

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 6

**Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes  
mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsanlage**

Dr.-Ing. D. Fedder

Dezember 1970

v

Präsenzexemplar!

Stamps & Examples

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 6

**Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes  
mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsanlage**

Dr.-Ing. D. Fedder

Dezember 1970

44 131-6-1

Lehrstuhl für Bodenmechanik u. Grundbau Techn. Hochschule Darmstadt 19... Inv. Nr. -
--

44 131 / I

K

Labels for  
Reference in Library  
of the University of Toronto  
- 19 11 -  
1911

## Vorwort

Die Bodenmechanik begnügte sich bisher, den Boden entweder als elastisches Medium aufzufassen oder im Bruchzustand nach der Plastizitätstheorie zu untersuchen. Der Einfluß der Zeit auf die Festigkeit des Bodens und auf die Beziehung der Spannungen zu den Dehnungen ist mit Ausnahme des Konsolidierungsvorganges als Folge des Porenwasserabflusses noch weitgehend unbekannt.

Vom Ton ist bekannt, daß seine Scherfestigkeit mit der Dauer der Schubbeanspruchung abnimmt. Ebenso ist bekannt, daß die Schubverformung bindiger Böden von einem kritischen Spannungsverhältnis ab zeitabhängig wird [Suklje 1967]. Es kommt zu Kriechverformungen, die nicht nur an Hängen sondern auch unter belasteten Böden beobachtet worden sind. So verhielt sich ein bindiger Boden bei einer Probelastung zunächst in guter Annäherung wie ein elastisches Medium, die aufgebrachte Last und die zugehörige Setzung standen in linearer Beziehung. Von einer kritischen Last ab wurde die Setzung jedoch größer, der Boden begann zu fließen. Während zuvor die Setzung binnen kurzer Zeit zur Ruhe kam, hielt sie nach dem Beginn der Fließverformung über lange Zeit an [Wanoschek 1969]. Weitere Beispiele ließen sich anführen, um zu zeigen, daß der Boden nach dem Überschreiten des elastischen Gleichgewichtes sich zunehmend rheologisch, d. h. zeitabhängig verhält, bis das plastische Grenzgleichgewicht erreicht ist und der Boden zu Bruch geht.

Inzwischen wurden eine Reihe von Modellvorstellungen zur Beschreibung des Zeiteinflusses auf die Spannungs-Verformungsbeziehung entwickelt. Die wissenschaftlichen Auseinandersetzungen lassen erkennen, daß die Bodenmechanik in zunehmendem Maße mit der Rheologie konfrontiert wird. Im Jahre 1964 fand in Grenoble ein erstes internationales Symposium über Rheologie und Bodenmechanik statt, bei dem neben theoretischen Fragen auch über die Versuchstechnik zur Ermittlung der rheologischen Parameter diskutiert worden ist. Die Fülle der Berichte läßt die Aktualität, aber auch die Schwierigkeiten

erkennen, die mit der Anwendung der Rheologie auf den Boden verbunden sind. Wir stehen am Beginn einer Entwicklung, deren Ergebnis und Auswirkungen nicht vorauszusehen sind.

Angeregt durch Untersuchungen über den zeitlichen Ablauf von Rutschungen haben wir begonnen, das Kriechverhalten der Böden zu studieren, zunächst mit dem Ziel, die rheologische Zustandsgleichung eines ausgesuchten Bodens zu finden. Das Studium der Literatur gab zu erkennen, daß eine quantitative Aussage über die drei grundlegenden Stoffeigenschaften, die Elastizität, die Viskosität und die Plastizität nur zu erwarten war, wenn die Versuche bei eindeutig definierten Rand-, Verformungs- und Spannungsbedingungen ausgeführt werden. Diese Bedingungen lassen sich bei der einfachen Scherung erfüllen, wenn es gelingt, den Boden zuverlässig mit Wasser zu sättigen und das Bodenvolumen sowie die Porenwasserspannung im Boden zu jeder Zeit genauestens zu kontrollieren. Nach langwierigen Entwicklungsarbeiten wurden diese Voraussetzungen erreicht. Die Versuche wurden in einer Zelle ausgeführt, deren Belastungs- und Kontrolleinrichtungen allen Erfordernissen entsprachen. Die beobachteten Gesetzmäßigkeiten lassen sich mit einer rheologischen Gleichung beschreiben, in der die Schubspannung mit der Schubverformung, der Zeit und mit den drei Stoffeigenschaften verknüpft ist. Das von Fedder entwickelte rheologische Modell stellt eine Verallgemeinerung der bisher vorgeschlagenen Konzeptionen dar, mit dem man auch die in der Literatur geschilderten Phänomene, zumindest für Böden mit ähnlicher Konsistenz, beschreiben kann. Die erhaltenen Parameter sind physikalische Größen. Die Gleichung ist dimensionsrein und erlaubt eine Aussage über die rheologischen Kennwerte des untersuchten Bodens.

H. Breth

#### Referenzen

Suklje, L. (1967)

Common factors controlling the consolidation and the failure of soils. Proceedings of the geotechnical conference Oslo; Vol. 1, S. 153

Wanoschek, H. R. (1969)

Bericht über eine Probelastung auf Lehm. Der Bauingenieur 44, Heft 7, S. 243

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1. Einleitung</u>	7
<u>2. Überblick über einige Grundlagen der Rheologie</u>	8
2.1 Grundversuche für eine skalare Beschreibung der Phänomene	9
2.2 Grundlegende Stoffeigenschaften	10
2.3 Modelltheorie	11
<u>3. Überblick über die wichtigsten zur Zeit vorlie- genden rheologischen Versuche mit Boden</u>	11
3.1 Murayama, Shibata	11
3.2 Geuze, Tan Tjong-Kie	14
3.3 Vyalov, Skibitsky	15
3.4 Mitchell, Campanella, Singh	16
<u>4. Aufgabenstellung</u>	18
4.1 Material	18
4.2 Prüfmethode	19
4.3 Versuchsaapparatur	20
<u>5. Eigene Versuche</u>	21
5.1 Versuchsaapparatur	21
5.2 Meßgrößen und Meßsysteme	27
5.2.1 Spannungen	27
5.2.1.1 Schubspannungen	27
5.2.1.2 Zelldruck	29
5.2.1.3 Porenwasserdruck	29
5.2.2 Deformationen	32
5.2.3 Zeit	33
5.2.4 Temperatur	33
5.3 Registrierung der Meßwerte	33
5.4 Sättigungstechnik für die Filtersteine und das Leitungssystem	35
5.4.1 Erstmalige Sättigung	35
5.4.2 Sättigung vor Probeneinbau bzw. nach Probenausbau	35

	Seite
5.5 Herstellung der Proben	37
5.5.1 Einbau	37
5.5.2 Sättigung der Proben	37
5.5.3 Konsolidierung	37
5.5.4 Berechnung der Probenkennwerte	41
5.5.4.1 Volumenbestimmung	41
5.5.4.2 Ermittlung der Einbaumassen	42
5.5.4.3 Berechnungsmethode	42
5.6 Versuchsmaterial	43
5.6.1 Kennwerte der untersuchten Proben	43
5.6.2 Bodenmechanische Routineversuche mit künstlich hergestellten Proben	45
5.7 Versuchsdurchführung	48
5.7.1 Kriechversuche	48
5.7.2 Kriecherholung	48
5.8 Meßergebnisse	50
5.8.1 Kriechversuche	50
5.8.2 Kriecherholung	50
<u>6. Auswertung der Versuche</u>	57
6.1 Qualitative Beschreibung der beobachteten Phänomene	57
6.1.1 Zeitabhängigkeit	57
6.1.2 Spannungs-Deformations-Diagramm	57
6.1.3 Bruch	58
6.1.4 Kriecherholung	63
6.2 Qualitative Beschreibung durch ein rheologisches Modell	64
6.3 Quantitative Analyse	67
6.3.1 Berechnung der Materialwerte aus den Meßwerten	67
6.3.2 Lösung durch Probieren	68
6.4 Porenwasserdruck	77
6.5 Deutung der Ergebnisse	83
6.5.1 Fließgrenzen	83
6.5.2 Schubmoduln	85
6.5.3 Viskositäten	85
6.5.4 Dilatanzmodul	86

	Seite
6.6 Vergleich mit bisherigen Lösungen	87
6.7 Vergleich des Bruchzustandes mit der Lehrmeinung der Bodenmechanik	89
<u>7. Vorschläge für weitere Untersuchungen; Möglichkeiten für die Anwendung der Ergebnisse</u>	92
<u>8. Zusammenfassung</u>	95
Anhang A - Ermittlung des Volumenfaktors $\lambda$ des Porenwasserdruckmeßsystems	98
Anhang B - Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Bodenkennwerte S, n und w vor der Scherung	101
Anhang C - Meßwerte (Ergänzung)	104
Anhang D - Errechnete Deformationen (Ergänzung)	106
Schrifttum	107
<u>Summary</u>	112

Wichtige Formelzeichen

c	Kohäsion
$\delta$	Dilatanzmodul
$\eta$	Schubviskosität
G	Schubmodul
$\gamma$	Scherung
h	Probenhöhe
K	Konsistenz
l	Probenlänge
n	Porenvolumen
$\rho$	Reibungswinkel
$\sigma$	totale Spannung, Zelldruck
$\sigma'_A$	wirksame Spannung
$\tau$	Schubspannung
T	Retardationszeit
t	Zeit
U	Porenwasserdruck, back-pressure
u	Verschiebung bei der Scherung
V	Volumen
w	Wassergehalt

## 1. Einleitung

Die genaue Kenntnis des mechanischen Verhaltens eines Werkstoffes ist für viele Ingenieuraufgaben Voraussetzung für die erfolgreiche Bearbeitung. In zahlreichen Fällen interessiert dabei nicht nur der Zusammenhang zwischen Spannungen und Deformationen, sondern auch die Zeitabhängigkeit der Spannungs- bzw. Deformationsänderungen.

Obwohl die zuständige Wissenschaft, die Rheologie, Hilfsmittel für eine umfassende Materialbeschreibung bereitstellt, bedient sich die Bodenmechanik ihrer in nur geringem Maße. Man begnügt sich meistens mit der Annahme, daß der Boden sich - je nach Aufgabenstellung - entweder ideal elastisch oder ideal plastisch verhält. Die zeitliche Abhängigkeit kann lediglich im Falle einer Setzungsberechnung mit Hilfe der Konsolidierungstheorie ermittelt werden. Wegen der **V o r a u s s e t z u n g** der Stoffeigenschaften erhält man bei der Auswertung der üblichen Labor- und Feldversuche Modellgesetze, die streng genommen nur auf Fälle mit gleichen Randbedingungen übertragen werden dürfen.

Die bisherigen Veröffentlichungen lassen erkennen, daß die verwendeten Versuchsgeräte für rheologische Versuche wenig geeignet sind. Porenwasserdruckmessungen und Erholungsphasen fehlen meist. Außerdem gibt es für das gleiche Material zu wenig Spannungs- oder Verformungsmessungen unterhalb der Bruchgrenze, so daß die mitgeteilten Versuchsdaten für die Ermittlung eines Stoffgesetzes nicht ausreichen.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der Rheologie soll hier versucht werden, für ein frei gewähltes Material die rheologische Zustandsgleichung (Stoffgesetz) unter Einhaltung klarer Randbedingungen aufzustellen. Im Sinne reiner Grundlagenforschung wurde die Neukonstruktion von geeigneten Versuchsgeräten nicht gescheut.

Anregung zur vorliegenden Arbeit gab u.a. die Frage, wie die Standsicherheit einer in Bewegung geratenen Böschung beurteilt werden kann. Diese Frage wurde gestellt, als im Kaunertal, Tirol, Hangschuttmassen durch die Füllung des Gepatsch-Speichers in Bewegung gerieten (Breth (1967) [1]).

In den beiden anschließenden Kapiteln folgt eine auf das vorliegende Problem zugeschnittene Kurzfassung der Rheologie sowie ein kurzer Überblick über die wichtigsten einschlägigen Experimente auf dem Gebiet der Bodenmechanik. Eine Präzisierung der Aufgabenstellung erfolgt in Kapitel 4. Eigene Versuche und deren Auswertung bilden den Schwerpunkt der Arbeit und sind in Kapitel 5 und 6 beschrieben. Im letzten Teil der Arbeit werden die gewonnenen Ergebnisse kritisch beleuchtet und noch offene Fragen für weitere Arbeiten auf diesem Gebiet behandelt.

## 2. Überblick über einige Grundlagen der Rheologie

Auf dieses Kapitel soll hier nicht verzichtet werden, da die Betrachtungsweise der Rheologie bei Bauingenieuren weitgehend unbekannt bzw. in der Konzeption unklar ist. Auch werden manchmal, selbst in der Fachliteratur, für denselben Begriff verschiedene Namen oder Definitionen verwendet.

Im folgenden wird von einer phänomenologischen Betrachtungsweise (Makrorheologie) ausgegangen, welche unter Vernachlässigung der Stoffstruktur die Phänomene beschreibt, während erst nach Aufstellung einer Stoffgleichung versucht wird, Erklärungen der Eigenschaften aus der Struktur heraus (Mikrorheologie) zu finden.

Spannung und Deformation erfordern zur allgemeinen Beschreibung Tensoren. In der rheologischen Zustandsgleichung ist daher ein Spannungstensor mit einem Deformationstensor bzw. einem Tensor der Deformationsgeschwindigkeit verknüpft (Temperatur = const.). Die genannten Tensoren lassen sich jeweils in zwei Teile aufspalten, nämlich in einen Kugeltensor und in einen Deviator. Der

Spannungstensor besteht z.B. aus einem Kugeltensor, der dem hydrostatischen Spannungszustand entspricht und Ursache für V o l u m e n ä n d e r u n g e n ist, sowie dem Spannungsdeviator, der für die G e s t a l t s ä n d e r u n g e n verantwortlich ist. Da sich die meisten Stoffe bei Volumenänderungen anders verhalten als bei Gestaltsänderungen, ist eine Zerlegung der allgemeinen rheologischen Zustandsgleichung in zwei Teilgesetze sinnvoll. Das erste Teilgesetz, das die Kugeltensoren miteinander verknüpft, kann im allgemeinen einheitlich formuliert werden, weil sich die meisten Materialien bei Volumenänderungen gleichartig verhalten, nämlich elastisch. Eine bessere Unterscheidung ergibt sich aber durch das zweite Teilgesetz, das den Deviator mit den Gestaltsänderungen bzw. deren zeitlichen Ableitungen verbindet.

Im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit soll nur noch vom zweiten Teilgesetz als Stoffgesetz die Rede sein, weil ihm auch beim Boden die größere Bedeutung beizumessen ist. Wenn außerdem zunächst nur ein wassergesättigter Boden ohne Entwässerungsmöglichkeiten betrachtet werden soll, dann kann in erster Näherung für das erste Teilgesetz elastisches Verhalten angenommen werden.

## 2.1 Grundversuche für eine skalare Beschreibung der Phänomene

Von den zahlreichen Versuchsarten bieten sich einige deshalb an, weil bei ihnen der Spannungs- und Deformationszustand durch je einen einzigen Skalar schon vollständig bestimmt ist. Nicht nur im Hinblick auf die Versuchsauswertung, sondern auch für eine im Endeffekt immer angestrebte Anwendung der Zustandsgleichung, erscheint das Abrücken von der tensoriellen Behandlung vorteilhaft.

Bei der einfachen Scherung (simple shear) wird eine quaderförmige Probe durch eine Schubspannung  $\tau$  derartig verformt, daß die Schubdeformation (Scherung)  $\gamma = u/h$  eindeutig definiert werden kann ( $h = \text{const.}$ ).

Bei einfachen Normalspannungen wird eine zylindrische Probe von der Höhe  $h$  an den Stirnseiten von einer Normalspannung  $\sigma = P/F$  (Zug oder Druck) beansprucht und um das Maß  $\Delta h$  verlängert bzw. verkürzt. Es lassen sich v e r s c h i e - d e n e Deformationsmaße definieren; für k l e i n e Deformationen gilt:  $\epsilon = \Delta h/h$ . Dieser Zusammenhang zwischen einfacher Normalspannung und einfacher Normalverformung besteht jedoch nur in Sonderfällen. Im allgemeinen wird die e i n dimensionale Spannung von einer d r e i dimensionalen Verformung (Querdeformation !) begleitet, wie auch die e i n dimensionale Verformung mit einer d r e i dimensionalen Spannung verbunden ist.

Die genannten einfachen Deformationen haben im Gegensatz zu weiteren einfachen Verformungen (z.B. einfache Torsion) den Vorteil, homogen zu sein. Dies bedeutet die Unabhängigkeit der definierten Deformationsgrößen von der Lage der Teilchen in der Probe.

Bei allen angeführten Grundversuchen kann man prinzipiell zwei Wege gehen: Man gibt entweder den Spannungsverlauf vor und fragt nach dem zugehörigen Deformationsverlauf (Retardationsversuch) oder umgekehrt (Relaxationsversuch).

## 2.2 Grundlegende Stoffeigenschaften

Elastizität: Die Spannung ist mit der Deformation durch einen (verformungsabhängigen) Modul verknüpft. Die Deformationen sind vollkommen reversibel und erfolgen "momentan". Bei konstantem Modul liegt ein Hookescher Körper vor.

Viskosität: Hier ist die Spannung mit der Deformationsgeschwindigkeit durch einen Modul verbunden, der von der Deformationsgeschwindigkeit abhängen kann. Die Newton'sche Flüssigkeit ist durch einen linearen Zusammenhang zwischen diesen Größen gekennzeichnet.

Plastizität: Hierunter versteht man jenes Materialverhalten, bei dem die Spannung erst nach Überschreiten einer Fließgrenze eine beliebige, irreversible Deformation erzeugt. Der St.-Venant-Körper gehorcht dem gleichen Fließgesetz wie die trockene Reibung.

### 2.3 Modelltheorie

Zur Veranschaulichung von Stoffgesetzen eignen sich rheologische Modelle, die nach dem Boltzmann'schen Superpositionsprinzip in Anlehnung an die Mechanik konstruiert werden.

Wählt man das Kriech- und Erholungsexperiment für einfachen Schub, so läßt sich der allgemeinste linear viskoelastische Stoff wie in Bild 1 kennzeichnen.

Durch Einbeziehung von St.-Venant-Elementen erhält man rheologische Modelle, die für die Beschreibung von Stoffen mit viskoelastischen und plastischen Eigenschaften geeignet sind. Außerdem kann man Federn und Dämpfer mit nicht-linearem Charakter einführen.

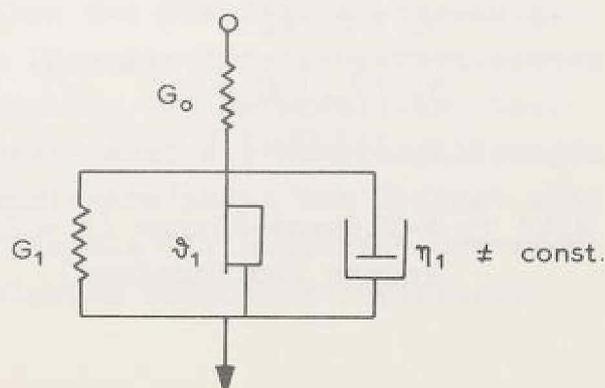
### 3. Überblick über die wichtigsten zur Zeit vorliegenden rheologischen Versuche mit Boden

Publikationen über rheologische Versuche mit Boden waren vor Beginn der letzten 15 Jahre kaum zu finden. Von der mittlerweile recht stattlichen Anzahl seien hier die wichtigsten herausgestellt. Die Ergebnisse der übrigen Arbeiten sind entweder für das vorliegende Thema weniger bedeutungsvoll, oder sie sind in den zitierten Veröffentlichungen bereits enthalten. Weitere Arbeiten sind im Literaturverzeichnis aufgeführt.

