichnen keinen Zustand, sondern Zustandsänderungen nach Eintritt einer Störung<sup>2)</sup>, d. h. das zeitabhängige Verhalten der Erdstoffproben. Die bautechnischen und hydrologischen Eigenschaften sind also gleichbedeutend mit einem Wert oder einer Folge von meistens nicht eindeutig festgelegten Werten der Zeitfunktion einer Kraft oder eines Weges (Deformation, Verschiebung oder Setzung) oder auch gleichzusetzen dem Gradienten von Kurven, die aus den gemessenen Zeitfunktionen abgeleitet wurden. Für die primär zu messenden zeitabhängigen Funktionen wird die Bezeichnung „zeitliche Kennungen“ vorgeschlagen.

Da es oft unmöglich oder unbequem ist, Messungen des Verhaltens der Erdstoffe durch die zeitlichen Kennungen anzugeben, begnügt man sich mit der Messung und Weitergabe bestimmter Kennungswerte nach Ablauf einer gewissen Zeit seit Eintritt der Störung. Das Bewußtsein von der Zeitabhängigkeit bautechnischer Eigenschaften wird so zurückgedrängt, weil man glaubt, es durch die wenig befriedigenden Laboratoriumsregeln, immer die Konsolidierung der Proben abzuwarten, in einem Falle schnell im anderen langsam abzuscheren usw., genügend berücksichtigt zu haben.

### Zustände

Der Zustand  $Z$  einer Untergrundsicht hängt nur vom Volumensanteil  $V_{w, k, l}$  jeder Phase am System-Volumen, den spezifischen Gewichten  $\gamma_{k, w, l}$  und den Grenzflächen  $F_{k, w, l}$  ab:

$$Z = f(V_{k, w, l}; \gamma_{k, w, l}; F_{k, w, l}) \quad (1)$$

k: Körner, w: Wasser, l: Luft

Zur Vereinfachung der Untergrunduntersuchungen sucht man möglichst mit der Messung zeitunabhängiger Zustandsziffern auszukommen.

Die gewöhnlich zur Zustandsbeschreibung benutzten Größen: Porenziffer  $\epsilon$ , Wassergehalt  $w$ , spezifisches Gewicht  $\gamma_k$  und Korndurchmesser  $d_w$  sind die — aus Zweckmäßigkeit oder Gewohnheit — auf die feste Phase anstatt auf das ganze System bezogenen Phasenkenwerte. Mit den eigentlichen Meßwerten: Feuchtgewicht  $G_{(P)}$ <sup>2)</sup>, Trockengewicht  $G_k$ , Feuchtvolumen  $V_{(P)}$ <sup>3)</sup> und Volumen der Festsubstanz  $V_k$  sind sie nach Abb. 3 verknüpft.

Einige der Zustandsparameter der Erdstoffe sind bei hautechnischen Untergrunduntersuchungen stets bekannt: Das spezifische Gewicht der Luft ist für die möglichen Druck- und Temperaturschwankungen innerhalb der sinnvollen Genauigkeit identisch Null. Auch das spezifische Gewicht des Wassers weicht innerhalb der wesentlichen Temperaturspanne zwischen 0 und 20° C vom Wert 1,0 g/cm<sup>3</sup> bei 4° C und Atmosphärendruck weniger als 0,2% ab.  $\gamma_w$  kann also immer gleich 1,0 g/cm<sup>3</sup> gesetzt werden. Das spezifische Gewicht mineralischer Festsubstanz beträgt normal 2,65 g/cm<sup>3</sup> bzw. t/m<sup>3</sup>. Nur bei Beimengung von Schwermineralien steigt es bis auf 3,1 t/m<sup>3</sup> an. Bei Gehalt an organischen Substanzen sinkt  $\gamma_k$  bis auf 1,5 t/m<sup>3</sup> und weniger ab. Im allgemeinen kann man also bei Voruntersuchungen  $\gamma_k = 2,65$  t/m<sup>3</sup> setzen. Sofern Verdacht auf die genannten Beimengungen besteht, wird  $\gamma_k$  später genau aus  $G_k/V_k$  ermittelt. Bei bekanntem Raumgewicht  $\gamma_e = G_{(P)}/V_{(P)}$  ist  $\gamma_k$  außerdem aus  $\gamma_k = (\gamma_e - \gamma_w \cdot n)/(1 - n)$  zu errechnen.

<sup>2)</sup> Jeder Zustand einer Untergrundsicht entspricht einem dynamischen Gleichgewicht der Moleküle des polydispersen Systems. Wirken auf diesen Zustand innere oder äußere Kräfte ein, wird das Systemgleichgewicht gestört. Nach einiger Zeit ist ein neues Gleichgewicht erreicht, d. h. ein neuer stabiler Zustand stellt sich ein.

Als Störung wirken nicht nur mechanische Kräfte, es ist dabei u. a. auch an chemische Einflüsse und die Einwirkung von Temperaturschwankungen zu denken. Die chemischen Einflüsse erfordern in jedem Falle eine besondere Untersuchung und sollen hier außer Betracht bleiben. Der Einfluß von Temperaturänderungen äußert sich merklich nur auf die flüssige und gasförmige Phase. Bei jeder bodenphysikalischen Messung macht man zunächst stillschweigend die Voraussetzung der Temperaturkonstanz. Für einige Eigenschaften, vorwiegend die von der Zähigkeit des Wassers abhängige Wasserdurchlässigkeit, darf jedoch der Einfluß der Temperatur nicht außer acht gelassen werden. Hier ist nachzuprüfen, ob durch Temperaturänderungen ein merklicher Fehler entsteht. Entspricht die Versuchstemperatur nicht der Temperatur des gesuchten oder natürlich gegebenen Zustandes, sind die Meßwerte mit einer Korrektur zu versehen.

<sup>3)</sup> Die durch Messung an der unbehandelten Probe gewonnenen Meßgrößen Feuchtgewicht und Feuchtvolumen erhalten als Indizes die Symbole für gestörte (P) oder ungestörte Proben [P].

**Zustand Z**

Meßgrößen: Feuchtvolumen  $V_{[P]}$  Feuchtgewicht  $G_{(P)}$   
 Trockenvolumen  $V_k$  Trockengewicht  $G_k$

**a) Phasenkennwerte:**

$V_{[P]} = 1 \text{ cm}^3$		Volumen $\text{cm}^3$	Spez. Gewicht $\text{g/cm}^3$	Grenzfläche $\text{cm}^2$
$V_{[P]}$	Luft	$V_1 = (1 - n_w) n V_{[P]}$	$\gamma_1 = 0$	$F_1$
	Wasser	$V_w = n n_w V_{[P]}$	$\gamma_w = 1,0$	$F_w$
	Korn- substanz	$V_k = (1 - n) V_{[P]}$	$\gamma_k = 2,65$	$F_k = \frac{\pi}{100} \left( \frac{d_w}{\text{mm}} \right)^2$

$V_n$

**b) Zustandsziffern:**

Porenraum  $n = \frac{V_n}{V_{[P]}}$       Porenziffer  $\epsilon = \frac{n}{1 + n}$

Kornraum  $1 - n = \frac{G}{V_{[P]} \gamma_k}$

Wassergehalt  $w = \frac{G_{(P)} - G_k}{V_{[P]} \gamma_k}$       Feuchtigkeitsgrad  $n_w = \frac{V_w}{n V_P} = \frac{w}{n} \frac{G_k}{g} \frac{\text{g/cm}^3}{\gamma_w} \frac{\text{cm}^3}{V_{[P]}}$

**Zustandskenngrößen:**

Raumgewicht

$\gamma_e = \gamma_k (1 - n) + n n_w \gamma_w \text{ KL}^{-3}$       Spez. Gewicht d. Festsubstanz  $\gamma_k = \frac{G_k}{V_k} \text{ KL}^{-3}$

$\gamma_e = \frac{G_{(P)}}{V_{[P]}} \text{ KL}^{-3}$

Korndurchmesser  $d_w \text{ mm}$

**e) Aus Zustandsziffern abgeleitete Kennwerte:**

Verdichtungsverhältnis	$D_v = \frac{n_m - n}{n_m - n_o}$	Fließgrenze	$w_f$
Relative Dichte	$D_r = \frac{\epsilon_m - \epsilon}{\epsilon_m - \epsilon_o}$	Roll-(Ausroll-)grenze	$w_R$
Verdichtungsfähigkeit	$D_f = \frac{\epsilon_m - \epsilon_o}{\epsilon_o}$	Schrumpfgrenze	$w_s$
Mischungsfaktor	$f_M = \frac{d_{90}}{d_{50}} \equiv \frac{d_{50}}{d_{10}}$	Plastizitätszahl	$P = w_F - w_R$
Ungleichförmigkeitsgrad	$U = d_{60}/d_{10}$	Konsistenzzahl	$K = \frac{w_R - w}{w_F - w_R}$
Feuchtigkeitsgrad	$n_w = \frac{w \cdot \gamma_k}{\epsilon \cdot \gamma_w}$	Schrumpfmaß	$S_m = \frac{V_{[P]} - V_{Sm}}{V_{[P]}}$

$n$  wird bezogen auf  $V_{[P]} = 100 \text{ L}^3$  oder  $V_{[P]} = 1 \text{ L}^3$ ,  $\epsilon$  auf  $V_k = 1 \text{ L}^3$ ;  
 $\mu$  und  $\kappa$  geben das Verhältnis zweier Hauptspannungen an.  $V, V'$  und  $V''$  sind aus  $\epsilon(p)$  oder

L	kohärente Einheit der Länge	}
K	„ „ „ Kraft	
Z	„ „ „ Zeit	

Abb. 3. Zustand und Verhalten der Erdstoffe. a) und b) Der Zusammenhang zwischen den Phasenkennwerten und Kennungen abgelei-

**Verhalten  $Z(t)$** Meßgrößen: Weg  $s$  und Zeit  $t$ **a) Zustandsänderungen:**

$$Z(t) = V_n(t) = s'(t) = \varepsilon(t)$$

**b) Zeitkennungen  $s'(t)$ :**

Zeitsetzung beim Zusammendrückenversuch.

Verschiebung abhängig von der Zeit beim Scherversuch.

Filtergeschwindigkeit  $v_F = s(t)$  beim Filterversuch (Wassergeschwindigkeit im Kornger.).Kap. Steiggeschwindigkeit  $v_K = s(t)$  beim Kapillaritätsversuch (Wasserbeweglichkeit im Kornger.).Wasseraufnahme im Enslingerät  $w_E(t) = V_n(t) = s'(t)$ **Druck-Kennungen  $s'(p)$  bzw.  $\sigma(p)$ :**

(aus zeitlichen Kennungen abgeleitete Funktionen der störenden Kraft).

Druckporenziffergleichung  $\varepsilon_t(p) = \varepsilon_{op} = \varepsilon_0 - (1/V) \ln(p + p_c)$  }  $p$  in kg/cm<sup>2</sup>Drucksetzungsgleichung  $s'_t(p) = \bar{s}'_0 + c \ln(p + p_c)$ Scherfestigkeit  $\sigma_T(\sigma_N) = \tau = \mu \sigma + \kappa \sigma_e$   $p_r = k_s + p_N \operatorname{tg} \varrho_r$   $p_r = p_{Geol} \operatorname{tg} \varrho_s + (p_N + p_w) \operatorname{tg} \varrho_r$ Elastizitätsmodul  $M_E(p) = V(\bar{p}_z + \bar{\gamma}_e z + k_s)(1 + \bar{\varepsilon})$ **c) Aus den zeitlichen Kennungen  $V(t)$  oder Druckkennungen  $f(p)$  abgeleitete Kennwerte:**Innere Reibung  $\operatorname{tg} \varrho = \mu$ Haftfestigkeit  $k_s$  bzw.  $\operatorname{tg} \varrho_k = \kappa$ Verdichtungsziffer  $V$ Schwellziffer  $V'$ Wiederverdichtungsziffer  $V''$ Wasserdurchlässigkeit  $k$  in cm/sekKapillare Steighöhe  $H_k$  in cm

(meßbar nur mittelbar durch Gleichsetzung mit Tragkraft der Menisken)

$w, w_F, w_R, w_S, w_E$  auf  $G_k = 100$  K oder  $G_k = 1$  K und  $n$  auf  $V_{[p]} - V_k = 1$  L<sup>3</sup>;  
 $s(p)$  abgeleitete Zahlenwerte.

im Techn. Maßsystem.

Meßgrößen, b) Die üblichen Zustandsziffern und Kennungen für das Verhalten, c) Aus den Zustandsziffern und tete Kennwerte.

Von den Phasengrenzflächen braucht nur die der festen und gasförmigen Phase zu interessieren, da Wasser das Suspensionsmittel ist. Die Grenzfläche ist um so größer, je mehr feste Substanzteilchen oder Gasbläschen dispergiert sind, und je größer die Oberfläche jedes in erster Näherung als Kugel betrachteten Einzelteilchens bzw. Bläschens ist. Wenige große dispergierte Teilchen bringen keinen merkbaren Beitrag zur Summe der Grenzflächen; die Zahl der Teilchen fällt weit mehr ins Gewicht. Da aber die Luft in lufthaltigen Erdstoffen in Form sichtbarer, also relativ großer Bläschen verteilt ist und niemals ein Körnchen Festsubstanz allseitig umgibt, ist die Phasengrenzfläche Luft zu Wasser im Vergleich zu der Grenzflächensumme von Feinsand oder Schluff gegen Wasser vernachlässigbar klein: Die Luft in nicht wassergesättigten Lockergesteinen ist stets viel gröber dispers als die Festsubstanz. Der Mittelwert der Grenzflächen der festen Teilchen zum Wasser  $\bar{F}_k$ <sup>4)</sup> wird mit Hilfe der „wirksamen Korngröße  $d_w$  gleicher Oberfläche“ angegeben:

$$\bar{F}_k = \frac{z\pi}{100} \left( \frac{d_w}{\text{mm}} \right)^2 \quad \text{cm}^2.$$

Für das Einheitsgewicht steigt die Zahl  $z$  der Teilchen bei kleiner werdendem  $d_w$  mit der dritten Potenz an; die wirksame Oberfläche ist umgekehrt proportional der wirksamen Korngröße. Man erhält  $d_w$  aus der durch Sieben und Schlämmen festgestellten Kornverteilungskurve  $\Delta G(d)$  empirisch oder nach den Formeln von AL HAZEN (BENDEL, 1949) oder OHDE (1950)<sup>5)</sup>.

Glg. 1 läßt sich somit wie folgt angeben:

$$Z_{k,w,1} = f(n, w, n_w, \gamma_k, d_w) \quad \text{bzw.} \quad Z_{k,w} = f(n, w, \gamma_k, d_w) \quad (2a)$$

oder mit der Funktion  $m$  der Meßgrößen  $G_{(P)}$ ,  $G_k$ ,  $V_{[P]}$ ,  $V_k$  und  $\Delta G(d)$

$$Z_{k,w,1} = m[G_{(P)}, G_k, V_{[P]}, \Delta G(d)]; \quad Z_{k,w} = m[G_{(P)}, G_k, V_k, \Delta G(d)] \quad (2b)$$

Die Gln. 2 beschreiben den physikalischen Zustand des Bodens mit Hilfe der Phasenkennziffern. Für das physikalische Verhalten des gestörten Systems ist ihre Kenntnis allein nicht ausreichend, weil u. a. die Wasserbindung durch die Hydratation der festen Teilchen nicht von der Grenzfläche an sich, sondern von ihrer totalen Sorptionskapazität  $T$ <sup>6)</sup> abhängt, die eine Folge der Komplexbelegung ist (VAGELER 1932). So richtet sich z. B. die Wasserdurchlässigkeit nicht nach dem Porenvolumen  $n$ , sondern nach dem spannungsfreien Porenvolumen  $n^*$ , d. h. nach dem nach Abzug der Hydrathüllen um die Festkörnchen noch verbleibenden Porenraum.

### Zustandsmessungen

Glg. 2b enthält als Parameter nur noch die Volumina der ungestörten Probe  $V_{[P]}$  und der Körner  $V_k$ , das Feucht- und Trockengewicht der Probe  $G_{(P)}$  und  $G_k$  sowie das Trockengewicht der Siebrückstände  $\Delta G$ . Alle fünf Größen zusammen,  $V_{[P]}$ ,  $V_k$ ,  $G_{(P)}$ ,

<sup>4)</sup> Formelzeichen, die für einen Mittelwert stehen, sind überstrichen.

<sup>5)</sup> Nach OHDE ist:  $\log \frac{d_w}{d_{50}} = 0,701 P \log^2 f_M$ . Für die wirksame Korngröße gleicher Oberfläche ist  $P = 1$ ; der Mischungsfaktor oder Ungleichförmigkeitsgrad  $f_M = \frac{d_{90}}{d_{50}} \equiv \frac{d_{50}}{d_{10}}$ .

<sup>6)</sup> Die totale Sorptionskapazität  $T$ , gemessen in Milliäquivalent je 100 g Bodentrockensubstanz, ist die Summe aller negativen Ladungen der Makroanionen des Bodens, die für die Bindung der Schwarmionen der Dipole und des Schwarmwassers zur Verfügung stehen.  $T$  läßt sich aus der chemischen Zusammensetzung des Bodens errechnen oder durch den Wasseranlagerungswert  $H_Y$  messen.

$G_k$  und  $\Delta G$ , werden nur zur Zustandsbeschreibung des Dreiphasensystems gebraucht. Beim Zweiphasensystem kommt man mit der Messung von  $G_{[P]}$ ,  $G_k$  und  $V_k$  aus. Ist  $\gamma_k$  bekannt, genügt es beim lufthaltigen Boden,  $G_{(P)}$ ,  $G_k$  und  $V_k$ , beim wassergesättigten  $G_{(P)}$  und  $G_k$  oder auch  $V_{[P]}$  und  $V_k$  zu messen.

Nur zur Bestimmung von  $V_{[P]}$  benötigt man eine in ihrer Struktur ungestörte Probe.  $G_{(P)}$  kann auch an Proben bestimmt werden, deren Struktur bereits zerfallen ist, wenn nur die Phasenteile erhalten blieben, wie es z. B. bei wassergesättigten Sanden vorkommen kann.  $V_k$  und  $G_k$  sowie  $d_w = \Delta G(d)$  können an der gestörten Probe ermittelt werden. Es ist also nicht vordringlich, diese Meßwerte im oder beim Aufschluß festzustellen.

Die Bestimmung des Raumgewichts  $\gamma_s$  verlangt allerdings eine ungestörte Probe und weckt daher den Wunsch nach unmittelbarer Messung im Aufschluß. Er blieb bis jetzt unerfüllt. SCHLUMBERGER (vgl. z. B. FRITSCH 1949) hat zwar ein Verfahren entwickelt, aus dem wechselnden elektrischen Widerstand und der elektrischen Porosität die Untergrundsichtung und Wassersättigung der Schichten festzustellen. Außerdem gibt es eine Reihe weiterer elektrischer Kerngeräte, z. B. den „Siemens-Baugrunduntersucher“, mit dem Anspruch, die Porosität des Untergrundes zu liefern. Bei allen geoelektrischen Verfahren ist es aber schwierig, die Ergebnisse zu deuten. Ihre Anwendung selbst auf kleine Aufschlußtiefen und ihre Durchführung mit der für Baugrundfragen erforderlichen Genauigkeit ist deswegen noch ein weites Feld. Einstweilen ist die Hoffnung trügerisch, aus der Tiefenabhängigkeit des elektrischen Widerstandes die Raumanteile von Festsubstanz und Wasser wassergesättigter Erdstoffe ablesen zu können. Aber selbst wenn es gelingt, über die Schwierigkeit hinwegzukommen, daß die elektrische Leitfähigkeit zu sehr vom Elektrolytgehalt des Wassers abhängt und daß bei lufthaltigen Erdstoffen Schlüsse aus der DK-Messung noch schwieriger sind, ist noch nichts bekannt über die Phasendichte der Festsubstanz, ihre Grenzfläche und den Formfaktor der Teilchen.

Man wird also in jedem Falle Proben nehmen müssen. Sollte es gelingen, die Phasenteile in situ zu messen, entfällt nur die Notwendigkeit, ungestörte Proben zu gewinnen. Im allgemeinen wird man aber bei ingenieurgeologischen Arbeiten nur ungern auf ungestörte Proben verzichten wollen. Es scheint daher wenig sinnvoll und erfolgversprechend, Verfahren und Geräte zur Zustandsmessung im Aufschluß zu entwickeln.

Die Bedeutung sogenannter Feldmethoden zur Bestimmung des Wassergehaltes oder des Rohtongehaltes ist gering. Die Messung des Zustandes der ungestörten Probe erfordert nur Gewichts- und Volumensbestimmungen. Man braucht dazu eine Feinwaage und einen auf  $+105^\circ \text{C}$  einstellbaren Trockenschrank und kann dann verfahren wie im gut ausgerüsteten ortsfesten Laboratorium. Da eine in Aussicht genommene Baustelle mit elektrischer Energie versorgt werden muß, ist eine Anschlußmöglichkeit für einen elektrischen Trockenschrank auch im Felde meist vorhanden. Notfalls kann auch einmal ein anderes Trockenverfahren angewandt werden.

Eine brauchbare Feldmethode existiert zur Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes von Böden ohne organische Bestandteile. Sie macht den Trockenschrank entbehrlich. Die Abweichung von der genauen Methode mit mehrstündigem Trocknen im Trockenschrank bei  $105^\circ \text{C}$  beträgt bei Sand, Lehm und Ton im allgemeinen weniger als 1% (KÖHLER 1951).

Für die schnelle Wasserbestimmung in Erdstoffen kommt außerdem das „Dekameter“ nach SLEVOGT (1952) in Betracht. Der Wassergehalt wird aus der Messung der Di-

elektrizitätskonstante der nassen und der trockenen Probe direkt bestimmt oder das Wasser wird der Probe durch Dioxan entzogen, das unter Umständen noch mit anderen, die Hygroskopität erhöhenden Substanzen versetzt wird.

Zur schnellen Volumensmessung von Proben mit einiger Haftfestigkeit wurde im Forschungs- und Versuchslaboratorium für Praktische Geologie Darmstadt ein auch im Felde gut brauchbares Volumenometer entwickelt. Das zur schnellen Raumgewichtsbestimmung bindiger Erdstoffe und Steine gedachte Gerät erübrigt das Hantieren mit Quecksilber in offenen Glasgefäßen. Die Quecksilberverdrängung wird in einem kalibrierten Plexiglasrohr aufgefangen. Das Volumen des Quecksilbers wird unmittelbar ohne Wägung ermittelt. Die Ablesegenauigkeit liegt bei etwa  $5 \text{ cm}^3$  großen Proben bei  $\pm 1\%$  (SIMON 1952).

Brauchbare Werte des Raumgewichts von durchbohrten Schichten über dem Grundwasser erhält man, wenn das Volumen des Bohraushubs — etwa durch eine einfache Bohrlochgleitlehre (Meßschirm) — genügend genau festgestellt werden kann, auch durch Wägung mit einer automatischen Federwaage (SIMON 1952).

Zeit und Ort der Siebung oder Schlämmung zur Feststellung der wirksamen Korngröße können beliebig gewählt werden. Sie sind also ohne übermäßige Schwierigkeiten auch in einem mobilen Baustellenlabor durchzuführen. Schnellmethoden zur Bestimmung der als „Ton“ zusammengefaßten Feinstteile der Böden haben sich nicht bewährt (KÖHLER 1951).

### Zustandsänderungen

Die weitaus wichtigste Störung des vom pseudofesten Mehrphasensystem eingenommenen Halbraums ist die Belastung durch einen äußeren Druck  $p_0$ , der kleiner ist als die Druckfestigkeit  $\sigma_D$  der Festteilchen. Die durch äußeren Druck  $p_0$  gestörte Untergrundschicht von der Dicke  $h_0$  verkleinert ihr Porenvolumen  $n_0$  um  $\Delta n$ .

Der Luft- und Wassergehalt der Schicht sinken entsprechend. Die Zustandsparameter: Wirksame Korngröße  $d_w$  und Dichte der Festsubstanz  $\gamma_k$  bleiben für  $p_0 < \sigma_D$  bzw. für den praktisch häufigsten Fall  $p_0 \ll \sigma_D$  konstant. Mit der Zeit variieren also nur  $n$ ,  $w$  und  $n_w$ . Das Verhalten des Bodens unter der Störung ist also allgemein:

$$\begin{aligned} Z(t) &= Z[n(t), w(t), n_w(t)] \\ &= V_n(t) = s'(t) = \varepsilon(t). \end{aligned} \quad (3)$$

Gemessen wird das Verhalten der festen wie der flüssigen Phase stets durch zeitabhängige Verschiebungen  $s' = s'(t)$  bzw.  $\varepsilon = \varepsilon(t)$ . Sie ersetzen in erster für die Baupraxis ausreichender Näherung die gesamten Zustandsänderungen  $Z(t)$ .

Die aus den zeitlichen Kennungen  $s'(t)$  oder  $\varepsilon(t)$  der Erdstoffproben abzuleitenden bodenmechanischen Ausgangswerte (vgl. Abb. 3) bilden die Basis zur Berechnung der zulässigen Bodenpressung, der Setzung, der Grundwassergeschwindigkeit und Brunnenergiebigkeit, der Frostempfindlichkeit und anderer für Gründungs- und Grundwasserfragen wesentlicher Eigenschaften. Für Baugrundbeurteilungen sind als rechnerische Zwischenwerte weitaus am wichtigsten die Scherfestigkeit  $\tau$  und die Steife  $E$  oder der Elastizitätsmodul  $M_E$ . Sie sind nicht gleichzusetzen der Elastizität und Festigkeit eines festen Körpers, weil der pseudofeste Erdstoffkörper seine Festigkeit mit dem Spannungszustand und seinen Spannungszustand mit der Zeit ändert (vgl. Abb. 2).

Die Wasserbewegung im Untergrund wird gewöhnlich mit Hilfe des Durchlässigkeitsbeiwerts  $k$  und der Höhe  $H_K$ , bis zu der das Bodenwasser kapillar über den freien

Grundwasserspiegel ansteigt, beschrieben. Auch diese dimensionsbehafteten Kennwerte sind aus zeitlichen Kennungen abgeleitet.

### Elastizität

Unter dem Einfluß eines äußeren Drucks  $p_0$  versucht jede Phase des Dreiphasensystems dem Druck auszuweichen. Die festen Körner, deren Dichte und Grenzfläche durch den Störungsdruck  $p_0$  nicht geändert werden, lagern sich dichter zusammen. Luft und Wasser entweichen aus dem System nach Maßgabe der Durchlässigkeit. Lufttrockene Böden sind für Luft gut durchlässig. Wassergesättigte Erdstoffe enthalten keine Luft. Nasse Erdstoffe lassen die Luft schwer entweichen. Die Luftbläschen machen in erster Näherung die Bewegung der Flüssigkeit mit. Es kann daher im weiteren nur vom Zweiphasensystem die Rede sein. In ihm übernimmt das Porenwasser zunächst einen Teil der Last; das Porenwasser wird „gespannt“, gibt aber allmählich dem Druck nach, d. h. entspannt sich durch Abfließen aus dem gestörten Bereich, so daß nach geraumer Zeit die volle Spannung  $\sigma$  zwischen den Körnern ( $\sigma =$  „Korn-zu-Korn“-Druck) dem äußeren Druck  $p_0$  das Gleichgewicht hält.

Während des geschilderten Vorganges gilt:

$$p_0 = \sigma - p_w. \quad (4)$$

Behindert man die seitliche Ausdehnung einer Bodenprobe und belastet sie mit wechselndem, willkürlich gewähltem Druck  $p$ , so setzt sich die Probe im Laufe der Zeit immer mehr, d. h. der Betrag  $s$  der Setzung nähert sich mit fortschreitender Zeit  $t$  asymptotisch einem Grenzwert  $s_{\max}$ . Für die nach der Zeit  $t$  erreichte Setzung die auf die Anfangsschichthöhe  $h_0$  bezogen wird, gilt:

$$\frac{s_t}{\text{mm}} \frac{\text{mm}}{h_0} = s'_t = \frac{n_0 - n_t}{1 \text{ mm}} \frac{\text{mm}}{h_0}. \quad (5)$$

$\varepsilon_t$  ist die Porenziffer nach der Zeit  $t$ . Mit der Vorschrift, daß  $t$  so gewählt wird, daß  $\Delta\varepsilon/\Delta p$  praktisch konstant und nicht sehr verschieden von Null ist, erhält man die Druck-Kennungen:  $\varepsilon_t(p)$  (Druckporenziffergleichung) und  $s'_t(p)$  (Drucksetzungslinie). Nach TERZAGHI ergibt sich aus zahlreichen Versuchen für die Abhängigkeit der Porenziffer vom Druck:

$$\varepsilon_t(p) = \varepsilon_p = \bar{\varepsilon}_0 - \frac{1}{V} \ln \left( \frac{p}{\text{kg/cm}^2} + \frac{p_c}{\text{kg/cm}^2} \right) \quad (6a)$$

und entsprechend für die Druck-Setzungslinie:

$$s'_t(p) = \bar{s}'_0 + c \ln \left( \frac{p}{\text{kg/cm}^2} + \frac{p_c}{\text{kg/cm}^2} \right). \quad (6b)$$

Die Integrationskonstante  $\varepsilon_0$  in Glg. 6a ist die Porenziffer beim äußeren Druck  $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ .  $p_0$  ist das Druckäquivalent für die aus Molekularkräften, früheren Belastungen usw. folgende Kohäsion, die der Erdstoff bereits bei der äußeren Belastung  $p_0 = 0$  besitzt.  $V$  bezeichnet den Verdichtungswert. Bei Minderung des äußeren Druckes  $p$  entspricht ihm der Schwellwert  $V'$  und bei Wiederbelastung der Wiederverdichtungswert  $V''$ .

Der Elastizitätsmodul  $M_E$  kann bei bekanntem Verdichtungswert  $V$  aus

$$\bar{M}_E = V(\bar{p}_z + \gamma_s z + \bar{k}_s) (1 + \varepsilon) \text{ K L}^{-2} \quad (7)$$

ermittelt werden. In Glg. 7 bedeuten:

$\bar{p}_z$  die mittlere Druckspannung im betrachteten Bodenpunkt in der Tiefe  $z$  infolge der Bauwerkslast bzw. der Bodenpressung  $p_0$  in  $\text{t/m}^2$

$\overline{\gamma_e z}$  die mittlere Druckspannung im Boden in der Tiefe  $z$  aus der Erd- und Wasserlast in  $t/m^2$

$k_s$  die mittlere bei nicht wassergesättigten bindigen Böden stets vorhandene Haftspannung (sie muß bei Sanden ersetzt werden durch den Wert  $p_c$  hier üblicherweise in  $t/m^2$ ) und

$\overline{\varepsilon}$  die mittlere Porenziffer während der Störung.

Der Zusammenhang zwischen der Meßgröße  $s_i$  bei verschiedenen willkürlichen gewählten  $p$  und dem Elastizitätsmodul  $M_E$  für die Druckspannungen  $p_z = f(p_0)$  ist also ziemlich kompliziert. Das ist eine natürliche Folge des pseudofesten Charakters des Bodens, der die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls mit der Spannung  $p_z$  bedingt.

Für die Erdstoffe gilt aus diesem Grund nicht mehr das HOOKESCHE Gesetz der Proportionalität zwischen Spannung  $p$  und Formänderung  $s$ . Man hat es nicht mehr wie bei anderen Baustoffen im Bereich zulässiger Lasten allein mit elastischen Deformationen zu tun. Es treten auch plastische, mit der Entlastung auf Null nicht verschwindende Verformungen auf, ohne daß dieses Fließen bereits die Grenze der Tragfähigkeit des Bodens, den „Grundbruch“, bedeutet. Will man die für feste Körper gefundenen Gesetze auch auf den pseudofesten Untergrund anwenden, muß an Stelle des konstanten Elastizitätskoeffizienten  $E$  der Elastizitätsmodul  $M_E$  eines Erdstoffes gesetzt werden, der mit der Spannung  $p_z$  nach Gleichung 7 ansteigt.

Leider ist der mit  $p_z$  veränderliche Elastizitätsmodul  $M_E$  nicht die einzige oder größte Schwierigkeit, die sich der Absicht entgegenstellt, die Setzungen eines Bauwerks vorauszuberechnen. Selbst in einfachen Fällen ist es schwierig, das Druckverteilungsgesetz anzugeben. Die Größe der Spannung  $p_z$  in einem betrachteten Punkt des Untergrundes in der Tiefe  $z$  unter der Fundamentsohle infolge der Sohlpressung  $p_0$  ist nicht exakt zu messen oder zu berechnen; sie variiert mit den Eigenschaften des Untergrundes und den Abmessungen und der Form der Lastfläche.

### Scherfestigkeit

Bei jeder Gründung taucht die Frage nach der „zulässigen Bodenpressung“ auf. Sie ist der durch den Sicherheitsfaktor  $S$  angegebene Teil der Bruchfestigkeit  $p_r$ , bei der der Boden seine Tragfähigkeit verliert. Da die Grenze der Tragfähigkeit der Böden nur genähert feststellbar ist, wird die zulässige Bodenpressung abhängig von der inneren Reibung und Haftfestigkeit sowie der Gründungstiefe angegeben. Grundbruch tritt ein durch seitliches Verschieben des Erdkeils unter der Last. Der Boden widersteht dieser Verschiebung durch seine Schub- oder Scherfestigkeit, die sich aus der inneren Reibung der Bodenkörner und ihrer Haftung aneinander ergibt.

Auch die Scherfestigkeit der Erdstoffe ist kein Festwert, sondern eine von der Druckspannung, der Vorbelastung, dem Wassergehalt des Bodens, aber auch der Art und Geschwindigkeit der Lastaufbringung und von anderen Faktoren abhängige Größe. Sie wächst allgemein proportional der Störung  $p_N$ , d. h. der lotrechten Belastung, und sinkt bei kohäsionslosen Massen mit  $p_N$  auf Null. Für bindige Böden bleibt auch bei  $p_N = 0$  ein Schubwiderstand bestehen, der als Kohäsion  $k_s$ , entstanden bei der Vorbelastung  $p_i$ , bezeichnet wird.

Da das Zusammenwirken von innerer Reibung und Kohäsion zur Erzielung der Scherfestigkeit verschieden erklärt werden kann, erhält man unterschiedliche Bruchbedingungen. Die allgemeinste Bruchbedingung ergibt sich nach HVORSLEV (1937):

$$p_r = \mu \sigma + \kappa \sigma_s$$

darin ist  $\mu$  der Beiwert der wirksamen inneren Reibung,  $\varkappa$  der Beiwert der wirksamen Kohäsion,  $\sigma = p_N \pm p_w$  die wirksame Normalspannung (Kornzuckerndruck) in der Scherfläche beim Versuch und  $\sigma_e$  der äquivalente Verdichtungsdruck, d. h. die lotrechte Druckspannung, die notwendig ist, die Porenziffer der Fließgrenze  $\varepsilon_F$  auf die natürliche Porenziffer  $\varepsilon$  der entnommenen Probe zu bringen. Er kann aus dem Druck-Porenzifferdiagramm  $\varepsilon_r(p)$  entnommen werden.

$\mu = \operatorname{tg} \rho$  und  $\varkappa$  sind von der Vorgeschichte des Bruches unabhängige Zahlenwerte, im Gegensatz zu der Größe  $k_s$  der COULOMB'schen Gleichung:

$$p_r = k_s + p_N \cdot \operatorname{tg} \rho_r \quad (9)$$

oder dem  $\operatorname{tg} \rho_s$  und der Vorbelastung  $p_{\text{geol}}$  der KREY-TIEDEMANN'schen Bruchbedingung:

$$p_r = p_{\text{geol}} \cdot \operatorname{tg} \rho_s + (p_N \pm p_w) \operatorname{tg} \rho_r, \quad (10)$$

die meistens mit ausreichender Genauigkeit die Schubfestigkeit des Baugrundes liefert.

### Filtergeschwindigkeit

Die Frage nach dem Verhalten des Wassers im Boden ist, soweit sie hier interessiert, gleichzusetzen der Frage nach der makroskopisch feststellbaren Wasserbewegung im Korngerüst. Die bewegende Kraft resultiert aus der Schwerkraft, aus der Hydrationsenergie der Ionen und Moleküle der Grenzflächen, d. h. der Differenz der osmotischen Drücke von Ort zu Ort im System und aus Reibungskräften. Von den Komponenten der bewegenden Kraft kann man oft die eine oder andere vernachlässigen. Das Grundwasser fließt, bewegt durch die Schwerkraft und von der Reibung gebremst, in Richtung des Grundwassergefälles, das nur in unmittelbarer Nähe von Brunnen, von offenen Wasserflächen oder sonstigen Vorflutern über einige Prozent ansteigt. Das nicht durch undurchlässige Schichten im Hangenden abgesperrte Grundwasser des obersten Grundwasserstockes erhält Zufluß durch Sickerwasser aus Niederschlägen oder offenen Wasserläufen.

In benetzbaren, trockenen, feinkörnigen Böden, die sich über einem freien Grundwasserspiegel befinden, dringt das Wasser, dem Zug der Grenzflächenkräfte folgend, auch der Schwerkraft entgegen in lotrechter Richtung vor.

Die Bedingung der Benetzbarkeit weist darauf hin, daß für diesen ‚kapillaren‘ Wasseranstieg die Grenzflächenkräfte maßgebend sind: „Kapillarer Hub erfolgt dann, wenn die Moleküle der Flüssigkeit von den Phasengrenzflächen sorbiert werden, d. h. die Grenzflächen als Ganzes oder die an ihnen gebundenen Schwarmionen sich, allgemein gesprochen, solvatisieren, oder wenn es sich um Wasser handelt, hydratisieren, also wenn entgegengesetzte elektrische Kraftfelder zwischen fester Substanz und Flüssigkeit sich ausgleichen. Kapillare Depression erfolgt, wenn gleiche Felder zwischen festen Stoffen und Flüssigkeit sich begegnen, die sich abstoßen“ (VAGELER 1932).

Die Bildung von Menisken ist eine sekundäre Erscheinung. Sie bilden sich, wenn die Kapillaren so eng sind, daß das an der Peripherie der Hydrathüllen hochsteigende Wasser zusammenfließen kann. Die Poren füllen sich mit Wasser, das durch den fortwirkenden Zug unter Druck steht. Die in ihm gelöste Luft wird frei und vergrößert die in den größeren Hohlräumen eingeschlossenen Luftblasen. Neben diesen luftgefüllten Poren steigt das Wasser in den engen Röhren weiter an. Die vollständige Wasserfüllung der Porenräume kann aber nur so hoch über den freien Grundwasserspiegel reichen, wie es die Tragkraft der Menisken zuläßt, an denen die aus dem Grundwasser hochgezogenen Wassersäulen hängen.

Die Bewegung des Wassers durch das von der festen Phase des Erdstoffs gebildete Filter folgt nicht den hydrodynamischen Gesetzen für reibungslose Flüssigkeiten, die mit einigen Einschränkungen auch für zähe Flüssigkeiten angenähert gelten. Nur bei großräumigen Grundwasserströmungen, beispielsweise durch Grundwasserleiter wechselnder Mächtigkeit, gilt für das Produkt aus Druck und Geschwindigkeit das Kontinuitätsgesetz von BERNOULLI.

Die kleinräumige Wasserbewegung im Boden ist also nicht vergleichbar der Strömung einer zähen Flüssigkeit in einem Rohrsystem örtlich variabler, aber zeitlich konstanter Durchflußöffnungen. Wenn man der besseren Vorstellung wegen an dieser Grenze makroskopischer und mikroskopischer Betrachtungsweise bei dem groben Vergleich bleiben will, winden sich die Dipole des Bodenwassers entgegen dem Sorptionsbestreben der Festsubstanz durch ein Röhrensystem mit fluktuierendem Querschnitt. Durch die Bewegung der Flüssigkeits-Moleküle wechselt die Dicke des zähen bis festen Wandbelags, der das spannungsfreie Porenvolumen umschließt, ständig, weil das rascher fließende Wasser die Verdichtung der Hydrathüllen lockert, das langsam fließende Wasser die Verdichtung verstärkt.

Die Filterströmung ist also nicht allein von der Orts-, Druck- und Geschwindigkeitshöhe, sondern auch von der örtlich und zeitlich wechselnden osmotischen Druckdifferenz abhängig.

Die kleinräumigen Bewegungen des Wassers im Untergrund gleichen daher der Relativbewegung zwischen Lösungsmittel und gelöstem Stoff, die man sich wiederum analog der Gaskinetik in einem abgeschlossenen Volumen vorstellen kann. Man spräche hier besser von hydrokinetischen statt von hydrologischen Eigenschaften. Die Grundwassergeschwindigkeit  $v_F$  ist ein wichtiger Ausgangswert für viele baugelogeische und hydrologische Überlegungen. Außer der Durchlässigkeit interessiert die Wasserbeweglichkeit, für welche die Werte der kapillaren Steighöhen ein Maß darstellen. Die Wasserbeweglichkeit ist die Beweglichkeit des Wassergehaltes der Erdstoffe zwischen der minimalen Wasserkapazität und dem lentokapillaren Punkt unter dem Einfluß der osmotischen Kräfte.

Das Verhältnis von Wasserbeweglichkeit und Durchlässigkeit formuliert VAGELER (1932) wie folgt: „Bei qualitativ gleicher Komplexbelegung steigt mit zunehmendem Dispersitätsgrad, also zunehmendem Tongehalt der Böden, die Wasserbeweglichkeit, während die Durchlässigkeit sinkt. Das gilt aber nur so lange, als sich der Einfluß grober Komponenten durch Schaffung von den Hydrathüllen nicht ganz ausgefüllter Hohlräume zwischen den Teilchen noch bemerkbar macht. In Systemen besonderer Sorptionsstärke und damit im allgemeinen hoher Dispersionsgrade, wie ausgesprochene Tone es sind, gehen dagegen, da beide nur noch durch die Komplexbelegungen beeinflußt werden, Durchlässigkeit und Wasserbeweglichkeit parallel.“ Von weiteren hierher gehörenden Kennwerten des Wasseranlagerungsbestrebens des trockenen Erdstoffes sind ergänzend zu nennen: die Hygroskopazität  $H$ , nach MITCHERLICH, die minimale Wasserkapazität  $C_{\min}$  und für den Vergleich von Erdstoffen unter gleichen gut reproduzierbaren Bedingungen auch die Wasseraufnahme  $w_E$  im ENSLINGER-Gerät.

Nach DARCY ist bei laminarer Durchströmung von Sanden und Kiesen die Wassermenge  $Q$ , die in der Zeit  $t$  durch die Filterfläche  $F$  eines Grundwasserleiters der Länge  $l$  hindurchgeht, proportional dem Druckgefälle  $J$  und dem Beiwert der Wasserdurchlässigkeit  $k$ :

$$v_F = \frac{Q}{F \cdot t} = k \cdot J \quad \text{L Z}^{-1} \quad (11)$$

Da es üblich ist, mit dem vollen Querschnitt  $F$  der Filterfläche zu rechnen, das Wasser aber nur durch die Poren dringen kann, muß die wirkliche Grundwassergeschwindigkeit  $v_r$  größer sein als die scheinbare  $v_F$ . Das Verhältnis der scheinbaren zur wahren Grundwassergeschwindigkeit ergibt das spannungsfreie Porenvolumen  $n^*$ :

$$n^* = v_F/v_r$$

Die verschiedenen Abänderungen der DARCYschen Formel z. B. nach ZUNKER (1930), SMREKER (1878, 1915) und FORCHHEIMER (PANAYOTIS 1940) ändern nichts an der grundsätzlichen Meßmethodik; auf ihre Diskussion kann deswegen verzichtet werden. Aus dem schlecht determinierten Mechanismus der Bewegung des Wassers durch das Erdstofffilter folgt, daß die Bemühungen, die Wasserdurchlässigkeit allein aus der wirksamen Korngröße gleicher Oberfläche zu berechnen, erfolglos bleiben müssen. Den einschlägigen Formeln kommt daher nur empirische Bedeutung für einen sehr engen Korngrößenbereich zu, in dem die Wassersorption keine Rolle spielt.

Die kapillare Steiggeschwindigkeit läßt sich an der lotrecht oder horizontal fortschreitenden Durchfeuchtung einer im Wasser liegenden oder stehenden trockenen Bodenprobe messen. Nach DARCY gilt auch hier  $v_K = k J$ .

Wichtiger für Baugrundfragen ist u. U. die zusätzliche Pressung auf das Korngerüst aus dem Gewicht des kapillar gehobenen Wassers, d. h. der Kapillardruck  $p_K$ . Bezeichnet  $s$  die Oberflächenspannung des Wassers, die tangential auf die Längeneinheit wirkt (in kg/cm), und  $r$  den Radius der Kapillaren, so wird die Tragkraft des Meniskus  $2 \pi r s$ ; sie ist gleich dem Gewicht der Wassersäule des kapillar gehobenen Wassers  $H_K r^2 \pi \gamma_w$ .

Daraus folgt für die kapillare, durch die Tragkraft der Menisken gegebene Steighöhe:

$$H_K = 2 \frac{s}{\text{kg/cm}} \frac{\text{cm}}{r} \frac{\text{g/cm}^3}{\gamma_w} = 0,15 \frac{\text{cm}}{r} \quad \text{cm.} \quad (12)$$

Der Kapillardruck  $p_K$  wird

$$\frac{2s}{\text{kg/cm}} \frac{\text{cm}}{r} = 0,15 \frac{\text{cm}}{r} \quad \text{g/cm}^2. \quad (13)$$

Die scheinbar einfache Abhängigkeit hydrokinetischer Kennziffern von der Struktur des Untergrundes kann nicht darüber hinwegtäuschen, daß die Proportionalitätsfaktoren das Ergebnis unübersichtlicher Zustandsänderungen des polydispersen Systems sind. Ein mittlerer Radius  $r$  der Kapillaren eines Erdstoffs ist nicht zu errechnen, auch nicht aus der wirksamen Korngröße. Die Messungen von  $H_K$  liefern deswegen für Erdstoffe gleicher Körnung oft ohne ersichtliche Gründe sehr von einander abweichende Werte, die wenig über der Genauigkeit von Schätzungen stehen.

Weder der kapillare Wasseraufstieg, also die Wasserbeweglichkeit, noch das Fließen des Wassers unter dem Einfluß der Gravitation oder des hydrostatischen Druckes, also die Wasserdurchlässigkeit des Bodens, lassen sich so mit Erfolg in theoretisch ableitbaren Formeln erfassen. Sie müßten „dem ständig beim Durchfluß sich ändernden spannungsfreien Porenvolumen, in welchem allein das Wasser sich unter dem Einfluß der Gravitation bewegen kann, Rechnung tragen, d. h. einer beim Fließvorgang selbst variablen Größe, die sich in jedem Boden bei jeder Art Wasser, d. h. bei jedem verschiedenen Elektrolytgehalt des Wassers anders gestaltet“ (VAGELER 1932). Um so wichtiger ist es, die Durchlässigkeit des Bodens und nach Möglichkeit auch seine Wasserbeweglichkeit (bzw. die Tragkraft der Menisken) in natürlicher Lagerung zu messen.

## Messung der Zustandsänderungen

## Laboratoriumsmessungen (Normalversuche)

Abgesehen vom dreiaxialen Druckversuch, der eine nicht immer vorhandene Apparatur erfordert, sind die weitaus wichtigsten Versuche im Laboratorium zur Voraussage des bautechnischen Verhaltens der Erdstoffe der Zusammendrückungsversuch und der Scherversuch bei behinderter Seitenausdehnung. Allein der Zusammendrückungsversuch liefert genaue Werte für die Steife des Erdstoffes bei behinderter Seitenausdehnung und erlaubt für bindige Erdstoffe die Ermittlung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes. Aus den Scherversuchen bei behinderter oder teilweise behinderter Seitenausdehnung können die innere Reibung und Haftfestigkeit genau gefunden werden.

Die Probe wird beispielsweise nach HVORSLEV (1937) zur Ermittlung des Reibungsbeiwertes und Kohäsionsbeiwertes im Zustand der Fließgrenze eingebaut, stufenweise bis  $p_1$  vorbelastet und die Zustandskonsolidierung abgewartet. Darauf wird auf  $p_N < p_1$  entlastet und wiederum die Konsolidierung abgewartet. Dann gilt  $\sigma = p_N$ ;  $p_w = 0$ . Jetzt wird die Scherkraft sehr langsam von Null bis zum Bruch gesteigert. Unmittelbar nach Eintritt der Gleitung wird an einer Teilprobe aus der Scherzone der Wassergehalt und daraus die Porenziffer beim Abschern bestimmt. Aus dem Hauptast des Druckporenzifferdiagramms kann für diese Porenziffer der äquivalente Verdichtungsdruck  $\sigma_e$  entnommen werden. Aus Glg. 8 folgt:

$$p_r/\sigma_e = \kappa + p_N/\sigma_e \operatorname{tg} \rho \quad (14)$$

$p_r/\sigma_e$  ist eine Gerade, die auf der Ordinate den Kohäsions-Beiwert  $\kappa$  abschneidet und mit der Abszisse den Winkel  $\rho$  einschließt.

Für Sand, — er kann gestört in die Scherbüchsen des zweiaxialen Scherapparates eingebaut werden, — vereinfacht sich der Versuch, da keine Kohäsion auftritt. Die Scherfestigkeit ist eine Gerade durch den Koordinatenanfangspunkt:

$$p_r = p_N \operatorname{tg} \rho_0 \quad (15)$$

Ungestörte Tonproben können kurz nach der Entnahme mit der natürlichen Porenziffer in die Scherbüchsen eingebaut werden. Man erhält dann im Schnellversuch mit praktisch ausreichender Genauigkeit den Winkel der inneren Reibung  $\rho_r$  sowie den Winkel  $\rho_s$  der Kohäsion des ungestörten Materials nach der Bruchbedingung von KREY-TIEDEMANN. Nach OHDE entsprechen die so gemessenen Kennwerte sogar besser den Eigenschaften des Erdstoffes in natürlicher Lagerung als die nach dem Vorschlag von HVORSLEV ermittelten Werte. Die COULOMBSche Bruchbedingung (Glg. 9) und die KREY-TIEDEMANNsche Bruchbedingung (Glg. 10) gelten nur für den Fall, daß bei allen Belastungs- und Entlastungsstufen in normaler und tangentialer Richtung die Konsolidierung abgewartet wird, damit der Porenwasserdruck Null ist; — oder für den Fall, daß nach der Konsolidierung unter der lotrechten Last die Scherkraft von Null bis zum Bruch so rasch gesteigert wird, daß die Porenziffer während dieses Vorgangs praktisch unverändert bleibt. Auf letztere Möglichkeit kann mit Vorteil bei Messungen im Felde in ungestörter Lagerung zurückgegriffen werden.

Bei allen genannten Verschiebungsmessungen  $s_t(p)$  wird die Zeit  $t$  der Ablesung und des Fortschreitens im Versuch mehr oder minder willkürlich gewählt. Den Messungen haften dadurch subjektive Fehler an. Nach jeder Bruchbedingung wird außerdem die Scherfestigkeit auch deswegen nur genähert bestimmt, weil die zeitliche Änderung aller Zustandsparameter durch die Zeitabhängigkeit der Porenziffer allein ersetzt wird. Ob der Einfluß des Wasserbindevermögens der Erdstoffe damit jedesmal voll erfaßt

ist, muß offenbleiben. Wie weit die üblichen Versuchsbedingungen mit der Wirklichkeit übereinstimmen, wird nur durch Vergleich von Scherversuchen in ungestörter Lagerung mit Scherversuchen im Laboratorium an Proben des Erdstoffes im gleichen Zustand nachzuweisen sein.

Der Zusammendrückungsversuch bei behinderter Seitenausdehnung liefert die Steifeziffer  $E$  oder den Elastizitätsmodul  $M_E$  des eingebauten Erdstoffes bei behinderter Seitenausdehnung aus der Kurve  $s(p)$ . Seine Durchführung ist soweit durch Überkommen geregelt, daß sie normungsreif ist. Die Steifeziffer aus dem Versuch ist nicht ohne weiteres gleich der Steife der Untergrundschicht, aus der die Probe stammt. Allgemein ist die Steifeziffer  $E'$  des Baugrundes mit Seitenausdehnung (Querdeformation) unter dem Seitendruck  $p$ :

$$E' = E m^2 / (m^2 - 1) \quad (m = \text{Poissonsche Querdehnungszahl}).$$

Bei behinderter Seitenausdehnung ist  $m = \infty$ , also eindeutig festgelegt. Bei allen Belastungen mit unbehinderter Seitenausdehnung nimmt  $m$  einen Wert zwischen 1 und  $\infty$  an, der nur abzuschätzen ist. Dieser Umstand gibt dem Zusammendrückungsversuch bei behinderter Seitenausdehnung im Laboratorium seine Überlegenheit gegenüber den Probelastungen im Gelände. Hinzu kommt, daß durch die bekannte, geringe Probenhöhe beim Zusammendrückungsversuch mit behinderter Seitenausdehnung im Laboratorium auch die bei Probelastungen im Gelände nur abzuschätzende Druckverteilung nach der Tiefe eindeutig festliegt. Bei behinderter Seitenausdehnung hängt die Druckverteilung mehr von der Größe und Form der Belastungsfläche als vom Charakter der Erdstoffe ab, da der mit ihm veränderliche Winkel der Lastausbreitung sich nicht mehr frei einstellen kann.

Wenn die Steifeziffer in natürlicher Lagerung gemessen werden soll, muß also danach getrachtet werden, die Seitenausdehnung zu verhindern und bei allen Messungen gleiche Belastungsflächen anzuwenden.

Der Zusammendrückungsversuch zur Ermittlung der Drucksetzung erfordert nur eine gestörte Probe, was nicht ausschließt, daß im Einzelfall bei bindigen Erdstoffen eine ungestörte Probe mit dem ausgeglichenen Porenwasserdruck des Erdstoffes in natürlicher Lagerung zweckmäßiger sein kann, z. B. dann, wenn gleichzeitig mit der Zusammendrückung aus den Kurven der Zeitsetzung  $s(t)$  oder  $\varepsilon(t)$  nach TERZAGHI-FRÖHLICH der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  errechnet werden soll.

Das Druckporenzifferdiagramm für Sand muß an einer gestörten Probe gemessen werden, da keine Möglichkeit besteht, den Sand ungestört in die Apparatur einzubauen. Der Versuch an gestörten Proben ist auch ausreichend, da keine Kohäsion auftritt.

Die Messung der Filtergeschwindigkeit erfordert in jedem Falle eine ungestörte Probe des Mehrphasensystems. Aber gerade hier ist die Forderung, nur die ungestörte Probe zu vermessen, nie erfüllt. Denn selbst, wenn es gelingt, eine Probe einzubauen, die vom Aufschluß bis ins Laboratorium ihre natürliche Struktur behalten hat, wird doch bei der Messung das Wasser der Probe durch das Wasser im Laboratorium ersetzt. Damit wird eine Phase des Systems willkürlich verändert. Das ist ein Kardinalfehler, der dadurch, daß er allgemein üblich ist, nicht geringer wird. Allerdings ist keine Möglichkeit erkennbar, ihn zu vermeiden. Die Entnahme von Grundwasser für den Versuch ist unmöglich und besonders bei bindigem Material, das unter Umständen kaum tropfbares Wasser abgibt, absurd.

Außer der Verwendung systemfremden Wassers unterlaufen bei der Messung der Durchlässigkeit oder der kapillaren Wasserbewegung noch zahlreiche andere Ver-

nachlässigungen in situ gegebener Umstände, oder werden bewußt hingenommen, weil sie im Hinblick auf das insgesamt fragwürdig und schwer reproduzierbar scheinende Meßergebnis als vernachlässigbar angesehen werden. Ob der Wasserdurchtritt bei der Messung genau in der selben Richtung zum Korngerüst erfolgt wie in der Natur, ob die Temperatur bei der Messung gegenüber der natürlichen Lagerung um einige Grade differiert, ob die Zähigkeit der Flüssigkeit dadurch eine andere ist, ob die Porenziffer genau dem Druck entspricht, den die ungestörte Probe unter den natürlichen Verhältnissen erfährt, ob das Gefälle bei der Messung oft ein Vielfaches des tatsächlichen ist, ob das Wasser der Messung mehr oder minder lufthaltig ist, ob sich an der Oberfläche eine Filterhaut über der Bodenprobe bildet und anderes mehr, mag im Einzelfall unerheblich sein, — die Summe der Fehler durch Vernachlässigung oder ungenügende Berücksichtigung aller dieser Einzeleinflüsse geht in das Meßergebnis ein und verfälscht es unter Umständen erheblich.

#### Feldversuche (Punktförmige Geländeuntersuchungen)

Unter Feldmethoden sollen mit SCHULTZE & MUSS (1950) die Versuche zur punktförmigen Geländeuntersuchung verstanden werden, die Aussagen über bautechnische und hydrokinetische Eigenschaften des Untergrundes erlauben. Die geophysikalischen, seismographischen und sonstigen Methoden der flächenhaften Untergrunderkundung brauchen nicht erörtert zu werden, da ein Bodenprüfgerät für die Punktierung des Untergrundes, wie sie für lokal begrenzte Bauvorhaben erforderlich ist, entwickelt werden soll.

Zu den Feldmethoden zur Punktierung des Untergrundes gehören Drucksondierungen, Probelastungen der Baugruben- und Bohrlochsohle, Wasserdurchlässigkeits- oder Grundwasserergiebigkeitsmessungen, Bestimmungen des Porenwasserdruckes und eine Reihe weiterer Beurteilungsverfahren, beispielsweise für die Gewinnungsfestigkeit und den Lösungsaufwand von Lockergesteinen.

Bei den Drucksondierungen wird aus dem Eindringungswiderstand einer meist kegelförmigen Spitze, die an der Basis einen etwas größeren Durchmesser hat als der zur Druckübertragung dienende Schaft, damit der Spitzenwiderstand ohne die Mantelreibung gemessen werden kann, auf die Tragfähigkeit des Untergrundes geschlossen. Alle Drucksondierungen liefern Ergebnisse, die bei sorgfältiger Registrierung der Spitzenwiderstände einen guten Vergleich der Untergrunddiagramme für die einzelnen Sondierungen erlauben — aber nicht mehr. Springt beispielsweise der Spitzenwiderstand auf einen sehr viel größeren oder kleineren Wert, so darf man mit Recht annehmen, die Grenzfläche zwischen zwei in der Tragfähigkeit stark voneinander abweichenden Schichten durchstoßen zu haben. Durch geschickte Konstruktion der Sonden kann man beim Einpressen oder Einrammen Mantel und Spitze getrennt in den Untergrund vortreiben. Die Rammimpulse, Einpreßdrücke und die zum Ziehen der Sonden benötigten Kräfte werden gemessen. So gelingt es, brauchbare Aussagen über das Verhältnis von Spitzenwiderstand und Mantelreibung zu machen, die sich auf Fundamentpfähle übertragen lassen.