#### 3.1 Murayama, Shibata [2] bis [4]

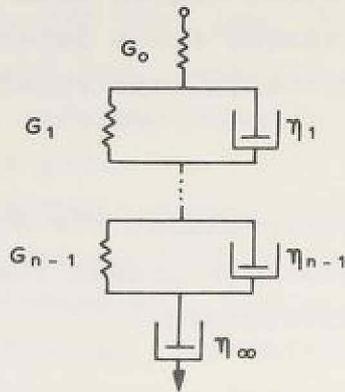
Ausgehend von einer mikrorheologischen Betrachtungsweise entwickelten Murayama, Shibata (1958, 1961, 1964)

unter Benutzung einiger Hypothesen nebenstehendes rheologisches Modell, das sich gut für die Beschreibung der Eigenschaften eines wassergesättigten Tones zu eignen scheint.



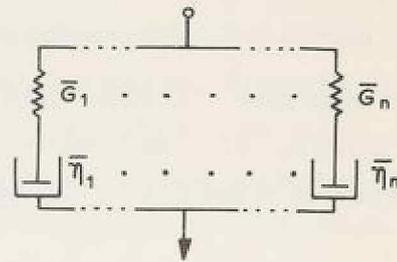
Rheologisches Modell :

Darstellung A :

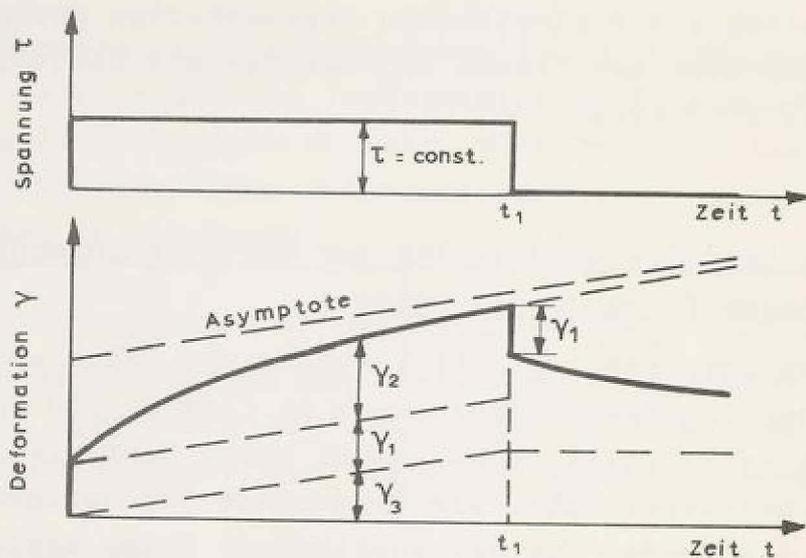


Darstellung B :

( besser für die Beschreibung des Relaxationsversuches geeignet )



Kriech- und Erholungsversuch :



Rheologische Gleichung bzw. Kriechfunktion :

( Lösung der zur Darstellung A gehörigen Differentialgleichung für den Kriechversuch )

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} + \sum_{i=1}^{n-1} \left[ \frac{\tau}{G_i} (1 - e^{-t/\tau_i}) \right] + \frac{\tau}{\eta_\infty} \cdot t \quad (0 < t < t_1) \quad (2.3)$$

mit :

$\tau_i = \eta_i / G_i$	Retardationszeit	} Deformation
$\gamma_1 = \tau / G_0$	rein elastische	
$\gamma_2 = \sum_{i=1}^{n-1} \left[ \frac{\tau}{G_i} (1 - e^{-t/\tau_i}) \right]$	viskoelastische	
$\gamma_3 = (\tau / \eta_\infty) t$	rein viskose	

Bild 1. N-Element-Körper (N = 2n, d.h. gleiche Anzahl von Federn und Dämpfern).

Es wird vorausgesetzt, daß sich die Struktur des Ton-  
skeletts aus mikroskopisch kleinen, voneinander abhängi-  
gen Tonsegmenten mit Kartenhausstruktur zusammensetzt.  
Diese Segmente sind untereinander durch interpartikuläre  
Kräfte und Reibung verbunden. Im Inneren der Segmente  
selbst haben die Mineralteilchen zusätzliche Berührungspunkte  
und werden durch dünne Wasserhüllen gebunden.  
Murayama und Shibata unterscheiden zwischen Segmenten,  
die sich rein elastisch und solchen, die sich gleich-  
zeitig sowohl viskoelastisch als auch plastisch verhalten.  
Der Viskositätskoeffizient wird unter Anwendung  
der Platzwechseltheorie theoretisch abgeleitet.

Murayama und Shibata erhalten danach eine Strukturviskosi-  
tät gemäß folgender Gleichung:

$$\eta_1 = \frac{\tau_1}{2 A_1 \tau_{10} \sinh(B_1 \tau_1 / \tau_{10})} \quad (3.1)$$

mit:  $\tau_1 = \tau - \vartheta_1 - G_1 \gamma_1$

$\tau_{10} = \tau - \vartheta_1$

$\gamma_1$  Schubdeformation des modifizierten  
Kelvin-Voigt-Körpers

$A_1, B_1$  Koeffizienten, die von der Struktur  
und Temperatur abhängig sind.

Das rheologische Modell verliert seine Gültigkeit für  
Spannungen größer  $\vartheta_{\text{Bruch}}$  (obere Fließgrenze). Im Falle  
einer Entwässerung (Konsolidierung) ändern sich  $G_1$  und  
 $\vartheta_{\text{Bruch}}$ .

Die exakte Formulierung der allgemeinen, dem rheologischen  
Modell entsprechenden Differentialgleichung gelingt wegen  
des strukturviskosen Charakters des Dämpfers ebensowenig,  
wie diejenige der speziellen Lösungen für die verschiedenen  
Versuchstypen. Die Gleichungen für das Retardations- bzw.  
Relaxationsexperiment sind daher eher als Näherungslösungen  
und wegen der fehlenden Dimensionsreinheit nur bedingt als  
Stoffgesetze zu betrachten. Für die "Kriechkurve" bei ein-  
achsialem Druck wird z.B. folgende Gleichung angeführt:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma - \vartheta_1'}{E_1} + \frac{\sigma - \vartheta_1'}{B_1 E_1} \lg (A_{1v} B_1 E_1 t) \quad (3.2)$$

mit:  $\nu$  Poisson-Zahl

$$\epsilon = \gamma / (1 + \nu)$$

$$E_0 = 2(1 + \nu) G_0$$

$$E_1 = 2(1 + \nu) G_1$$

$$\vartheta_1' = 2 \vartheta_1$$

$$A_{1v} = A_1 / (2 + \nu)$$

Die Überprüfung der Theorie erfolgte mit Hilfe von bodenmechanischen Routinegeräten. Erwähnt seien hier besonders einachsiale Druckversuche (Retardations- bzw. Relaxationsversuche, z.T. mit Erholungsphasen) sowie - wenn auch nur vereinzelt - Versuche, die den Einfluß der Temperatur, des Wassergehaltes, des Porenwasserdruckes und einer zusätzlichen hydrostatischen Spannung klären sollen. Bei der Versuchsauswertung wird die Inhomogenität der Deformationen bzw. Spannungen vernachlässigt, die bekanntlich sowohl durch die Starrheit als auch durch die Rauigkeit der Stirnplatten hervorgerufen wird. Die Querverformung der Proben wurde nicht gemessen.

Die Beweisführung für die Richtigkeit von Gleichung (3.2) beschränkt sich auf einen qualitativen Vergleich: Halblogarithmisch aufgetragene Meßwerte von Kriechkurven verlaufen im Anfangsbereich geradlinig, wie von der Gleichung bis zu einer bestimmten Verformung  $\epsilon$  vorausgesagt. Eine quantitative Ermittlung von  $E_0$ ,  $E_1$ ,  $A_1$ ,  $B_1$  und  $\nu$  fehlt.

### 3.2 Geuze, Tan Tjong-Kie [5] bis [8]

In diesem Kapitel sollen Forschungsergebnisse mitgeteilt werden, die von Geuze und Tan Tjong-Kie (1953, 1961, 1964) teils gemeinsam, teils separat erarbeitet wurden. Eingedenk der Tatsache, daß nur durch einen klar definierten, möglichst einfachen Spannungs-Deformationszustand, der in keinem der bodenmechanischen Routinegeräte vorhanden ist, eine exakte rheologische Beziehung ermittelt werden kann, entwickelten die Genannten ein "Torsionsplastometer".

Die jedesmal frisch hergestellten Tonproben haben die Form eines Hohlzylinders ( $\phi_a = 3,8$  cm,  $\phi_1 = 2,6$  cm,  $h = 7,8$  cm), so daß wegen der relativ geringen Wanddicke annähernd von einem homogenen Spannungs-Deformationszustand ausgegangen werden kann (vgl. Kapitel 2.1). In Kriech- und Erholungsexperimenten wurde jede Probe durch ein konstantes Torsionsmoment - über starre Stirnplatten eingeleitet - beansprucht. Die Proben waren allerdings an den Stirnplatten durch Paraffin angeheftet und nur durch eine Vaselinschicht auf den Mantelflächen vor unbeabsichtigter Entwässerung geschützt.

Es ergaben sich eine untere Fließgrenze ( $\vartheta_1$  oder  $\vartheta_2$ ) und eine obere Fließgrenze ( $\vartheta_3$ ), wobei nicht erkennbar ist, ob  $\vartheta_3$  auch gleichzeitig die Bruchgrenze darstellt. Für Spannungen oberhalb  $\vartheta_3$  wurden die zugehörigen Deformationen nicht lange genug beobachtet; lediglich für eine sehr viel höhere Spannung wurde ein Bruch registriert. Quantitative Aussagen liegen nur für den Bereich unterhalb  $\vartheta_3$ , d.h. für relativ kleine Deformationen vor.

Tan Tjong-Kie schildert außerdem Versuche, bei denen  $\vartheta_1$  bzw.  $\vartheta_2 = 0$  sind. Wegen der Linearität zwischen  $\tau$  und  $\gamma$  unterhalb  $\vartheta_3$  genügt ein Kelvin-Voigt-Modell zur Beschreibung des Materials, doch dürfte damit nur ein Teil eines umfangreicheren rheologischen Modells erfaßt sein.

Mit den in einem Diskussionsbeitrag dargestellten "rheologischen Modellen" für Ton und Löß versucht Tan Tjong-Kie (1961) eine qualitative Beschreibung der Bodenstruktur; für eine quantitative Beschreibung scheinen diese Modelle jedoch weniger geeignet, da die mechanische Konzeption zu kompliziert ist.

### 3.3 Vyalov, Skibitsky (1957, 1961, 1965) [9] bis [11]

Die russischen Forscher unterwarfen in Routineversuchgeräten (u.a. Dreiaxial- und Rahmenschergeräte) verschiedene Böden, vielfach in gefrorenem Zustand, den unterschiedlichsten Testverfahren.

Bei Kriechversuchen zeigt sich allgemein, daß Böden mit geringer Konsistenz flüssigkeitsartiges Endverhalten, mit zunehmender Konsistenz jedoch festkörperartiges Endverhalten (horizontale Asymptote) besitzen. Im letzteren Fall tritt eine Bruchgrenze  $\vartheta_{\text{Bruch}}$  auf, bei deren Überschreitung die Probe irgendwann "total plastisch deformiert" wird bzw. spröde bricht. Diese Bruchgrenze nimmt mit größer werdender Konsistenz von etwa 0 bis auf  $\approx 20 \text{ kp/cm}^2$  (hartgefrorene Böden) zu. Generell wird eine nicht-lineare Beziehung zwischen der Spannung und der Deformation, insbesondere oberhalb einer Fließgrenze  $\vartheta_1 (< \vartheta_{\text{Bruch}})$ , festgestellt. Selbstverständlich zeigen die Versuche auch ein mehr oder weniger stark ausgeprägtes viskoses Verhalten. Besonders hingewiesen wird auf einen zusätzlichen Zusammenhang zwischen isotropen Spannungen und Gestaltsänderungen.

Angesichts der Vielfalt der benutzten Geräte, Testverfahren und Bodenarten verwundert es nicht, wenn Vyalov und Skibitsky ihr Augenmerk mehr auf eine qualitative als auf eine quantitative Analyse richten.

#### 3.4 Mitchell, Campanella, Singh (1963, 1964, 1968) [12] bis [15]

Die genannten Forscher legten besonderen Wert auf Kriechversuche mit Temperaturkontrolle und auf die Möglichkeit, die Proben temperatur rasch während des Versuches ändern zu können. Die Temperatur interessiert nicht nur wegen ihres unmittelbaren Auftretens in einer ebenfalls mit Hilfe der Platzwechseltheorie aufgestellten Stoffgleichung, sondern sie ist auch für die Berechnung der "Aktivierungsenergie" erforderlich. Die Versuche wurden in Triaxialzellen durchgeführt, die neben Porenwasserdruckmessungen Änderungen der Proben temperatur innerhalb von 20 Minuten erlaubten.

Neben Versuchen mit gestörtem, wassergesättigtem Ton in undrainiertem Zustand liegen auch solche mit anderen Bodenarten, zum Teil drainiert, vor.

Ergebnisse:

1. Nach einem anfänglich raschen Ansteigen des Porenwasserdruckes als Folge der Aufbringung der Kriechspannung bleibt der Porenwasserdruck in undrainierten Versuchen konstant (Temp. = const.).
2. Es existiert eine lineare Beziehung zwischen  $\lg (\dot{\epsilon}/\text{Temp.})$  und  $1/\text{Temp.}$ . Die Neigung dieser Funktionsgeraden ist der Aktivierungsenergie direkt proportional.
3. Für Kriechspannungen zwischen etwa 30 % und 90 % der Anfangsfestigkeit wird - im Einklang mit anderen Forschern - eine lineare Abhängigkeit zwischen  $\lg \dot{\epsilon}$  und  $\lg t$ , allerdings nur für einen 3 Zehnerpotenzen umfassenden Zeitbereich, festgestellt. Der zugehörige Proportionalitätsfaktor ist unabhängig vom Deviator.
4. In dem angegebenen Spannungsbereich besteht außerdem eine lineare Beziehung zwischen  $\lg \dot{\epsilon}$  und dem Deviator.

Diese Beziehungen scheinen für alle Tone charakteristisch zu sein, und zwar unabhängig vom Sättigungsgrad, Störungsgrad, von der Konsistenz sowie der Vorbelastung.

Aufbauend auf den beiden letzten Ergebnissen entwickeln Singh und Mitchell (1968) folgende, für den Dreiaxialversuch gültige Gleichung:

$$\dot{\epsilon} = A \left(\frac{t_1}{t}\right)^m \cdot e^{\alpha D} \quad (3.3)$$

mit: D	Deviator
A	fiktiver Parameter im $\lg \dot{\epsilon}$ -D-Diagramm
$t_1$	Zeiteinheit, z.B. 1 min
m	Geradenneigung im $\lg \dot{\epsilon}$ - $\lg t$ -Diagramm
$\alpha$	Geradenneigung im $\lg \dot{\epsilon}$ - $\sigma$ -Diagramm

Gleichung (3.3) erfaßt zwar in den angegebenen Spannungs- und Zeitbereichen das Deformationsverhalten quantitativ sehr gut, doch ist sie wegen der Einschränkungen mehr als Approximationsformel statt als Stoffgesetz aufzufassen.

Im Hinblick auf die in Gleichung (3.3) auftretenden drei Parameter  $A$ ,  $m$  und  $\alpha$  vertreten Singh und Mitchell die Auffassung, daß ein rheologisches Modell mit höchstens drei Elementen zur Beschreibung ausreicht. Mit den Grundelementen Feder, Dämpfer oder Reibungsklotz ist dies jedoch unmöglich.

Erholungsexperimente liegen nicht vor.

#### 4. Aufgabenstellung

Aus der Blickrichtung der Rheologie soll für eine frei gewählte Bodenart die rheologische Zustandsgleichung ermittelt werden. Experimentelle Voraussetzung sind Grundversuche, bei denen Spannungen und Deformationen zu jedem Zeitpunkt bekannt und durch je einen einzigen Skalar vollständig bestimmt sind. Es geht deshalb weder darum, Vorgänge in der Natur durch einen Modellversuch nachzuahmen, noch darum, unter V o r a u s s e t z u n g einer Materialeigenschaft, z.B. von Elastizität oder Plastizität, deren Abhängigkeit von den Meßdaten zu bestimmen. Die Grundeigenschaften sollen sich vielmehr aus den beobachteten Phänomenen selbst ergeben.

Vorbedingung für die Aufstellung einer auch q u a n t i t a t i v befriedigenden Stoffgleichung ist sowohl die Möglichkeit einer eindeutigen Kennzeichnung des zu untersuchenden Materials, als auch eine geeignete Prüfmethode in einer entsprechenden Apparatur. Prinzipiell werden möglichst einfache Randbedingungen angestrebt, um eine eindeutige Lösung zu erhalten.

#### 4.1 Material

Wegen seiner praktischen Bedeutung wird ein Boden mit nicht zu niedriger Konsistenz (im Vergleich zu Suspensionen) gewählt. Für das zu untersuchende Material sollen folgende Bedingungen erfüllt werden:

1. Volle Sättigung.
2. Konstante Temperatur ( $20^{\circ}$  C).
3. Konstanter Wassergehalt durch geschlossenes System während der Prüfung.
4. Homogene, reproduzierbare Proben mit bekannter Spannungsgeschichte durch künstliche Herstellung (Einbau mit  $w_f$ ).

Durch sechs verschiedene, isotrope Konsolidierungsspannungen werden sechs "verschiedene Substanzen" hergestellt, die sich durch entsprechenden Wassergehalt und Porenanteil unterscheiden. Die isotrope Spannung kann auch während des Tests wirksam bleiben, da ja die Gestaltsänderungen dadurch nicht beeinflusst werden (Kap.2). Der isotrope Spannungszustand kann also zur Kennzeichnung der einzelnen Medien herangezogen werden.

#### 4.2 Prüfmethode

Es sollen Kriech- und Erholungsexperimente ausgeführt werden, da die konstante Spannung als Randbedingung am einfachsten, z.B. durch Gewichte, zu realisieren ist. Der einfachen Scherung wird der Vorzug gegeben, da

1. mit  $\gamma = u/h$  eine eindeutige Deformationsdefinition vorhanden ist,
2. durch die niedrige Probenhöhe eine rasche Konsolidierung und eine verzögerungsfreie Porenwasserdruckmessung ermöglicht wird,
3. bei geeigneter Wahl des Verhältnisses von Probenhöhe/Probenlänge ( $h/l$ ) die Randeffekte, die bei einer begrenzten Länge nicht zu vermeiden sind, klein gehalten werden können,
4. hierbei zur Definition der elastischen Anteile nur ein Parameter ( $G$ ) gegenüber zwei Parametern ( $E, \nu$ ) bei einachsialem Druck oder Zug nötig sind,
5. die Meßergebnisse auch direkt auf die in der Praxis häufigeren ebenen Probleme übertragen werden können, wenn man das Experiment als Modellversuch auswertet.

Für jeden Versuch soll eine neue Probe hergestellt werden, um Einflüsse der Vorgeschichte auszuschalten.

Der Porenwasserdruck als innere Spannung wird gemessen, um mikrorheologische Erklärungen zu finden bzw. um eine Verbindung mit den in der Bodenmechanik üblichen Meßmethoden herzustellen.