Lotrechte Belastungen einer (stets gleichen) Platte im Bohrloch liefern ebenfalls untereinander vergleichbare Werte zur Beurteilung der Tragfähigkeit verschiedener Schichten. Sie gleichen Pfahlsondierungen, weil die Belastungsfläche bei dieser Art der Untergrundprüfung im Gelände im allgemeinen klein bleiben muß gegenüber der Fundamentpressungsfläche der Bauwerke. Die Einsenkungen von Lastflächen, die alle mit dem gleichen spezifischen Druck belastet werden, nehmen aber zunächst mit

größer werdender Fläche ab. Bei einer bestimmten Flächengröße (etwa 800 qcm) haben die Kurven mit gleichem spezifischen Druck ein Minimum und steigen dann langsam wieder an. Die Erklärung dieser Erscheinung liegt in der Tiefenwirkung kleiner Lastflächen, die den Druck in Form einer spitzen Lastzwiebel auf den Untergrund übertragen. Mit größer werdender Fläche wird diese Lastzwiebel breiter. Wächst der Durchmesser der Lastfläche aber noch weiter an, so reichen die von der Lastfläche ausgehenden Isobaren in größere Tiefen des Untergrundes, beanspruchen also eine bzw. mehrere Schichten größerer Dicke. Diese nicht zu umgehende Erscheinung ist der Grund, warum Probelastungen mit kleiner Lastfläche außerordentlich schwer Rückschlüsse auf die wirklichen Belastungsverhältnisse erlauben. Es gibt in der Bodenphysik kein Modellgesetz für die Übertragung der Ergebnisse von Belastungsversuchen auf das Festigkeitsverhalten des Bauwerkes, das auf den Untergrund spezifische Pressungen gleicher Größe überträgt. Abgesehen von diesem Einfluß der Flächengröße spielt die Form der Lastfläche eine nicht zu unterschätzende Rolle. Fundamente mit quadratischem oder kreisförmigem Grundriß setzen sich weniger als Fundamente mit rechteckiger Grundfläche und diese sich weniger als Streifenfundamente.

Bei lotrechten Belastungen im Bohrloch sollte man stets eine Lastfläche in der Nähe des Umkehrpunktes der erwähnten Einsenkungskurven benutzen. Das ist aber in den seltensten Fällen möglich. Man belastet also an einer nicht bekannten Stelle des schnell abfallenden Kurvenastes. Die Ergebnisse der Belastungen im Bohrloch haben deswegen nur Vergleichswert. Ihr Nutzen wird außerdem dadurch herabgesetzt, daß es bei den üblichen Bohrverfahren fast ausgeschlossen ist, eine ebene Bohrlochsohle herzustellen oder den Zustand der Sohle vor der Belastung überhaupt zu kontrollieren. Dazu kommt, daß sich der Boden unter der Belastung in merklichem Maß an den Rändern der Lastplatte zwischen Bohrlochwandung und Platte hochquetscht, eine Erscheinung, die selbstverständlich auch bei Probelastungen mit größeren Flächen auftritt aber nicht so stark ins Gewicht fällt.

Die waagrechte Belastung im Bohrloch hat demgegenüber trotz der gewölbeartigen Verspannung der Bohrlochwandungen eine Reihe von Vorteilen. Vor allem kann man die gegenüberliegende Wandung als Abstützung verwenden und spart dadurch eine Verankerung oder Belastung mit Gegengewichten. Aber die Vorteile seitlicher Abdrückung der Bohrlochwandung, sei es mit einer einfachen hydraulischen Presse, dem Seitendruckapparat von KÖGLER oder dem Gerät von BLATTER & LANGER (vgl. SCHULTZE & MUSS 1950), werden zum Teil illusorisch, weil die Steife des Untergrundes richtungsabhängig ist. Aus der Einsenkung in waagrechter Richtung kann also nur mit Einschränkung auf die für Gründungen maßgebende Steifigkeit der Untergrundschicht in lotrechter Richtung geschlossen werden.

Die Belastung mit Hilfe der KÖGLERSchen Gummiblase paßt sich den Unebenheiten der Bohrlochwandungen besser an als eine Stempelbelastung. Die Länge der Gummiblase dürfte gleichzeitig zu einer für viele Zwecke erwünschten Mittelbildung über die belanglosen Abweichungen der Steife innerhalb einer Schicht führen.

Bei Probelastungen auf der Baugrubensohle sollte die Lastfläche zur Ausschaltung der Pfahlwirkung nicht unter einem halben Meter Durchmesser haben. Probelastungen sind bei homogenem Untergrund sinnvoller als bei inhomogener Schichtung. Aber auch bei völlig gleichmäßiger Lagerung wird die Übertragung der Versuchsergebnisse auf die wirklichen Verhältnisse immer von subjektiven Auffassungen, beispielsweise über die Zeit, nach der die einzelnen Einsenkungen unter einer bestimmten Last gemessen werden, abhängen.

Bei der Auswertung einer Drucksetzungslinie bei unbehinderter Seitenausdehnung erkennt man nur schlecht den Proportionalitätspunkt, bis zu dem das HOOKEsche Gesetz gültig betrachtet wird, weil die Neigungszunahme der Kurve sehr allmählich erfolgt. Dieselbe Schwierigkeit taucht bei der Bestimmung der Grenzbelastung, d. h. der Bruchspannung, auf, der sich  $s_c(p)$  asymptotisch nähert. Man kann also selbst bei homogenem Untergrund nur angenäherte Werte ermitteln, mit denen es gelingt, die zulässige Bodenpressung oder die Bettungsziffer zu errechnen.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit durch Feldversuche hat CARLSON (1948) ein Gerät vorgeschlagen, bei dem die Bohrlochsohle auf Torsion beansprucht und abgeschert wird. Die lotrechte Belastung und die Torsionskraft werden von Hand aufgebracht. Gemessen wird außer dem Scherweg nur die Torsionskraft, und zwar durch eine Feder, die sich in der Sekante des Kreissektors spannt, über den der Torsionslasthebel bewegt wird.

Die Messung der Wasserdurchlässigkeit, d. i. die Filtrationsgeschwindigkeit oder Filtergeschwindigkeit, kann im Gelände auf verschiedenem Wege erfolgen. Pumpversuche liefern in jedem Falle erwünschte Mittelwerte über die Filtereigenschaften des Untergrundes in seiner Erstreckung nach Tiefe und Fläche. Sie erfordern aber einen großen Betriebsaufwand und mehrere Bohrungen. Das gilt — mit Einschränkung — auch für die Messung der Zunahme der Salzkonzentration im Wasser eines Beobachtungsloches auf Grund der Salzzugabe in einem Einführungsloch. Beim Pumpversuch müssen zur Messung der Absenkungskurve in der Nähe des Brunnens Beobachtungsrohre gesetzt werden. Es muß lange Zeit gepumpt werden. Die Eindringtiefe der Bohrung in den Grundwasserleiter muß genau bekannt sein usw. Obgleich also aus dem Pumpversuch genaue Werte der Filtergeschwindigkeit bzw. des Beiwertes  $k$  der Wasserdurchlässigkeit oder der Ergiebigkeit des Brunnens errechnet werden können — sofern sich ein stetiger paraboloider Absenkungstrichter bildet — bleibt doch der Wunsch nach einfacherer und besser lokalisierbarer, d. h. punktförmiger Messung des Beiwertes  $k$  offen.

Die Messung der Versickerungsgeschwindigkeit mit Hilfe eines Sickerrohres (BENDEL 1933, DISERENS 1934, KHAFAGI 1944), ein Verfahren, das von Schweizer Ingenieuren vor allem für kulturtechnische Messungen erprobt wurde, ist einfach zu handhaben, hat aber auch Nachteile. Das Sondenrohr kann nur bis in flache Tiefen ohne besondere Vorrichtung eingebracht (gerammt) werden. Das Verfahren arbeitet bereits hier mit überhöhtem Gefälle. Für Baugrunderkundungen müßte das Gefälle noch mehr verstärkt werden. Aus zahlreichen Versuchen hat sich aber nach Auffassung der meisten Bearbeiter dieser Probleme ergeben, daß das DARCYsche Gesetz in erster Linie für kleine Gefälle und kleine Geschwindigkeiten (wie sie im Grundwasserleiter vorliegen) mit hoher Genauigkeit zutrifft. Außerdem wird das Sondenrohr mit phasen-fremdem Wasser aufgefüllt, dessen Luft- und Elektrolytgehalt, Temperatur und Zähigkeit usw. mit den Eigenschaften und der Wirkung des „ungestörten“ Wassers des Systems nicht übereinstimmen.

Die Filtergeschwindigkeit in lotrechter Richtung und die Wasserbeweglichkeit können noch weniger als die Filtergeschwindigkeit in Richtung des Grundwassergefälles mit einiger Aussicht auf Erfolg im Laboratorium bestimmt oder aus anderen Bodenkennziffern errechnet werden. Auch ihre Feststellung im Felde stößt auf Schwierigkeiten, die bis jetzt noch nicht überwunden wurden. Die Feldmessung dieser Größen mit geringem Aufwand bleibt daher erstrebenswert.

Für die Messung des Porenwasserdruckes, des pH-Wertes und der Temperatur des Bodenwassers, der Sickerwasserströmung durch Aufschüttungen, Trümmernmassen

und Dämme und andere Messungen im Felde, die für Spezialuntersuchungen notwendig und erwünscht sind, braucht ein Bodenprüfgerät, das für die Baugrundbeurteilung entwickelt wird, zunächst nicht ausgelegt zu werden. Es soll bei der Geländeerkundung vor dem Bau und für allgemeine ingenieurgeologische Forschungen eingesetzt werden. Die genannten Messungen, z. B. die Setzungsbeobachtungen an fertigen Bauten, die Messung der Durchlässigkeit von Talsperren und ähnliche Ingenieuraufgaben sind aber im wesentlichen nach Errichtung des Bauwerks auszuführen, oder es stehen während des Baus entsprechend dem Umfang der Aufgabe andere Mittel zur Verfügung.

### Qualitative Prüfungen

Bisher wurde nur von der Messung der Erdstoffeigenschaften gesprochen. Kennziffern allein garantieren aber noch nicht einen bestimmten und ausreichenden Genauigkeitsgrad. Viele Meßverfahren liefern keine absoluten Werte, sondern Maßzahlen, die nur unter ganz genau bekannten Bedingungen mit Maßzahlen anderer Messungen unter ähnlichen oder gleichen Bedingungen verglichen werden können. Solche relativen Angaben sind von manchen quantitativen Aussagen oft weiter entfernt als rein qualitative Beurteilungen, ein Umstand, der gelegentlich als Vorwand einer abschätzigen Kritik der ‚zahlensüchtigen‘ Bodenphysik auftaucht.

Die eingangs betonte Notwendigkeit ziffernmäßiger Angabe der Erdstoffeigenschaften soll keineswegs die Bedeutung qualitativer Prüfmethoden schmälern. Sie spielen mit Recht in der Praxis eine große Rolle. Der Ingenieurgeologe oder Erdbaumechaniker, der qualitative Prüfungen gering achtet, straft sich selbst durch die Mühe, die er sich macht, offensichtliche Eigenschaften erst aus Messungen abzuleiten. Außerdem ist es immer vorteilhaft, die mögliche Schwankungsbreite von Messungen vorher abzuschätzen und durch die Messung zu kontrollieren.

An der qualitativen Prüfung einer Erdstoffprobe sind alle fünf Sinne beteiligt; aber nicht alle Sinneswahrnehmungen sind gleich produktiv an eindeutigen Aussagen. Das, was man an Ort und Stelle sieht, bringt am meisten voran. Bei allen Störungen des Systems registriert das Auge Zustandsänderungen, die Rückschlüsse auf die Eigenschaften erlauben.

Die kleinen Störungsmöglichkeiten sind sehr vielfältig und reichen vom Drücken, Reiben, Rollen, Schütteln, Ritzen, Fallenlassen, Ziehen, Anhauchen und Beträufeln mit Salzsäure bis zur abgekürzten qualitativen chemischen Analyse der Festsubstanz und des Wassers. Den ungestörten Zustand kann man sehen, in geringerem Maß auch riechen oder schmecken. Beim Fühlen, sei es zwischen den Fingerkuppen, zwischen den Zähnen oder auf der Zunge nimmt man den Zustand bereits durch mehr oder minder bewußte Störung wahr. Auch wenn man etwas hört, z. B. das Knirschen von Sand oder Kies beim Bohren, muß bereits eine Störung des Systems vorausgegangen sein.

Was VAGELER (1932) in der landwirtschaftlichen Bodenkunde als ‚Suggestion der Örtlichkeit‘ bezeichnet, die allein geeignet sei, bewährte und anerkannte Sachverständige vor einer Fehlbeurteilung von Bodenproben zu bewahren, gilt in erhöhtem Maße für die ingenieurgeologische Beurteilung von Erdstoffproben. Man sollte qualitative Prüfmethoden zur Abrundung einer Untergrunderkundung, zur Aufstellung eines rationellen Versuchsprogramms und zur schnelleren Ermittlung der notwendigen Kennziffern nur heranziehen, wenn sie am Ort während der Aufschlußarbeiten vorgenommen wurden. Selbst bei sorgfältigster Entnahme, Bezeichnung, Verpackung und Einsendung von Proben lassen sich Fehler, Verwechslungen und Veränderungen

durch Austrocknen, Farbumschlag, Einrüttelung und anderes mehr nicht vermeiden. Wahrnehmungen im Gelände, z. B. über Kriecherscheinungen eines Hanges, über mögliche Störungen von Schleichsandschichten infolge späterer Geländedenutzung und über viele andere Dinge, können durch Protokolle, mündliche Berichterstattung und Kartenstudium nicht ersetzt werden.

Einer Suggestion des Ortes möchte man es zuschreiben, daß erfahrungsgemäß Baugrundbeurteilungen ohne Ortsbegehung, also ohne Möglichkeit zur qualitativen Beurteilung aller Umstände, sowohl für den Gutachter, wie für den Bauplaner, die Bauleitung und die Bauausführenden unbefriedigend bleiben. Der Sachverständige kann sich nicht ganz von dem Gefühl frei machen, daß die Gewährsmänner, die ihm Unterlagen und Proben geliefert haben, doch da oder dort einen wesentlichen Punkt übersehen haben könnten. Die Untersuchung hätte dann unter Umständen eine andere Richtung einschlagen müssen. Die Zahl der Versuche wäre vielleicht einzuschränken gewesen. In jedem Fall hätten die Aussagen an Bestimmtheit und Überzeugungskraft gewonnen. Dem Bauplaner entgeht keine Unbestimmtheit des Urteils, da er mit Recht von einem Gutachten eindeutige Antworten erwartet. Um so leichter wird er zum Glauben neigen, mit den verantwortungsvoll formulierten Schlußfolgerungen eines Gutachtens, das ohne persönliche Ortskenntnis abgegeben werden mußte, „nichts anfangen“ zu können. Der Bauausführende wird oft bereits beim Aushub der Baugrube auf irgendwelche Besonderheiten des Untergrundes stoße, die bei der Abfassung des Gutachtens nicht bekannt waren. Auch er zweifelt dann leicht an der Unabdingbarkeit unbequemer Schlüsse aus der bodenphysikalischen Untersuchung.

## Entnahme ungestörter Erdstoffproben

### Übliche Probennehmer

Die Aufgabe, aus einer ungestörten Schicht des Untergrundes eine Erdstoffprobe so zu entnehmen, daß ihre Struktur und ihr Wassergehalt erhalten bleiben, macht Schwierigkeiten, die mit dem Charakter des Erdstoffes wechseln. Bindige Erdstoffproben bleiben im Entnahmestutzen haften, erfordern aber die Lösung ihres inneren Zusammenhaltes mit dem gewachsenen Boden. Rollige Lockergesteine ändern unter irgendeiner Störung, also auch beim Eintreiben eines Entnahmestutzens, leicht ihre Struktur und fließen beim Ziehen aus den Probennehmern aus. In steifem Ton oder zähem Lehm können bestimmte Volumina, z. B. Würfel, mit dem Spaten ausgestochen werden. So liegt es nahe, die rolligen Lockergesteine zum Zweck der Entnahme ungestörter Proben durch Chemikalien oder Gefrierlösungen künstlich kohäsiv zu machen. Das hat aber nur solange Sinn als die Korndurchmesser im Vergleich zu den Abstichflächen klein bleiben und glatte Wände herzustellen sind. Die Verfestigung von Sand in einem bis zu einer gewissen Tiefe vorgetriebenen Bohrloch erfordert einen unvertretbaren Aufwand und macht nur in ganz besonderen Fällen den Entnahmestutzen entbehrlich. Selbst im Schürfloch ist es praktischer mit Entnahmestutzen zu arbeiten, da die gewonnenen Proben ohnedies gegen Strukturstörungen und Wasserverluste geschützt, verpackt und versandt werden müssen.

Zur Probengewinnung wird der stählerne Entnahmestutzen in den Untergrund eingetrieben. Die Luft im Stutzen muß entweichen können, damit der Probenkörper ohne Gegendruck eindringt. Die Probe im Stutzen muß vom Liegenden gelöst, und der Stutzen gleichzeitig unten verschlossen werden. Auch bei der Entnahme im Bohrloch sind durch konstruktive Mittel Ablösung der Probe und Verschluß des Stutzens zu bewirken.

Bindige Böden können selbst als Verschlußpfropfen wirken. Sie lassen sich deswegen mit Unterdruck von oben oder Überdruck von unten fördern (vgl. u. a. MÖHLMANN 1939). Bei Kies versagt auch das Druckluftgerät von SPOEREL (KAHL, MUHS & SPOEREL 1951), das bis zu Korngrößen von etwa 0,5 mm die sichere Entnahmen ungestörter Sandproben ermöglichen soll.

Ohne im einzelnen Vor- und Nachteile gegeneinander abzuwägen, kann man als kritischsten Punkt aller Entnahmeverfahren für rollige Sande die Herstellung eines sicheren unteren Verschlusses des in die ungestörte Schicht vorgetriebenen Entnahmestutzens nennen. Eine befriedigende Lösung dieses Problems liegt noch nicht vor.

Der mechanische Verschluß ist wegen der geringen Wandstärken der Stützen konstruktiv schwierig. Er bietet im allgemeinen auch wegen der bei der Betätigung des Verschlusses ausgelösten Kräfte und Bewegungen geringe Sicherheit gegen Erschütterungen und Einrütteln der Probe beim Kernem. Durch Unter- oder Überdruck kann reiner, trockener oder wassersatter Sand nicht im Stutzen festgehalten werden.

Das Einspritzen von chemischen Lösungen oder thixotropen Flüssigkeiten in den Probenkörper oder in die ganze Untergrundschicht verändert u. U. die Porosität. Bei Grobsand ist auf diesem Weg kein sicherer Verschluß zu erreichen. Damit sollen Wert und Anwendungsmöglichkeiten thixotroper Erscheinungen zur „auf einander folgenden Entnahme ungestörter Proben“ nicht bestritten werden. Nach LORENZ (1950) kann durch einen starken Spülstrom thixotroper Flüssigkeit, die durch schmale Schlitz gepeßt wird, die Probe abgeschnitten und durch den Spülstrom aufwärts gedrückt werden, wobei sie durch Ummantelung mit dem erwähnten Film sowohl vor mechanischer Beschädigung als auch gegen Wasserzunahme und -abgabe geschützt wird. „Auf diese Weise können selbst aus trockenen, sandigen oder kiesigen Böden ungestörte Proben entnommen werden.“ Eigene Versuche mit thixotropen Lösungen blieben erfolglos.

Der Gedanke, durch Gefrieren des Wassers im Boden eine Verfestigung zu erreichen, ist nicht neu (KOLLBRUNNER 1946 m. w. Lit.). Im Bergbau oder Brunnenbau sichert man Schachtwände, indem man Gefriersole in Sondenlöcher preßt oder in Rohren umlaufen läßt. Wenn man den Bereich um einen Sondenkopf ausfrieren will, muß man wegen des ungehinderten Kälteabflusses mit großen Kältemengen und langen Zeiten rechnen. Außerdem genügt ungerichtetes, allseitiges Ausfrieren bei schluffigen Erdstoffen nicht mehr der Forderung, die Struktur unverändert zu lassen, weil sich Eislinien bilden.

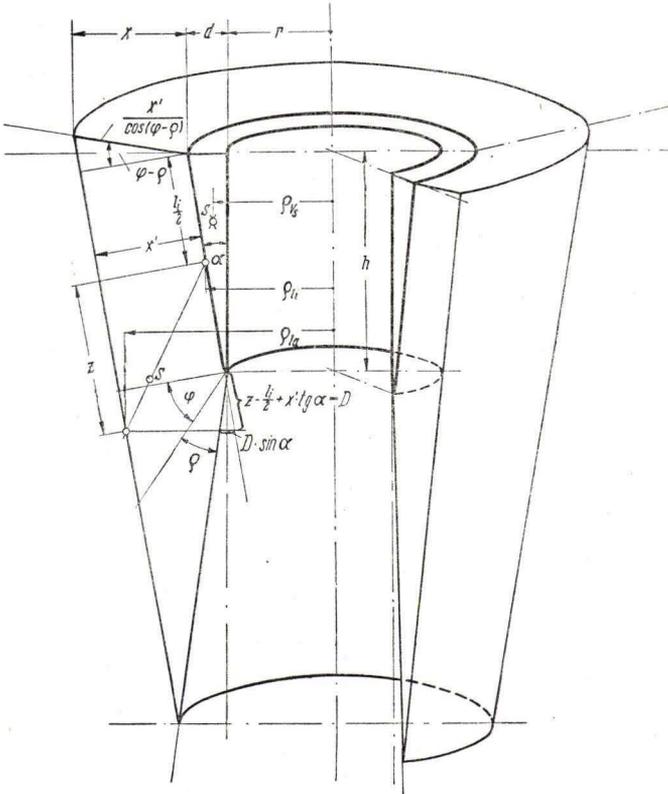
Es wurde deswegen versucht, nur eine schmale Scheibe des Probenkörpers, einen „Frostpfropfen“, auszufrieren; der Pfropfen sollte gerade so dick sein, daß er das Gewicht der Probe auch ohne die Wirkung eines Unterdruckes sicher im Stutzen halten kann. Diese Art der Kälteanwendung ließ gleichzeitig hoffen, aus dem unterschiedlichem Wassergehalt des Frostpfropfens und der übrigen Probe die Frostempfindlichkeit des Erdstoffes beurteilen zu können.

Die Kälte war so an den auszufrierenden Erdkörper heranzubringen, daß möglichst wenig Isolationsverluste auftreten können. Dazu mußte eine Wandstärke des Stutzens gewählt werden, die über dem üblichen Maß liegt.

Trotzdem durfte die unvermeidliche Störung der anstehenden Untergrundschicht, aus der die Probe gestanzt werden soll, nicht über den allgemein zulässig betrachteten Umfang hinausgehen. Es waren daher die Zusammenhänge zwischen Stutzenabmessungen, Einpreßdruck, Störbereich und Eindringungswiderstand zu untersuchen.

**Kraftbedarf und Störbereich beim Eintreiben von Hohlsonden**

Für den statischen Eindringungswiderstand von Entnahmestutzen und den Störbereich bei wachsender Wandstärke werden meistens keine oder nur unbestimmte Angaben gemacht, während über den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung von



$$x = \frac{x' \cos(\varphi - \rho - \alpha)}{\cos(\varphi - \rho)}$$

$$\begin{aligned} r & \\ d & \\ h & \\ \operatorname{tg} \alpha &= \frac{d}{h} \\ l_i &= \sqrt{d^2 + h^2} \\ \rho_{li} &= r + \frac{d}{2} \\ M_i &= 2\pi \cdot \rho_{li} \cdot l_i \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{li} &= r + \frac{d}{2}; \quad F_s = \frac{dh}{2} \\ V_s &= F_s \cdot 2\pi \rho_{li}; \quad z = \frac{x'}{2} [\operatorname{tg}(\varphi + \rho) + \operatorname{tg}(\varphi - \rho)] \\ l_a &= l_i + x' [\operatorname{tg}(\varphi + \rho) + \operatorname{tg}(\varphi - \rho)] \\ \rho_a &= r + \frac{x'}{\cos \alpha} - (z - \frac{l_i}{2} + x' \operatorname{tg} \alpha) \cdot \sin \alpha \\ M_a &= 2\pi \cdot \rho_a \cdot l_a \end{aligned}$$

Abb. 4. Störmantel um die Schneide eines Hohlpfahls beim Einpressen in das Erdreich.

Der Lochungswiderstand des Vollpfahls allein kann mit dem des spitzen Hohlpfahls nicht verglichen werden, da sich der Verdrängungsvorgang bei letzterem auf einen Verdichtungsmantel rings um die ganze Schneide verteilt.

Rammpfählen zahlreiche Arbeiten vorliegen (AGATZ 1946). Leider sind aber keine brauchbaren Beziehungen zwischen dem dynamischen Rammwiderstand und dem statischen Einpreßwiderstand bekannt.

Die Berechnung des statischen Einpreßwiderstandes eines Pfahls nach TERZAGHI (1925) geht von Annahmen über die Druckverteilung aus, die für einen Hohlpfahl mit angespitzter Schneide nicht mehr zutreffen. TERZAGHI berechnet die Tragfähigkeit des Vollpfahls als Summe der Widerstände aus dem Verdichtungsdruck unter der Pfahlspitze, aus dem Durchstanzen des Bodens mit dem Pfahlquerschnitt (Lochungswiderstand) und aus der Mantelreibung. Unter dem Entnahmestutzen bleibt die Verdichtung aus, wenn der Winkel der Schneide und die Einpreßgeschwindigkeit entsprechend klein gewählt werden. Die Mantelreibung kann u. U. auf einen geringen, oft zu vernachlässigenden Wert verringert werden.

Es wurde daher nach einer Lösung des Problems mit einer „dem Wesen des Verdrängungsvorgangs angemessenen Annahme über die Druckverteilung“ (TERZAGHI 1925) in einem durch die Stutzenachse gelegten Längsschnitt gesucht.

Für beliebige Winkel der Lastausbreitung  $\varphi \approx 45^\circ$ , beliebige Schneidenwinkel  $\alpha < 45^\circ$  und einen bestimmten Reibungswinkel  $\varrho$  des Erdstoffes gegen den Stahlstutzen<sup>7)</sup> erhält man als gepreßten Erdkörper rings um die Stutzenschneide nicht mehr einen oben und unten senkrecht zur Kegelachse abgeschnittenen Kegelstumpf, sondern einen Rotationskörper nach Abb. 4. Seine geometrischen Daten lassen sich mit Hilfe der GULDINSCHEN Regeln allgemein anschreiben (Abb. 4).

$P_D$  sei die Gestängekraft, die erforderlich ist, um die Stutzenschneide in der Tiefe  $z$  mit stetiger Geschwindigkeit in den Untergrund einzupressen. Die insgesamt erforderliche Gestängekraft  $\Sigma P_D$  enthält außerdem den Betrag  $P_{DM}$  für die innere und äußere Mantelreibung des Stutzens.

Auf ein sektorförmiges Element  $\Delta V_s$  der Schneide mit dem Mittelpunkswinkel  $\Delta\omega$  wirkt dann vom Gestängekraftanteil  $P_D$  auf  $\Delta V_s$  der Teil  $\Delta P_D = P_D \Delta\omega/2\pi$ . Der Keil  $\Delta V_s$  mit dem Winkel  $\alpha$  zerlegt diese Kraft  $\Delta P_D$  in  $\Delta P/\sin \alpha$  senkrecht zur äußeren und  $\Delta P/\operatorname{tg} \alpha$  senkrecht zur inneren Keilfläche.

Die Komponenten  $\Delta P/\operatorname{tg} \alpha$  sind alle radial zur Stutzenachse gerichtet und werden von der starren Stutzenkonstruktion aufgenommen. Ihre Summe  $\Sigma \Delta P/\operatorname{tg} \alpha$  ist gleich Null. Die Probe im Inneren des Stutzens erfährt also aus der Kraft  $P_D$  abgesehen von der Wandreibung aus dem Erddruck, die durch  $P_D$  ausgelöst wird, keine Beanspruchung. Die Komponenten  $\Delta P/\sin \alpha$  rufen beim Einpressen der Schneide eine der Bewegung entgegengerichtete Reibungskraft  $\Delta R$  hervor. Sie wirkt auf das Erdreich also in der Bewegungsrichtung des Stutzens ein. Die resultierende Kraft auf das äußere Erdreich infolge  $\Delta P$  wird dadurch  $\Delta P/\sin \alpha \cos \varrho$ . Sie entspricht einem Sohldruck der Schneide von:

$$p_i = \int_0^{2\pi} \frac{\Delta P_D}{\Delta M_1 \sin \alpha \cos \varrho} d\omega = \frac{P_D}{M_1 \sin \alpha \cos \varrho} \quad \text{KL}^{-2}. \quad (16)$$

Diesem Sohldruck  $p_i$  wirkt der Erdwiderstand  $p_E = \gamma_e z \lambda$  entgegen ( $\lambda < \lambda_0$ ;  $\lambda_0 =$  Ruhedruckziffer).