#### 4.3 Versuchsapparatur

Die Versuche sollen mit neukonstruierten "Scherzellen" durchgeführt werden, da in keinem der bisher bekannten Geräte einfacher Schub unter gleichzeitigem Einschluß aller unter 4.1 und 4.2 genannten Bedingungen realisiert wurde. Diese Scherzellen sollen die Vorteile der dreiachsialen Versuchstechnik (abgeschlossenes Probenvolumen, kontrollierbarer Seitendruck, Porenwasserdruckmessung, sättigender back-pressure) mit denjenigen der Rahmenschergeräte (geringe Probenhöhe, ebene Deformation, leichte Einbaumöglichkeit im Fließgrenzenzustand) vereinen.

Ansätze in dieser Hinsicht zeigen folgende Geräte: Kjellman (1951) [16] und Bjerrum, Landva (1966) [17] konstruierten Schergeräte, bei denen flache zylindrische Proben ( $\varnothing$  6 cm,  $h = 2$  cm bzw.  $\varnothing$  8 cm,  $h = 1$  cm) über starre Stirnplatten normal und tangential belastet werden können. Die Proben sind durch drahtbewehrte (konstante Fläche) Gummimembranen umschlossen. Isotrope Konsolidierung und die Anwendung von back-pressure sind nicht möglich. Randeffekte ( $h/l = 1/3$  bzw.  $1/8$ ) und heterogene Spannungsverteilung (Kreisfläche) sind weitere Nachteile.

Zu erwähnen sind auch die Geräte von Roscoe (1953) [18], bei denen eine flache, quaderförmige Probe einer einfachen Scherung unterworfen wird, indem die zugehörige Deformation durch ein System von starren, aber z.T. beweglichen Platten erzwungen wird. Die Vorteile der dreiachsialen Versuchstechnik fehlen jedoch.

## 5. Eigene Versuche

### 5.1 Versuchsapparatur

Einen Überblick über den Versuchsstand vermittelt Bild 2, während in Bild 3 Schnitte durch eine Scherzelle dargestellt sind.

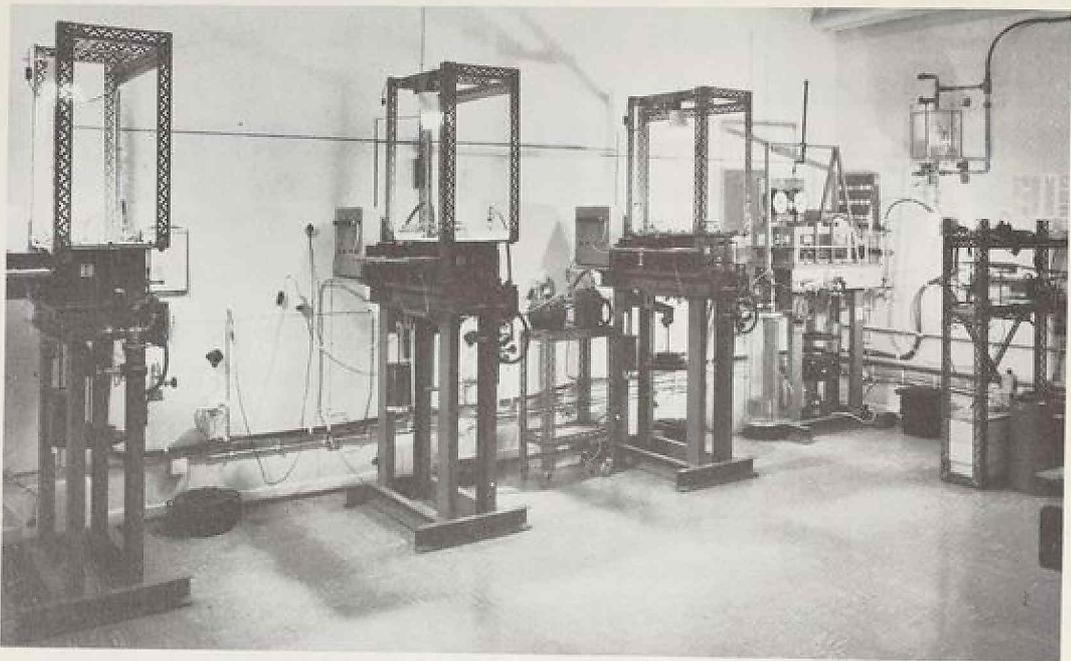
Die quaderförmige Probe (A) mit der Grundfläche 20 cm x 10 cm und einer Höhe von maximal 1,67 cm befindet sich zwischen zwei Metallblöcken (C). In den Blöcken sind 10 mm dicke Filterplatten (B) eingeklebt; in engem Abstand eingelassene Rippen sorgen für eine Verzahnung zwischen Probe und Blöcken. Die Zähne ragen jeweils 2 mm in die Bodenmasse, so daß sich die rechnerische Probenhöhe für die Scherung auf maximal 1,27 cm verringert ( $h/l = 1/16$ ). Die Probe wird ringsum von einer dünnen Gummimembran (D) umschlossen. Diese ist zwischen den Blöcken und gummibeklebten Balken (E) eingespannt.

Auf eine d i c h t e Umschließung der Probe wurde besonderer Wert gelegt:

Membran (D) : Gewählt wurde eine Neoprenemembran, die trotz der handelsüblichen Minimaldicke von 0,4 mm elastisch genug ist, die auftretenden Dehnungen von maximal 2 % ohne besonderen Kraftverbrauch mitzumachen. Neoprene hat gegenüber Naturkautschuk außerdem folgende Vorzüge:

- a) Etwa fünfmal kleinerer Permeationskoeffizient für Luft ( $2 \cdot 10^{-8} [\text{cm}^3 \cdot \text{cm} / (\text{cm}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{at})]$  bei  $20^\circ \text{C}$ ).
- b) Bessere Widerstandsfähigkeit gegenüber mechanischen Beschädigungen.
- c) Gute Alterungsbeständigkeit, so daß eine Membran für mehrere Versuche verwendet werden kann.

Kautschukmembranen besaßen, wie Vorversuche ergaben, häufig kleine Löcher (Fehlstellen), die die Durchlässigkeit stark erhöhten.



I)

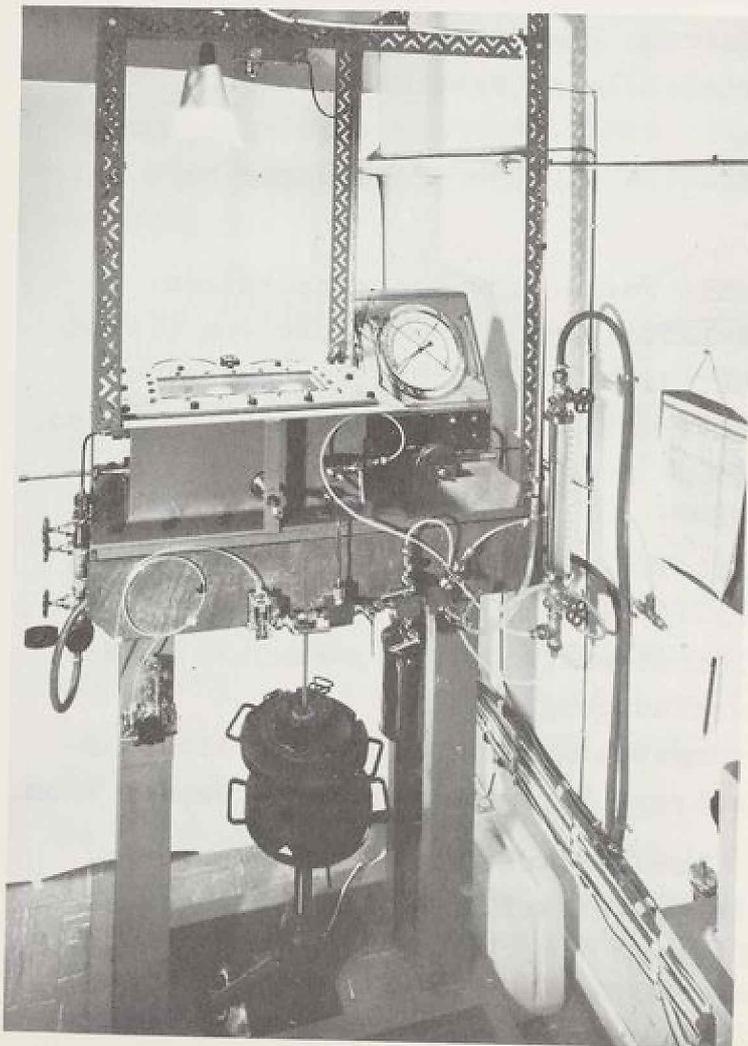
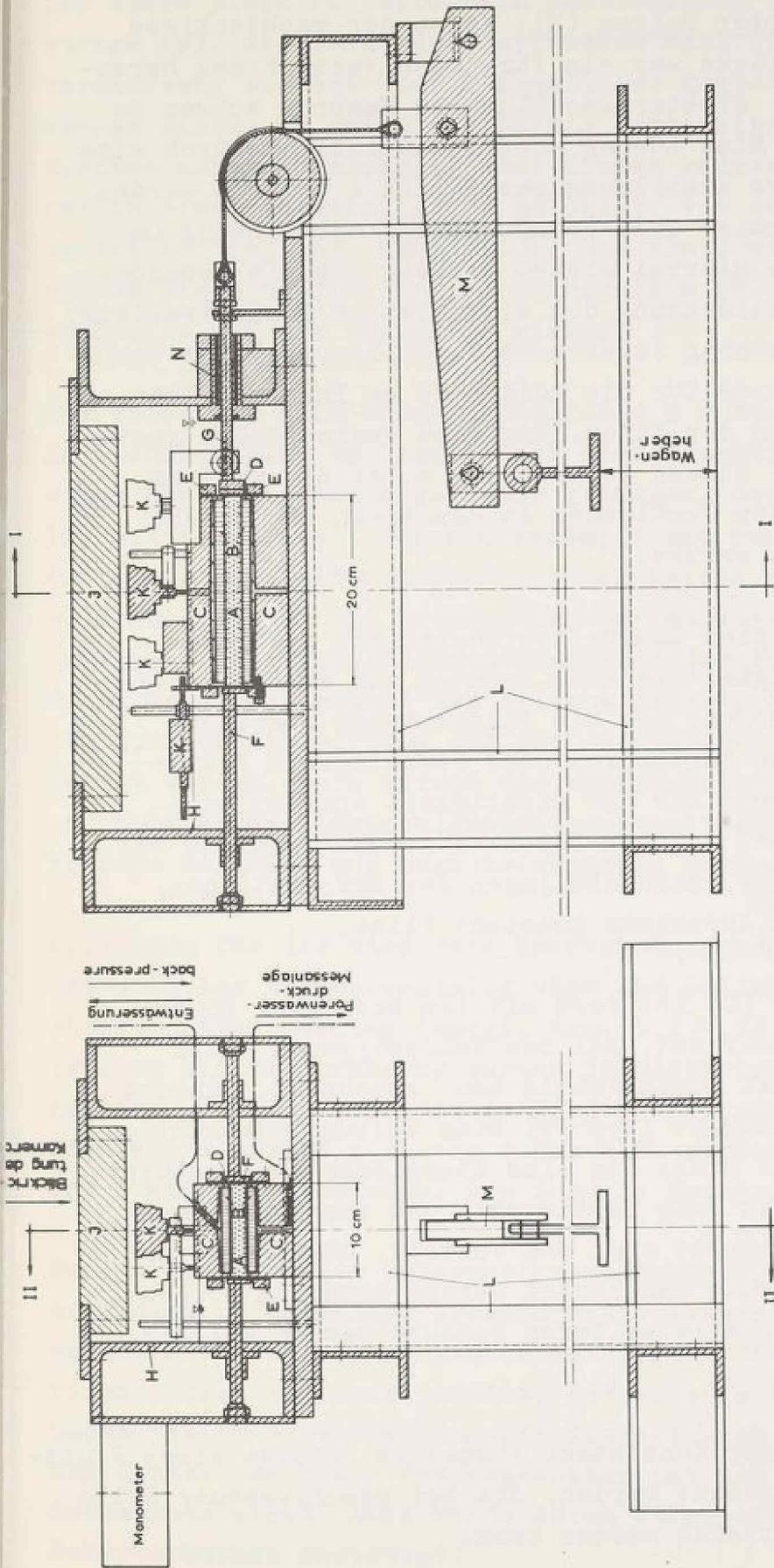


Bild 2.

- I) Gesamtansicht des  
Versuchsstandes  
(Im Hintergrund  
rechts:  
Scherzelle Typ IV).
- II) Vorderansicht der  
Scherzelle  
(Typ I - III).

II)



Querschnitt I-I

Längsschnitt II-II

- |   |                            |   |                          |
|---|----------------------------|---|--------------------------|
| A | Bodenprobe                 | H | Zellenwand               |
| B | Filterstein                | J | Zellendeckel (Plexiglas) |
| C | Metallblock                | K | Messuhr                  |
| D | Gummimembran               | L | Untergestell             |
| E | mit Gummi beklebter Balken | M | Hebelarm                 |
| F | Stützgestell               | N | Kugelhäufung             |
| G | Zugstange                  |   |                          |

Bild 3. Scherzelle (Typ I - III).

Gummibeklebter Balken (E): Wegen der rechteckigen Form der Blöcke war ein für jeden Versuch neu herzustellender, dichter Anschluß der Membran schwer zu erreichen. Eine Lösung konnte schließlich durch eine konstruktive Ausbildung gemäß Bild 4 erzielt werden. Die keilförmige Quetschung infolge der Drehung um Punkt A war hierbei ebenso wichtig wie die Behinderung der Querdehnung des eingeklebten Gummistreifens. Die Längsdehnung (senkrecht zur Bildebene) der Gummistreifen wurde für die beiden 20 cm langen Balken durch die an den Enden quer dazu verlaufenden restlichen zwei Balken verhindert, wobei die um 1 mm überstehenden Gummienden an den Ecken der Blöcke verquetscht wurden.

Bei zahlreichen Langzeitversuchen mit gefärbter Druckflüssigkeit (4 atü) konnten auf den Innenseiten der Membran, die mit Filterpapier abgedeckt waren, keine Farbspuren oder Feuchtigkeit festgestellt werden. Für die Dichtigkeit spricht auch die Tatsache, daß der Porenwasserdruck während der Scherversuche, nach Abklingen der Deformationen, mit wenigen Ausnahmen konstant blieb.

Der untere Block (C) ist fest mit dem Boden der Druckzelle (H,J) verschraubt. Bei den Zellentypen I - III ist nur der Deckel durchsichtig bzw. abnehmbar, während bei der älteren Bauart (Typ IV) eine Verbundkonstruktion aus Plexiglas und Stahl wie eine Käseglocke übergestülpt wird. Zelle IV hat zwar fertigungs- und versuchstechnische Nachteile, bietet aber den Vorteil, daß die Probe während der Scherung beobachtet werden kann. Im folgenden beziehen sich alle weiteren Beschreibungen auf die Zellen I - III.

Proben mit breiiger Konsistenz können im Schutze eines Stützgestells (F) eingebaut werden, das bei geschlossener Zelle von außen her entfernt werden kann.

Der obere Block (C) wird beim Schervorgang durch eine Zugstange (G), die durch die Zellenwand nach außen führt, verschoben; sie hat über 2 Kugellager Kontakt mit dem oberen Block, so daß gleichzeitig Vertikalbewegungen des Blockes nahezu unabhängig stattfinden können. Die Zugstange ist in einem Kugelkäfig (N) gelagert, vor dem ein abdichtender Nutring aus Gummi sitzt. Die Kraft wird durch Gewichte erzeugt, die über einen Hebelarm (M) und eine Umlenkrolle auf die Zugstange wirken.

Die Forderung nach einer schnellen und stoßfreien Scherkraftaufbringung im Sinne einer Stufenfunktion ist durch einen hydraulischen Wagenheber gelungen, der die gesamte Totlast innerhalb 1 Sekunde gedämpft und reproduzierbar freigibt. Zum Zeitpunkt  $t \leq 0$  ist der Kolben des Wagenhebers voll ausgefahren und berührt das am Hebelarm aufgebrachte Lastpaket. Die Einsinkgeschwindigkeit des Kolbens kann durch Variation sowohl des Kolbeneigengewichtes als auch der Querschnittsöffnung des zurückfließenden Öles festgelegt werden. Beim Öffnen des Rückflußquerschnittes können über einen Elektronikschalter Schaltimpulse für elektrische Zeitmeß- und Registriergeräte ausgelöst werden.

Kriterium für die stoßfreie Kraftaufbringung war: Kein wesentlicher Zeigerausschlag über dem Sollwert am elastischen Kraftmeßring (vergl. Kap. 5.2.1.1). Zur Überprüfung dieser Forderung wurden Spezialversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 5 dargestellt sind. Jede Kurve ergibt sich aus 4 Einzelversuchen, bei denen der Kraftmeßring fünfmal pro Sekunde fotografiert wurde.

Da die anfänglichen Deformationsgeschwindigkeiten der Bodenproben in derselben Größenordnung liegen wie die entsprechenden Verformungsgeschwindigkeiten des Kraftmeßringes, kann gefolgert werden, daß auch im Versuch mit Boden die am Hebelarm hängende Totlast nach 1 s keinen Kontakt mehr mit dem Wagenheber hat und voll auf die Bodenprobe wirkt. Dies wurde durch Stichproben bei den Scherversuchen bestätigt.

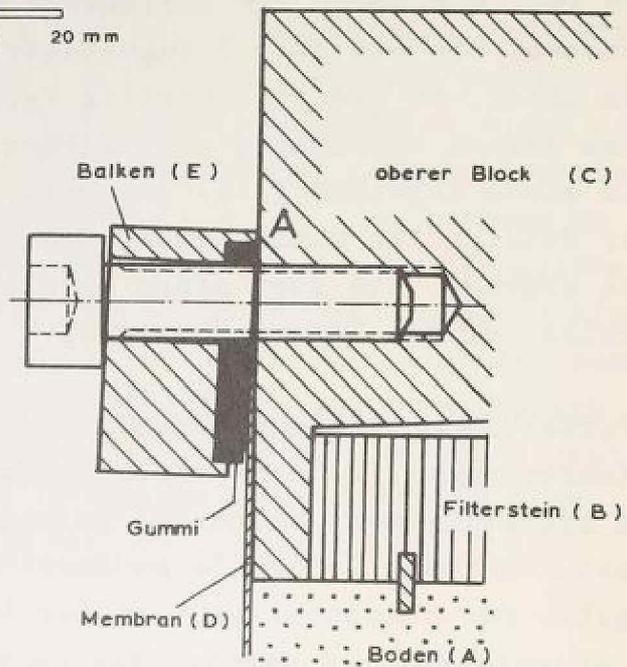


Bild 4. Anschluß der Gummimembran.

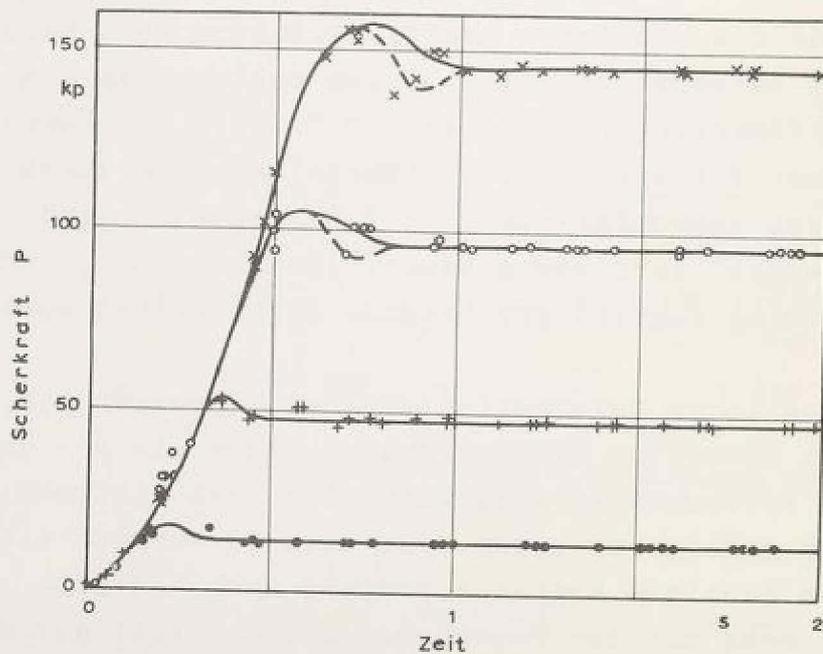


Bild 5. Aufbringung der Scherkraft durch den Wagenheber.