Das umgebende Erdreich wird also in Richtung  $\pi/2 - (\alpha + \varrho)$  von der Lotrechten mit  $p_i = p_i - p_E$  zusammengepreßt. Die Störzone reicht soweit, wie  $p_i \geq 0$  ist. Da der Druck proportional der Druckfläche abnimmt, gilt für den Druck  $p_a$  am äußeren Mantel des gestörten Erdkörpers:

$$\begin{aligned} p_a = p_E = M_1 p_i / M_a = \gamma_e z \lambda \quad \text{KL}^{-2} \quad \text{und} \\ M_a(x') = P_D / \sin \alpha \cos \varrho \gamma_e z \lambda \quad \text{L}^2 \end{aligned} \quad (17)$$

Man kann also  $M_a$  einmal als Funktion des Gestängekraftanteils  $P_D$  und einmal als Funktion des Abstandes  $x$  des äußeren vom inneren Mantel des Verdichtungskörpers auftragen (Abb. 5 u. 6, I. und II. Quadrant).

Es bleibt die Aufgabe, die notwendige Kraft abhängig von den Schneidenabmessungen und Bodenkennziffern anzugeben. Das gelingt mit Hilfe der statischen Bettungsziffer

$$C = \frac{p}{\text{kg/cm}^2} \frac{\text{cm}}{s} \quad \text{kg/cm}^3.$$

<sup>7)</sup> Als Mittelwert der Reibung von Erde gegen Stahl kann man  $\operatorname{tg} \varrho = 0,5$ ;  $\bar{\varrho} = 26,5^\circ$  annehmen.

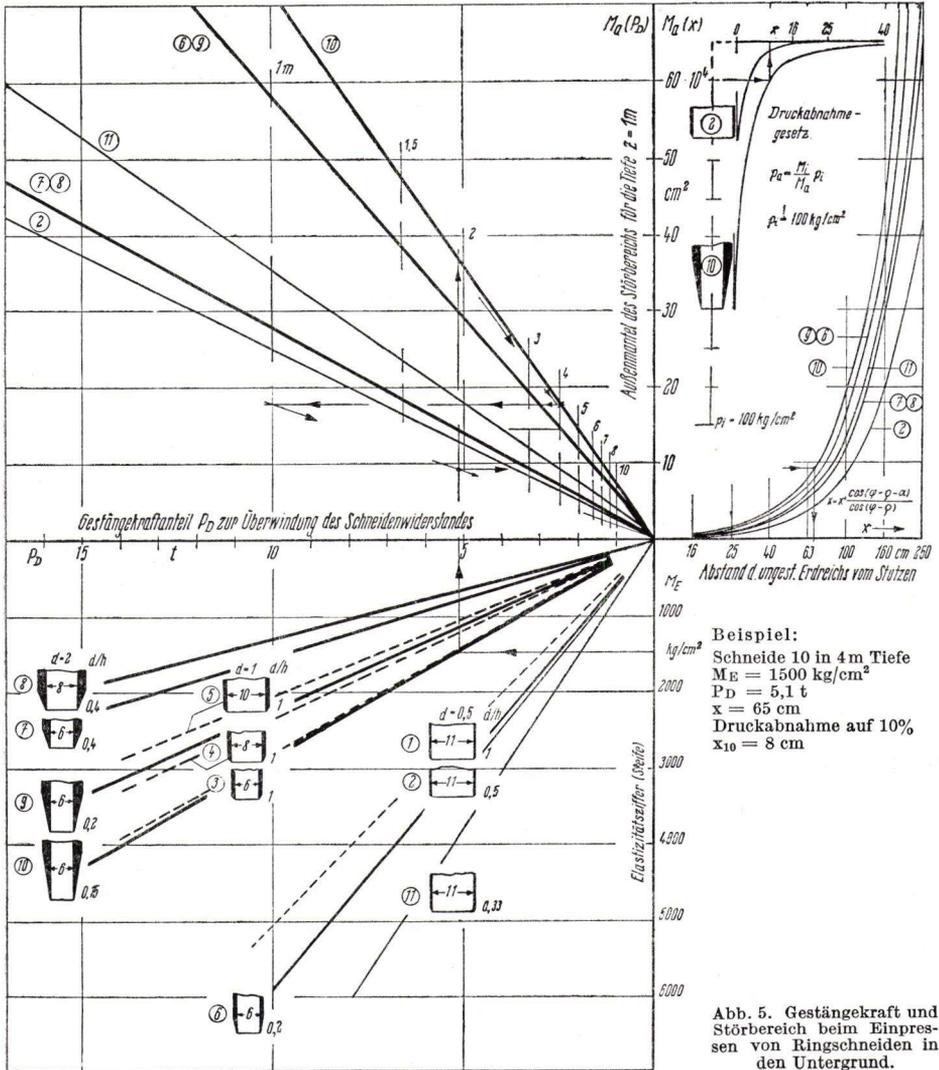


Abb. 5. Gestängkraft und Störbereich beim Einpressen von Ringschneiden in den Untergrund.

Elastizitätsmodul:  $M_E = V \left( \frac{P_D}{M_i} + \gamma_e \cdot z \cdot \lambda + k_s \right) (1 + \bar{\epsilon})$

$\approx (1 + \bar{\epsilon}) \frac{P_D}{M_i} = V (1 + \bar{\epsilon}) \frac{P_D \text{ cm}^2}{t M_i} \quad 10^3 \text{ kg/cm}^2$

	V	$\bar{\epsilon}$
Feiner Sand	100 ÷ 15	0,25 ÷ 0,85
Schluff	20 ÷ 15	0,25 ÷ 1,0
Schlick	20 ÷ 5	0,65 ÷ 9,0
Sandiger Ton	50 ÷ 15	0,25 ÷ 1,0
Ton	20 ÷ 1	0,25 ÷ >2

Nach BENDEL (1949) folgt aus den zahlreichen Belastungsproben zur Ermittlung der Bettungsziffer:

- „1. Geringe Setzungen unter einer belasteten Fläche wachsen nahezu proportionell zu der Belastung.
2. Dies trifft umso genauer zu, je größer die belastete Fläche ist.
3. Die unter 1 gemachte Feststellung stimmt umso besser, je mehr die Erde am seitlichen Ausweichen verhindert ist, z. B. bei Belastungen in großer Tiefe.
4. Die Feststellung unter 1 gilt auch für kleine waagrechte Pressungen in einem Bohrloch.
5. Die Bettungsziffer kann für die näherungsweise Lösung von mathematischen Problemen der elastischen Bettung verwendet werden. Die Unsicherheit in der Festsetzung eines mittleren Wertes der Bettungsziffer ist von kleinem Einfluß, weil die Bettungsziffer meistens unter einer Wurzel erscheint.
6. Die Bettungsziffer ist in senkrechter und waagrechter Richtung verschieden groß. Man spricht dann von einer Widerstandsziffer. Der Unterschied kann bis zu 100% betragen.“

Diese Folgerungen lassen bei großem Schneidenmantel die Verwendung der Widerstandsziffer  $W$  oder der Bettungsziffer  $C$  zur Lösung der oben genannten Aufgabe zu.

Da die Widerstandsziffer  $W$  für die seitliche Zusammenpressung im allgemeinen kleiner sein wird als die Bettungsziffer  $C$  für lotrechte Setzung, gilt mit dem Verhältniswert  $K$ :

$$C = W/K; \quad K \leq 1.$$

Die Setzung des Schneidenelementes  $\Delta V_s$  in Richtung  $t$  ist zu ermitteln aus der gedachten Setzung in Richtung  $x'$ , da  $dh/2$  gleich ist  $x' l_1$  und  $x' = V_s/M_1$  sein muß. Man erhält also den notwendigen Schneidendruck an der Erdoberfläche

$$p'_i = C V_s/M_1 \cos \varrho$$

und in der Tiefe  $z$  die gesamte Schneidenpressung  $p_i = p'_i + p_E$  oder

$$P_D = \sin \alpha \left[ \frac{C}{\text{kg/cm}^3} \frac{V_s}{\text{cm}^3} + \frac{M_1}{\text{cm}^2} \frac{p_E}{10 \text{ t/m}^2} \right] 10^{-3} \text{ t} \quad (18)$$

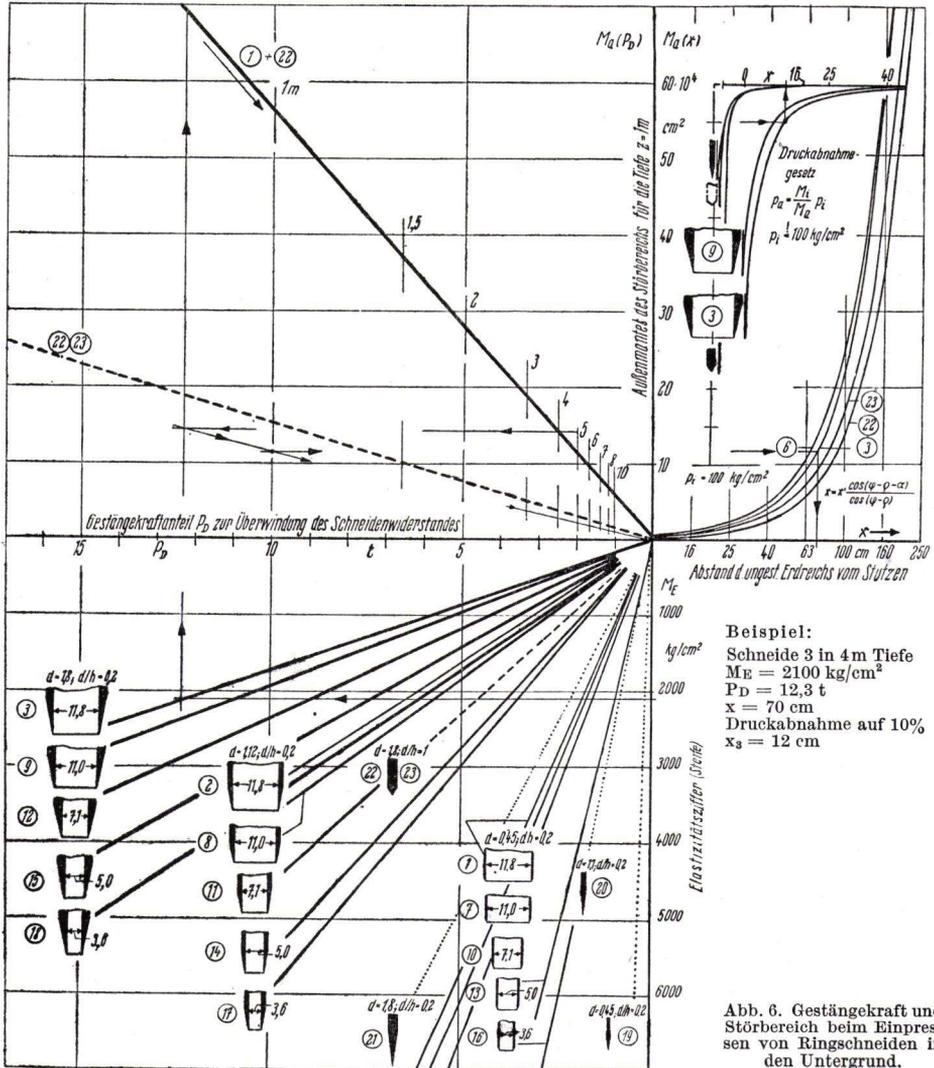
Da die Sohlendruckfläche ein Rechteck  $h \cdot 2\pi (r + d/2)$  darstellt und die Bettungsziffer für Rechtecke sich errechnet aus:

$$C = 1,33 \frac{M_E}{\text{kg/cm}^2} \frac{\text{cm}}{3\sqrt{h^2 b}} \text{ kg/cm}^3$$

läßt sich — falls man die Widerstandsziffer  $W$  gleichsetzt der Bettungsziffer  $C$  ( $K = 1$ ) — auch schreiben:

$$P_D = \sin \alpha \left[ 1,33 \frac{M_E}{\text{kg/cm}^2} \frac{\text{cm}}{3\sqrt{h^2 2\pi (r + d/2)}} \frac{V_s}{\text{cm}^3} 10^{-3} + \frac{M_1}{\text{cm}^2} \frac{\gamma_e}{\text{t/m}^3} \frac{z}{\text{m}} 10^{-2} \lambda \cos \varrho \right] \text{ t} \quad (19)$$

Im dritten Quadranten der Abb. 5 und 6 ist  $P_D$  abhängig von  $M_E$  aufgetragen. Aus den Abbildungen sind also die für verschiedene Ringschneiden mit zum Teil außergewöhnlich dicken Wandstärken  $d$  und beliebige Erdstoffe erforderlichen Gestängekraftanteile zur Überwindung des Spitzenwiderstands der Stützenschneiden zu entnehmen. Zu jeder Gestängekraft ist ferner im I. Quadranten der Störbereich abzulesen. Der Bereich, in dem eine Spannungserhöhung eintritt, ist sehr groß. Praktisch spielt er keine Rolle. Eher kommt es auf den Bereich an, in dem die Spannungserhöhung sich bemerkbar macht. Seine Ausdehnung wird besser aus den Kurven



Beispiel:  
 Schneide 3 in 4 m Tiefe  
 $M_E = 2100 \text{ kg/cm}^2$   
 $P_D = 12,3 \text{ t}$   
 $x = 70 \text{ cm}$   
 Druckabnahme auf 10%  
 $x_s = 12 \text{ cm}$

Abb. 6. Gestängekraft und Störbereich beim Einpressen von Ringschneiden in den Untergrund.

$$\text{Elastizitätsmodul: } M_E = V \left( \frac{P_D}{M_i} + \gamma_e \cdot z \cdot \lambda + k_s \right) (1 + \bar{\epsilon})$$

$$\approx (1 + \bar{\epsilon}) \frac{P_D}{M_i} = V (1 + \bar{\epsilon}) \frac{P_D}{t} \frac{\text{cm}^2}{M_i} \quad 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

	V	$\bar{\epsilon}$
Feiner Sand	100 ÷ 15	0,25 ÷ 0,85
Schluff	20 ÷ 15	0,25 ÷ 1,0
Schlick	20 ÷ 5	0,65 ÷ 9,0
Sandiger Ton	50 ÷ 15	0,25 ÷ 1,0
Ton	20 ÷ 1	0,25 ÷ >2

der Druckabnahme nach der Richtung  $x'$  bzw.  $x$  erkannt. Für einige Ringschneiden und Vollpfahlköpfe ist auch dieses Druckabnahmegesetz im I. Quadranten der Abb. 5 und 6 eingezeichnet.

Die Störzonen wachsen schnell mit der Gestängekraft und Steife des Erdstoffes. Auch von der Aufschlußtiefe sind sie abhängig, weil die Spannungserhöhung durch den Schneidendruck jeweils auf die Größe des seitlichen Erddruckes absinken muß. Die geometrischen Daten fallen gegenüber diesen Einflüssen weniger ins Gewicht. Wichtig ist aber, daß mit Stützenschneiden der Steigung 1:1 keine ungestörten Probenkerne zu gewinnen sind. Die Summe der Winkel  $\rho$ ,  $\varphi$ , und  $\alpha$  darf  $90^\circ$  nicht überschreiten. Da  $\varphi$  bei bindigen Erdstoffen bis auf  $60^\circ$  ansteigen kann, und für  $\rho$  noch etwa  $20^\circ$  anzusetzen sind, darf dann der Schneidenwinkel im Höchstfall etwa 10 bis  $12^\circ$  betragen, d. h. die Steigung muß etwa 1:5 oder noch größer sein.

Bei Stützen mit Schneidensteigungen 1:1 kann auch die dünne Wandstärke nicht verhindern, daß sich die Verdichtungszone allseitig unter die Stützenspitze schiebt und wie der Spitzenkegel eines Vollpfahls wirkt. In Abb. 6 sind übrigens auch die Kurven für einige Vollpfahlspitzen als Grenzfälle von Ringschneiden mit dem Durchmesser 0 eingezeichnet.

Zweckmäßigerweise wird man für jeden benötigten Stützenkopf die Bettungsziffer bzw. Widerstandsziffer in verschiedenen Bodenklassen empirisch ermitteln. Bei Kenntnis der Schwankungsbreite der Elastizitätsziffer erleichtert das Nomogramm das Kernen und Messen im unbekanntem Untergrund durch die im voraus mögliche Abschätzung der Gestängekraft, die aufgebracht und verankert werden muß.

Will man aus einer gemessenen Gestängekraft  $\Sigma P_D = P_D + P_{DM}$  auf den Elastizitätsmodul schließen, hat man für den verwandten Stützen die anteilige Gestängekraft  $P_{DM}$  zur Überwindung der Mantelreibung zu ermitteln. Sie setzt sich zusammen aus der Reibung im Stützeninnern  $R_i$  und am äußeren Mantel  $R_a$ .

Die Reibung im Innern des Entnahmestützens:

$$R_i = 2\pi r (Z + h) p_E \operatorname{tg} \rho \quad K$$

( $Z$  = Höhe des zylindrischen Entnahmestützens über der Schneide) soll klein gehalten werden. Geeignete Maßnahmen dazu, z. B. Verdickung der Schneide auf ein kurzes Stück im Innern oder reibungsarme, eventuell mitgleitende Hülsen, sind nicht leicht zu finden oder schwierig zu verwirklichen. Bei Benutzung der Stützen der Abb. 5 und 6 wird man auf jeden Meter Eindringungstiefe mit etwa 100 bis 150 kg Gestängekraft zur Überwindung dieser Reibung rechnen müssen.

Die äußere Mantelreibung wird stark von der Art des durchfahrenen Erdstoffes abhängen, da der passive Erddruck gegen den Mantel je nach dem Grad der Verspannung einen wechselnden Prozentsatz des Schneideneinpreßdruckes aufzehren wird. Um die äußere Mantelreibung möglichst ganz auszuschalten, muß der Stützenschaft wesentlich dünner sein als der Stützenkopf. Außerdem ist der Beiwert der Reibung der Erdstoffe auf dem Stahl der Sonde möglichst niedrig zu halten, z. B. durch polierte und gehärtete (nitrierte) Oberflächen. Bei nachfallender Aufschlußwand ist die Verrohrung dicht aufgeschlossen oder mit dem Entnahmekopf tiefer zu treiben. Der verbleibende Rest der äußeren Mantelreibung ist wegen des unbekanntem Einflusses der Verspannung rechnerisch nicht zu bestimmen. Man erhält brauchbare Werte, aber durch Abzug des Einpreßwiderstandes des Schneidenrings von der gesamten Gestängekraft; der Schneidenwiderstand muß dazu in bekannter Weise, z. B. durch ein Druckmeßelement in der Spitze gemessen werden.

Wenn bei Aufschlußarbeiten mit optimalem Wirkungsgrad gearbeitet werden soll, müssen die Ringschneiden auswechselbar sein.

### Kernen und Messen des Untergrundes

Aus der kritischen Betrachtung der Möglichkeiten physikalische Eigenschaften der Erdstoffe zu messen, die für die praktische Geologie und das Bauwesen von Bedeutung sind, folgte eine Reihe bereits genannter Forderungen an Vorrichtungen zur Probennahme und Feldmessung von Kennwerten. Allgemeine ingenieurgeologische Erfahrungen sprechen außerdem dafür, daß der Gerätesatz ermöglichen sollte:

*Die schrittweise Entnahme ungestörter Erdstoffproben, auch von Sand von der Geländeoberkante an fortlaufend bis zum tiefsten Punkt des Aufschlusses, die wahlweise Messung aller notwendigen bodenphysikalischen Kennwerte vor dem Ziehen der gekernteten Probe oder zwischen zwei Entnahmeschritten, die Sondenmessung hydrokinetischer Eigenschaften in ungestörter Lagerung und die Messung der Scherfestigkeit und Steife in ungestörter Lagerung, aber bei behinderter Seitenausdehnung, sowie schließlich Drucksondierungen und Probebelastungen im Aufschlußloch oder auf der Baugrubensohle.*

*Bei allen Vorgängen sollten Kraft, Weg und Zeit einfach gemessen und registriert werden können.*

Das Gerät sollte geländegängig sein, oder doch schnell auf- und abgebaut werden können; es muß auf 100 cm<sup>2</sup> Fläche mindestens einen Druck von 100 at übertragen können. Dann stehen für das Einpressen einer Spitzensonde oder eines Meßpfahls in sehr festgelagerte Erdstoffe noch höhere Einpreßdrücke zur Verfügung.

Die in den Aufschluß einzuführende Sonde muß aus einem Entnahme- und Meßkopf bestehen, der durch baukastenartig auswechselbare Bauelemente für die verschiedenen Aufgaben zugerüstet werden kann.

Eine wesentliche Forderung an das Entnahmegesetz ergibt sich daraus, daß Tonproben beim Auspressen aus den Entnahmestützen oft mehr gestört werden als durch das Einpressen bei der Entnahme. Die Haftfestigkeit und die Quellung des Tons infolge der Temperaturdifferenz zwischen der Entnahme und dem Auspressen, sowie die trotz des Paraffinverschlusses mögliche Druckentlastung im Stützen, machen große Auspreßdrücke erforderlich, bevor der im Stützen festgebackene Probenkern ins Gleiten gerät.

Der Ausweg, die Proben aus den Stützen auszuschneiden oder auszusägen, ist nicht immer gangbar. Deswegen ist es erwünscht, daß die Entnahmestützen den Probenkern in einer besonderen Hülse aufnehmen. Die bekannten Vorschläge dazu haben sich nicht allgemein durchsetzen können. Die Einsteckhülse muß durch zusätzliche Eigenschaften zu einem vollwertigen und wertvollen Bestandteil des Gerätes gemacht werden. Sie sollte so ausgebildet werden, daß sie leicht mit der Probe aus dem Stahlstützen entnommen, oben und unten luft- und wasserdicht verschlossen und ohne jede weitere Verpackung verwahrt oder versandt werden kann. Der Zylindermantel der Hülse muß dazu die notwendige Festigkeit besitzen und luft- und wasserdicht sein. Sie sollte transparent sein, damit man sofort sieht, welche Schichten durchfahren wurden und ob ein Schichtwechsel aufgetreten ist. Die Hülse müßte außerdem billig sein, damit sie bei Vermessung der Probe im Laboratorium aufgeschnitten und als verlorene Verpackung weggeworfen werden kann.

Durch Benutzung transparenter Hülsen ist u. a. der oft zu beobachtende Fehler auszuschalten, daß dünnere Horizonte beim Bohren übersehen werden, oder daß die entnommene Probe noch dem Hangenden zugezählt wird, während sie bereits aus der neuauftretenden liegenden Schicht stammt.

**Aufschlußvorrichtungen**

**Hebelpresse**

Da zur Gewinnung ungestörter Proben das Eintreiben des Entnahmestutzens durch Bohrbewegungen oder Rammschläge wenig geeignet ist, blieb nur übrig, den Stutzen einzupressen. Auch dann, wenn im Aufschluß gemessen werden soll, ist das Einpressen des Meßkopfes jeder anderen Kräfteinwirkung vorzuziehen. Die bekannten hydraulischen Belastungs- und Entnahmevorrichtungen für Baugrunduntersuchungen haben

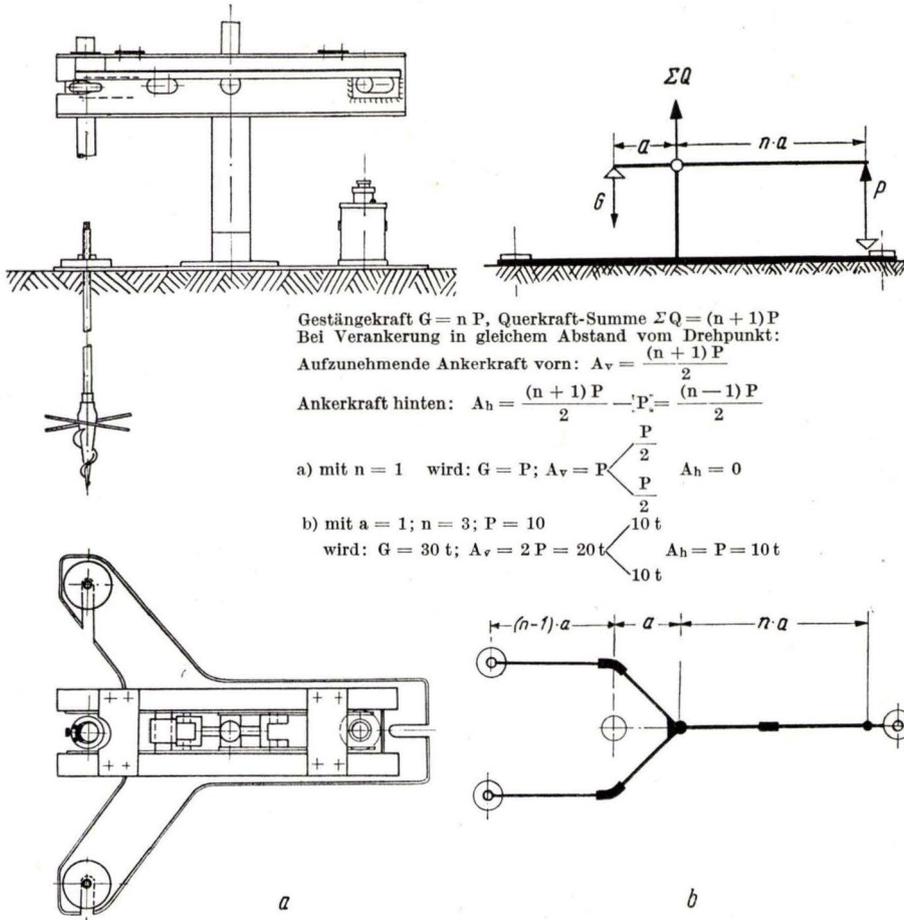


Abb. 7a und b. Verankerungsbeispiele.

meistens einen über der Bohrung stehenden, im Boden verankerten Portalrahmen von über Mannshöhe, der das Widerlager für hydraulisch bewegte Druckspindeln bildet. Der Platz über dem Bohrloch ist dadurch belegt. Während der Arbeit ist es schwierig, mit einem anderen Gerät (etwa mit einem Handbohrer mit Schappe zum Ausräumen des Bohrloches oder einem anderen zum schnellen Räumen des Bohrloches oder Durchstoßen nicht interessierender Schichten geeigneten Werkzeug) an die Bohrung,

Bodenstanze oder Drucksonde heranzukommen. Der Ab- und Wiederaufbau des verhältnismäßig hohen und schweren Rahmens beim Wechseln des Gerätes zur nächsten Bohrung der Baustelle ist umständlich und zeitraubend. Deswegen erschien ein auf dem Boden aufliegender und in ihm verankerter, geteilter Querträger zweckmäßiger, besonders in Verbindung mit einer hydraulischen Hebelpresse, weil diese nur mit der Druckübertragungsklaue an das Bohrloch herangebracht zu werden braucht und von dem um das Zentrum der Bohrung schlagbaren Kreis einen Sektor von höchstens  $180^\circ$  belegt. Eine Hebelpresse ermöglicht außerdem eine leichte Messung der mechanischen Kraft aus der Durchbiegung des Hebelarms. Wenn die Manometeranzeige des Hebers zur Kraftmessung genügt, kann auch ohne Hebel unter Verwendung entsprechender Zugglieder gedrückt werden.

Der durch einen hydraulischen Wagenheber um den festgehaltenen Drehpunkt bewegte Hebelbalken (Kraftarm) kann auf einer mobilen Plattform montiert werden. Die Verankerung, — das schwierigste und bei Arbeiten in unbekanntem Gelände am wenigsten durch Vorausplanung zu lösende Problem, — kann vorbereitet werden, ohne daß die Hebelpresse bereits in Stellung gebracht zu sein braucht. Außerdem besteht bei Verwendung eines geeigneten Fahrzeugs die Möglichkeit, das Fahrzeuggewicht als Gegengewicht auszunutzen, so daß nur noch die nach Abzug dieses Betrags von der Gestängekraft verbleibende Restkraft zu verankern, oder durch Ballast auszugleichen ist, vorausgesetzt, daß auch die Spindelreaktionskraft auf die Fußplatte der Presse voll ausgenutzt wird.

Die Abstützung der Druckspindel gegen die Aufschlußwandungen dicht unter der Geländeoberkante ist nur selten möglich und bietet, von Sonderfällen abgesehen, z. B. der Weiterbohrung von der Sohle einer Ausschachtung aus, kaum Vorteile.

Tafel 1 zeigt eine Versuchskonstruktion einer hydraulischen Hebelpresse mit einigen Verbesserungen, die sich bei Erprobung des Gerätes im Gelände als zweckmäßig erwiesen. Die gezeigte Konstruktion ist für eine Gestängedruckkraft von 10 t bei einer hydraulischen Eingangskraft von 12 t und einem lotrechten Hub von 0,5 m ausgelegt. In der Weiterentwicklung wird es möglich sein, bei günstigerer Verankerung die abgebbare Druckkraft wesentlich zu erhöhen und auf den Schwellenunterbau zu verzichten. Mit einer vereinfachten Konstruktion, die keinen besonderen Dreibock mehr erfordert, sind Versuche im Gange.

In der dargestellten Ausführung erhebt sich auf einer Plattform 1 eine lotrechte Säule 2, die über eine Fußplatte 2b von einem Querträger 2a aus zwei 15er Doppel-T-Profilen festgehalten wird. Auf diesem Säulenschaft wird der Vierkant 2f, der die Lagerzapfen 2g für den Krafthebel 3 trägt, aufgeschraubt. Der Querträger 2a wird über Zugklauen mit Steckbolzen und Spannschlösser 2c im Boden verankert. Die Erdanker 2d können verschieden ausgebildet sein. Der Zapfenträger 2f kann zusätzlich durch den aufschraubbaren Spannturm 2h und die Drahtseile 2i im Boden oder an gegebenen Festpunkten verankert werden.

Der Krafthebel 3 besteht aus zwei 18er-U-Schienen 3a. Sie sind oben und unten durch je zwei Abstandsbleche 3b starr miteinander verbunden. In der Mitte des Krafthebels befindet sich die Bohrung für den Lagerzapfen 2g. Außerdem besitzt der Krafthebel drei Längsausfräsungen seiner Stege für die hin- und herleitenden Kraftübertragungsbolzen 6a, 6b und 6c.

Die hydraulische Presse 5 dreht den Lasthebel um die Achszapfen 2g und nimmt dabei über die Klaue 7 das Bohrgestänge 8 mit. Durch eine Vertikalführung 4 für das Gestänge mit den vier an dem Zapfenträger 2f angeschweißten Kulissen 4a, den Führungshebeln 4b und den Steuerungszapfen 4c wird zwangsläufig bei der Bewegung des Hebels 3 die Klaue 7 lotrecht auf und abbewegt. Die Vertikalführung des Kraftübertragungsbolzens 6b für das Ziehen des Gestänges erfolgt durch die an der Kulisse 4a angeschweißte Gleitschiene 4d.

Anstelle des Gestänges 8 kann auch die Verrohrung 9 durch die Hebelpresse bewegt werden. Der Kraftangriff erfolgt an der Bohrschelle 9a über die Druck- bzw. Zugübertragungsglieder 9b. Bei Verwendung eines zweiten Gestänges im Inneren des ersten, z. B. beim Steifetest, wird die Druckkraft vom Krafthebel auf den über den Krafthebel stehenden Flansch des Innengestänges mit

Hilfe von zwei Zugklauen aus Flachstahl übertragen. Der Raum über dem Gestänge wird so durch die Kraftübertragung nicht beansprucht und bleibt frei, z. B. für die Einführung eines Manometerrohres zur Messung des Porenwasserdruckes, für das Ventilzuggestänge und andere Zusatzeinrichtungen.

Die Klaue 7 wird mit Hilfe der mit Griff versehenen Kraftübertragungsbolzen 6c mit dem Krafthebel verbunden. Den Kraftschluß zum Gestänge übernimmt eine innen aufgerauhte Zylinderschale 7a, die durch die Schrauben 7b an das Gestänge angepreßt wird. Die Klaue 7 kann durch eine Bohrklau nach Abb. 12a ersetzt werden, wenn maschinell gebohrt werden soll.

Der biegesteife Meßarm 10a, der unter dem oberen Flansch des U-Profiles über der Ausfräsung für den Kraftübertragungsbolzen 6c starr angeschweißt ist, bildet die Tangente an die Biegungslinie des Krafthebels. Mit den Meßuhren 10b und 10c wird beim Einpressen oder Ziehen des Gestänges der Abstand der Tangente von der Biegungslinie gemessen.

Um den Wirkungsgrad der Verankerungsarten festzustellen, wurden Zugversuche gemacht.

Für viele praktische Aufgaben bieten die Teller-Erdanker (Tafel 1, 2d<sub>1</sub>) die einfachste und schnellste Verankerungsmöglichkeit. Sie liefern auch rechnerisch und empirisch die größten Ankerkräfte. In dicht gelagertem, sandigem Humusboden war die aufgenommene Ankerkraft

$$A > \frac{r}{m} \frac{(z-s)^2}{m^2} \cdot 80 \quad t \quad (\text{vgl. Abb. 8}).$$

A lag für  $z-s = 1$  m etwa 20% über dem nach dem Ansatz von FRÖHLICH (1915) für die Dimensionierung von Mastfundamenten errechneten Wert. Das ist verständlich, da die tatsächliche Umfangsreibung größer sein wird als die rechnerische, für die nur ein Teil des Gewichtes des Widerstandskörpers eingesetzt wurde. Die Versuche ergaben für eingegrabene Erdanker nach Feststampfen des wieder verfüllten Erdreichs nur ein Drittel der Ankerkraft der eingedrehten Erdanker.

Neben der Manometeranzeige der hydraulischen Presse wurde zur Messung der Gestängekraft die elastische Durchbiegung des Krafthebels ausgenutzt.

Ein unbelasteter Meßarm gibt die Neigung der Biegungslinie am Gestängeauflagerpunkt an. Der Abstand  $m$  des Meßarms von der Flanschunterseite wächst linear mit der Entfernung von der Schweißstelle. Eine am Flansch befestigte Meßuhr zur Anzeige der Abstandsänderungen zum Meßarm kann also unmittelbar für die Kraft im Gestänge oder den Sohldruck einer durch das Gestänge eingedrückten Belastungsplatte geeicht werden (vgl. Abb. 9).

Da Längenänderungen durch Meßuhren einfach festzustellen sind, ist dieses Verfahren für die großen Kräfte und den rauen Betrieb im Gelände gut geeignet, vorausgesetzt, daß die Biegung des Krafthebels im elastischen Bereich bleibt. Die Steghöhe der U-Profile mußte so gewählt werden, daß die Auslenkung  $m$  in der Größenordnung einiger Millimeter liegt. Durch die Querschnittschwächungen für die Kraftübertragungsbolzen, besonders bei der großen Spannweite, die beim Einpressen des Gestänges wirksam ist, mußte sich eine größere Durchbiegung einstellen, als die Rechnung mit gleichbleibendem Trägheitsmoment über die ganze Spannweite ergibt. Dagegen war von den Verbindungsblechen der beiden Profile ein versteifender Einfluß zu erwarten.

Für das Einpressen wurde eine Auslenkung  $m$  von knapp einem Drittel der bei der Eichung tatsächlich gemessenen errechnet. Für den Lastfall 'Ziehen des Gestänges' stimmte die Rechnung fast mit den Eichwerten überein, weil der versteifende Einfluß der Abstandsbleche bei der geringeren Trägerspannweite stark hervortrat. Die Eichung ergab sogar etwas geringere Durchbiegungen als die Rechnung.

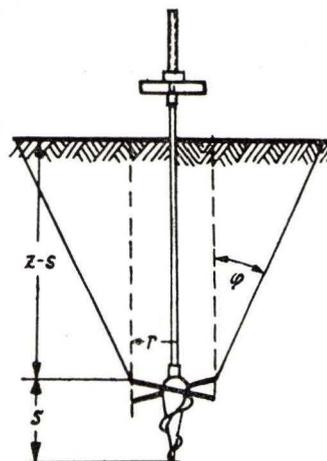
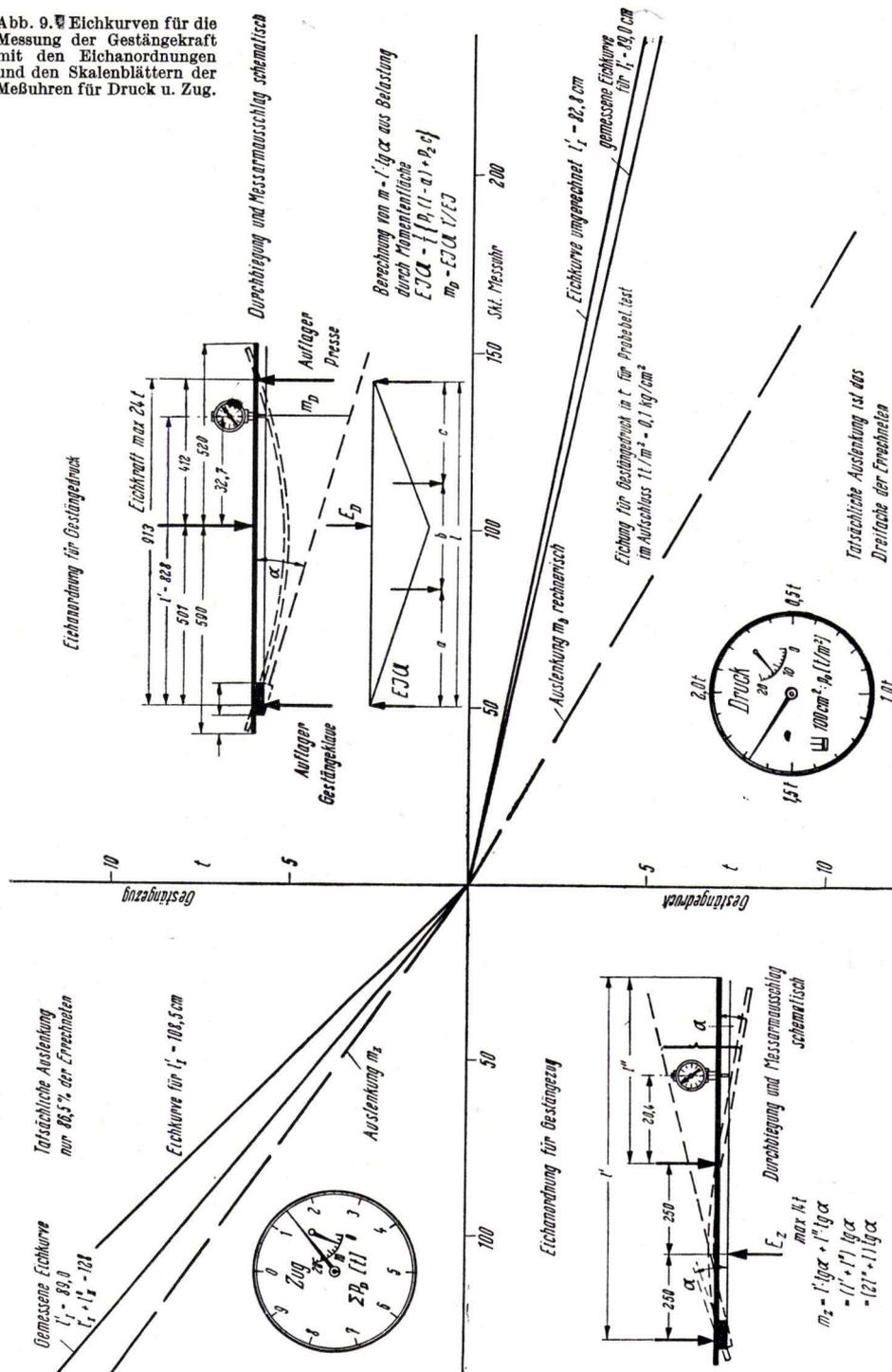


Abb. 8. Telleranker.

Abb. 9.  $\nabla$  Eichkurven für die Messung der Gestängkraft mit den Eichanordnungen und den Skalenblättern der Meßbühnen für Druck u. Zug.



Die Meßuhranzeige steigt linear mit der Kraft im Gestänge. Sie wächst auch linear mit der Entfernung der Meßuhr von der Verbindungsstelle von Meßbalken und Hebel. Die Meßuhrentfernung vom Hebeldrehpunkt kann also so gewählt werden, daß die Gestängekraft-Einheiten mit der Gradeinteilung des Meßuhrzifferblattes ganzzahlige Verhältnisse bilden.

### Hebelpressenprotze und Gestängegalgen

Eine sehr wesentliche Beschleunigung und Erleichterung der Aufschlußarbeiten ließe sich durch Verbindung des Bohrbocks mit einem Fahrzeug für die Hebelpresse erzielen. Benutzt man ein handelsübliches Fahrzeug, z. B. den MIA-G-Bihubstapler mit Hubgabel, ausfahrbarem Kran (Typenbezeichnung GS 2002) (Abb. 10), so kann man sich ein Spezialfahrzeug sparen, ohne auf die Vorzüge eines „Bohrwagens“ verzichten zu müssen. Der mit Last bequem hydraulisch auf- und abfahrbare Kran ist als Gestängegalgen von großem Vorteil für das schnelle Ziehen des Sondenkopfes, da er das Auseinanderschrauben der einzelnen Rohrlängen entbehrlich macht. Er kann jeweils der Aufschlußtiefe und dem Arbeitsvorgang angepaßt werden und ersetzt einen Bohrbock von über 6 m Höhe.

Mit Nachfassen beim Ziehen kann man das Gestänge sogar etwa 10 m hochziehen. Abb. 10 zeigt schematisch die Verwendung des MIA-G-Fahrzeugs in Verbindung mit der Hebelpressen-Versuchs-konstruktion und den übrigen Kern- und Meßvorrichtungen. Die an das Fahrzeug montierte Kohlen-säure-Bombe wird für die Entnahme von Sandproben gebraucht. Der Fangkorb 7a und die Fangstütze 7b dienen zum Anlehnen des aus dem Aufschluß gezogenen Gestänges. Wenn zum Vergleich des statischen mit dem dynamischen Eindringungswiderstand oder zum Durchstoßen einer besonders harten Schicht gerammt werden soll, kann der Rammbar mit einer vom Fahrzeug unabhängigen Führung dazu verwandt werden. Die Hebelpresse wird auf der Hubgabel 1 fertig zum Anschluß an die vorbereitete Verankerung 2 zum vorgesehenen Aufschluß angefahren. Die zweistufige Hubspindel 3 zur lotrechten Bewegung des Schlittens 4, in den die Gabel eingehängt ist, kann den Transport- und Absetzverhältnissen durch Neigung um  $10^\circ$  von der Lotrechten nach hinten oder  $3^\circ$  nach vorn angepaßt werden. Am Schlitten 4 ist auch der aus teleskopartig ineinandergesteckten Rohren aufgebaute Gestängegalgen 5 befestigt. Im Galgenrohr läuft das Seil der Seilwinde 6, die vom Fahrzeug aus bedient wird.

Die Tragkraft des Gestängegalgens beträgt bei einer freien Ausladung von 0,6 m 1,5 t. Sie reicht aus, 10 m Doppelgestänge von höchstens 300 kg und 10 m Verrohrung von 250 kg Gewicht auch gegen Reibungskräfte auf etwa 2 m Verrohrungslänge aus dem Aufschluß zu ziehen. Die Hubgeschwindigkeit mit Last beträgt 8 m/min. Die Hubgabel kann 7 t im Schwerpunkt 0,5 m vor dem Schlitten tragen. Das Eigengewicht des Fahrzeuges wird mit 3,6 t angegeben. Seine Fahr-geschwindigkeit beträgt ohne Last 20 km/st, mit Last 13 km/st.

Wenn man auf die Kraftmessung aus der Durchbiegung des Hebels der Presse verzichtet und ein entsprechend verstärktes Fahrzeug gleichen Aufbaus verwendet, kann es mit Hilfe der bis zur Erdoberfläche abgelassenen Hubgabel unmittelbar verankert werden (Abb. 11). Die Hebelpresse wird entbehrlich, da man das Gestänge mit, Entnahme- und Meßapparatur oder die Verrohrung unmittelbar mit der Fahrzeug-hydraulik einpressen oder ziehen kann. Die Kraft läßt sich dann wahlweise oder gleich-zeitig durch Manometeranzeige oder mit Hilfe eines Druckmeßbügels und Zugdyna-mometers messen.

Aufschlußarbeiten werden durch die Verwendung eines fahrbaren hydraulischen Gestängegalgens mit oder ohne Hebelpresse beschleunigt. Die motorisierte Protze vereinfacht oder beseitigt Be-triebsschwierigkeiten, die bei fehlender Kraftquelle unvermeidbar sind. Der offene Führerstand des GS 2002 kann durch ein leichtes Klappverdeck 8 zu einem wettergeschützten Leit- und Registrierstand gemacht werden. Die Batteriespannung kann für das Registriergerät benutzt werden. Die Lichtmaschine liefert genügend Energie für eine ausreichende Arbeitsplatzbeleuch-tung und ermöglicht auch die Ausleuchtung des Aufschlußloches mit Pilotlämpchen während der Kernung oder Messung. Der Motor kann einen Kompressor für Druckluft betreiben usw.

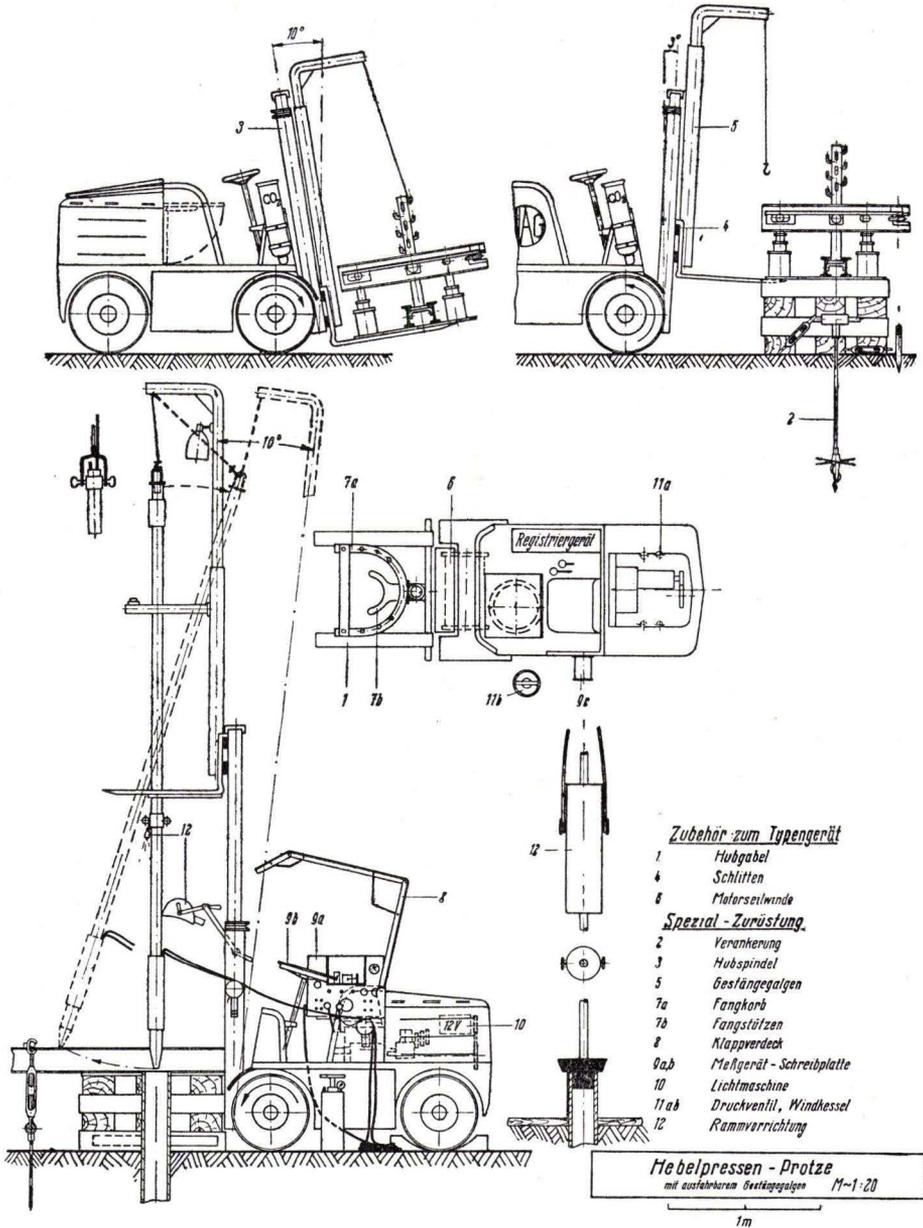


Abb. 10. Hebelpressen-Protze mit ausfahrbarem Gestängegalgen.

### Verrohrung und Gestänge

Die Bedeutung des Gestanges und der Verrohrung für zügiges Arbeiten am Aufschluß verlangt sorgfältige Überlegung, damit die Gestängelängen, -durchmesser und -wandstärken richtig gewählt werden.

Lange Gestängestücke sind beliebt, weil sie die mühselige und zeitraubende Schraubarbeit verringern. Der Übergang zum Steckgestänge mit kreisförmigem oder quadratischem Querschnitt wird oft abgelehnt, weil sich mit Schraubgestänge sicherer arbeiten läßt.

Man sollte Schraubgestänge verwenden, die wirklich von einem Mann bewegt werden können und dafür sorgen, daß beim Kernen nur wenige Verschraubungen auseinanderzubauen sind. Beiden Forderungen kann bei Benutzung des fahrbaren Gestängegalgens entsprochen werden. Geht man mit dem Gestängestück, dem „Gestängeschritt“, bis zur einfachen oder doppelten Einstanztiefe pro Entnahmetakt herunter und er-

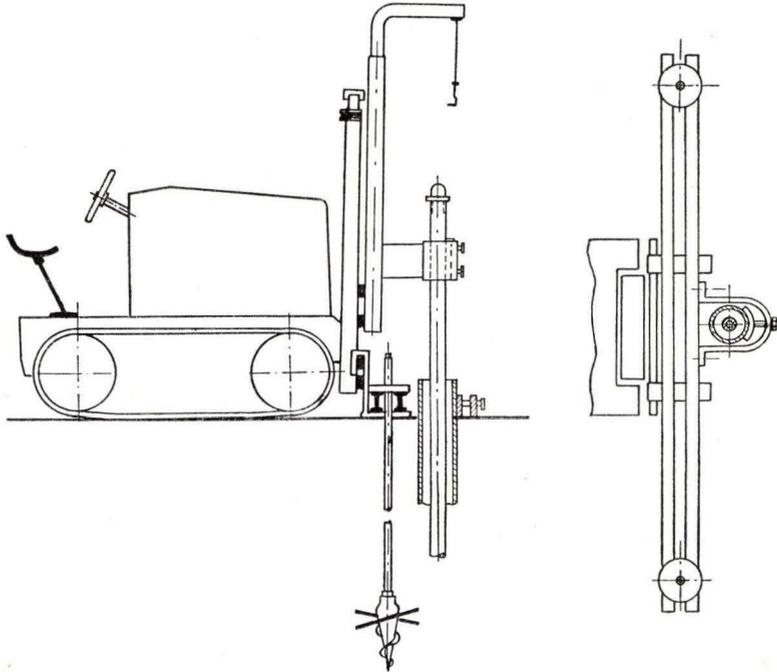


Abb. 11. Verankerung bei Verwendung eines Spezialfahrzeugs (Sondierraupe).

mäßigt den „Stanzschritt“ auf 0,25 m entsprechend dem üblicherweise verfügbaren hydraulischen Hub, erreicht man mit zwei Stanzschritten eine Füllung des Entnahmestutzens und durch Übereinstimmung mit einem Gestängeschritt Zeitersparnisse und Arbeitserleichterung.

Für Messungen im Aufschluß ist das innen glatte Hohlgestänge zweckmäßig. Es bildet einen gegen das Grundwasser abdichtbare Verbindung des Entnahme- und Meßortes mit der Oberfläche und eröffnet damit konstruktive Möglichkeiten, die erst zum Teil genutzt wurden (vgl. Abb. 16 S. 50). Die konzentrische Einführung eines zweiten, innen und außen glatten Hohlgestänges erleichtert z. B. die Entnahme bindiger Erdstoffe und bietet zusätzliche Meßmöglichkeiten für den Porenwasserdruck und die Filtergeschwindigkeit in kaum wasserdurchlässigen Untergrundschichten, die wenig tropfbares Wasser enthalten. Gleichbleibender Außendurchmesser des Gestänges

wurde gewählt, da Muffen den glatten Durchgang des Gestänges durch die Kraftübertragungsklaue behindern und das schnelle Nachfassen an einer anderen Gestängestelle erschweren.

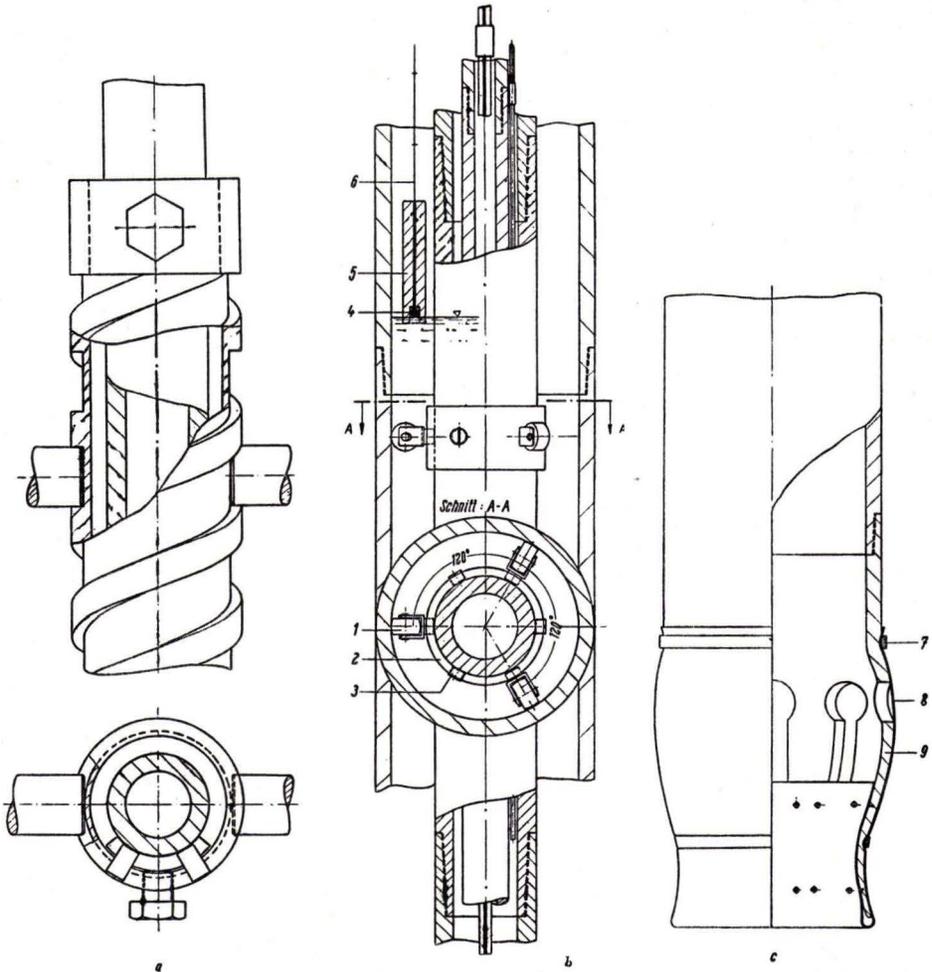


Abb. 12. Verrohrung und Gestänge. a) Bohrklaue, b) Gestängestoß mit Führungsrollen, c) Verrohrung mit Abstreifkronen.

Positionen:

b) Führungsrolle 1 mit Muffe 2 und Halteschraube 3, Elektrisches Zylinderlot 5 zur Messung des Wasserstandes im Aufschluß mit Schwimmerkontakt 4 und leitendem Meßband 6. c) Federring 7 mit Federzinken 9 und Gummidecke 8.

Der Querschnitt des Gestänges wurde für die Knickkraft eines oben und unten eingespannt geführten Stabes von 8 bis 10 m Länge bemessen. Es empfiehlt sich bei verrohrtem Aufschluß alle 3,5 m Führungsrollen nach Abb. 12b vorzusehen, da das Gestänge bei ungenügender und nachgiebiger Einspannung unter Umständen entsprechend dem EULERSchen Normalfall der Knickung nur ein Viertel der Knicklast des eingespannten Stabes aushält. Mit Führungsrollen wird das Gestänge knicksicherer, bzw. kann schwächer dimensioniert oder stärker belastet werden.

Die Durchbiegung des Gestänges unter der Eigenlast wurde rechnerisch und durch Versuch nachgeprüft; sie bleibt gering. Zur Sicherung gegen Durchbiegung und Kippen des hochgezogenen Gestänges wird trotzdem gemäß Abb. 10 eine Unterstützung durch Fangkorb und Fangstützen 7a und 7b vorgeschlagen.

Als Verrohrung kommen nach KAHL, MUSS und SPOEREL (1951) „praktisch nur drei Rohrtouren in Betracht: 159, 216 und 267 mm (nach DIN 4918). Kleinere Durchmesser dürfen gemäß DIN 4021 für Untersuchungsbohrungen nicht benutzt werden, weil einerseits bei zu engen Rohren die Gefahr des Vermischens des Bodens zu groß und andererseits das störungsfreie Einführen des üblichen Entnahmestutzens von 121 mm Durchmesser (außen) nicht gewährleistet ist. Größere Durchmesser werden nur gelegentlich, z. B. bei Geröllschichten, vorteilhaft sein.“

Die Größe der Probe muß sich nach dem Zweck richten, für den sie genommen wird. Ob es deswegen förderlich ist, die Mindestabmessungen der Entnahmestutzen zu normen, darf bezweifelt werden. Die Normung der zugehörigen Verrohrung ist noch fragwürdiger. Zum üblichen Entnahmestutzen von 121 mm Durchmesser wird als Mindestweite der Verrohrung 159 mm verlangt (150 mm innen). Für diese Forderung nach beidseitig 15 mm Spiel zwischen Stutzen und Rohr war die Verengung des Rohrrinnern bei der üblichen Ausführung der Rohrstöße und die Furcht vor dem Festklemmen des Entnahmestutzens beim Rückziehen in die Verrohrung maßgebend. Das Festfressen erfolgt bei zu engem Spiel zwischen Stutzen und Rohr durch Mitnahme von Sandkörnchen, die sich drehen und allmählich zwischen den Stahlwandungen verkanten. Wenn die Verrohrung auch an den Rohrstößen innen vollkommen glatt verläuft und außerdem die Mitnahme von Sand in das Rohrinne durch den hochgehenden Stutzen verhindert wird — entsprechende Versuche sind im Gange — besteht kein zwingender Grund, Mindestrohrdurchmesser von 159 bzw. 150 mm zu verlangen.