Die ursprünglich vorgesehene Kraftaufbringung durch Lösen einer Verriegelung des Hebelarmes brachte kurzfristig Kräfte (Meßringverformungen) von nahezu doppelter Größe des Endwertes.

## 5.2 Meßgrößen und Meßsysteme

### 5.2.1 Spannungen

#### 5.2.1.1 Schubspannungen

Wegen der zwischen Lastpaket und oberem Probenblock auftretenden Reibungsverluste ist die Messung der Scherkräfte innerhalb der Zelle erforderlich. Zweifellos ist die laufende Messung der Scherkraft während jedes Versuches die beste Methode, doch schied diese Möglichkeit wegen des konstruktiven und versuchstechnischen Aufwandes aus. Stattdessen wurden wiederholt Eichversuche durchgeführt, bei denen ein Kraftmeßring an Stelle des unteren Probenblockes in die Zelle eingebaut wurde.

Da die Deformation des elastischen Meßringes jedoch momentan erfolgt und die Ablesewerte somit bereits für einen Ruhezustand erhalten werden, sind die aus den Eichversuchen berechenbaren Reibungsverluste als Haftreibung zu bezeichnen. Es stellte sich deshalb die Frage, ob wegen der im Versuch auch im Anschluß an die Lastaufbringung vorhandenen Verschiebungsgeschwindigkeit ein kleinerer Reibungsverlust (Gleit- bzw. Rollreibung) auftritt, was eine größere Scherkraft zur Folge hätte. Dies würde umgekehrt bedeuten, daß während des Versuches mit abnehmender Deformationsgeschwindigkeit der Probe eine Abnahme der Scherkraft als Folge der Reibungsvergrößerung verbunden ist.

Zur Überprüfung wurden Eichversuche durchgeführt, bei denen die zeitabhängigen Deformationen der Bodenprobe durch ein wassergefülltes Gummikissen simuliert wurden: Je nach Zuflußquerschnitt konnten unterschiedliche Verschiebungsgeschwindigkeiten der Zugstange einschließlich des Kraftmeßringes erzeugt werden. Es stellte sich

heraus, daß die zunächst wie üblich aufgebraachte Scherkraft  $n a c h$  Einsetzen der zusätzlichen Bewegung (Öffnen des Zuflußhahnes) nicht wie erwartet ansteigt oder wenigstens konstant bleibt, sondern abnimmt. Die Größe der Geschwindigkeit, geht man dabei von Werten aus wie sie sich aus den Kriechversuchen ergaben ( $\dot{u} = 10^{-0}$  bis  $10^{-7}$  mm/s), scheint kaum Einfluß zu haben; ebenso ist die Größe der Scherkraft von untergeordneter Bedeutung. Daraus folgt, daß sich mit zunehmender Verschiebung der Zugstange und des daran hängenden Hebelarmes die Reibungsverluste erhöhen, d.h. die Reibungskraft ist von der Stellung des Belastungsmechanismus abhängig.

Der Einfluß dieser Reibungsänderung und damit des Schubspannungsabfalles auf die Versuchsergebnisse soll hier mit Hilfe der in Bild 6 dargestellten Messungen näher untersucht werden. Die Reibungsänderung wirkt sich vor allem bei kleinen Scherkräften und gleichzeitig großer Verschiebung der Zugstange aus. Als ungünstigster Versuch erweist sich in dieser Hinsicht Versuch ⑦ (Kap. 5.8.1). (Die Versuche ⑧ und ⑨ interessieren wegen des rasch eintretenden Bruches im vorliegenden Zusammenhang nicht.) Aus Bild 6 erhält man bei einer Scherkraft  $P = 32,2$  kp für eine Gesamtverschiebung  $u = \gamma \cdot h = 3,3$  mm, wie sie sich im Versuch ⑦ ergab, eine Reibungserhöhung um 0,87 kp. Bezogen auf die Scherkraft bedeutet dies einen Scherkraftabfall von 2,7 %. Bei den übrigen Versuchen ist dieser Prozentsatz jedoch wesentlich geringer und liegt in über 90 % der Versuche unter 1 %.

Zusammenfassend ergibt sich, daß die aus den Eichversuchen gewonnenen Werte auf die Versuche übertragen werden können und daß die Schubspannung im wesentlichen als konstant anzusehen ist.

Durch entsprechende Wahl der Probenhöhe wurde außerdem erreicht, daß die Achse der Zugstange in Höhe der rechnerischen Probenoberkante (Unterkante der oberen Filterrippen) lag, so daß kein äußeres Moment auf den oberen Probenblock wirkte.

#### 5.2.1.2 Äußere, isotrope Spannung (Zelldruck)

Die Zellenkonstruktion ermöglicht einen allseitigen Druck  $\sigma$ , der mit Hilfe von Druckluft erzeugt wurde. Die Zelle wurde zuvor bis zur Oberkante des oberen Blockes mit Flüssigkeit gefüllt, so daß aufgrund deren höherer Viskosität gegenüber Luft ein zusätzlicher Schutz bei Undichtigkeiten der Gummimembran vorhanden ist. Als Druckflüssigkeit konnte Wasser verwendet werden, dem allerdings zur Vermeidung von Korosion und galvanischer Elementbildung je 1/4 % Natriumchromat und Natriumnitrit zugesetzt war.

Der Zelldruck wurde mit handelsüblichen Feinmeßmanometern (Endwert 4 bzw. 6 atü, Fehlerklasse 0,6) gemessen. Die Druckschwankungen betragen maximal  $\pm 1$  % vom Sollwert. Die Abmessungen der Plexiglasfenster begrenzen die maximal möglichen Zelldrücke für Langzeitversuche auf etwa 4,5 atü.

#### 5.2.1.3 Innere, isotrope Spannung (Porenwasserdruck)

Der Porenwasserdruck im Inneren der Bodenprobe wurde über den unteren Filterstein mit Hilfe von Meßgeräten (D.11) der Firma CLOCKHOUSE gemessen. Bei diesen Geräten wird der Porenwasserdruck durch einen Öl-Gegendruck kompensiert, der entweder manuell durch einen Kolben oder automatisch durch eine relaisgesteuerte Heizung erzeugt wird. Der dem Porenwasserdruck gleichzusetzende Öldruck wird an Manometern (Endwert 4 atü, Kl. 0,6) abgelesen. Der Nullwert wurde auf Probenhöhenmitte eingestellt.

Für die einwandfreie Messung des tatsächlich im Probeninneren herrschenden Porenwasserdruckes sind folgende Bedingungen zu erfüllen:

1. Volle Sättigung der Probe.
2. Volle Sättigung des Druckaufnehmers (Filterstein).
3. Keine Luftblasen in der möglichst starren Verbindungsleitung zwischen Druckaufnehmer und Nullindikator.
4. Keine Verschiebung der zwischen Wasser und Öl befindlichen Trennflüssigkeit Quecksilber im Nullindikator.

Setzt man die Bedingungen 1 und 4 als erfüllt voraus, dann bleibt eine Überprüfung der Bedingungen 2 und 3. Wie Withman, Richardsen, Healy (1965) [19], Viggiani (1965) [20] u. a. gezeigt haben, hängt die Güte der Porenwasserdruckmessung von der relativen Steifigkeit  $\eta$  ( $\hat{=} 1/B$ ) zwischen Meßeinrichtung und Probe ab. Es gilt:

$$\eta = \frac{A \cdot h}{E \cdot \lambda} \quad (5.1)$$

mit: A	Fläche des Filtersteines	[cm <sup>2</sup> ]
h	Probenhöhe	[cm]
E	Kompressionsmodul des Bodens	[kp/cm <sup>2</sup> ]
λ	Volumenfaktor des Meßsystems (Filterstein, Leitungen, Meß- element), d.h. Volumenaufnahme des Meßsystems pro Atmosphäre	[cm <sup>5</sup> /kp]

Bezeichnet man mit Index 1 den Fall der kleinsten untersuchten Probenkonsistenz und mit Index 2 den Fall der größten Konsistenz, dann ergibt sich (Zahlenwerte in Klammern: Fall 2):

A	= 140	[cm <sup>2</sup> ]	(kleinster Filtersteinquerschnitt senkrecht zur Fließrichtung)
h <sub>1/2</sub>	= 1,67 (1,56)	[cm]	
E <sub>1/2</sub>	= E <sub>v1/2</sub>		
	= 18 (100)	[kp/cm <sup>2</sup> ]	zulässige Näherung, da der vertikale Kompressionsmodul wegen der geringen Seitendehnung etwa gleich groß ist; Ermittlung siehe Bild 8, Kap. 5.5.3)
λ	= 0,017	[cm <sup>5</sup> /kp]	(Ermittlung siehe Anhang A)

Damit ist:

$$\eta_{1/2} = \frac{140 \cdot 1,67 (1,56)}{18 (100) \cdot 0,017} = 765 (129)$$

Der Fehler zwischen gemessenem und tatsächlich in der Probe vorhandenem Druck beträgt somit:

$$\frac{U_{1/2} \text{ gemessen}}{U_{1/2} \text{ tatsächlich}} = \frac{1}{1+B_{1/2}} = \frac{1}{1+1/\eta_{1/2}} = 0,999 (0,992).$$

Der Meßwert weicht also nur um 0,1 (0,8) % vom tatsächlichen Wert ab, wenn ein Gleichgewichtszustand erreicht worden ist.

Von Bedeutung ist natürlich die Frage der Verzögerung der Porenwasserdruckanzeige. Nach Viggiani erhält man für die vorliegenden Werte  $\eta_{1/2}$  einen Zeitfaktor  $T_{1/2}=0,008 (<10^{-4})$ , wenn ein Meßfehler von 5 % nicht überschritten werden soll. Aus dem von der Konsolidierungstheorie her bekannten Zeitfaktor

$$T = \frac{k E_s}{\gamma_w h^2} \cdot t \quad (5.2)$$

läßt sich die Zeit  $t$  errechnen, die abgewartet werden muß, um einen Meßwert mit der genannten Toleranz zu erhalten:

$$t = \frac{T h^2 \gamma_w}{k E_s} \quad (5.3)$$

Mit  $E_s = E_v$  erhält man:

$$t_1 = \frac{0,008 \cdot 1,56^2 \cdot 0,001}{1,45 \cdot 10^{-8} \cdot 100} = 13,5 \text{ [s]}$$

$$t_2 < \frac{10^{-4} \cdot 1,67^2 \cdot 0,001}{4,4 \cdot 10^{-8} \cdot 18} < 0,35 \text{ [s]}$$

Hierin bedeuten:

$$\begin{aligned} \gamma_w & \text{ spezifisches Gewicht des Wassers} \\ & = 0,001 \text{ [kp/cm}^3\text{]} \\ k & \text{ Durchlässigkeit des Bodens} \\ & = 1,45(4,4) \cdot 10^{-8} \text{ [cm/s]} \quad (\text{siehe Kap.5.6}) \end{aligned}$$

Die oben angegebene Verzögerungszeit hat jedoch nur dann Gültigkeit, wenn das Verhältnis  $k'/d$  zwischen Durchlässigkeit und Dicke des Filtersteines größer als das entsprechende Verhältnis  $k/h$  des Bodens ist. Bishop, Gibson (1964) [2] haben bewiesen, daß für

$$k'/d > 50 \cdot k/h \quad (5.4)$$

ein vernachlässigbarer Einfluß des Filtersteines auf die Porenwasserdruckmessung vorliegt.

Im ungünstigsten Fall ist hier:

$$\frac{k'/d}{k/h} = \frac{1,4 \cdot 10^{-5}/1,0}{4,4 \cdot 10^{-8}/1,67} = 531 > 50$$

mit:  $k'$  Durchlässigkeit des Filtersteines  
 $= 1,4 \cdot 10^{-5}$  [cm/s]

Wie gezeigt, spielt die Wahl des Filtermaterials sowohl für den Volumenfaktor als auch für die Verzögerung eine große Rolle. Es wurden Keramikplatten aus Diapor, wie von Rappert (1969) [22] beschrieben, verwendet.

Über die Sättigungstechnik der Filtersteine sowie der Probe wird in den Kapiteln 5.4 bzw. 5.5 berichtet.

#### 5.2.2 Deformationen

Die Setzung der Probe während der Konsolidierung und während der Scherung wurde durch 3 Meßuhren mit 0,01 mm Teilung gemessen.

Die für die Berechnung der Scherung  $\gamma = u/h$  erforderliche Verschiebung  $u$  wurde gemessen, indem die Taststange einer Meßuhr mit 0,01 mm Teilung vom oberen Probenblock mittels eines Bügels mitgezogen wurde. Ein Tasten der Uhr an den oberen Block erwies sich als unbrauchbar. Wegen der hohen relativen Luftfeuchtigkeit im oberen Teil der Zelle bildeten sich winzige Rostpartikel trotz rostfreier Ausführung der wichtigsten Teile der Uhren, so daß die Taststange hängen blieb. Auch eine Schmierung der Taststange brachte keine wesentliche Verbesserung, denn sie führte zu einer verzögerten Anzeige der Meßwerte, zumindest im Anfangsstadium der Scherung. Außerdem mußte eine "Exzentrizität" zwischen der Achse der Meßuhr und der Ebene in Höhe der Probenoberkante in Kauf genommen werden. Der durch den Wasserspiegel bedingte Niveauunterschied konnte nicht durch einen an der Uhr befestigten Hebelarm überwunden werden, da sich bereits kleine, auf die Taststange wirkende Momente nachteilig bemerkbar machten. Zur Kontrolle der Horizontalverschiebungen wurde außerhalb der Zelle die Verschiebung der Zugstange gemessen.

### 5.2.3 Zeit

Wie bereits erwähnt, können gleichzeitig mit der Schubbkraftaufbringung durch den Wagenheber Schaltimpulse ausgelöst werden. Mit ihrer Hilfe wurde eine Relais-Stoppuhr (Zeigerumlauf 3 Sekunden) sowie ein Impulszähler in Gang gesetzt, der anschließend jede Sekunde automatisch einen Impuls von einer elektrischen Zeituhr der Hochschulzeitmeßanlage erhielt. Zur Kontrolle wurden Datum und Uhrzeit notiert.

### 5 2.4 Temperatur

Die Versuche wurden in einem Klimaraum bei 20° C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 % durchgeführt. Die Temperatur wurde in jeder Zelle kontrolliert. Die Schwankungen betragen für die Gesamtheit aller Versuche  $\pm 1^{\circ}$  C; während eines Einzelversuches war die Temperatur jedoch konstant.

### 5.3 Registrierung der Meßwerte

Die Meßuhren und Manometer wurden - mit Ausnahme der an die Zugstange tastenden Kontrolluhr - mit einer Robot-Kamera (Star II) fotografiert (Bild 7). Die Auslösung kann entweder per Hand oder durch eine Steueranlage, die Intervalle von 0,2 Sekunden bis 3 Stunden ermöglicht, erfolgen. Die Aufnahmen wurden bei Standlicht gemacht, das bei größeren Intervallen automatisch vorher angeschaltet wird.

#### Den Vorteilen:

g l e i c h z e i t i g e Erfassung aller Werte,  
frühzeitige Ablesung nach Versuchsbeginn,  
dichte Ablesefolge,  
Registrierung auch nachts, usw.,  
niedriger Preis gegenüber elektrischen Registrieranlagen,

steht der Nachteil gegenüber, daß die Meßwerte erst nach der Filmentwicklung und -auswertung zur Verfügung stehen.

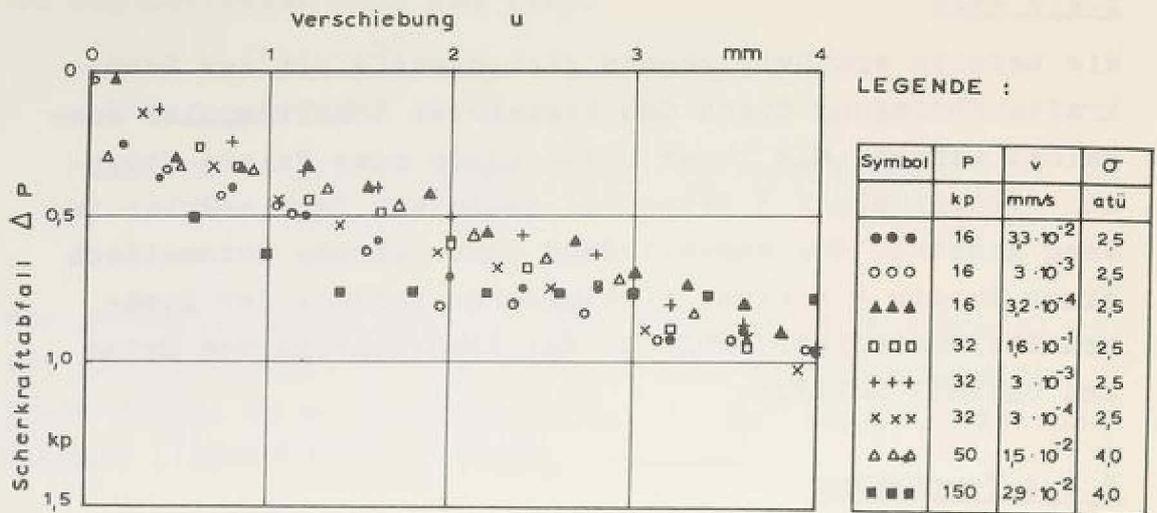


Bild 6. Scherkraftabfall in Abhängigkeit von der Zugstangenverschiebung.

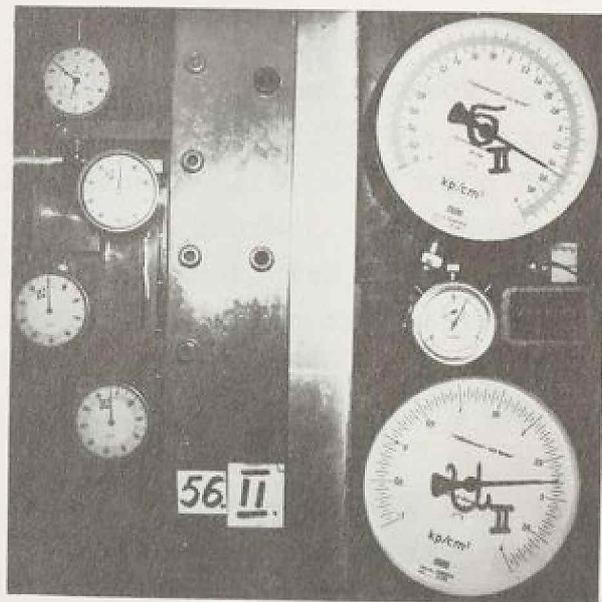


Bild 7. Fotografische Registrierung der Meßwerte; Blick auf die Zelle von oben.

Die Auswertung der Negative erfolgt mit Hilfe eines lichtstarken Projektors, der eine Ablesung von etwa 0,001 mm auf den Meßuhren gestattet.

#### 5.4 Sättigungstechnik für die Filtersteine und das Leitungssystem

Die in diesem Kapitel beschriebene Methode erwies sich als die erfolgreichste unter verschiedenen ausprobierten Verfahren. Voraussetzungen waren folgende zwei Maßnahmen:

1. Alle Gewinde der Verschraubungen wurden vor dem Zusammenbau mit hochviskosem Silikonfett bestrichen, damit bei Unterdruck keine Luft von außen angesaugt wird.
2. Alle Teile wurden unter Wasser zusammengebaut.