Gegen das Festfressen des Stutzens im Rohr bietet das Einpressen von Verrohrung und Gestänge im Wechselschritt von nur 0,5 m Länge von vornherein einen gewissen Schutz. Außerdem erhält das unterste Rohr eine federnde Abstreifkrone nach Abb. 12c. Die einzelnen Federzinken 9 und ihre Zwischenräume werden mit einer abnehmbaren Gummidecke 8 überzogen, die außen von zwei Federringen 7 festgehalten wird und innen an den Zinken angenietet ist. Die Federringe pressen die Zinken so nach innen zusammen, daß sie stets beim Nachpressen der Verrohrung bis zur Tiefe der Sonden- oder Entnahmestutzenspitze dicht an der Stutzenaußenwand anliegen. Die Gummidecke walkt dabei über die Außenwand und verhindert das Eindringen von Sand zwischen Verrohrung und Stutzen. Der erneut nach unten vordringende Entnahmestutzen spreizt die Krone auseinander. Soll nun einmal der Stutzen gezogen werden, bevor die Verrohrung nachgepreßt ist, legen sich die Zinken mit der Gummidecke ebenfalls wieder dicht an den Stutzen an und streifen alle Sandkörnchen von dem in die Verrohrung zurückgehenden Stutzen ab. Beim Durchgang des Stutzens durch die Abstreifkrone wird der Aufschluß nachgeweitet, so daß die Mantelreibung der Verrohrung vermindert und ihr Ziehen erleichtert wird.

### Entnahmeapparatur

#### Entnahmekopf für bindige Erdstoffe

Die Entnahme bindiger Erdstoffe bietet kaum Schwierigkeiten, da meistens die Haftung an der Stutzenwand ausreicht, die Probe beim Ziehen sicher zu halten. Proben von Schluff oder feinsandigem, weichplastischem Ton, die aus dem Stutzen ausfließen könnten, werden am sichersten und ohne Störung der Probe durch Unterdruck daran gehindert. Von der Aufschlußsole kann die Probe durch Abdrehen oder, wenn es notwendig wird, mit dem Reißdraht abgelöst werden.

Für den Stutzen zur Entnahme bindiger Erdstoffe reichen deswegen 4 mm Wandstärke aus. Ein Hohlgestänge erlaubt in Verbindung mit der Hebelpresse und dem Gestängegalgen eine einfache Saugkolbenkonstruktion. Sie hat gegenüber Ventil-

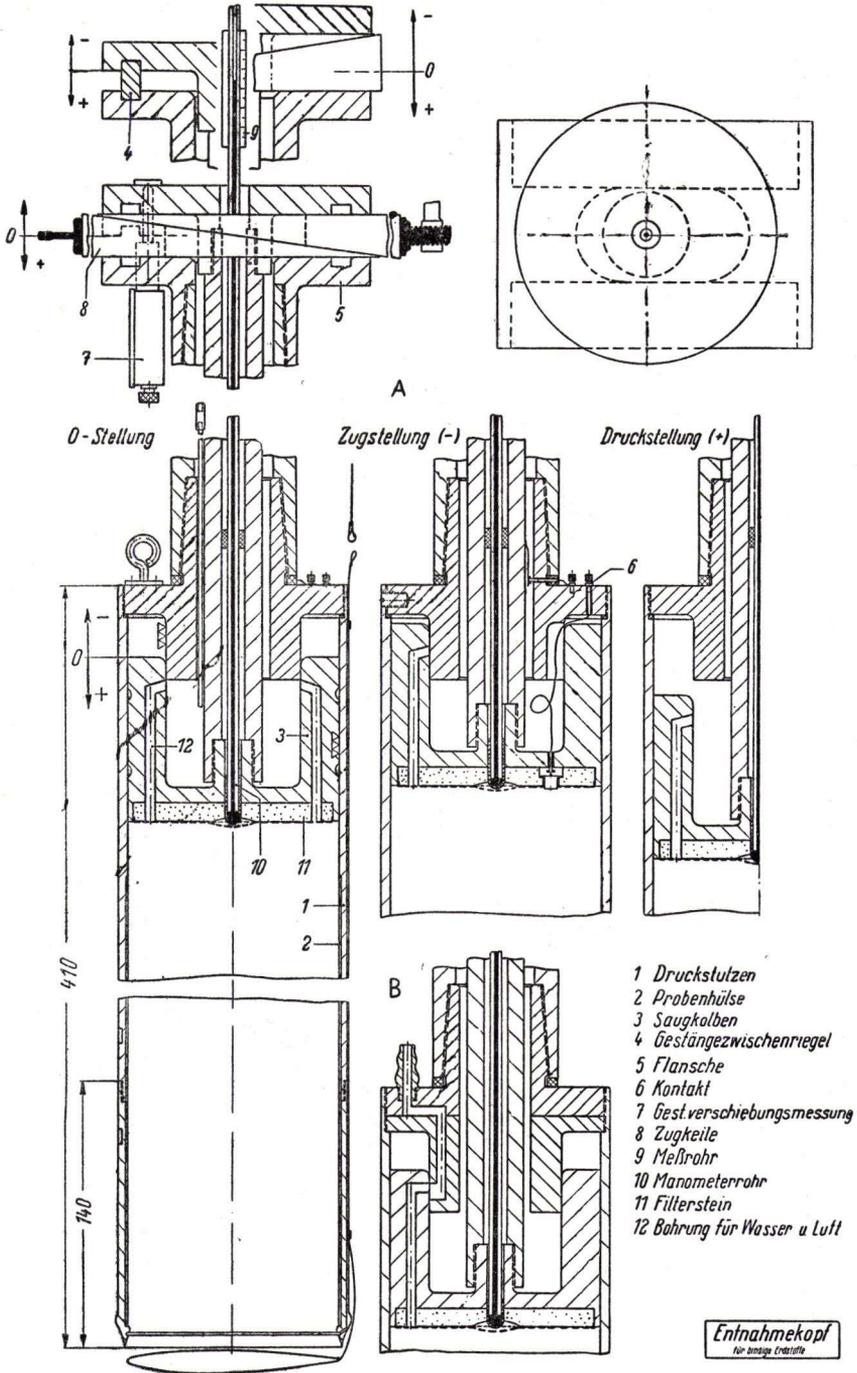


Abb. 18. Entnahmekopf für bindige Erdstoffe.

konstruktionen und automatischen Federmechanismen den Vorteil der leichten und einwandfreien Kontrolle des in der Tiefe eingestanzten Entnahmestutzens von der Oberfläche aus. Der Erfolg der Saugkolbenfunktion wird sofort an der Relativbewegung der Gestänge zu einander sichtbar. Je nach Bodenart und sonstigen Umständen kann man den Sog steigern.

Die Ausbildung des Entnahmekopfes nach Abb. 13 ermöglicht ohne weitere Zurüstung auch den Steifetest. Mit einem etwas modifizierten Kolben (Abb. 14) kann der Stutzen zum Filtertest für wenig durchlässige Erdstoffe benutzt werden. Das Manometerrohr im Hohlgestänge kann in der Nullstellung des Kolbens zur Messung des Porenwasserdrucks dienen.

Der Entnahmevorgang mit der vorgeschlagenen, in Abb. 13 gezeigten Konstruktion soll wie folgt verlaufen:

Der Druckstutzen 1 mit der transparenten Probenhülse 2 wird in den Untergrund eingepreßt. Der Erdkörper dringt in das Hülseninnere ein. Der Saugkolben 3 steht dabei in der Nullstellung, die durch Einschieben der beiden Gestängezwischenriegel 4 zwischen die auf das Gestänge aufgeschraubten Flansche 5 eingestellt wird. Die Probe kann ungestört in den Stutzen eindringen, da Luft und Wasser über die Saugkolbenbohrungen 12 abfließen. Sobald die eindringende Erde den Tastkontakt 6 betätigt, beginnt auch die Meßuhr 7 für die Gestängeverschiebung zu laufen. Man geht darauf mit der Gestängekraft herunter und löst die Probe durch Abschneiden mit dem Reißdraht oder durch Drehen des Stutzens vom Untergrund. Die Probe kann jetzt mit Hilfe der Zugkeile 8, die den Kolben 3 in Zugstellung bringen, angesaugt werden. In der Zugstellung verschließt der Kolben die Öffnung zum Gestängeinnenraum und zum Außendruck. Der Sog auf die Probe kann deswegen durch geringen Kolbenhub merklich erhöht werden. Der Kolben gleitet im Zylinder auf geläppten, geschmierten Laufflächen.

An der Oberfläche wird der Schneidenvorschuh abgeschraubt. Die Probenhülse wird dadurch so weit frei, daß sie bequem mit beiden Händen gefaßt und mit drehendem Zug aus dem Oberteil des Entnahmestutzens herausgenommen werden kann. Nach Einsetzen einer neuen Hülse und Wiederaufschrauben des Vorschubs kann das Gestänge für den nächsten Entnahmeschritt in den Aufschluß eingeführt werden.

### Entnahmekopf für Sand

Die Wandstärke des Stutzens ist für die Reibung der in seinen Innenraum gleitenden Probe an der Hülsenwand ohne Einfluß. Der Verdichtungsdruck der Schneide kann durch die Wahl eines genügend kleinen Schneidewinkels seitlich so auf die Aufschlußwand gerichtet werden, daß vor der Schneide auf den als Probe auszustanzenden Bodenkörper kein Druck ausgeübt wird. Wenn man also den Stutzenradius so groß macht, daß die Dicke des inneren, nur vom seitlichen Erddruck abhängigen Störmantels gegen ihn klein bleibt hat die Erhöhung der Wandstärke nur zur Folge, daß man eine größere Gestängekraft braucht. Man kann also im unteren Teil des Entnahmestutzens einen Zylinder-Hohlmantel anordnen, der als Konstruktionsraum für geeignete Vorrichtungen zur Herstellung eines unteren Verschußpfropfens kohäsionsloser Lockergesteine ausgenutzt werden kann.

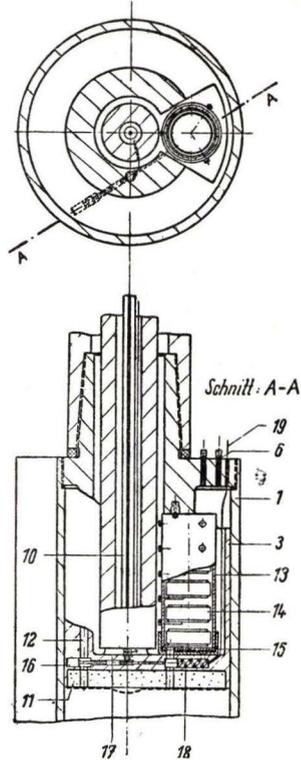


Abb. 14. Filtertestzurüstung für Schluff und Ton.

- |                              |                    |
|------------------------------|--------------------|
| 1 Stutzenmantel              | 14 Schwimmer       |
| 3 Saugkolben                 | 15 Sockel          |
| 5 Anschluß für Schaltimpulse | 16 Ventilstange    |
| 10 Manometerrohr             | 17 Kontrollkontakt |
| 11 Filterplatte              | 18 Feder           |
| 12 Entlüftung                | 19 Schnurzug       |
| 13 Meßrohr.                  |                    |

Da der Erfolg einer Vorrichtung zum Ausfrieren einer Erdstoffscheibe durch gerichteten Kälteübergang von den Isolationsverlusten abhängt, konnte die Berechnung der notwendigen Kältemenge nur einen ungefähren Anhaltspunkt für die Konstruktion liefern. Zum Ausfrieren einer Verschlusscheibe von 6 cm Durchmesser und etwa 2 cm Höhe werden bei wassergesättigtem Sand rund 17 kcal gebraucht, wenn die Bodentemperatur vor dem Versuch mit  $20^{\circ}\text{C}$  angenommen wird. Der Rauminhalt des Kältegefäßes der Versuchskonstruktion betrug  $150\text{ cm}^3$ . Eine Füllung mit  $\text{CO}_2$ -Eis reichte bei allen untersuchten Erdstoffen zum Ausfrieren einer festen Verschlusscheibe aus. In bekannter Weise friert wassergesättigter Grobsand genau bei  $0^{\circ}\text{C}$  und am schnellsten aus, während feuchter Feinsand und Schluff einige Kältegrade und längere Zeit zum Ausfrieren benötigen.

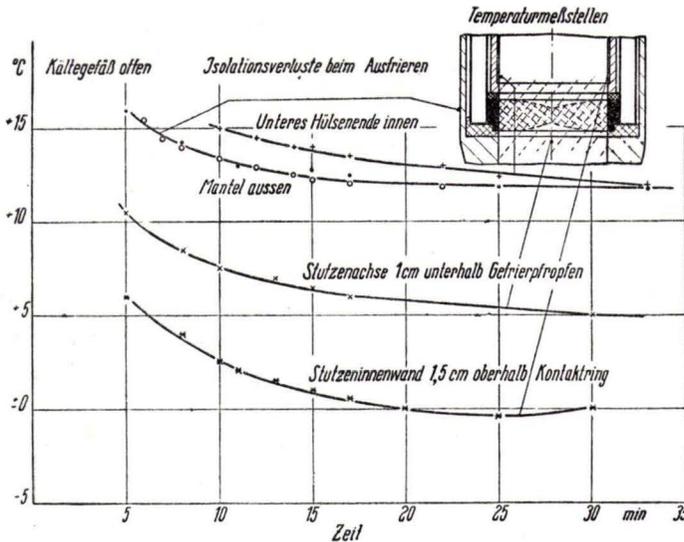


Abb. 15. Isolationsverluste beim Ausfrieren eines Frostpropfens mit einem Versuchsstutzen.

Die beste Isolierung wurde in Übereinstimmung mit den Ergebnissen zahlreicher Arbeiten über Kälteisolierung (Joos 1947) durch Verspiegelung aller Gefäß- und Mantelwänden, Luftspalte und Lederringdichtungen erzielt.

Die ersten Frierversuche wurden mit flüssiger Luft, flüssigem Stickstoff und Kohlensäureeis angestellt. Der Gedanke, durch Expansion hochgespannter Kohlensäure die erforderliche Kälte zu erzeugen, wurde zunächst nicht verfolgt, da keine Erfahrungen vorlagen, ob ein Frierring in der gewünschten Weise auf die Probe einwirkt, und weil die Verwendung von Kohlensäuregas im Gelände an die Voraussetzung geknüpft ist, daß ein Fahrzeug zum Transport zur Verfügung steht. Flüssige Luft als Kühlflüssigkeit schied bald aus, da bei Füllung des warmen Kältegefäßes die Verluste durch überdampfende Kühlflüssigkeit zu hoch sind und die Kälteabgabe aus dem Frierring nicht gesteuert werden kann. Die Kälte geht so schnell ab, daß es unmöglich ist, den Frierring an der Oberfläche zu öffnen, flüssige Luft einzufüllen, den Stutzen mit Frierring in den Untergrund einzupressen, zu messen und dann noch eine feste Scheibe der ausgestanzten Probe auszufrieren.

Abgesehen davon, ist der Antransport und Umgang mit flüssiger Luft im Gelände umständlich und nicht ganz gefahrlos, da den Vorrichtungen immer Ölsuren anhaften, die sich entzünden können. Dieses Risiko entfällt bei Verwendung von flüssigem Stickstoff, mit dem ebenfalls experimentiert wurde.

Die Isolationsmessungen wurden mit fester Kohlensäure ausgeführt, anfänglich unter Beigabe von Alkohol oder Azeton, später mit feingranuliertem Kohlensäureeis allein, das mit Hilfe eines passend angefertigten Ringtrichters schnell in das Kältegefäß eingefüllt wurde.

Durch Abklemmen der Vakuumschläuche, mit denen das Kältegefäß über die Zuleitungsrohre mit dem äußeren Luftdruck in Verbindung stand, konnte die Kälteabgabe verlangsamt oder durch Absaugen des Gases, oder auch durch Alkoholzugabe, beschleunigt werden. Der Verschlußpfropfen von 6 cm Durchmesser war bei wassergesättigtem Sand bereits nach 2 Minuten hergestellt. Bei Abschluß des Kohlensäureeises von der Atmosphäre war der Ring frühestens nach 15 Minuten ausgefroren. Die Konsistenz des Erdstoffes und die Zähigkeit des Grundwassers waren vorher schon merklich verändert. Die Isolationsverluste für verschiedene Ausführungen des Kältegefäßes wurden wie folgt gemessen:

Der Stutzen mit Kohlensäure im Frierring wurde in wassersatten Schluff eingepreßt. Bei offener Verbindung des Kältegefäßes zur Atmosphäre wurde die Temperatur an der Stutzenaußenwand und oberhalb und unterhalb des Verschlußpfropfens abhängig von der Zeit gemessen. Abb. 15 zeigt das Ergebnis für das beste Kältegefäß. Die Temperatur des Stutzenaußenmantels sank von 15,5° C nicht unter 11° C. An der Probenhülse innen war der Temperaturrückgang infolge der Luftschicht zwischen Hülse und Stutzen noch geringer.

Unterhalb des Verschlußpfropfens war die Temperatur nach 30 Minuten von etwa +20° C auf +5° C gesunken. Nach rund 25 Minuten war das Kohlensäureeis verbraucht und die Temperaturen stiegen langsam wieder an. Die Proben blieben dabei, durch den Frostpfropfen gehalten, in der Hülse. Die Erdstoffe unterhalb der Verschlußzone liefen aus. Noch 50 Minuten nach Ende der Frierversuche mit Sand konnte vom Frierring des Stutzens ein 2 cm dicker und 3 cm hoher gefrorener Ring abgelöst werden. Die Frostpfropfen feinkörnigerer Erdstoffe blieben noch länger vollkommen fest. Tafel 2 zeigt Frostpfropfen verschiedener Erdstoffe, die mit der Versuchskonstruktion von 60 mm Innendurchmesser gewonnen wurden.

Auf Grund der geschilderten Vorversuche wurde über einige Zwischenstufen der Entnahmekopf nach Abb. 16a entwickelt. Flüssige Kohlensäure aus den handelsüblichen Flaschen wird in den Frierring geleitet und dort plötzlich entspannt. Dieser verbesserte Entnahmestutzen hat Normmaße. Seine Schneide ist nur auf ein kurzes Stück von der doppelten Wandstärke des übrigen Stutzens.

Aufbau und Wirkungsweise des Entnahmekopfes für Sand gehen aus Abb. 16a hervor. Unter dem Druck des Gestänges, der über die Gestängekupplung 1 auf den Entnahmestutzen 2 mit der Schneide 3 wirkt, dringt die Probe in die Hülse 4 ein. Die Hülse besteht aus verzinktem Eisenblech oder aus transparentem Kunststoff, vorzugsweise aus Zellulose-Azetat oder einem harten, kratzfesten Kunstharz, beispielsweise Polyvinylchlorid oder einem Mischpolymerisat auf der Basis von Acrylsäureestern. Die Hülse wird im Stutzen oben durch den Hüsenteller 1e, der in die Druckplatte 1b des Kupplungsschaftes 1a eingeschraubt wird, unten durch den Hülsenring 2f, der in den Stutzen gesteckt wird, festgehalten. In der Schneide sitzt der hohle Frierring 3a. Der Stutzenkopf 2a nimmt den Druck aus dem Gestänge über die Druckplatte 1b des Kupplungsschaftes 1a und den Zug aus dem Gestänge über die Spannkeile 1c auf, die durch den Spannkonus und Spannring 1d festgezogen werden.

Zur Herausnahme einer aus dem Untergrund gestanzten Probe aus dem Stutzen wird der Spannring gelöst und zusammen mit dem Konus auf dem Schaft hochgeschoben und festgeklemmt. Die

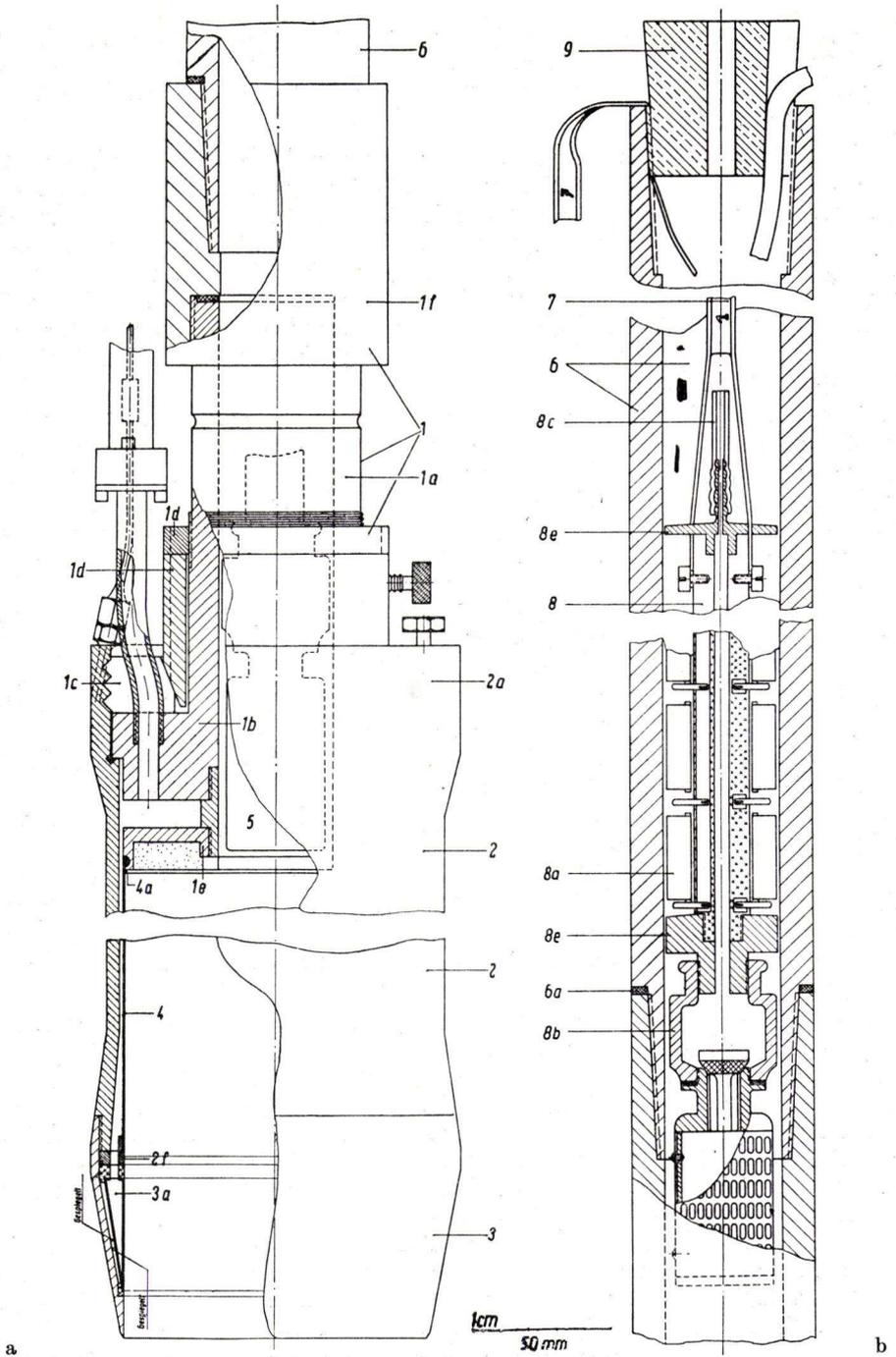


Abb. 16a und b. Entnahmekopf und Filtertestzurüstung für Sand.  
 1 Gestängekupplung; 2 Entnahmestutzen; 3 Schneide; 4 Hülse; 5 Saugkorb in Schlammbüchse;  
 6 Gestänge (Meßrohr); 7 Bandmaß (Haltekabel); 8 Meßschaft; 9 Gestängestopfen.

Spannkeile lassen sich dann herausnehmen. Der Stutzen mit Hülse kann jetzt vom Hülsenteller und der Gestängekupplung abgezogen werden, die über die Muffe 1f mit dem Gestänge verbunden bleibt. Die nunmehr oben freiliegende Probe kann paraffiniert werden. Der Stutzen mit Hülse wird auf den Kopf gestellt. Der Ziehwulst 4a ermöglicht es, die Hülse mit der Probe vom Frostpfropfen und Hülsenring zu lockern und aus dem Stutzen herauszunehmen. Darauf kann auch das untere Ende der Probe mit Paraffin verschlossen werden. Der Frostpfropfen bleibt im Frierring der Schneide sitzen und kann gesondert gewonnen werden.

Als Schlammbüchse des Entnahmestutzens dient der untere Teil des Gestänges. Eindringener Bohrschmand wird mit Hilfe einer Flügelpumpe und eines mit Ventil versehenen Saugkorbes 5, der durch das Gestänge bis zur Probe herabgelassen werden kann, entfernt, es ist möglich mit Zugabe von Wasser nachzuspülen.

Durch die Dichtungsringe 6a, die zwischen jedem Gestängestoß eingepreßt werden, ist das Gestängeinnere wasserdicht nach außen abgeschlossen, so daß auch die Möglichkeit besteht, leicht aufschwimmende Sande unter Überdruck zu entnehmen.

## Messungen im Aufschluß

### Filtertest

Die Messung der Filtrations- oder Filtergeschwindigkeit in situ verspricht nur unter determinierten und reproduzierbaren Bedingungen Ergebnisse von Wert. Vor allem muß das Druckgefälle frei wählbar und während der Messung möglichst konstant sein. Es soll im allgemeinen den Wert 1 nicht überschreiten. Der Weg des Wassers ist durch die Konstruktion so vorzuschreiben, daß keine Querschnittsverengungen und Änderungen der Weglänge eintreten können.

Die Registrierung hat so zu erfolgen, daß Einschwingungsvorgänge, störende Anfangswiderstände oder wechselndes Gefälle bei der Auswertung eliminiert werden können. Zur Bestimmung der Filtergeschwindigkeit von Untergrundschichten, die zur Zeit der Messung über dem freien oder künstlich abgesenkten Grundwasserspiegel liegen, muß mit der Apparatur auch die Versickerung bzw. Abnahme des Wasserstandes in einem Meßrohr gemessen werden können. Das Meßrohr soll schnell zu entleeren sein, damit unter Umständen die gleiche Probe wiederholt vermessen werden kann.

Abb. 16a und b zeigen eine Übersicht der Filtertestzurüstung für Sand: Als Meßrohr dient das Gestänge 6. Eine zweiadrige Bandleitung 7, als Bandmaß kalibriert, wird als Haltekabel für den Meßschaft 8 benutzt, der die Kontaktschwimmer 8a und ein Saugventil 8b trägt, mit dem über die Schlauchleitung 8c der Wasserstand im Meßrohr abgesenkt werden kann. Ein durchbohrter Gestängestopfen 9 hält das Bandmaß mit dem lotartigen Meßschaft in der gewünschten Tiefe unter Grund. Die Abstandhalter 8e sorgen dafür, daß der Meßschaft zentrisch im Gestänge geführt wird, und

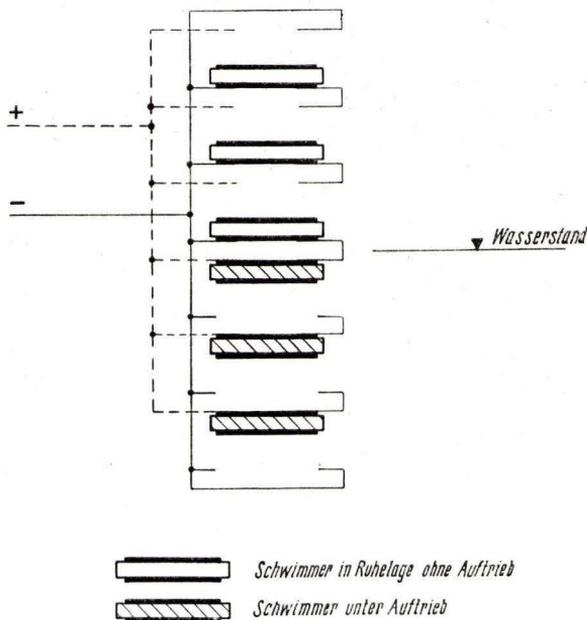


Abb. 17. Schaltung für die Impulsgabe der Schwimmer im Meßrohr.

daß die Schwimmer nicht mit der Gestängeinnenwand Berührung haben; bei Schaltung der Schwimmer nach Abb. 17 ist es im übrigen gleichgültig, ob sie gelegentlich Kontakt mit dem Gestänge haben. Die Schaltimpulse gehen genau im Zeitmaß des Ansteigens der Wassersäule im Meßrohr (Gestänge) an das Registriergerät. Der Meßschaft erübrigt auf diese Weise auch eine Brunnenpfeife zur Messung des Wasserstandes im Aufschluß.

Die schnelle Änderung der Meßbereiche bei  $k$ -Wertbestimmungen wird aufgefangen durch die verschiedenen Laufgeschwindigkeiten des Registriergerätes, wählbare Schwimmer- und Kontaktabstände des Meßschartes — gegebenenfalls werden auch Totraumsegmente aufgesteckt — und durch Variation der Filterfläche, die durch Einschrauben entsprechender Filterplatten in den Hülsenteller erfolgt.

Das Druckgefälle für die Messung kann beliebig gewählt werden und auch negative Werte annehmen, so daß Versickerungsmessungen nach der Sickerrohrmethode von DISERENS (1934), KHAFAGI (1944) oder MAAG (1941) möglich sind. Das Gefälle kann im Sonderfall durch Absaugung des Druckes im Meßrohr (bei oben verschlossenem Gestänge) über das durch die Position der Sonde unter dem Grundwasserniveau gegebene Maß gesteigert werden. Bei normalem Gefälle kann aus der Änderung des Elektrolyt-Widerstandes im Meßgefäß infolge Einführung einer Salzlösung an der Schneide die wahre Grundwassergeschwindigkeit  $v_r$  und daraus das spannungsfreie Porenvolumen  $n^*$  bestimmt werden. Im freien Gestängeinnern können auch die üblichen Elektroden für pH-Wertmessungen (KORDATZKI, 1949) untergebracht werden.

In feuchtem Feinsand, insbesondere innerhalb des Kapillarsaumes, kann die Filtertestzurüstung zur Messung der Tragkraft der Menisken benutzt werden. Beim Durchpressen von Luft steigt der notwendige Druck nur bis zu einer durch den hydrostatischen Druck und die kapillare Steighöhe (d. h. richtiger der Tragkraft der Menisken) bestimmten Grenze.

In Verbindung mit dem Frierring kann die Filtertestzurüstung für die Bestimmung der Frostempfindlichkeit grundwassernaher Schichten, beispielsweise im Untergrund von Straßen, verwandt werden.

Bei ganz schwach wasserdurchlässigen Erdstoffen, die u. U. noch tropfbares Wasser enthalten, d. h. bei Schluff, Lehm und Löß, ist die Zuflußgeschwindigkeit so gering, daß es angebracht ist, den vorgeschlagenen Entnahmestutzen für bindige Erdstoffe mit dem Meßrohr-Kolben nach Abb. (14 s. S. 47) zu verwenden.

#### Schertest

Für die Messung der Scherfestigkeit ungestörter Untergrundschichten in beliebiger Tiefe wird in Verbindung mit der Hebelpresse die Schertestzurüstung nach Abb. 18 vorgeschlagen.

Der Lasthebel der Hebelpresse drückt mit wählbarer Auflast über die Belastungslinse 1 auf den rollengelagerten Auflaststeller 2a des Drehstückes 2, das an Stelle eines gewöhnlichen Gestängerohrstückes auf das Gestänge geschraubt werden kann. Der am unteren Gestängeende einsetzbare Scherkopf 3 wird dadurch in die ungestörte Aufschlußsole eingepreßt, die erforderlichenfalls vorher durch den Planierkopf 6 geebnet werden kann. Bei Belastung des Scherhebels 4 mit Hilfe der Zeigerlastwaage 5 wird die lotrechte Translationsbewegung eines der Füllgewichte 5b in die gewünschte Drehung des Scherkopfes verwandelt.

Mit dem Drehstück 2 ist ein Lagerzapfen 2b starr verbunden, auf dem sich das große Kegelrad 2c dreht; es wandelt zusammen mit dem kleinen Kegelrad 2d die lotrechte Kraft in eine doppelt so große Horizontalkraft um. Aus der Nabe des Kegelrades 2c ist ein Vierkant 2e herausgearbeitet, der die Kräfteinleitung aus dem Scherhebel übernimmt.

Der Scherhebel 4 hat ein Gleitrahmenstück 4a mit dem Gewindeansatz für das Hebelrohr 4b und einen Gegengewichtsdorn 4c für die Ausgleichsgewichte 4d. Das Hebelrohr 4b hat Bohrungen zur Aufnahme des Lastbolzens 5a der Zeigerlastwaage.

Die Lastwaage wird durch das Gegengewicht 5c zum leeren Füllgewicht 5b ausgeglichen. Eine Feder 5f liefert die notwendige Rückstellkraft für den Zeiger 5d bei Füllung des Gewichtes. Der Waagebalkenauflegerdruck wird als Scherlast benutzt. Die Scherlast setzt sich zusammen aus dem Gewicht des eingebrachten Quecksilbers zuzüglich dem Ausgleichgewicht 5c und dem Leergewicht von Hebel und Gefäß. Sie wird durch den Zeiger 5d auf der Skala 5e angezeigt. Die Registrierung der Scherkraft ist durch die Ausbildung des Zeigerkopfes und der Skala als Kontaktgeber möglich.

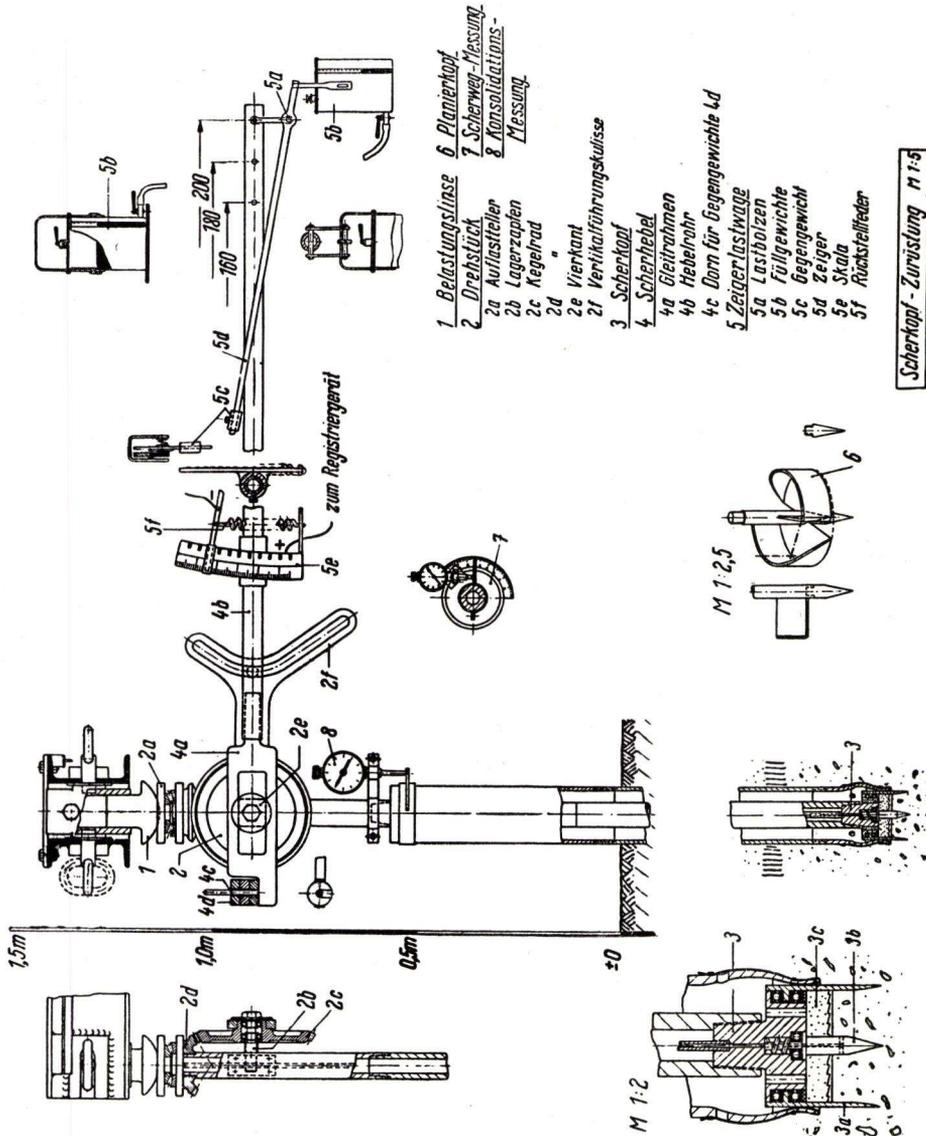


Abb. 18. Vorrichtung zum Messen der Scherfestigkeit des Untergrundes bei behinderter Seitenausdehnung. Ein kreisringförmiger Teil der Aufschlußsole kann bei beliebig wählbarer Normal- mit wählbaren Tangentialspannungen belastet werden. Die Verschiebungen des Erdstoffs in Richtung der aufgebrachtten Kräfte können abhängig von der Zeit gemessen und registriert werden.

Die Vertikalverschiebung des Gestänges infolge der lotrechten Belastung wird durch die Meßuhr 8 und die horizontale Verschiebung beim Abscheren infolge der Tangentialbelastung  $p_T$  durch die Meßuhr 7 gemessen.

Auf dem Schaft des Drehstückes ist eine Kulisse 2f für die automatische Vertikalführung des Angriffspunktes der Scherlast bei der Drehbewegung des Drehhebels angeschweißt.

Die Drehung des Gestänges überträgt sich nur auf den Scherkopf 3, dessen Mantel 3a und Dorn 3b durch die Reibung am Erdstoff festgehalten werden. Sie sind gegen den Innenteil des Scherkopfes beweglich. Ähnlich wie beim Ringscherapparat wird durch den Filterstein 3c auf einem Kreisring Kraftschluß vom Gestänge zum Untergrund hergestellt.

Die Anordnung könnte bei beliebig wählbarer Normalspannung die stufenweise Aufbringung wählbarer Tangentialspannungen ermöglichen. Der Winkel der Scherfestigkeit bei behinderter Seitenausdehnung wäre nach den Bruchbedingungen durch Schnellversuch am „geschlossenen System“ mit schnellem Abscheren feststellbar.

### Steifetest

Der im Entnahmekopf für bindige Erdstoffe gleitende Kolben ermöglicht Steifemessungen an der Probe in ungestörter Lagerung bei behinderter Seitenausdehnung. Sobald die ungestörte Probe in den Entnahmestutzen eingedrungen ist, kann der Kolben von der Nullstellung aus nach unten gedrückt werden (Abb. 13). Der Flansch des Innengestänges wird dazu nach Entfernung des Gestängezwischenriegels mit Hilfe von Zugklauen von der tiefer stehenden Hebelpresse nach unten gezogen. Der Kolben belastet den Erdstoff genau wie beim Zusammendrückungsversuch bei behinderter Seitenausdehnung im Laboratorium. Das ausgepreßte Porenwasser dringt über die Filtersteinabdeckung der Kolbendruckfläche in den in Druckstellung zur Atmosphäre offenen Entlüftungskanal ein. Die an der Oberfläche den Flanschenabstand der Gestänge anzeigende Meßuhr liefert die absolute Setzung der von der Kolbenpressung betroffenen Erdstoffscheibe. Ihre Höhe  $h_0$  ist größer als die Probenhöhe beim normalen Zusammendrückungsversuch mit behinderter Seitenausdehnung, da beim Laboratoriumsversuch die Probe durch die Filtersteine nach oben und unten, beim beschriebenen Test aber nur nach oben entwässern kann. Außerdem wird beim Normalversuch die Probenhöhe im Verhältnis zum Durchmesser des Probenzylinders so klein gewählt, daß mit Sicherheit über die ganze Probenhöhe der gleiche Spannungszustand herrscht. Bei der Zusammenpressung im Stutzen nehmen die Spannungen im gepreßten Teil der Probe nach unten ab. Durch die verhinderte Seitenausdehnung können sich aber die Druckverteilungen von Sand und Ton nicht sehr von einander unterscheiden. Außerdem braucht die Druckverteilung und die Höhe  $h_0$  des gepreßten Teils der Probe während des Versuchs nicht bekannt zu sein. Den Maßstab für die Umrechnung des aufgenommenen Drucksetzungsdiagramms in das Druckporenzifferdiagramm erhält man durch nachträgliche Feststellung der Porenziffer des zusammengedrückten und des nicht betroffenen Erdstoffes im Stutzen. Da der Entnahmestutzen über dreimal länger als breit ist, wird die Probe unten im Stutzen durch die für den Zusammendrückungstest notwendigen Pressungen des Erdstoffes im oberen Teil des Stutzens nicht in Mitleidenschaft gezogen. Die Differenz der Porenvolumina des komprimierten ( $n_e$ ) und ungestörten Erdstoffes ( $n_a$ ) ist gleich der relativen Setzung:

$$\frac{n_a - n_e}{1 \text{ mm}} = s' = \frac{s}{\text{mm}} \frac{\text{mm}}{h_0}.$$

Damit ist der Maßstab für das Druckporenzifferdiagramm bekannt und die Steifesziffer  $E$  bei behinderter Seitenausdehnung kann in bekannter Weise aus dem Diagramm gefunden werden.

Für die Zeitsetzungskurven wirkt sich die größere Probenhöhe durch Verlängerung der Konsolidierungszeit ungünstig aus. Andererseits wird man bei der Testung, um Zeit zu gewinnen, sofort von der geologischen Auflast aus auf die Laststufen 2,73 und 10 kg/cm<sup>2</sup> weiterbelasten können. Aus der registrierten Setzung können dann die Steifeziffer, Verdichtungsziffer oder die Zusammendrückungszahl ermittelt werden. Der Steifetest ist nur an den Untergrundsichten durchzuführen, von denen der Absolutwert des Elastizitätsmoduls gebraucht wird. In vielen Fällen werden Vergleichswerte aus Drucksondierungen genügen. Trotzdem wird es bei dem üblichen Termindruck bei Aufschlußarbeiten schwierig sein, diesen durchzuführen. Man wird Arbeitspausen, z. B. über Nacht, zur Konsolidierung unter einer Laststufe ausnutzen müssen. Im übrigen wird das Steifetest-Verfahren am besten in der praktischen Erprobung zweckmäßig zu modifizieren sein.

### Drucksondierungen und Probelastungen

Das Gewicht eines Fahrzeugs ermöglicht bereits Drucksondierungen mit kleinem Querschnitt ohne besondere Verankerung oder Totlast. Die Spitzenwiderstände abhängig von der Tiefe können mit dem Meßarm der Hebelpresse, einem Druckmeßbügel zwischen Gestängeklaue und Druckkopf der Fahrzeughydraulik oder in bekannter Weise (KAHL und MUSS 1952) mit einem Druckmeßelement zwischen Sondenspitze und Gestänge gemessen und über Tag registriert werden.

Für Drucksondierungen mit größerem Querschnitt kann das Innen- oder Außengestänge eine aufschraubbare Sondierspitze erhalten. Da durch den Gestängegalgen auch ein Rammklotz betätigt werden kann, besteht die Möglichkeit, den statischen Einpreßwiderstand und unmittelbar darauf im gleichen Aufschluß, oder später in einer benachbarten Sondierung, den dynamischen Einpreßwiderstand festzustellen. Auf den Wert solcher gleichzeitigen Anwendung eines Penetrations- und Rammverfahrens wurde neuerdings von FEHLMANN (1952) hingewiesen. Sie liefert für den untersuchten Untergrund das Übersetzungsverhältnis zwischen dynamischen und statischem Einpreßwiderstand.

Da die Entnahmestutzen so ausgebildet werden können, daß sie ohne merkliche äußere und mit abschätzbarer innerer Mantelreibung in den Untergrund eindringen, besteht die Möglichkeit, gleichzeitig mit dem Kernen den statischen Einpreßwiderstand zu bestimmen. Das BURKHARDTSche Ramm-Sondierv erfahren mit Gewinnung eines gestauchten Kernes (1918) kann also durch Übergang auf statischen Einpreßdruck so verbessert werden, daß man für Gründungsüberlegungen brauchbare Spitzenwiderstandswerte erhält und gleichzeitig einen unverkürzten und ungestörten unterteilten Kern des ganzen Aufschlusses gewinnt.

Auch für Probelastungen können die Aufschlußvorrichtungen vorteilhaft verwandt werden. Um den Einfluß der Unebenheit der Bohrlochsohle auszugleichen, wird dazu eine Belastungsplatte mit flüssigkeitsgefülltem Druckkissen vorgeschlagen (SIMON 1952).

### Das Registriergerät

Messungen im Bohrloch mit Hilfe einer Sonde sind nur als Fernmessungen durchzuführen. Wenn man einen Schritt weiter geht zur Fernregistrierung, läßt sich das Ergebnis dokumentieren und später auswerten.

Zu Beginn der Entwicklung des Registriergerätes kam das Arbeiten mit Verstärkerrohren oder allgemein mit elektronischen Mitteln wegen der Bedingungen, unter denen im Gelände ohne Fahrzeug zu messen ist, weniger in Betracht. Außerdem schien es im Interesse der klaren und übersichtlichen Zuordnung der Schaltvorgänge einfacher,

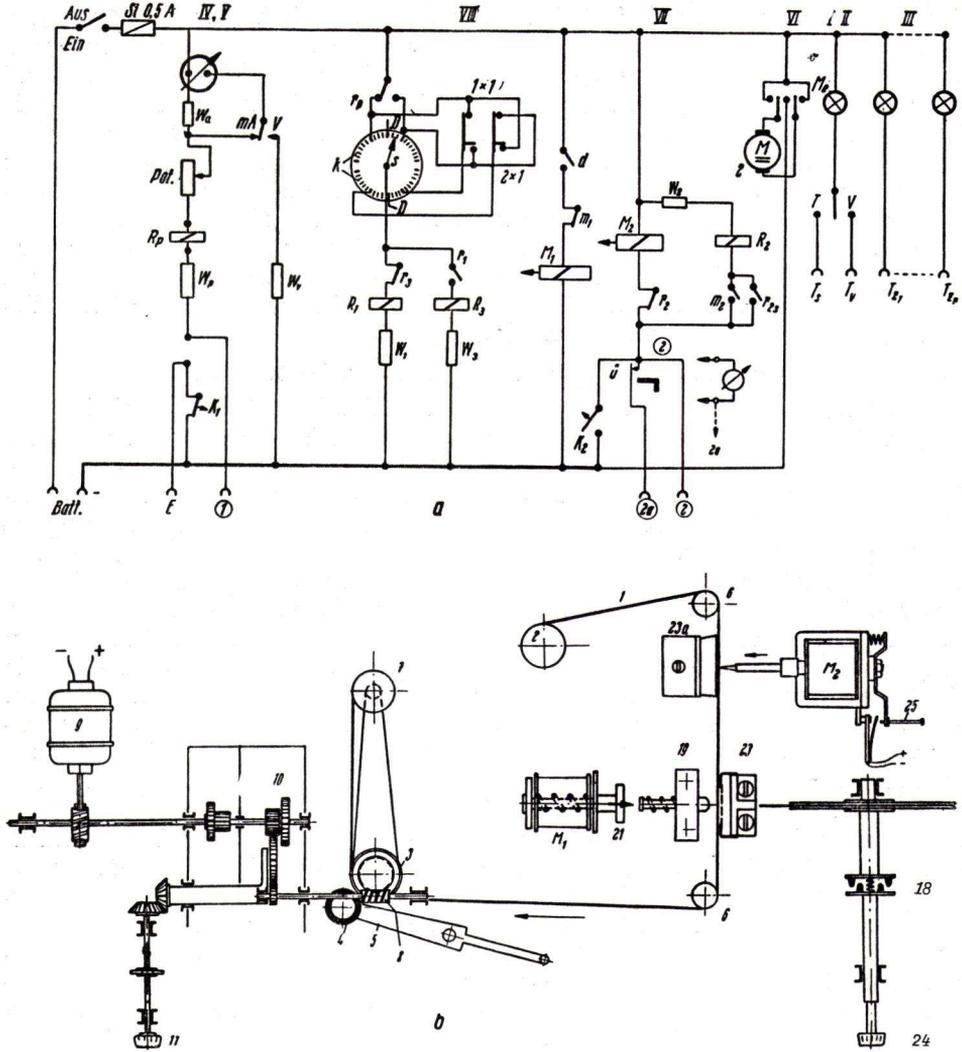


Abb. 19. Schaltung (a) und mechanischer Aufbau (b) des Registriergerätes (schematisch für zwei veränderlich steigende Meßgrößen).

a) Zeichenerklärung.

- 1, 2 und 2a, E Steckbuchsen für Schaltimpulse der 1. und 2. Meßgröße und die Erdung.
- 1 × 1, 2 × 1 Schalter für Doppelung des Ordinatenmaßstabs der 1. Meßgröße.
- D, d Kontakt des Schrittfortschalters, d = D
- K Kontaktsegment.
- K<sub>1</sub> Prüftaster für Druck der 1. Meßgröße.
- K<sub>2</sub> Prüftaster für Abszissenstich (2. Meßgröße).
- M<sub>1</sub> Magnet für Druckmarke.
- M<sub>2</sub> Magnet für Stichmarke.
- P<sub>r</sub> Schalterstellung für „Prüfen“ und Rückwärtsgang des Laufwerkes.
- M<sub>0</sub> Schalterstellung für „Messen“ mit vier Übersetzungsmöglichkeiten des Motors.

$R_p$	Polarisiertes Relais für die Meßimpulse der 1. Meßgröße.
$R_1$	Schrittschalt-Relais.
$R_2$	Sperr-Relais für Stichmarke.
$R_3$	Fortschalt-Relais für $R_1$ .
$R_4$	Relais in der Meßschleife für Arbeitsstrom der 2. Meßgröße.
$r_2$	Selbsthaltekontakt.
s	Schleifer.
$T_s, T_v, T_{z_1 \rightarrow n}$	Einsteckbuchsen für Taster.
Pot.	Potentiometer für Strommessung mit dem Voltmeter im Nebenschluß.
Si 0,5 A	Sicherung für 0,5 Ampere.
ü	Kurzschlußkontakt.
W	Widerstand.

## Kontroll-Beispiel für Filtertest.

I	Kontr. für Taster $T_s$ .
II	„ „ „ $T_v$ Zulaufventil.
III	„ „ „ $T_z$ Wasserandrang im Steigrohr.
IV	„ „ Strommessung.
V	„ „ Spannungsmessung.
VI	„ „ Motor und Laufwerk.
VII	„ „ Stichmarkierung.
VIII	„ „ Schrittfortschaltwerk und Druckmarkierung.

b) 1	Registrierstreifen	11	Gangschalter
2	Vorratsrolle	19	Schlitten
3	Mitnehmerwalze	20	Druckstift für 1. Meßgröße
4	Andrückrolle	20a	Stichnadel für 2. Meßgröße
5	Abdrückhebel	21	Anker des Druckmagneten $M_1$
6	Umlenkrolle	23	Gegenplatte für Druckstift 20
7	Aufspulrolle	23a	Gegenplatte für Stichnadel 20a
8	Schneckentriebe	24	Drehknopf für Schlittenrückführung
9	Gleichstrommotor	25	Prüf- bzw. Markierknopf für 2. Meßgröße
10	Schaltgetriebe		
	$M_1$ Druckmagnet		$M_2$ Stichmagnet

Niederspannung zu verwenden. Deswegen wurde zunächst ein Registriergerät für galvanische Ströme und Spannungen von maximal 12 oder 24 Volt entworfen. Bei Verwendung eines Motorfahrzeuges können in Verbindung mit der eingebauten, u. U. auszutauschenden Lichtmaschine und Batterie alle handelsüblichen Gleichstromaustattungen von 6, 12 oder 24 Volt benutzt werden. Darüber hinaus lassen sich dann auch mit Hilfe von Umformern oder im Zerhackerbetrieb beliebige andere Spannungen oder Stromarten erzeugen. Nicht nur das Kernen, sondern auch das Messen des Untergrundes wird also durch ein Motorfahrzeug unmittelbar erleichtert. Die Kraftquelle lebt den behelfsmäßigen Charakter der Arbeiten im Gelände auf und eröffnet weite Entwicklungsmöglichkeiten für Verfahren und Gerät.

Mit Hilfe des Registriergerätes sollte jede Meßgröße als Funktion der Zeit aufgeschrieben werden können. Eine erste Ausführung, bei der die Meßwerte auf einem Morsestreifen registriert wurden, erhielt daher in der Weiterentwicklung einen breiten Papiestreifen, auf dem zwei zeitabhängige Meßwerte punktweise aufgezeichnet werden. Das Registriergerät sollte weiter während des ganzen Meßvorgangs eine Kontrolle der Sonde im Aufschluß ermöglichen. Außerdem sollte der Beobachter in der Lage sein, während der Messung Markierungen vorzunehmen, ohne daß der Registriervorgang gestört wird.

### Schaltung und Funktion

Das in Abb. 19 und Tafel 3 gezeigte Gerät schreibt zwei variable Meßgrößen abhängig von der Zeit. Die erste Veränderliche wird als Punktdiagramm über der Zeit, die zweite punktweise auf der Zeitlinie der ersten dargestellt. Die gleichmäßige Geschwindigkeit des Papiervorschubs erlaubt es, die Streifenlänge als Zeitkoordinate zu verwenden. Vier Ganggeschwindigkeiten des Registrierstreifens ergeben so vier Zeitmaßstäbe. Dadurch können weit auseinanderliegende Meßbereiche, z. B. bei der Messung der Filtergeschwindigkeit, erfaßt werden.

Ist eine Meßgröße als Funktion der anderen gesucht, muß der Registrierschrieb umgezeichnet werden. Ein höherer konstruktiver Aufwand zur Vermeidung der Umzeichnung lohnt sich nicht, da für Probelastungen und Kompressionsversuche die Darstellung der Dauer der Laststufen, der Zeitsetzung und Drucksetzung in drei Quadranten eines gemeinsamen Achsenkreuzes üblich ist. Für die gegenseitige Abhängigkeit anderer bodenphysikalischer Meßwerte sind ebenfalls bestimmte Diagrammdarstellungen eingeführt, die durch kein Gerät unmittelbar aufgezeichnet werden können. Bei einigen Messungen genügt die Darstellung der Zeitabhängigkeit einer Meßgröße.

Bei Verzicht auf die Registrierung einer zweiten Meßgröße abhängig von der Zeit können auf die Abszisse des Registrierstreifens auch beliebige Zeitintervalle mit Hilfe einer Schaltuhr gegeben werden. Durch eine willkürlich zu betätigende Drucktaste kann ferner der Zeitpunkt beliebiger Vorkommnisse während der Messung festgehalten werden.

Der Ordinatenmaßstab der ersten Meßgröße kann durch eine zweite Schalstellung halbiert werden.

Die Überwachungsmöglichkeiten für die Kern- und Meßvorrichtungen sind vielseitig und kombinationsfähig. So kann z. B. nachgeprüft werden, ob die Sonde in ungestörten Untergrund sitzt, ob der Sonden-Ruhestrom ordnungsgemäß von der Sonde zum Registriergerät fließt, ob die Batteriespannung ihren Normalwert hat und ob die Druck- oder Stichmagnete für die beiden Variablen ordnungsgemäß funktionieren usw.

Da die Meßstellen im Anschluß der visuellen Kontrolle entzogen sind, war diese elektrische Überwachung der Meßbereitschaft notwendig, um feststellen zu können, ob das Ausbleiben von Schaltimpulsen auf Funktionsstörungen der Meßapparatur oder auf die Eigenschaften des Meßobjektes zurückzuführen ist.

Durch ein polarisiertes Schrittschaltwerk wird der notwendige kurzzeitige Magnethub für den Druck der Diagrammpunkte unabhängig von der Zeitdauer der Unterbrechung des Ruhestromes gewährleistet.

Auch der Stich oder Druck eines Punktes auf der Doppelleiter der Abszisse des Registrierstreifens erfolgt unabhängig von der Zeit der auslösenden Kontaktgabel durch ein Festhalterelais.

Die Schaltung ist in Abb. 19a, der mechanische Aufbau in Abb. 19b skizziert. Die Abbildungen zeigen in Verbindung mit der Tafel 3 Aufbau und Funktion des Gerätes.

Zur Registrierung der ersten und zweiten Meßgröße dient ein Registrierstreifen 1 von 6 cm Breite. Von einer Vorratsrolle 2 läuft er über Umlenkrollen 6 zu einer angetriebenen Mitnehmerwalze 3, gegen die er durch eine mit Gummi überzogene Andrückrolle gedrückt wird. Die Andrückrolle 4 ist zum bequemeren Einziehen des Registrierstreifens durch einen Hebel abhebbar. Von der Mitnehmerwalze 3 läuft der Registrierstreifen weiter zur Aufpulrolle 7.

Die Mitnehmerwalze 3 besitzt am oberen und unteren Rand feine Perforationspitzen zur sicheren Mitnahme des Papierstreifens. Der Antrieb von 3 erfolgt über zwei Schneckentriebe 8. Die Antriebskraft liefert ein kleiner Gleichstrommotor 9 für 12 Volt. Die Umdrehungsgeschwindigkeit

der Walze wird durch das Schaltgetriebe 10 geregelt. Der zugehörige Gangschalter 11 bewegt einen Arm, dessen Planetenrad den Kraftschluß zwischen Motor 9 und angetriebener Walze 3 besorgt.

Der Kellog-Schalter 12 gibt in seinen drei Stellungen: Vorlauf: „M“, „Aus“ und Rücklauf: „P“ den Betriebszustand des Motors an. Seine Stellung „P“ wird auch zum Prüfen der Betriebsbereitschaft des Gerätes für den Transport des Registrierstreifens benutzt. Der Gangschalter 11 muß dabei ebenfalls auf „P“ stehen.

Zum Zurückspulen des Registrierstreifens wird wiederum Stellung „P“ des Schalthebels 11 benutzt, der Gangschalter 11 muß dazu aber in Stellung „1“ gebracht werden.