##### 5.4.1 Erstmalige Sättigung

Die Blöcke (C) wurden mit der Filterseite nach unten in entlüftetes Wasser gelegt (Wasserentlüftungsgerät siehe Rappert (1969)) und mit Hilfe einer auf der Oberseite angeschlossenen Vakuumpumpe durchströmt. In einem zwischengeschalteten Behälter fand eine ständige Trennung der mitgerissenen Luft vom Wasser statt, so daß beliebig viel entlüftetes Wasser zur ständigen Verfügung stand. Die Durchströmung erfolgte so lange bis keine Luftbläschen mehr sichtbar waren.

Zwischendurch wurden Plexiglashauben (siehe Anhang A, Bild A1) - unter Wasser - auf die Filterseite der Blöcke gesetzt, die sich nach dem Prinzip der Magdeburger Halbkugeln festsaugten, so daß der gesamte Filterstein unter einer negativen Spannung von etwa  $-0,95 \text{ kp/cm}^2$  stand. Außerdem wurden Plexiglashaube und Block zusammen gedreht, damit die Filtersteinseite nach oben zeigte. Somit konnten nach Anschluß der Pumpe an die Plexiglashaube die Luftbläschen auch über die sichtbare Filterseite austreten. Die Anwendung der Plexiglashauben erwies sich deshalb als günstig, weil Luftblasen auch in Zonen, die durch die Durchströmung nicht oder nur selten berührt wer-

den, reduziert werden; durch den hohen Unterdruck vergrößern sie ihr Volumen wesentlich und erhalten Kontakt mit dem strömenden bzw. freien Wasser.

#### 5.4.2 Sättigung vor Probeneinbau bzw. nach Probenausbau

Unmittelbar vor jedem Probeneinbau wurden die Filtersteine mit entlüftetem Wasser durchströmt, bis keine Luftblasen mehr sichtbar waren. Die Strömung erfolgte beim unteren Filterstein wegen der festen Verbindung des unteren Blockes mit dem Zellenboden nach unten. Der obere Block lagerte (mit der Filterseite nach unten) in einer Schale mit Wasser und konnte nach oben durchströmt werden.

Nach jedem Probenausbau wurde die Plexiglashaube auf den unteren Block gesetzt und evakuiert. In den luftleeren Raum wurde anschließend durch den Meßfilterstein entlüftetes Wasser gesaugt. Danach erfolgte die Durchströmung beider Filtersteine ebenso wie vor dem Probeneinbau. In der sich anschließenden Versuchspause von 3 Tagen konnte etwa noch vorhandene Luft in Lösung gehen; sie wurde durch den Wasseraustausch unmittelbar vor dem nächsten Versuch aus dem Porenraum entfernt.

Die geschilderte Reihenfolge und die Art der Strömungsrichtungen waren von großer Bedeutung für die erfolgreiche Sättigung; für alle Filtersteine wurde immer dieselbe Prozedur bei festgelegter Dauer vorgenommen.

Betrachtet man z.B. das Porenvolumen des unteren Filtersteines und den Inhalt der zum Nullindikator führenden Leitung - zusammen rund  $90 \text{ cm}^3$  - , dann bedeutet eine gemessene Volumenaufnahme von maximal  $0,015$  bis  $0,035 \text{ cm}^3/\text{at}$  (Anhang A, Bild A2) eine erreichte Sättigung von über  $99,96 \%$ !

## 5.5 Herstellung der Proben

Angestrebtes Ziel war neben der Homogenität und Reproduzierbarkeit auch eine vollständige Sättigung der Proben sowie die exakte Ermittlung des Wassergehaltes  $w$  und des Porenvolumens  $n$ . Verschiedene Einbautechniken ergaben unterschiedliche Sättigungsgrade. Als geeignetste stellte sich folgende Methode heraus, wobei eine strenge Normierung aller Details unbedingt erforderlich ist.

### 5.5.1 Einbau

Das Trockenpulver des gewählten Lehmes mit einem Korndurchmesser  $< 2$  mm lagerte nach gründlichem Durchmischen in verschließbaren Behältern. Drei Tage vor Versuchsbeginn wurden entsprechende Mengen mit entlüftetem Wasser vermischt und in luftdichten Gläsern aufbewahrt. Die Masse befand sich etwa im Fließgrenzenzustand.

Nachdem das Wasser über dem unteren Filterstein vorsichtig entfernt und die Filtersteinfläche durch Nachdrücken einer festgelegten Menge Wasser über die untere Zuleitung einen charakteristischen Glanz hatte, konnte die breiige Masse unter leichtem Druck auf den Filterstein aufgestrichen werden. Die Oberfläche der Probe wurde mit einer Lehre, die sich auf der Oberkante des Stützgestelles abstützte, geglättet. Nach Zugabe von  $10 \text{ cm}^3$  Wasser auf die Probenoberfläche wurde der obere Block vorsichtig unter leichtem Hin- und Herneigen aufgesetzt. Die scharfkantigen Filtersteinrippen drücken sich ohne Schwierigkeit in die Bodenmasse, während die unter dem Filterstein hängende Luft seitlich austreten kann. Das überschüssige Wasser wurde abgetupft und gewogen, worauf der obere Rand der Gummimembran am oberen Block verschraubt werden konnte. Folgende Einbauverfahren erwiesen sich als schlechter oder gar undurchführbar:

- a) Entlüftung der vorgeformten, breiigen Masse im Vakuum.
- b) Einbau der breiigen Masse unter Wasser.
- c) Auffüllen des Trockenpulvers über dem unteren Filterstein und anschließende Wasserzugabe von unten über ein Standrohr.

### 5.5.2 Sättigung der Proben

Nach erfolgter Wasserfüllung der Zelle bis zur Oberkante des oberen Probenblockes wurden über die obere Entwässerungsleitung 30 Minuten lang mit der Vakuumpumpe ca.  $28 \text{ cm}^3$  Flüssigkeit abgesaugt. Bei den anfänglich austretenden Luftblasen handelt es sich wahrscheinlich um Luftreste, die sich zwischen Probe und oberem Block bzw. im oberen Filterstein gefangen haben.

Um weitere, im Boden und in den Filtersteinen verbliebene Luftreste zu beseitigen, wurde bei allen Versuchen mit einem back-pressure von 2 atü, in einer Vergleichsserie von 3 atü, gearbeitet. Ein höherer back-pressure fand keine Anwendung, da sonst wegen der Begrenzung der Zelldrücke auf 4,5 atü die resultierenden wirksamen Spannungen für das Probenmaterial zu gering und damit weniger interessant geworden wären. Außerdem zeigt ein Vergleich, daß die Versuche mit 3 atü back-pressure bei gleicher Spannung  $\sigma'$  praktisch die gleichen Ergebnisse liefern. Die Größenordnung des angewendeten back-pressure wurde nach Bishop, Henkel (1964) [23] abgeschätzt. Bei Einbausättigungsgraden (vor Anschluß der Vakuumpumpe) von  $97 \pm 2 \%$  müßte danach der zur Sättigung erforderliche back-pressure zwischen 0,5 und 2,65 atü liegen.

Eine Berechnung des nach der Konsolidierung vorhandenen Sättigungsgrades aufgrund der Meßdaten ist in Kapitel 5.5.4 zu finden.

### 5.5.3 Konsolidierung

Nach Entfernen des Stützgestells wurde der Zelldruck mit einer Geschwindigkeit von ca. 1 at/min auf den Sollwert gebracht. Der Porenwasserdruck in der abgeschlossenen Probe entsprach hierbei dem Zelldruck mit einer Abweichung von maximal -1 %, eine Bestätigung für den hohen Sättigungsgrad. Anschließend konnte die Probe über den oberen Filterstein gegen den konstanten back-pressure entwässern. Die Konsolidierung galt einheitlich nach 22 Stunden als abgeschlossen; für alle Proben wurde das Kriechexperiment nach dieser Zeit begonnen.

Kriterium für die ausreichende Konsolidierung war der gleichzeitige "horizontale" Verlauf folgender Kurven bei linearer Auftragung:

- a) Porenwasserdruck-Zeit-Kurve (d.h. Porenwasserdruck gleich back-pressure).
- b) Setzung-Zeit-Kurve (d.h. keine weiteren Setzungen).
- c) Wasseraustritt-Zeit-Kurve.

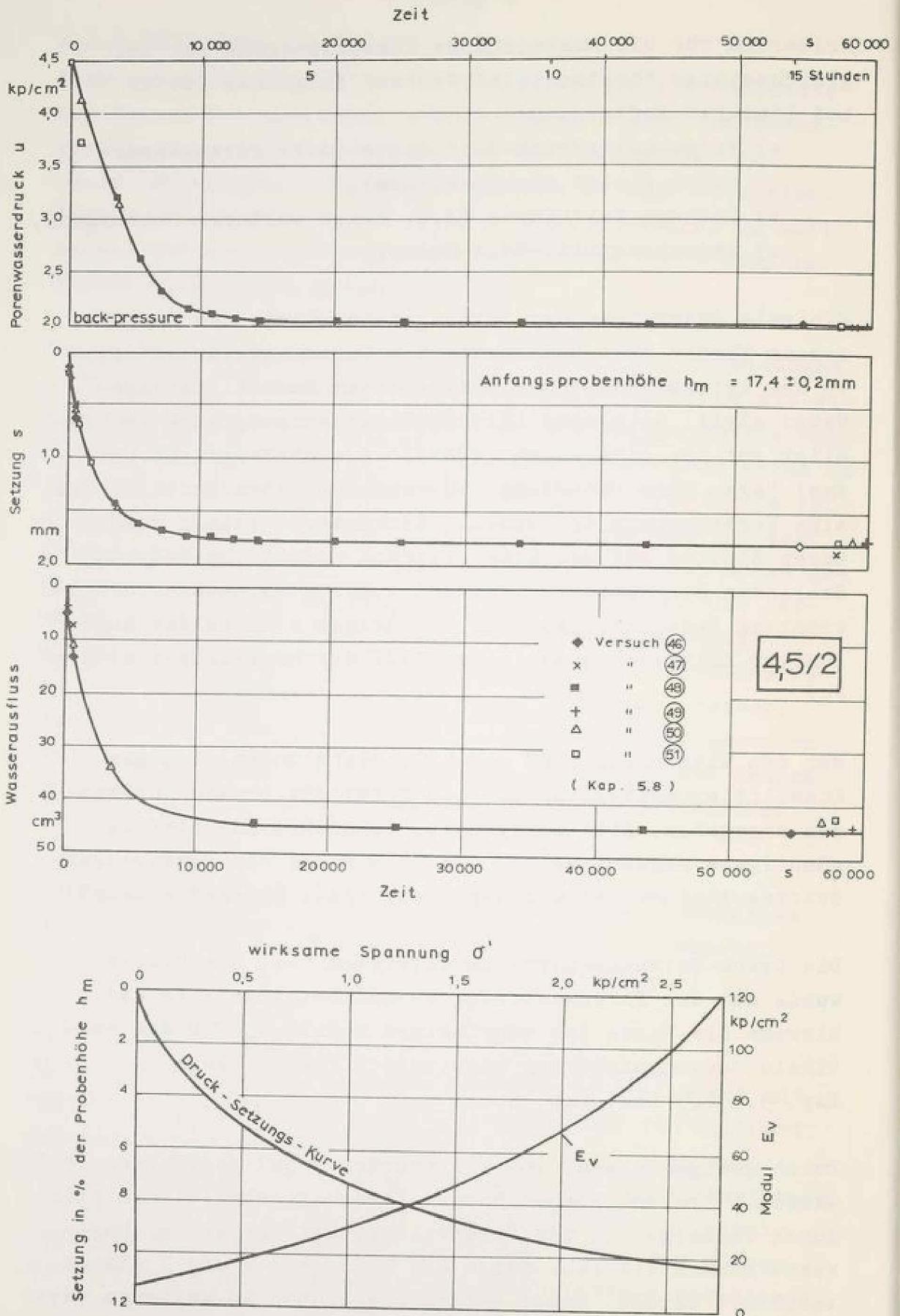
Minimale Änderungen der Setzungen und damit der Entwässerung finden zwar bei konstantem Porenwasserdruck noch in der letzten Phase der vereinbarten Konsolidierungsdauer statt, doch sind ihre Größenordnungen, auch im Hinblick auf die sich anschließende Versuchsdauer von nur zwei Tagen, ohne Bedeutung. Vorversuche haben gezeigt, daß eine Verlängerung der Konsolidierungszeit keinen erkennbaren Einfluß auf den Kriechversuch ausübt und daß nach Schließen des Entwässerungshahnes keine Porenwasserdruck-erhöhung festzustellen ist. Im übrigen stellen die angeführten Kriterien quasi einen Teil der Materialdefinition dar.

Für den Extremfall ( $\sigma/U = 4,5/2$ ; siehe unten) ist der Konsolidierungsverlauf in Bild 8 für die ersten 16 Stunden angegeben. Alle übrigen Spannungszustände liefern günstigere Ergebnisse, da die Abbaustufe des Porenwasserdruckes kleiner ist und der Abbau somit rascher erfolgt.

Die Druck-Setzungs-Kurve im untersten Teil des Bildes wurde aus der Porenwasserdruck- und Setzungslinie und hieraus die Kurve des zugehörigen Moduls  $E_v$  für die vertikale Zusammendrückung konstruiert (vergl. auch Kap. 5.2.1.3 bzw. Kap. 5.6).

Durch geeignete Wahl von Zellendruck  $\sigma$  und back-pressure  $U$  wurden 6 "verschiedene" Materialien hergestellt, die sich durch Wassergehalt und Porenvolumen unterscheiden. Umgekehrt können sie auch durch die Größe von  $\sigma$  und  $U$  charakterisiert werden. Daher werden die Proben im weiteren Verlauf der Arbeit wie folgt gekennzeichnet:

$$\sigma/U = \boxed{2,5/2}, \boxed{3/2}, \boxed{4/3}, \boxed{3,5/2}, \boxed{4/2}, \boxed{4,5/2}.$$



**Bild 8.** Konsolidierung unter einem Zelldruck von 4,5 atü.

Es wurden also Proben mit wirksamen Spannungen  $\sigma_{\Delta}^i = \sigma - U$  von 0,5 bis 2,5 kp/cm<sup>2</sup> hergestellt.

#### 5.5.4 Berechnung der Probenkennwerte

Von Interesse sind der Sättigungsgrad S, der Wassergehalt w und das Porenvolumen n der Proben v o r Beginn des Kriechversuches. Der quantitative Nachweis des Sättigungsgrades erscheint deshalb notwendig, weil es nicht genügt, qualitativ alles für die Sättigung getan zu haben und der verwendete back-pressure keine Garantie für volle Sättigung darstellt. Für die Ermittlung der Kennwerte ist eine genaue Volumen- und Massenbestimmung sowie ein brauchbares Berechnungsverfahren Voraussetzung.

Die Berechnung aus den Ausbaukennwerten stellt keine zuverlässige Methode dar, weil beim Ausbau Mengenverluste oft unvermeidlich und die Probe von den Filtersteinen nur durch Wasserzugabe über beide Filtersteine gelöst werden kann. Die Ermittlung der Kennwerte erfolgt daher über die Einbauwerte.

##### 5.5.4.1 Volumenbestimmung

Die Fläche der Probe ist im Einbauzustand durch die 4 Stützgestelle begrenzt und somit bekannt. Die Einbauhöhe hingegen muß jedesmal nach Anschluß der Gummimembran an den oberen Block gemessen werden. Dies erfolgte mit Hilfe einer Meßuhr von einem Meßtisch aus, der auf den Zellenboden in eine festgelegte Position gestellt wurde. Von diesem Meßtisch aus tastete die Meßuhr Ecken und Mittelpunkt der Blockoberseite aus ebenfalls genormter Lage ab. In Eichversuchen wurden Abstandshalter statt des Bodens zwischen die Filtersteinblöcke gestellt. Mit der auf 1/100 mm genau bekannten Länge der Abstandshalter und dem Ablesewert der Meßuhr als Nullwert läßt sich die mittlere Einbauhöhe mit 1/100 mm Genauigkeit feststellen, eine notwendige Forderung im Hinblick auf den großen Multiplikator Fläche. Das zur Verfügung stehende Einbauvolumen errechnet sich demnach als Produkt von Fläche x Höhe abzüglich des Zahnvolumens der Filtersteine.

#### 5.5.4.2 Ermittlung der Einbaumassen

Da eine direkte Wägung der Probe nach erfolgtem Einbau ausscheidet, wurde die eingebaute Menge durch Wiegen aller mit der Bodenmasse in Berührung gekommenen Gegenstände vor und nach dem Einbau festgestellt. Addiert werden muß eine Wassermenge, die sich sowohl aus dem Film über dem unteren Filterstein, als auch aus Tropfen und Wasserzwickeln an den Filterrippen nach Herausheben des oberen Blockes aus der Wasserschale, zusammensetzt. Statistisch wurde aus Spezialversuchen hierfür eine Menge von  $5 \pm 1 \text{ cm}^3$  ermittelt.

#### 5.5.4.3 Berechnungsmethode

Bei vorgegebenem Wassergehalt der angemischten Probe und bei bekanntem spezifischem Gewicht  $\gamma_s$  der festen Bestandteile sind  $S$ ,  $w$  und  $n$  der eingebauten Proben bestimmbar. Wichtiger sind jedoch diese Kennwerte nach der Konsolidierung, d.h. vor dem Kriechversuch. Da die Probe und evtl. der obere Filterstein im Einbauzustand Luft enthalten und außerdem Druckänderungen im Porenraum (back-pressure) stattfinden, genügt es nicht, von der ausgepreßten Wassermenge auf die Volumenabnahme zu schließen, zumal in der Meßröhre die freiwerdende Luftmenge nicht gemessen wurde.

Mit dem in Anhang B näher erläuterten Rechenverfahren, wurde versucht, möglichst zutreffende Kennwerte zu ermitteln. Es stützt sich bei der Berechnung des Gesamtvolumens nach der Konsolidierung auf die Annahme einer für alle Versuche gleichgroßen Probenfläche  $F$ , die sich nur geringfügig (0,5 %) von der ursprünglichen Fläche unterscheidet. Diese angenommene Flächengröße steht im Einklang sowohl mit den Meßwerten des ausgepreßten Wassers als auch des Ausbauwassergehaltes. Außerdem wurde die Flächengröße stichprobenartig nach der Konsolidierung gemessen, indem mit den Stützgestellen - unter Zuhilfenahme von zuvor am Stützgestell angebrachten Meßklötzchen - an die Probe getastet wurde. Auch zeigte die bei Zelle IV mögliche Beobachtung der Probe, daß sich der Querschnitt praktisch nicht ändert.

Bei der Berechnung der Sättigung wurde sicherheitshalber angenommen, daß das Porenwasser nach 22 Stunden erst 50 %

der nach dem Henryschen Gesetz aufnehmbaren Luftmenge gelöst hat. Die von Hilf (1956)[24]gemachten Untersuchungen erbrachten zwar eine hohe Lösungsgeschwindigkeit, doch nur unter der Annahme, daß die Luft in Form eines zusammenhängenden Filmes und nicht in Form von Bläschen vorhanden ist. In Wirklichkeit aber ist weder die Größe und Verteilung der Luftblasen noch deren Einfluß auf die Lösungsgeschwindigkeit bekannt.

Die mit dieser gemeinsamen Berechnungsgrundlage ermittelten Bodenkennwerte sind in Kapitel 5.6 in Bild 10 dargestellt. Es zeigt sich, daß die Forderung nach voller Sättigung und Reproduzierbarkeit der Proben weitgehend erfüllt ist, beim Sättigungsgrad vor allem deshalb, weil man mit der Berechnung auf der "sicheren Seite" liegt.

## 5.6 Versuchsmaterial

Es wurde ein in der Umgebung anstehender Lehm gewählt, weil dieser sowohl wegen seiner relativ großen Deformationen unterhalb des Bruches gute Meßmöglichkeiten bietet, als auch wegen seiner Durchlässigkeit annehmbare Konsolidierungszeiten sowie einwandfreie Porenwasserdruckmessungen erlaubt. Da das Material im Mittelpunkt dieser Arbeit steht, folgt eine genaue Kennzeichnung.

### 5.6.1 Kennwerte der untersuchten Proben

Die Kornverteilung ist in Bild 9, die mineralogische Zusammensetzung, röntgenologisch bestimmt, in Tafel 1 angegeben. Ebenfalls in Tafel 1 sind eine Leitungswasseranalyse, d.h. also eine Porenwasseranalyse, und einige bodenmechanische Kennwerte der Substanz angeführt. Aus dem Plastizitätsdiagramm nach Casagrande ergibt sich für die angegebenen Werte  $w_f$  und  $P$  die Bodengruppe CL. Die Aktivität  $A = 2,67$  deutet auf aktive Tonminerale hin.

Der mit einem Wassergehalt von 32 % in den Scherzellen eingebaute Lehm befindet sich nach der Konsolidierung in einem Zustand, der durch  $S$ ,  $n$  und  $w$  bzw. die Konsistenz  $K$  gekenn-

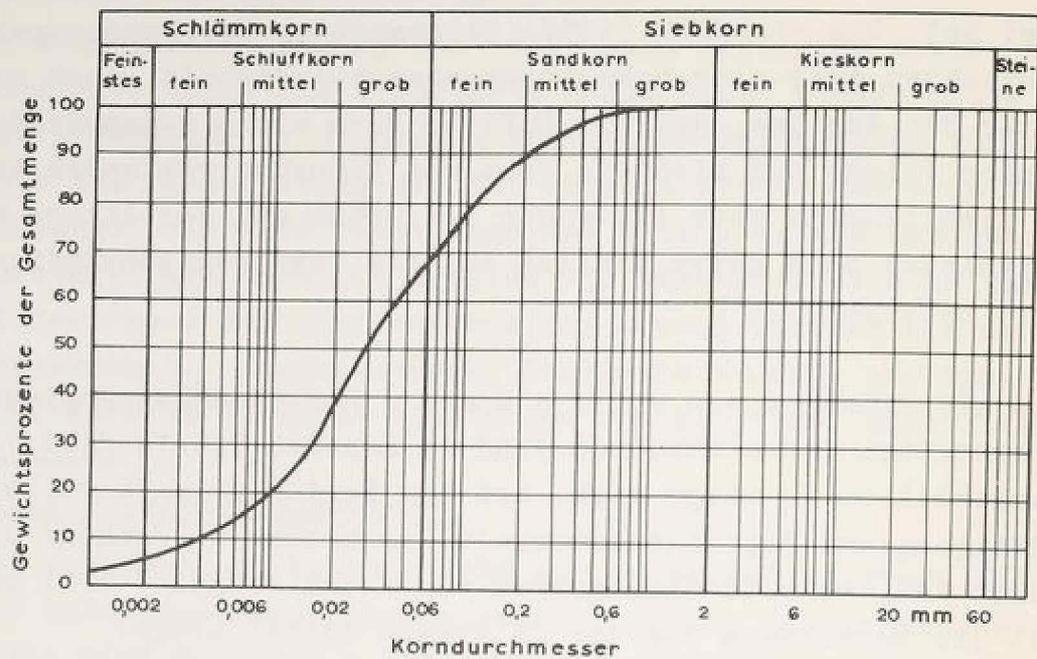


Bild 9. Kornverteilungskurve.

Mineralogische Zusammensetzung	Quarz	%	65
	Feldspat	%	18
	Illit	%	17
Wasser - Analyse	pH - Wert	-	7,6
	Gesamthärte	° dH	13,6
	Carbonathärte	° dH	10,9
	Abdampfrückstände	mg/l	300
	[Mg]**	mg/l	15
	[Ca]**	mg/l	73
	Chloride [Cl] <sup>-</sup>	mg/l	14
	Nitrate [NO <sub>3</sub> ] <sup>-</sup>	mg/l	9
	Sulfate [SO <sub>4</sub> ] <sup>--</sup>	mg/l	40
freie Kohlensäure	mg/l	14	
Bodenmechanische Kennwerte	Kalkgehalt n. Scheibler	%	0
	spez. Gewicht	γ <sub>s</sub> g/cm <sup>3</sup>	2,68
	Fliessgrenze	w <sub>f</sub> %	30,8
	Ausrollgrenze	w <sub>a</sub> %	14,8
	Plastizitätszahl	P %	16
	Aktivität	A -	2,67

Tafel 1. Kennwerte der Komponenten Boden und Wasser.

zeichnet werden kann. Dem Bild 10 sind diese Kennwerte ebenso wie die Volumenanteile der 3 Phasen aller 51 Proben, die einem Kriechexperiment unterworfen wurden, zu entnehmen. Für jeden Spannungszustand  $\sigma'_A$  ergeben sich innerhalb einer relativ geringen Schwankungsbreite charakteristische Werte  $w$  und  $n$ . Die rechnerische Sättigung beträgt in den meisten Fällen 100 % und liegt bei den übrigen Proben über 99 %. Der Wassergehalt der untersuchten Proben liegt etwa zwischen 20 und 24 %, was Konsistenzen zwischen 0,67 und 0,42 entspricht. Die zugehörigen Porenvolumina betragen rund 35 bis 40 %.

#### 5.6.2 Bodenmechanische Routineversuche mit künstlich hergestellten Proben

Zur Ergänzung wurden Versuche mit bodenmechanischen Routinegeräten durchgeführt, wobei die Proben ebenfalls im Fließgrenzenzustand ( $w = 32$  %) eingebaut wurden.

Eine Serie von Ödometerversuchen zeigte die in Bild 11 dargestellten Ergebnisse. Im Spannungsbereich  $\sigma' = 0,5$  bis  $2,5 \text{ kp/cm}^2$  liegen die Steifezahlen  $E_g$  zwischen 11 und  $74 \text{ kp/cm}^2$ , d.h. sie ergeben sich etwas niedriger als die in Bild 8 dargestellten Werte  $E_v$ .

Die Durchströmung der Ödometerproben von unten ergab Durchlässigkeiten von etwa  $2,5 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ . Bild 12 zeigt die Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Porenziffer. Setzt man bei doppeltlogarithmischer Auftragung nach Schultze, Muhs (1967)[25] eine lineare Abhängigkeit voraus, dann liegt die Durchlässigkeit für die untersuchten 51 Proben zwischen  $1,45 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$  ( $n = 35$  %) und  $4,4 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$  ( $n = 40$  %).

Diese Größenordnung von  $k$  wurde bestätigt durch Vorversuche, bei denen Proben nach Konsolidierung in der Scherzelle im Spannungszustand  $\sigma/U = 4/2$  von unten durchströmt wurden; der Porenwasserdruck auf der Probenunterseite war hierbei auf 3,5 atü gebracht worden.



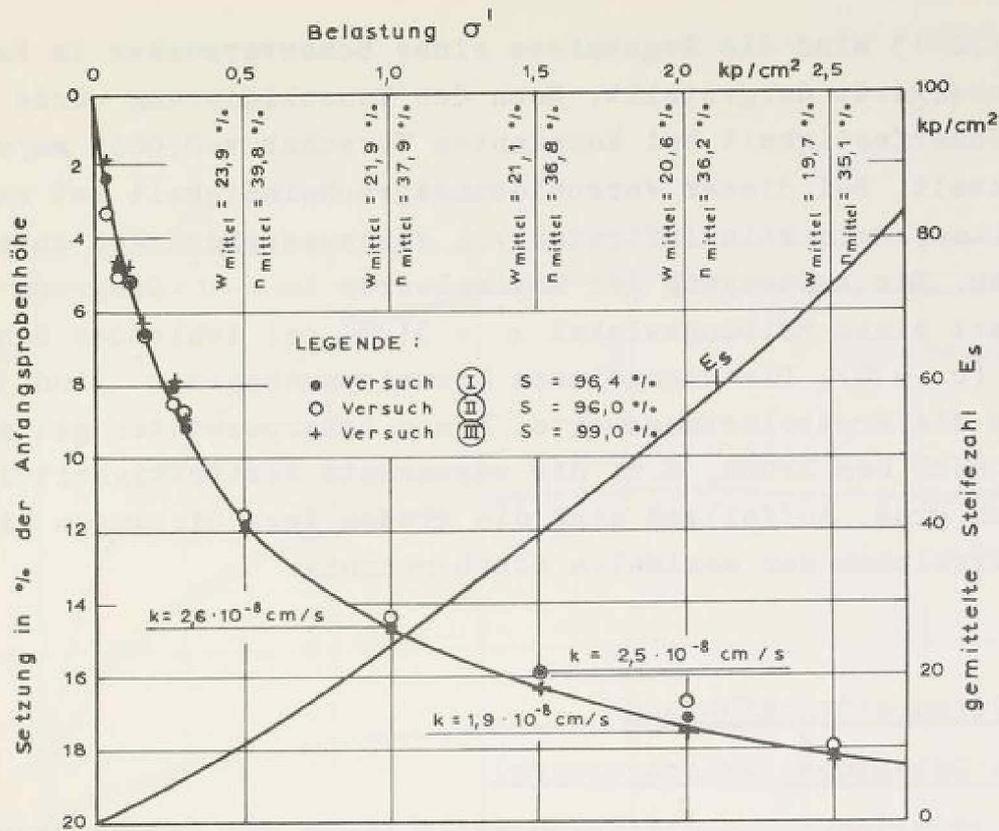


Bild 11. Ödometerversuche, Einbau im Fließgrenzenzustand. Durchströmung bei fallender Druckhöhe.  $\phi = 10 \text{ cm}$ ,  $h_A = 2 \text{ cm}$ .

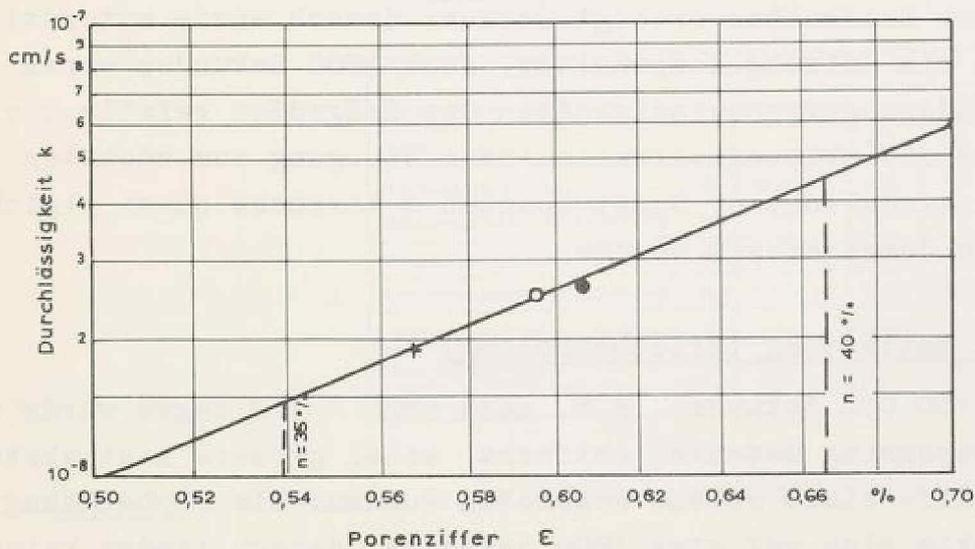


Bild 12. Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Porenziffer.

In Bild 13 sind die Ergebnisse eines Scherversuches im Rahmenschergerät dargestellt. Nach der Konsolidierung wurde die Scherfestigkeit bei konstantem Vorschub  $v=0,0055$  mm/min ermittelt. Bei dieser Verschiebungsgeschwindigkeit ist nach Schultze, Muhs kein Auftreten von Porenwasserdrücken zu erwarten. Die Auftragung der Maximalwerte im  $\tau - \sigma'$ -Diagramm liefert einen Reibungswinkel  $\rho' = 31,5^\circ$  bei fehlender Kohäsion ( $c' = 0$ ). Die angegebenen Normalspannungen  $\sigma'$  sind jeweils die Erstbelastungswerte. Diese Scherparameter gelten auch nach dem Bruch, d.h. die sogenannte Restfestigkeit ist gleich groß. Auffallend sind die großen Verschiebungen bis zum Erreichen der maximalen Schubspannung.

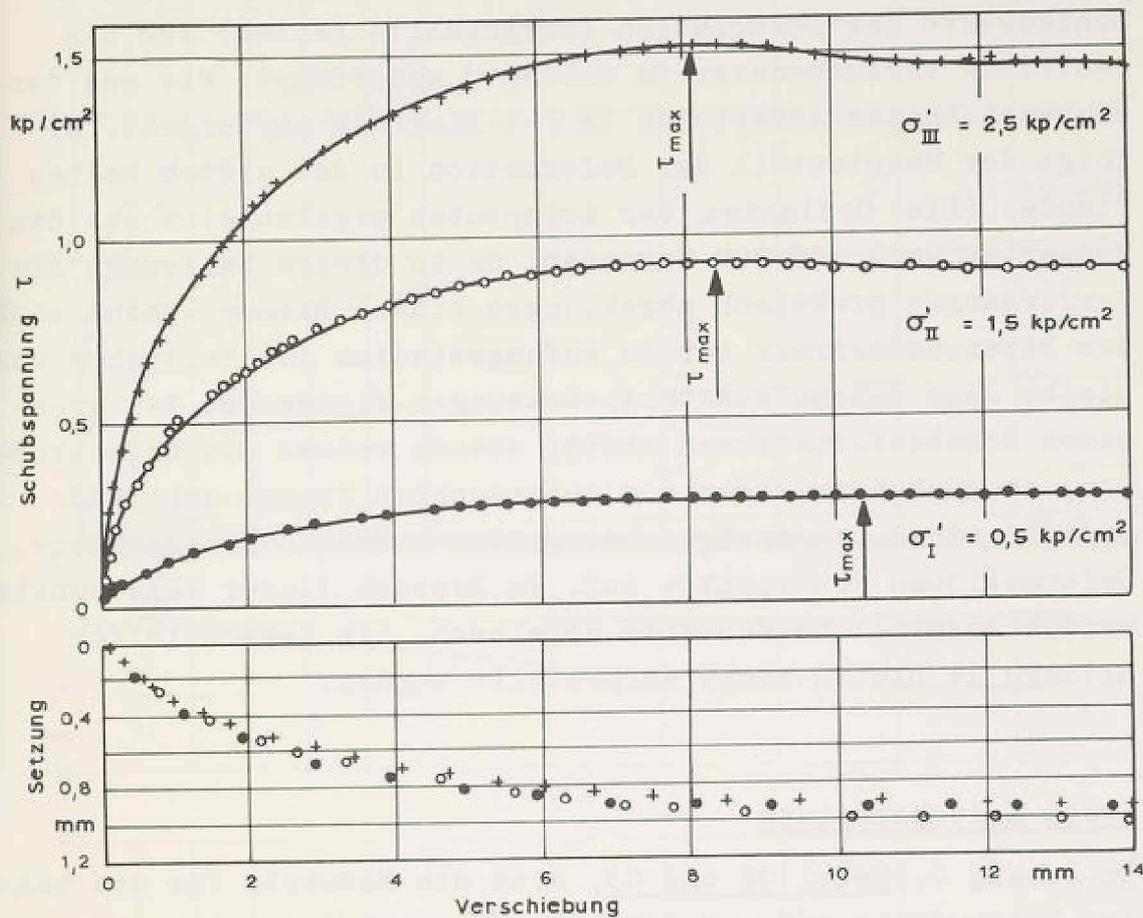
## 5.7 Versuchsdurchführung

### 5.7.1 Belastung (Kriechversuch)

Nach 22 Stunden Konsolidierungszeit wurde die Entwässerungsmöglichkeit über den oberen Filterstein unterbunden und anschließend die konstante Scherkraft aufgebracht. Wegen der laufenden Änderungen der Ableseintervalle im Anfangsstadium erfolgte die fotografische Registrierung gezielt durch Handauslösung. Der Porenwassergegendruck mußte, wenn auch nur bei größeren Schubspannungen, in den ersten 3 bis 5 Sekunden per Handkolben erzeugt werden; danach wurde automatisch durch die Heizung kompensiert. Nach 1800 Sekunden waren die Änderungsgeschwindigkeiten der Meßgrößen relativ klein, so daß die Ableseintervalle einen Übergang zum nächsten Gerät ermöglichten. Somit konnten 4 Versuche quasi gleichzeitig durchgeführt werden.

### 5.7.2 Entlastung (Kriecherholung)

Nach 150 000 Sekunden, d.h. nach rund 1 1/2 Tagen wurde die Schubspannung momentan entfernt, wobei größere Lastpakete mit Hilfe eines Hebels angehoben wurden. Die Beobachtung erstreckte sich auf etwa 1800 Sekunden; danach fanden keine wesentlichen Veränderungen mehr statt, so daß der Ausbau erfolgen konnte.



Fläche : 10 x 10 cm <sup>2</sup> , Probenhöhe : h <sub>A</sub> ≈ 2,7 cm					
Konstanter Vorschub	v	mm/min	0,0055		
Gerät Nr.			Ⓘ	Ⓜ	
Normalspannung	σ'	kp/cm <sup>2</sup>	0,5	1,5	2,5
Wassergehalt vor Scherung	w	%	23,7	20,3	19,2
Wassergehalt nach Scherung	w	%	21,6	18,1	17,1
Porenvolumen vor Scherung	n	%	39,2	35,8	34,9
Sättigungsgrad vor Scherung	S	%	98,5	97,5	96,0
Reibungswinkel	ρ'	grad	31,5		
Kohäsion	c'	kp/cm <sup>2</sup>	0		

Bild 13. Scherversuch im Rahmenschergerät.

## 5.8 Meßergebnisse

### 5.8.1 Kriechversuche

In den Bildern 14 bis 19 sind die Meßwerte der Kriechversuche für die ersten 1800 s dargestellt. Ergänzend sind die Zahlenwerte der Deformation (ausgewählte Zeiten) für die restliche Versuchsdauer in Anhang C aufgeführt. Wie aus den eingezeichneten Asymptoten im  $\gamma$ -t-Diagramm hervorgeht, erfolgt der Hauptanteil der Deformation in der ersten halben Stunde. (Die Ordinaten der Asymptoten ergeben sich aus den Meßwerten nach 150 000 Sekunden, da zu diesem Zeitpunkt die Verformungen praktisch abgeklungen sind.) Ebenso erhöht sich der Porenwasserdruck nur im Anfangsstadium des Versuches und bleibt dann nahezu konstant. Setzungen finden nur bei größeren Schubdeformationen statt; ebenso weisen die Kriechkurven, je nach Konsistenz der untersuchten Proben mehr oder weniger stark ausgeprägt, bei größeren Schubspannungen bzw. Deformationen Wendepunkte auf. Im Bereich dieser Wendepunkte wurden zusätzliche Meßwerte abgelesen, die jedoch in den Bildern 14 bis 19 nicht dargestellt wurden.

### 5.8.2 Kriecherholung

In Anhang C, Tafel C2 und C3, sind die Meßwerte für die beiden Extremfälle  $\sigma/U = 2,5/2$  und  $\sigma/U = 4,5/2$  als Beispiel angeführt. Auf eine graphische Darstellung wurde verzichtet, weil die Messungen quantitativ wenig Bedeutung haben. Es zeigte sich nämlich, daß die Deformationen im allgemeinen nur um einen Bruchteil zurückgingen und damit auch in einem Meßbereich liegen, für den die Auflösung der Meßuhren zu ungenau ist. Außerdem ergaben sich bei einem Teil der Versuche Meßfehler, die dadurch erklärt werden können, daß die Meßuhren bei rückläufiger Bewegung des oberen Probenblockes nicht mitgezogen werden, sondern tasten (vergl. Kapitel 5.2.2).