Die Verwendung der angetriebenen Mitnehmerwalze 3 von stets gleichem Radius sichert in Verbindung mit der Spannungsüberwachung des Motors gleichmäßigen Papiervorschub. Die Drehzahl des Motors wurde hoch gewählt, damit unterstützt durch die Untersetzung des Getriebes 10 Drehzahlschwankungen des Motors ohne merkbaren Einfluß auf die Mitnehmerwalze 3 und die Vorschubgeschwindigkeit des Registrierpapiers bleiben. Gleichzeitig sichert die hohe Drehzahl ein ausreichendes Drehmoment. Die Geschwindigkeit des Papiervorschubs wird durch das Getriebe 10 von Stufe zu Stufe verzehnfacht. Für die Stellung 1 beträgt der Vorschub 4 cm/min. Ein Zentimeter Registrierstreifen entspricht in Stellung 1 also einer Zeit von 4 Minuten.

Zur zeitlichen Fixierung besonderer Vorkommnisse während der Messung wird der Knopf 25 (Schaltsymbol  $k_2$ ) benutzt.

Die Taster  $T_s$ ,  $T_v$  und  $T_z$   $_{1 \div n}$  dienen zur allgemeinen Kontrolle von Versuchsanordnungen. Sie bilden einzelne über je ein Kontroll-Lämpchen geschlossene Stromkreise.

Im Hinblick auf den wechselnden Charakter der Meßgröße wurde das Registriergerät mit einem empfindlichen und einem weniger empfindlichen Eingang ausgelegt. Für den empfindlichen Schaltimpulsingang wurde eine Ruhestromschaltung gewählt, weil sie mit Hilfe eines Potentiometers 14 die Einregelung des Meßstromes nach den Meßbedingungen erlaubt. Die Stromstärke wird angezeigt durch das Milliampere-meter 15, das gleichzeitig durch Betätigung des Knopfes 16 zur Spannungsüberwachung der Batterie 17 dient.

Die Registrierung der ersten Meßgröße wird zweckmäßig auf den empfindlicheren Eingang gelegt, weil die Diagrammdarstellung noch während des Versuchs ein gutes Bild der Zeitabhängigkeit der Meßgröße ergibt. Ein Schaltimpuls, der über die Buchse 1 dem Gerät zugeführt wird, betätigt das polarisierte Relais  $R_p$ . Dieses schaltet über den Kontakt  $r_p$  das Batterie-Plus auf das Schrittschaltrelais  $R_1$ , das über einen umlaufenden Schleifkontakt  $s$  mit einem Kontaktsegment  $k$  im Leitungszug liegt. Durch Anzug des Ankers von  $R_1$  wird der Schleifer um einen Schritt weiter bewegt. Gleichzeitig wird über den Kontakt  $r_1$  das Relais  $R_3$  betätigt. Der Ruhestromkontakt  $r_3$  wird aufgetrennt, Anker von  $R_1$  fällt ab in Ruhelage. Dadurch wird  $r_1$  aufgetrennt,  $r_3$  schließt wieder, da  $R_3$  stromlos geworden ist.  $R_1$  erhält nun erneut plus über Kontaktsegment  $k$ , Schleifer  $s$  und  $r_3$ , gleichgültig, ob mittlerweile  $r_p$  durch Ablauf des Steuerimpulses zurückgeschaltet hat;  $R_3$  zieht also an und im Wechselspiel mit  $R_3$  läuft der Schleifer  $s$  auf dem Segment  $k$  so lange, bis er auf eine stromlose Lücke kommt. Für den Fall, daß während des Durchlaufens des Schleifers  $s$  der Kontakt  $r_p$  nicht umgeschaltet hat, da der Impuls noch anhält, würde bei nunmehrigen Zurückschalten von  $r_p$  das Relais  $R_1$  einen neuen Stromstoß erhalten, der einen neuen Segmentdurchlauf  $s$  auslösen könnte. Um diese Falschmarkierung zu verhindern, ist ein Kontaktstück so geschaltet, daß es erst bei Rückgang von  $r_p$  Spannung erhält und daß der Schleifer  $s$  auf das neutrale Anfangsstück des nächsten jetzt stromlosen Segments geschoben wird. Erst jetzt kann ein neuer Impuls das Weiterlaufen des Schleifers  $s$  veranlassen.

In der Stellung D der Schleiferachse wird durch Nocken auf der Achse der Kontakt geschlossen, wodurch der Druckmagnet M 1 betätigt wird. Der Schalter 13 (Schaltsymbol  $1 \times 1$ ,  $2 \times 1$ ) dient zur Doppelung des Ordinatenmaßstabes auf elektrischem Weg in der Weise, daß die vier ringförmig angeordneten Segmentstücke  $k$  paarweise aufgetrennt bzw. über Kreuz verbunden werden. Dadurch kann der Weg des Schleifers  $s$  halbiert werden.

Der in Tafel 3 unbezeichnete dritte Kellog-Schalter (neben Taster-Umschalter 26) dient zur Ruhestromunterbrechung für den Stromkreis der 1. Meßgröße zwecks Kontrolle der Betriebsbereitschaft des Schrittschaltwerks und willkürlichen Auslösung des Druckmagneten während der Messung.

Mechanisch stellt sich der Registriervorgang wie folgt dar: Auf der Achse des Schleifers  $s$  sitzt ein Zahnrad, das über ein Zwischenrad ein Ritzel antreibt, das in ein Zahn-

segment 18 eingreift. Zehn Umdrehungen der Schleiferachse bewirken, daß ein Schlitten 19 um die Breite des Registrierstreifens gehoben wird. Auf dem Schlitten 19 sitzt ein federnd gelagerter Druckstift 20. Er wird durch den Anker 21 des im Gehäuse 22 befindlichen Magneten  $M_1$  gegen den Streifen bzw. die Gegenplatte 23 geschlagen, in die ein mit Stempelfarbe getränkter Filterstreifen eingelegt ist.

Zur Rückbewegung des Schlittens 19 wird Knopf 24 von Hand eingedrückt und zurückgedreht. Durch das Eindrücken wird das Zahnsegment 18 aus seinem Ritzel ausgeklinkt, und der Knopf kann gedreht werden. Der Hub des Schlittens ist durch Freilauf des Zahnsegments von der Endstellung ab begrenzt. Zur Rückführung des Schlittens während der Registrierung ist eine modifizierte Schaltung in Vorbereitung. Zur Markierung der zweiten Meßgröße dient der Stichtmagnet  $M_2$ . Erhält er über die Buchse 2 einen Schaltimpuls, zieht er an und durchlocht den Papierstreifen. Um den weiterlaufenden Papierstreifen nicht einreißen zu lassen, betätigt der Endlagenschalter  $m_2$  das Relais  $R_2$ , das durch Auftrennung von  $r_2$  den Magneten  $M_2$  stromlos macht. Um auch von der Dauer des Stromimpulses von der Buchse 2 unabhängig zu sein, und andererseits eine Doppelmarkierung zu vermeiden, wird das Trennrelais  $R_2$  für die Dauer des Impulses über den Selbsthaltekontakt  $r_{2s}$  unter Strom gehalten, bis nach Ende des Impulses das ganze System wieder stromlos wird.

Wie aus der Darstellung hervorgeht, wird für die Registrierung der zweiten Meßgröße das Arbeitsstromverfahren benutzt. Um den Strom der Meßschleife von dem Arbeiten des nachgeschalteten Magneten  $M_2$  und des Relais  $R_2$  unabhängig zu machen, wurde das Relais  $R_4$  mit zugehörigen Begrenzungswiderständen eingefügt, dessen Arbeitskontakt  $r_4$  den Schaltvorgang zur Registrierung der zweiten Meßgröße auslöst. Um gegebenenfalls ein Meßgerät für den Arbeitsstrom anschalten zu können, befindet sich neben Buchse 2 eine weitere Schaltbuchse 2a. Sie arbeitet so, daß bei Einführen eines Steckers der Kurzschlußkontakt  $\bar{u}$  aufgetrennt wird. Die Buchsen 2 und 2a dienen gleichzeitig zum Anschluß von Schaltuhren oder anderen automatischen Kontaktgebern. Wenn auch die 2. Meßgröße steigend und fallend veränderlich ist, wird bei negativem Gradienten ein zweiter Stichtmagnet betätigt.

### Varianten

Das Registriergerät kann durch seine Spezialisierung auf die Messung bodenphysikalischer Kennwerte und die Registriermöglichkeit von zwei unabhängigen Meßgrößen außer der Zeit zur unmittelbaren Aufzeichnung der Filtergeschwindigkeit, der Drucksetzung und Zeitsetzung, der Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Normaldruck, des Spitzenwiderstandes abhängig von der Tiefe, der Probelastungsdiagramme und weiterer Messungen eingesetzt werden.

Wenn andere Schreibgeräte benutzt werden sollen, kann sie der Spannungsabfall an den Magneten  $M_2$  und  $M_1$  steuern. Die Kontrollmöglichkeiten für das gesamte Verfahren bleiben erhalten.

Eine Änderung der Impulsgabe kann derart erfolgen, daß z. B. beim Filtertest zwischen Meßrohr und Registriergerät noch ein Vorrelais mit Schrittschalter gelegt wird; statt der Kurzschlußkontakte kann auch eine Widerstandskaskade verwandt werden. Die abgestuften Teilwiderstände steuern dann das Schreibgerät. Als weitere Variante ist ein Meßverfahren denkbar, bei dem die Wassersäule im Meßrohr die Kapazität eines Schwingkreises darstellt. Der Wasseranstieg ändert dann die Frequenz des Kreises, welche Änderungen über entsprechende Schaltglieder verstärkt, einem Schreibgerät zugeführt werden können. Auch das Gewicht der zulaufenden

Wassermenge bzw. der Druck der Wassersäule auf eine Membran oder ein sonstiges Druckmeßglied können zur Messung des Wasservolumens im Meßgefäß auf elektrischem Wege ausgewertet werden.

### Zusammenfassung

Auf Grund einer Übersicht der für bodenmechanische und hydrologische Überlegungen notwendigen Erdstoffkennwerte wird ein Verfahren zur kombinierten Untergrundkernung und Messung bodenphysikalischer Kennwerte im Aufschluß vorgeschlagen. Zu seiner Durchführung wurde ein Mehrzweck-Gerätesatz entwickelt, der aus drei Gruppen: den Aufschlußvorrichtungen, den Entnahme- und Meßapparaturen und einem elektrischen Registriergerät besteht. Es wird erläutert, in welcher Weise mit Verfahren und Gerät eine schnelle ingenieurgeologische Beurteilung des Untergrundes möglich ist, ohne daß die Schnelligkeit auf Kosten der Genauigkeit geht.

Die bodenphysikalischen Normalversuche sollen in einem Feldlaboratorium oder während der Aufschlußarbeiten im Aufschluß selbst vorgenommen werden. Ihre Ergebnisse können mit den üblichen Laboratoriumsmessungen verglichen werden, da bei der Messung im Felde gleichzeitig ungestörte Proben aller durchfahrenen Schichten gewonnen werden. Die ungestörte Entnahme rolliger Lockergesteine, die ohne besondere Maßnahmen aus dem Entnahmestutzen ausfließen würden, wird durch neuartige Kälteanwendung ermöglicht. Ein vor dem Ziehen der Probe ausgefrorener Frostpfropfen hält die ungestörte Probe im Stutzen fest.

Die Störung des Untergrundes durch Einpressen von Entnahmestutzen wurde näher untersucht. Für die Abhängigkeit der Gestängekraft zur Überwindung des Spitzenwiderstandes von Stutzen wechselnder Durchmesser, verschiedener Schneidensteigung und Wandstärke von der Steife des Untergrundes, dem Winkel der Lastausbreitung und Reibungsbeiwert konnten rechnerische Beziehungen abgeleitet werden. Sie erlauben es, die zum Kernnen notwendigen Gestängekräfte abzuschätzen oder umgekehrt aus der Messung der Gestängekräfte beim Kernnen auf die Lagerungsdichte der Untergrundschichten zu schließen.

Eine Reihe neuer Meßmöglichkeiten wurde nur angedeutet, z. B. kann mit der Meßzurüstung für den Filtertest auch der Porenwasserdruck und die wahre Grundwassergeschwindigkeit gemessen werden. Das Gerät erlaubt außerdem mit geringem Aufwand die Messung der Temperatur der Erdstoffe und des Grundwassers in ungestörter Lagerung, die Erfassung der Frostempfindlichkeit von Untergrundschichten in situ und pH-Wertmessungen.

Die konstruktive Entwicklung ist noch nicht abgeschlossen; insbesondere mußten manche Einzelheiten der Geräte und des Verfahrens bislang nur Vorschlag bleiben. Die bisherigen Arbeiten erbrachten aber den Beweis der grundsätzlichen Brauchbarkeit des registrierenden Verfahrens der Untergrund-Diagnose und die Möglichkeit seiner etappenweisen Übernahme in die Praxis.

## Schriftenverzeichnis

- AGATZ, A.: Grundbau. Schleicher Taschenbuch für Bauingenieure, S. 807, Berlin (Springer) 1949.
- BENDEL, L.: Ingenieurgeologie. 2. Aufl., **1**, S. 419, 475, 535, Wien (Springer) 1949.
- BERNATZIK, W.: Baugrund und Physik. S. 39, 63, 87, 116—117, Zürich (Schweizer Druck- und Verlagshaus) 1947.
- CARLSON, L.: Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger. — Proc. 2. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., **1**, S. 265—269, Rotterdam 1948.
- DISERENS, E.: Beitrag zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Bodens in natürlicher Bodenlagerung. — Schweiz. Landwirtschaftliches Monatsheft, **3**, Bern (Benteli AG.) 1934.
- FLEGLER, E.: Beispiele für zugeschnittene Größengleichungen. — Z. VDI, **28** und **31**, S. 928—934 und 1009—1012, Düsseldorf (Deutscher Ingenieurverlag) 1952.
- FREYSSINET: Comptes rendus du centre d'et. sup., Paris 18. **4**. und 6. 5. 1934. — Zit. BERNATZIK, 1947, S. 63.
- FREUNDLICH, H.: Thixotropy. Paris (Hermann & Co.) 1935.
- FRITSCH, V.: Grundzüge der angewandten Geoelektrik. Wien (Manz'sche Verlags- und Universitätsbuchhandlung) 1949.
- FRÖHLICH, H.: Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Berlin (W. Ernst & Sohn) 1915.
- HVORSLEV, M. J.: Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. — Ingenorvidenzkabelige Schriften A, **45**, Kopenhagen (Gad in Komm.) 1937.
- JOOS, G.: Physik der festen Körper. — Naturforschung und Medizin in Deutschland 1939—1946, **3**, S. 213—219, Wiesbaden (Dieterich'sche Verlagsbuchhandlung) 1947.
- KAHL, H., und MUSS, H.: Über die Untersuchung des Baugrundes mit einer Spitzendrucksonde. — Z. Bautechnik, **4**, Berlin (W. Ernst & Sohn) 1952.
- KAHL, H., MUSS, H. und SPOEREL, M.: Über Bohrungen für Baugrunduntersuchungen und die Entnahme ungestörter Bodenproben. — Z. Bohrtechnik und Brunnenbau, **3**, Berlin-Konradshöhe (R. Schmidt) 1951.
- KHAFAZI, A.: Die Durchlässigkeit des Bodens in seiner natürlichen Bodenlagerung. — Mitt. aus dem kulturtechnischen Laboratorium der E. T. H., **1**, Zürich (Buchdruckerei Winterthur) 1944.
- KOLBRUNNER, K.: Fundation und Konsolidation, **1**, S. 113—121, Zürich (Schweizer Druck- und Verlagshaus) 1946.
- KORDATZKI, W.: Taschenbuch der praktischen pH-Messung. 4. Aufl., München (R. Müller & Steinicke) 1949.
- KÖHLER, R.: Über eine Feldmethode zur Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes von Böden. — Abhandlungen des geologischen Dienstes, S. 3—40, **220**, Berlin (Akademie Verlag GmbH) 1951.
- LORENZ, H.: Über die Verwendung thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau. — Z. Bautechnik, **10**, Berlin (W. Ernst & Sohn) 1950.
- MAAG, E.: Methode zur feldmäßigen Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit. Ein Beitrag zur Kenntnis des Baugrundes. — Sonderdruck aus Straße und Verkehr, **19**, Solothurn (Vereinigung Schweiz. Straßenfachmänner) 1941.
- MÖHLMANN: Die Entnahme ungestörter Bodenproben. Ein neues Gerät für nichtbindige Böden. — Z. Bautechnik, S. 585, **46**, Berlin (W. Ernst & Sohn) 1939.
- MUSS, H.: Arbeiten der Degebo in den Jahren 1938—1948. — Bautechnik-Archiv, S. 5, **3**, Berlin (W. Ernst & Sohn) 1949.
- OHDE, J.: Neue Erdstoffkennwerte. — Z. Bautechnik, **11**, S. 345, Berlin (W. Ernst & Sohn) 1950.
- PANAYOTIS, E.: Durchflußwiderstände im Sand und ihre Abhängigkeit von Flüssigkeits- und Bodenkennziffern. — Mitt. der Preuß. Versuchsanstalt f. Wasser-, Erd- und Schiffbau, **40**, Berlin (Eigenverlag) 1940.
- PETERMANN, H.: Bodenmechanik. Schleicher Taschenbuch für Bauingenieure, S. 770, Berlin (Springer) 1949.
- SCHULTZE, E., und MUSS, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Berlin-Göttingen-Heidelberg (Springer) 1950.
- SIMON, K.: Verfahren zum schrittweisen Kernern und Messen bodenphysikalischer Kennwerte des ungestörten Untergrundes. Dissertation T. H. Darmstadt 1952.
- SLEVOGT, E.: Die Anwendung von DK-Messungen in der Industrie der Steine und Erden. — Z. Tonindustrie, S. 21, **1/2**, Goslar (H. Hübener) 1952.
- SMREKER, O.: Entwicklung eines Gesetzes für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers. — Z. VDI, S. 115, **3**, und S. 193, **5**, Berlin (Selbstverlag des Vereines, Kommissionsverlag R. Gärtner) 1878.
- SMREKER, O.: Erwiderung zu Rothers Abhandlung: Zur Ehrenrettung des Darcyschen Gesetzes. — Z. f. W. V., Leipzig-Berlin (Deutscher Kommunalverlag) 1915.

- TERZAGHI, K. v.: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. S. 263—302, Leipzig-Wien (Fr. Deuticke) 1925.
- TERZAGHI, K. v., und FRÖHLICH, O. K.: Theorie der Setzung von Tonschichten. Leipzig-Wien (Deuticke) 1936.
- VAGELER, P.: Der Kationen- und Wasserhaushalt des Mineralbodens. S. 5, 17, 36, 46, 118, 133, 134, Berlin (Springer) 1932.
- ZUNKER, F.: Das Verhalten des Bodens zum Wasser. — Blanck's Handbuch der Bodenlehre, 6, Berlin (Springer) 1930.

Manuskript eingegangen am 6. 1. 1953.

Adresse des Autors:

Dr.-Ing. KARL SIMON, Weinheim/Bergstr., Jahnstr. 1.

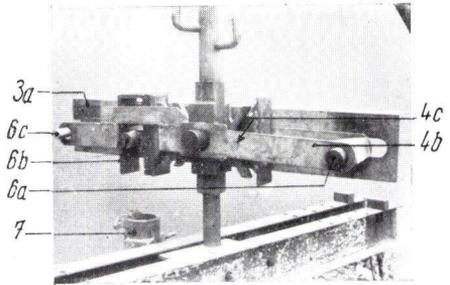
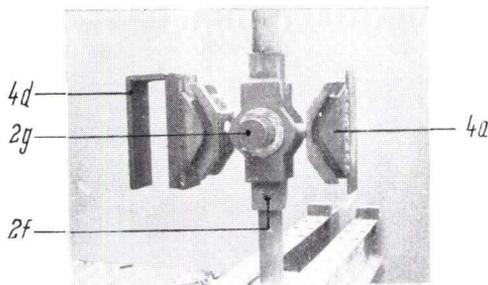
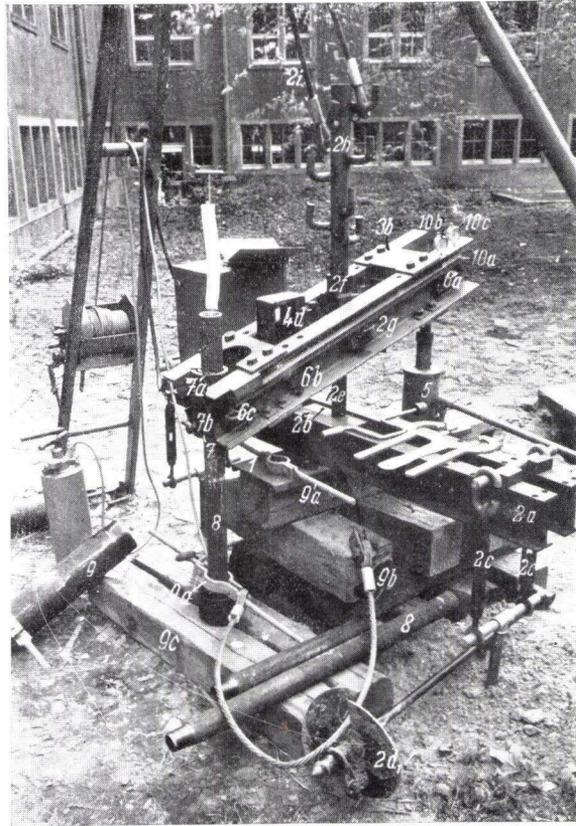
Für die Redaktion verantwortlich:

Dipl.-Geol. Dr. FRITZ KÜTSCHER, Bezirksgeologe beim Hessischen Landesamt für Bodenforschung,  
Wiesbaden, Parkstr. 28.

**Tafel 1—3**

## TAFEL 1

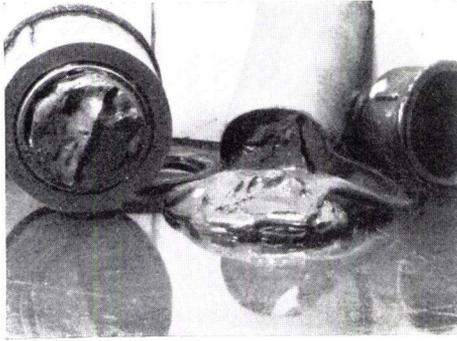
1	Plattform		
2a	Querträger		
2b	Fußplatte		
2c	Spannschlösser		
2d <sub>1</sub>	Teller-Erdanker		
2e	Säulenschaft		
2f	Vierkant für Lagerzapfen		
2g	Lagerzapfen		
2h	Spannturm		
2i	Drahtseile		
3a, b	U-Schiene und Abstandsbleche des Krafthebels		
4a	Kulisse	}	der Gestänge-Vertikalführung
4b	Führungshebel		
4c	Steuerzapfen		
4d	Gleitschiene		
5	Hydraulische Presse		
6a	}	Kraftübertragungsbolzen	
6b			
6c			
7a	Klemmschale	der Gestängeklaue	7
7b	Klemmschraube	„	„
8	Gestänge		
9a	Bohrschelle	}	der Verrohrung 9
9b	Zugübertragungsglieder		
9c	Holzklammer		
10a	Meßarm		
10b	}	Meßuhren für Zug und Druck	
10c			



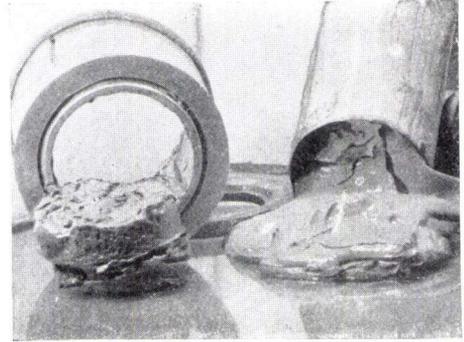
Kulissenverbindung mit dem Lagerzapfenträger

Anordnung im Krafthebel

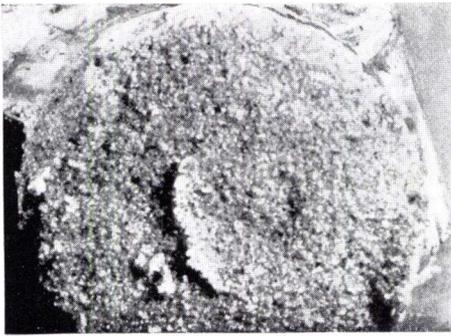
Versuchskonstruktion einer Hebelpresse mit Gestänge-Vertikalführung.



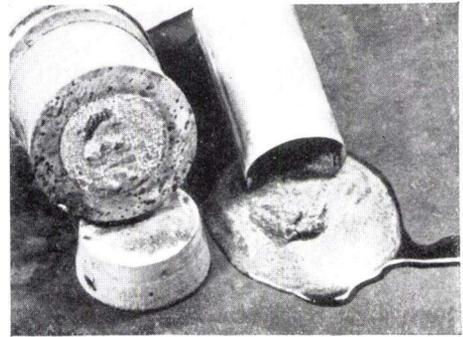
a



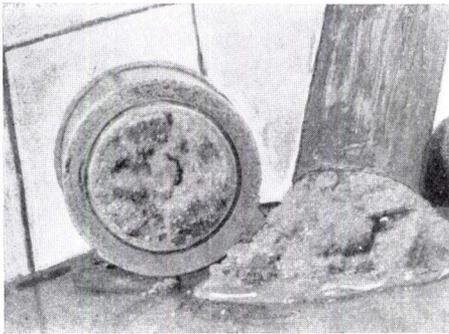
a



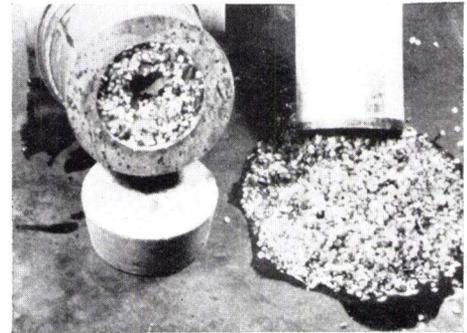
b



b



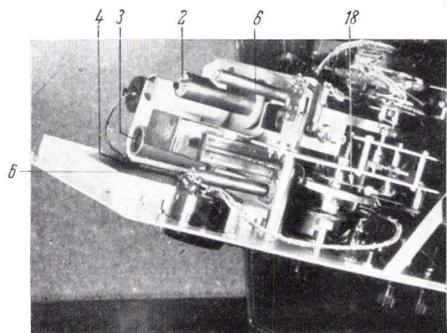
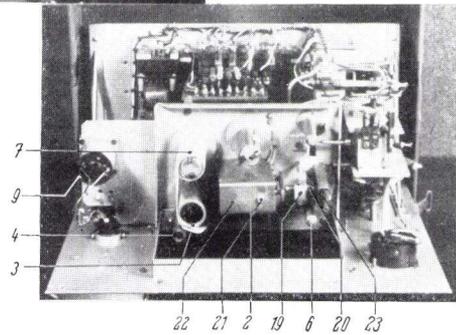
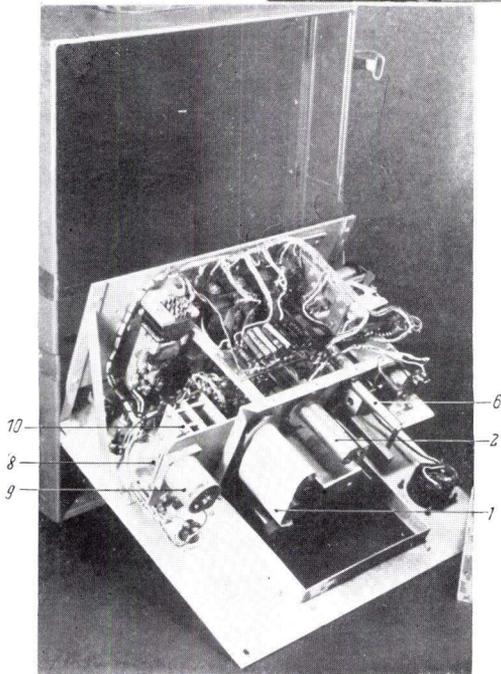
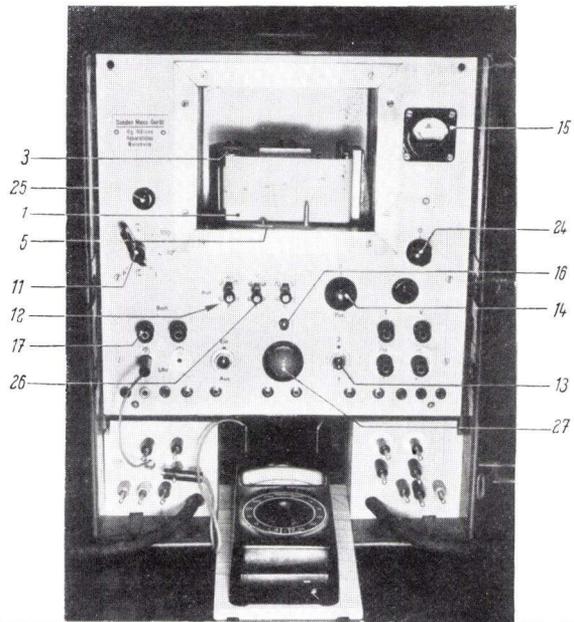
c



d

Frostpfropfen verschiedener Erdstoffe, (ausgefroren mit einem 60 mm-Versuchsstutzen).

	$d_w$ in mm	$f_M$
a: Schluff . . . . .	0,02	2,5
b: Sand. . . . .	0,6	1
c: verlehnter Sand . . . . .	0,3	4
d: Feinkies . . . . .	3	1



Niederspannungs-Registriergerät (Positionen übereinstimmend mit Abb. 19).