Die qualitative Bedeutung der Kriecherholungsversuche wird in Kap. 6.1.4 gewürdigt.

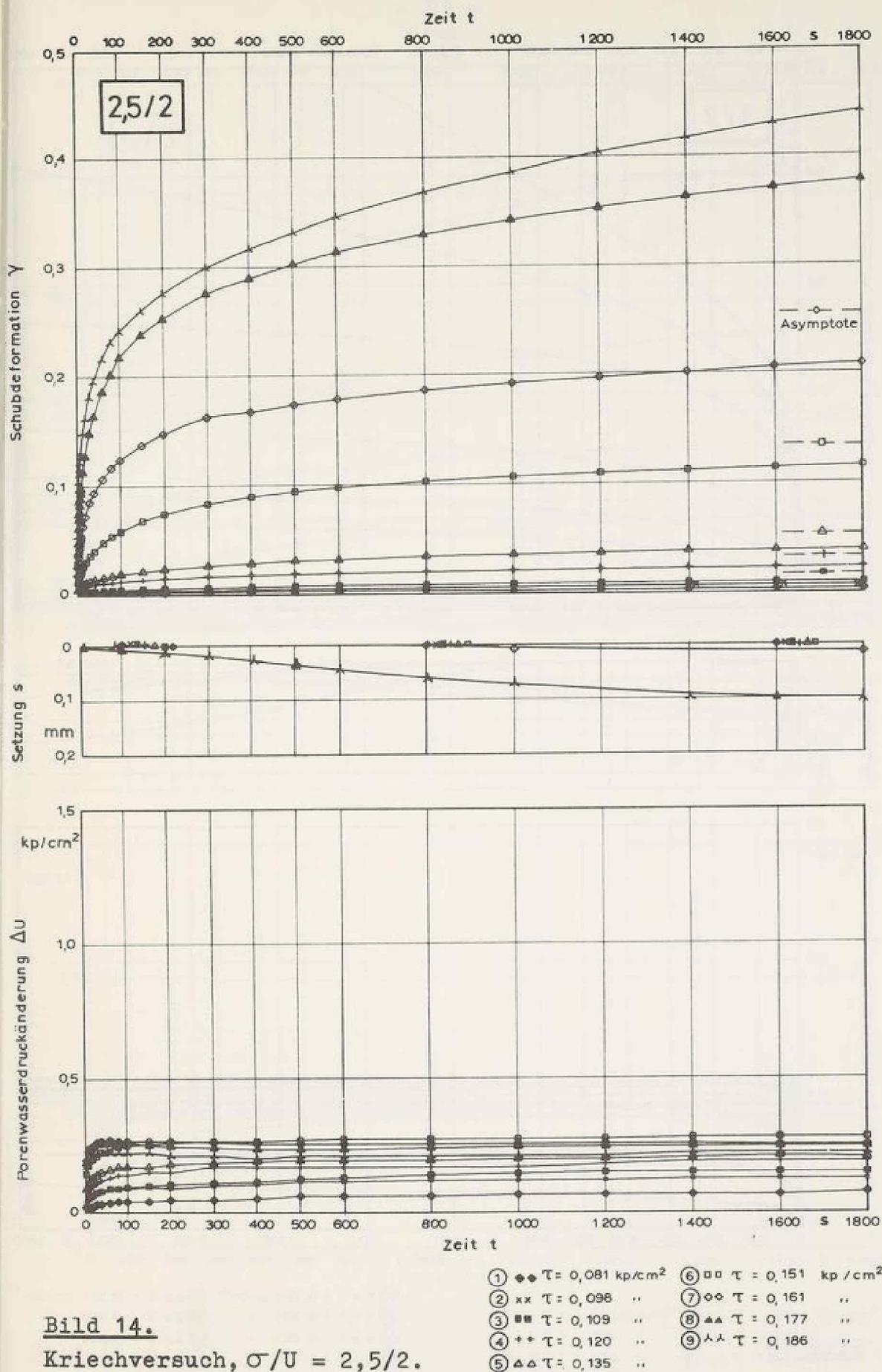


Bild 14.

Kriechversuch,  $\sigma/U = 2,5/2$ .

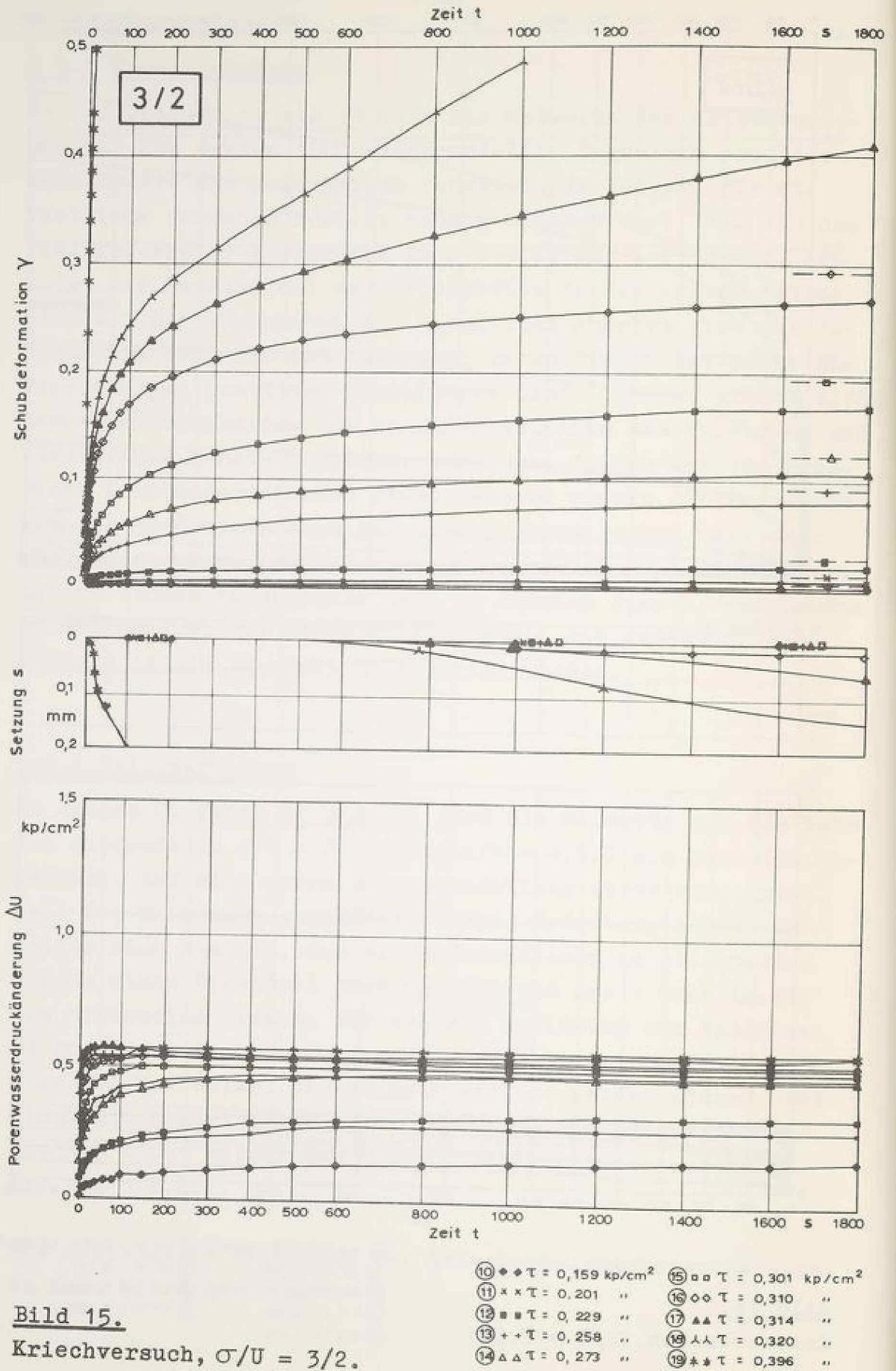
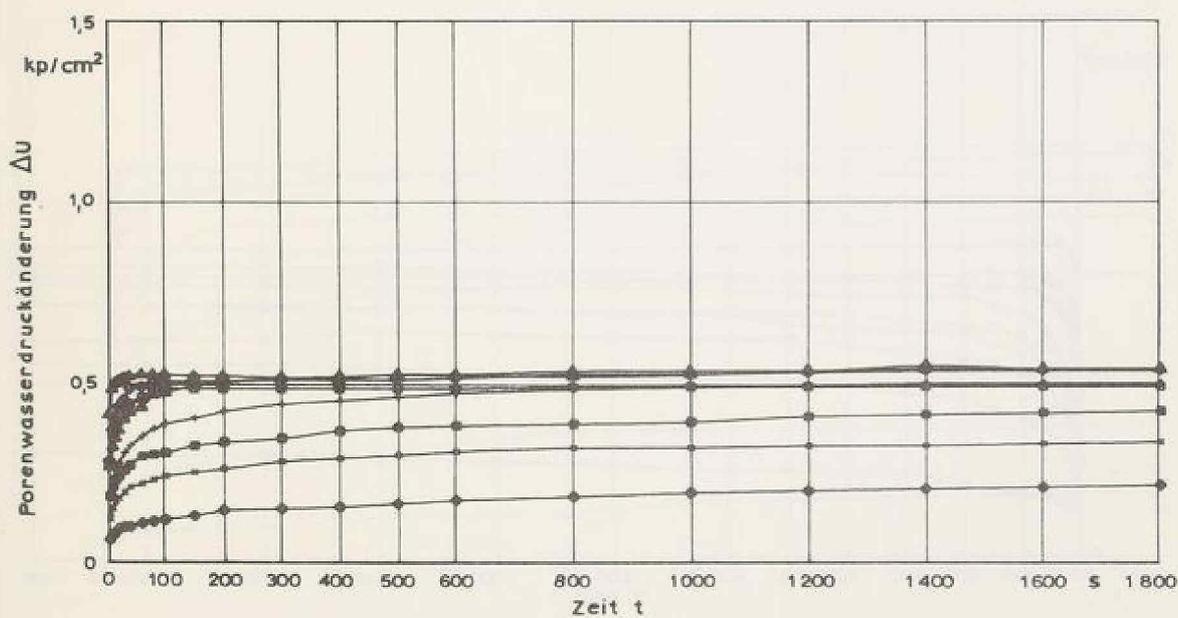
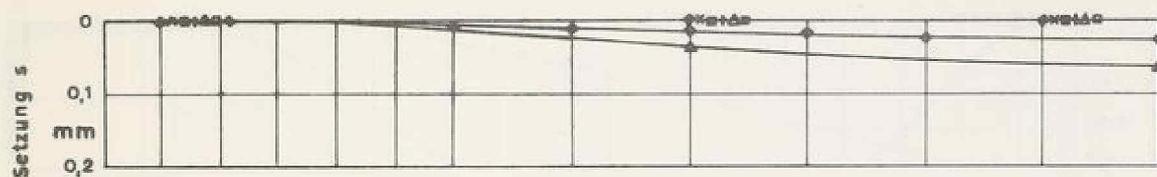
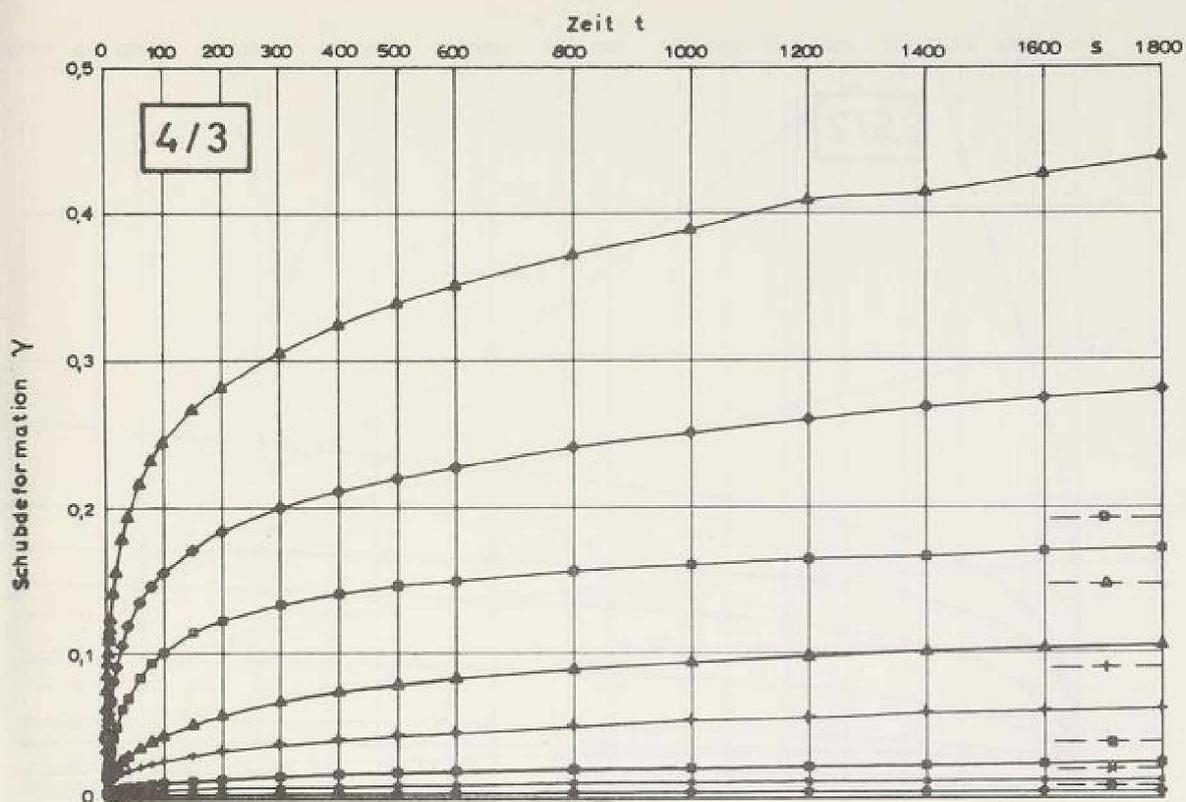


Bild 15.

Kriechversuch,  $\sigma/U = 3/2$ .



- |   |   |
|---|---|
| ⑩ ♦ ♦ $\tau = 0,160$ kp/cm <sup>2</sup> | ⑮ □ □ $\tau = 0,301$ kp/cm <sup>2</sup> |
| ⑪ × × $\tau = 0,200$ "                  | ⑯ ○ ○ $\tau = 0,310$ "                  |
| ⑫ ■ ■ $\tau = 0,228$ "                  | ⑰ ▲ ▲ $\tau = 0,320$ "                  |
| ⑬ + + $\tau = 0,248$ "                  |   |
| ⑭ △ △ $\tau = 0,270$ "                  |   |

Bild 16.

Kriechversuch,  $\sigma/U = 4/3$ .

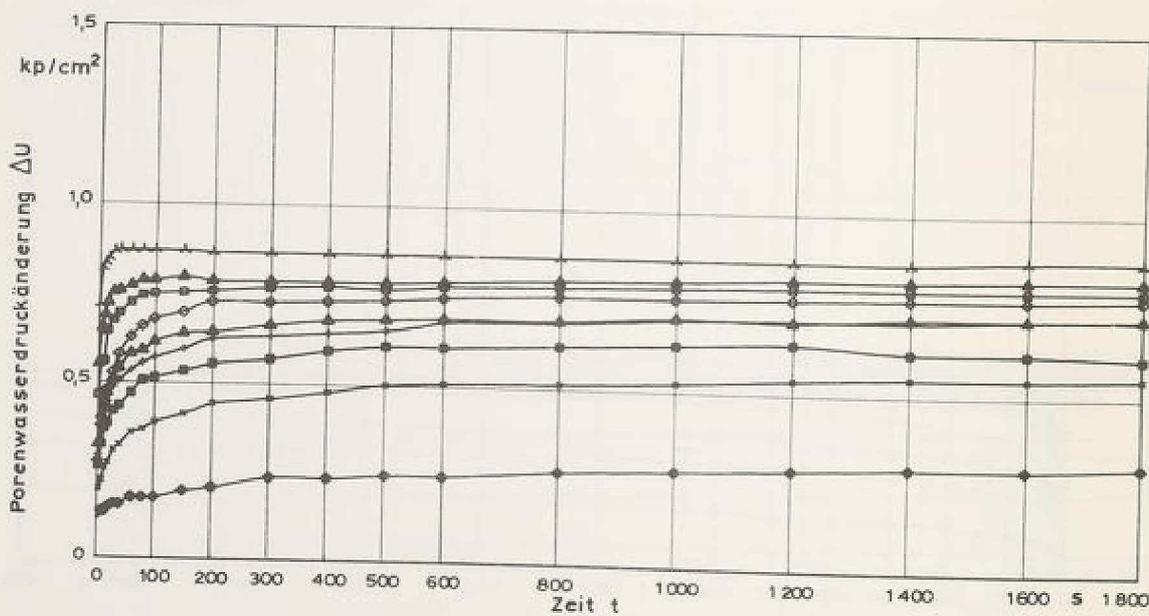
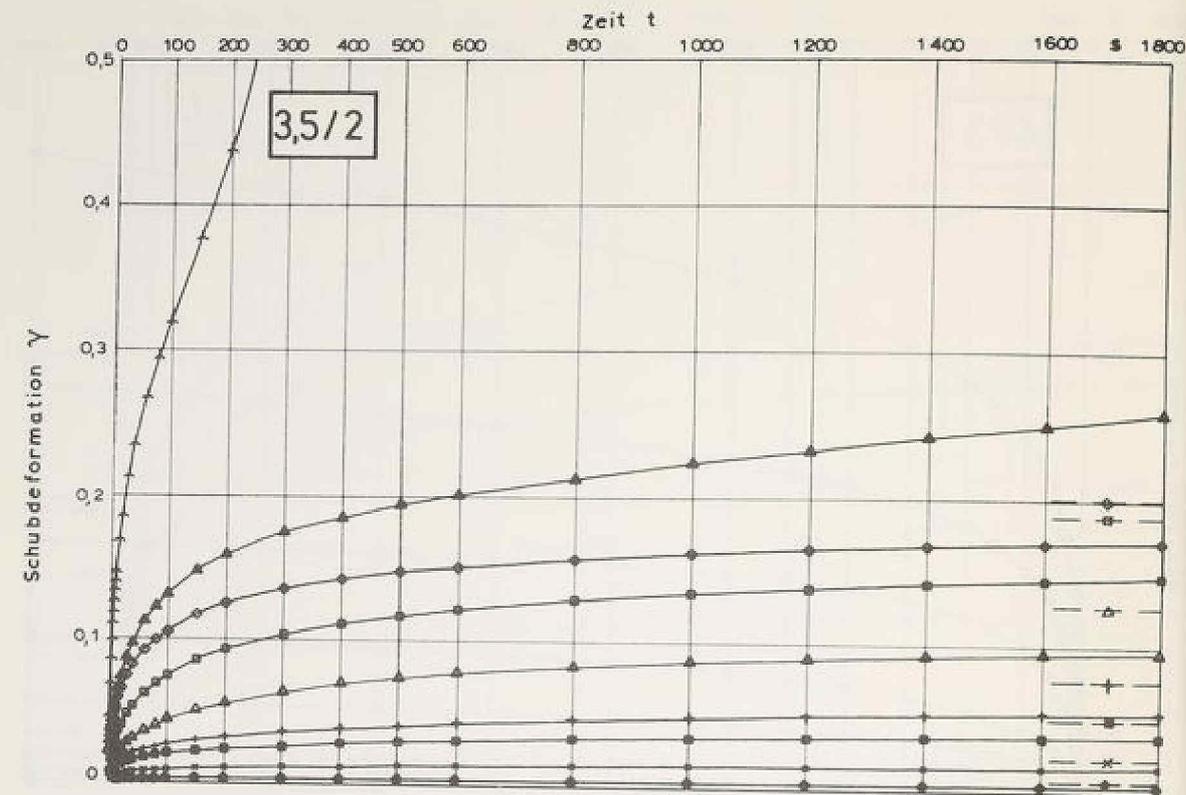
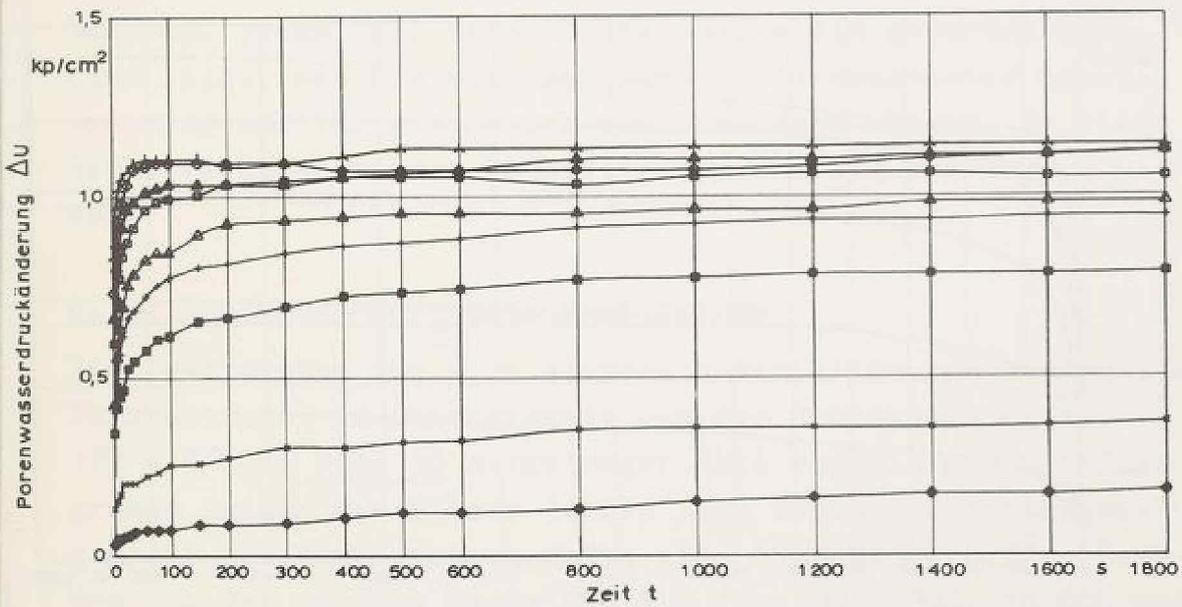
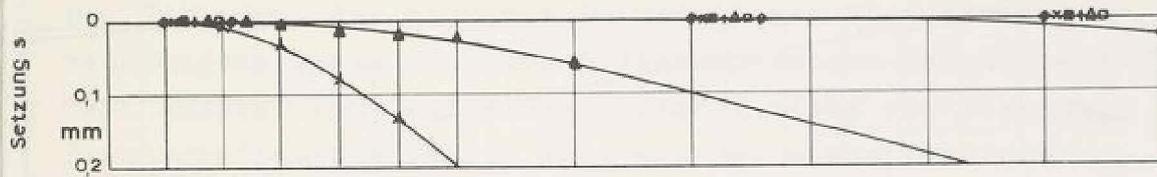
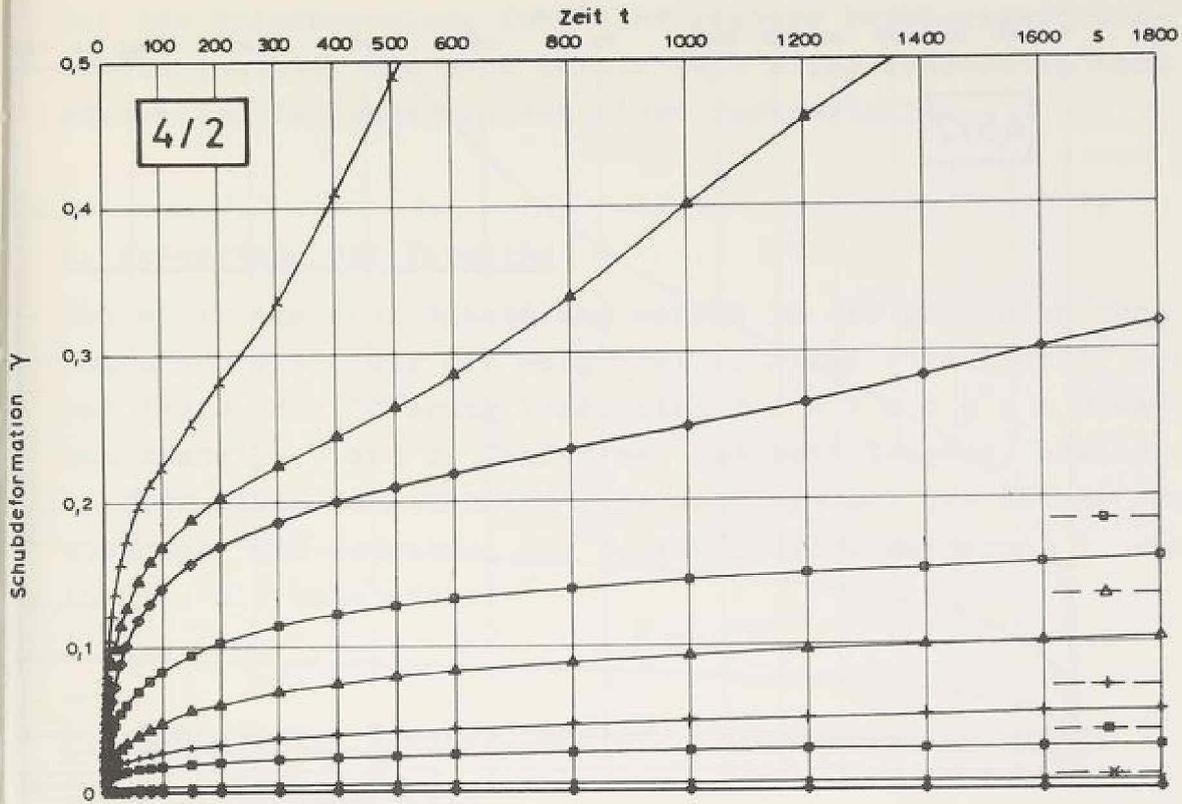


Bild 17.

Kriechversuch,  $\sigma/U = 3,5/2$ .

- |                                  |                                  |
|----------------------------------|----------------------------------|
| ⊗ ⊙ τ = 0,239 kp/cm <sup>2</sup> | ⊙ ⊙ τ = 0,404 kp/cm <sup>2</sup> |
| ⊗ × τ = 0,302 "                  | ⊙ ⊙ τ = 0,419 "                  |
| ⊗ ⊙ τ = 0,345 "                  | ⊙ Δ τ = 0,435 "                  |
| ⊗ + τ = 0,375 "                  | ⊙ ∩ τ = 0,454 "                  |
| ⊗ Δ τ = 0,390 "                  |                                  |

Bild 18  
Kriech



- |                                  |                                  |
|----------------------------------|----------------------------------|
| ① ♦ τ = 0,200 kp/cm <sup>2</sup> | ② □ τ = 0,508 kp/cm <sup>2</sup> |
| ③ × τ = 0,319 "                  | ④ ○ τ = 0,529 "                  |
| ⑤ ■ τ = 0,404 "                  | ⑥ ▲ τ = 0,539 "                  |
| ⑦ + τ = 0,460 "                  | ⑧ △ τ = 0,578 "                  |
| ⑨ △ τ = 0,498 "                  |                                  |

Bild 18.

Kriechversuch,  $\sigma/U = 4/2$ .

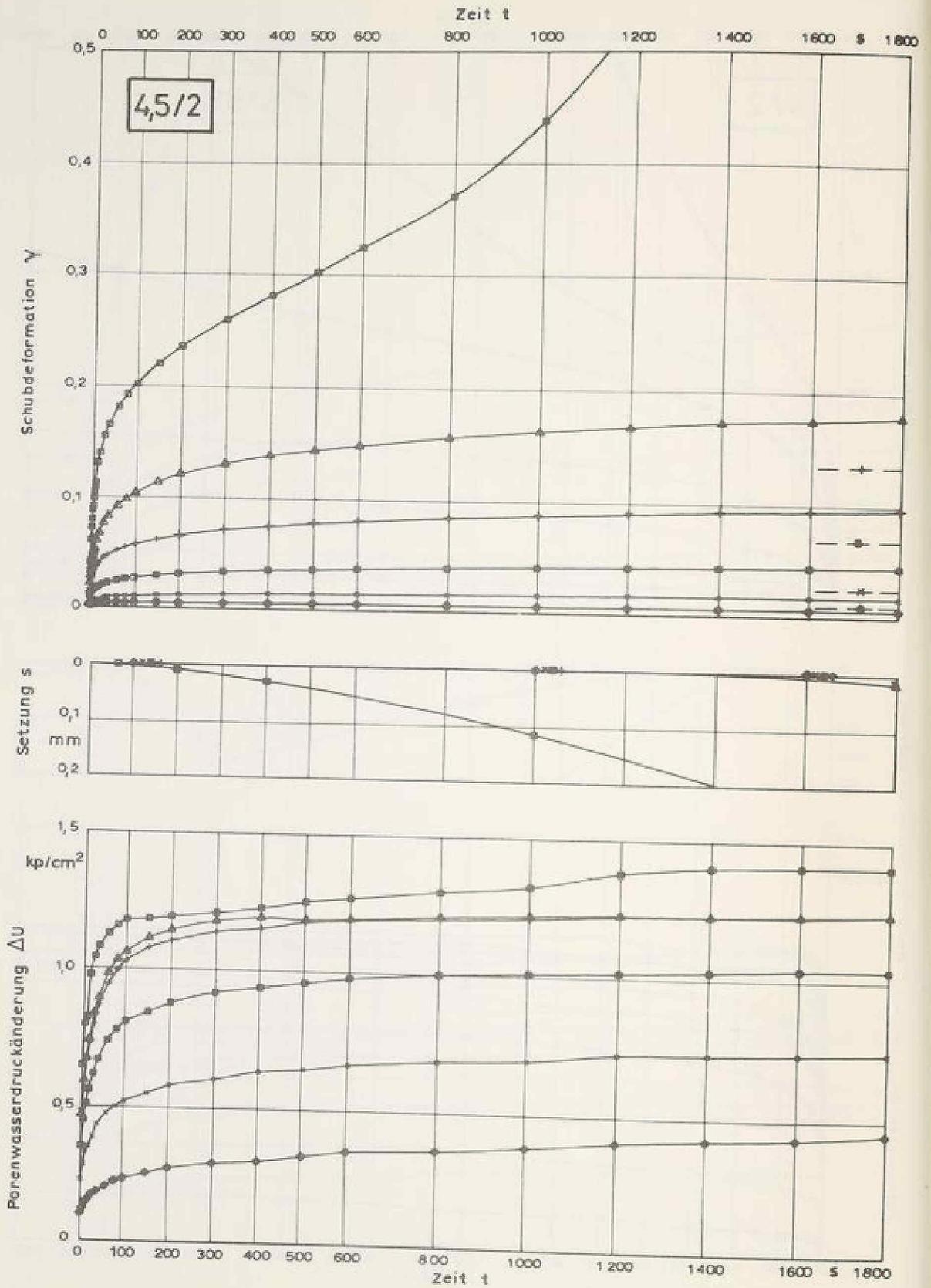


Bild 19.

Kriechversuch,  $\sigma/\bar{U} = 4,5/2$ .

- ④  $\bullet \bullet T = 0,404 \text{ kp/cm}^2$
- ⑦  $\times \times T = 0,503 \text{ "}$
- ⑧  $\bullet \bullet T = 0,573 \text{ "}$
- ⑨  $+ + T = 0,621 \text{ "}$
- ⑩  $\Delta \Delta T = 0,674 \text{ "}$
- ⑤  $\circ \circ T = 0,731 \text{ kp/cm}^2$

Bei der Kriecherholung fand eine weitere Porenwasserdruck-  
erhöhung statt, die nach kurzer Zeit einem konstanten Wert  
zustrebte. Setzungen wurden nicht festgestellt.

## 6. Auswertung der Versuche

Bei einer skalaren Behandlung werden in der gesuchten rheo-  
logischen Gleichung die Meßgrößen  $\tau$ ,  $\gamma$  und  $t$  verknüpft. Die  
vor Beginn der Scherung konstanten *i s o t r o p e n* Span-  
nungsanteile  $U$  und  $\sigma'_A$  finden nur indirekt Eingang, nämlich  
in Form eines funktionalen Zusammenhangs mit den Bodeneigen-  
schaften. Die Bedeutung der Porenwasserdruckänderung  $\Delta U$  wird  
in Kap. 6.4 untersucht.

### 6.1 Qualitative Beschreibung der beobachteten Phänomene

#### 6.1.1 Zeitabhängigkeit

Die Tatsache, daß sich die Deformationen über einen Beob-  
achtungszeitraum von etwa 5 Zehnerpotenzen der Zeitein-  
heit ändern, läßt auf einen großen Einfluß von viskosen  
Eigenschaften schließen. Geht man davon aus, daß nach  
150 000 s die Deformationsgeschwindigkeiten gleich Null  
bzw. auf jeden Fall vernachlässigbar klein geworden sind,  
dann folgt, daß die Deformationen trotz konstanter Schub-  
spannung abklingen und sich einem Endwert nähern. Es liegt  
daher im untersuchten Konsistenzbereich ein Festkörper  
vor.

#### 6.1.2 Spannungs-Deformations-Diagramm

Stellvertretend für alle übrigen Materialien  $\sigma/U$  wurden die  
Deformationen in Abhängigkeit von der Schubspannung für  
 $\sigma/U = 3/2$  in Bild 20 aufgetragen. (Die endgültigen  $\tau$ - $\gamma$ -Dia-  
gramme zeigen die Bilder 34 bis 36.) Wegen der Zeitabhän-  
gigkeit der Verformungen mußte eine Auswahl getroffen wer-  
den, so daß nur die Werte für  $t = 10, 100, 1000, 10\ 000$  und  
150 000 s dargestellt sind. Man erkennt sofort, daß kein  
l i n e a r e s elastisches oder viskoelastisches Stoffver-  
halten vorliegt, zumindest nicht im gesamten untersuchten

Spannungsbereich. Allenfalls bei kleinen Spannungen ist ein derartiges Verhalten nicht auszuschließen, was sich nach Reiner (1968)[26] mit einer allgemeinen Werkstoffprüfung decken würde.

Verbindet man die Meßpunkte ( $t = \text{const.}$ ), wie in Bild 20 geschehen, so erhält man die Tendenz, daß in gewissen Spannungsbereichen die Meßpunkte auf Geraden oder geradenähnlichen Kurvenästen liegen. Ob zwischen diesen linearen Kurvenstücken ausgeprägte Knicke oder stark gekrümmte Übergangsbögen vorhanden sind, läßt sich wegen der pro Material  $\sigma/U$  begrenzten Anzahl der Versuche nicht eindeutig beantworten. Ebenso wenig kann vorläufig etwas über die genaue Anzahl dieser Übergänge ausgesagt werden. Es hat den Anschein, als ob diese "Knicke", unabhängig von den Zeitpunkten, jeweils einer bestimmten Schubspannungsgröße zuzuordnen sind, d.h. es existieren mehrere, zeitunabhängige Fließgrenzen, nach deren Überschreitung zusätzliche Steigerungen der Deformationen stattfinden. Neben viskoelastischen Eigenschaften treten also noch plastische Anteile auf.

### 6.1.3 Bruch

Von einer charakteristischen Schubspannungsgröße an gehen die Proben zu Bruch. Dies äußert sich im  $\tau$ - $\gamma$ -Diagramm darin, daß die Kurve oberhalb dieser Spannung spätestens für  $t = 150\ 000$  s horizontal verläuft, d.h. es sind theoretisch beliebig große Verformungen für die Bruchspannung möglich.

In den Kriechkurven ist der Bruchvorgang daran erkennbar, daß die Deformationen nicht abklingen, sondern von einem bestimmten Zeitpunkt an wieder zunehmen. Diese Wendepunkte in den Kriechkurven sind besonders bei den "spröderen" Materialien, d.h. bei höheren Konsistenzen, ausgeprägt, wie aus Bild 18 und 19 ersichtlich. Der Zeitpunkt des Bruches hängt von der Höhe der Grenzüberschreitung ab: Bei Schubspannungswerten, die wesentlich größer als die Bruchgrenze sind, kann der Bruch sofort eintreten (Versuch 19, Bild 15), bei Schubspannungen, die nur wenig über dieser

Grenze liegen, erfolgt der Bruch sehr viel später, z.B. nach 1 Stunde (Versuch 26, Bild 16). Ein quantitativer Zusammenhang wird später (Bild 37) aufgezeigt.

Ferner ergibt sich für jeden Spannungszustand  $\sigma/U$  eine charakteristische Größe der Deformation, nach deren Überschreitung der Bruch eintritt. Diese Werte  $\gamma_{Br}$  wurden in Bild 21 in Abhängigkeit von den wirksamen Ausgangsspannungen  $\sigma'_A$  bzw. den zugehörigen Wassergehalten eingetragen. Ihre Ermittlung erfolgte durch Bestimmung der Wendepunkte in den Kriechkurven mit Hilfe eines Spiegellineals sowie durch großmaßstäbliche und verzerrte Auftragung der Meßpunkte aus den Wendepunktbereichen, so daß auch der kaum feststellbare Bruch bei den Proben weicherer Konsistenz lokalisiert werden konnte. (Vor und während des vermuteten Eintrittes des Bruches wurden zusätzliche Ablesungen gemacht, die aber aus programmiertechnischen Gründen nicht dargestellt sind.) Wie aus der Kurve in Bild 21, die auch der späteren quantitativen Auswertung zugrunde gelegt wurde, zu ersehen, wird der Lehm mit zunehmendem  $\sigma'_A$ , also mit abnehmendem Wassergehalt, immer spröder, d.h. der Bruch tritt schon nach relativ kleinen Verformungen ein. Umgekehrt wird der Lehm mit zunehmendem Wassergehalt immer geschmeidiger und kann relativ große Verformungen vor dem Bruch mitmachen. Im Grenzfall, etwa bei einem Wassergehalt in der Nähe der bodenmechanischen Fließgrenze  $w_f$ , scheint sich die Bruchgrenzenkurve einer vertikalen Asymptote zu nähern: Wie bei einer zähen Flüssigkeit unter Schubbeanspruchung können beliebig große Deformationen ohne Bruch ausgehalten werden.

Einen augenfälligen Beweis für den Bruch liefern auch Versuche mit eingefärbten Proben. Zur Sichtbarmachung der Probendeformationen wurden beim Einbau kleine, aus dunkelgrauem Ton hergestellte Plättchen senkrecht in die weiche Probe gedrückt. Die ursprünglich trockenen Plättchen besitzen nach ihrer Aufweichung in der Probe praktisch die gleiche Festigkeit wie diese und stellen wegen der geringen Abmessungen (Fläche 10 x 14 mm, Dicke 1 mm) keine Störkörper in der Lehmprobe dar. Die Plättchen wurden nur in der Mittelachse der Probe angeordnet. Nach Ausbau und Trocknung

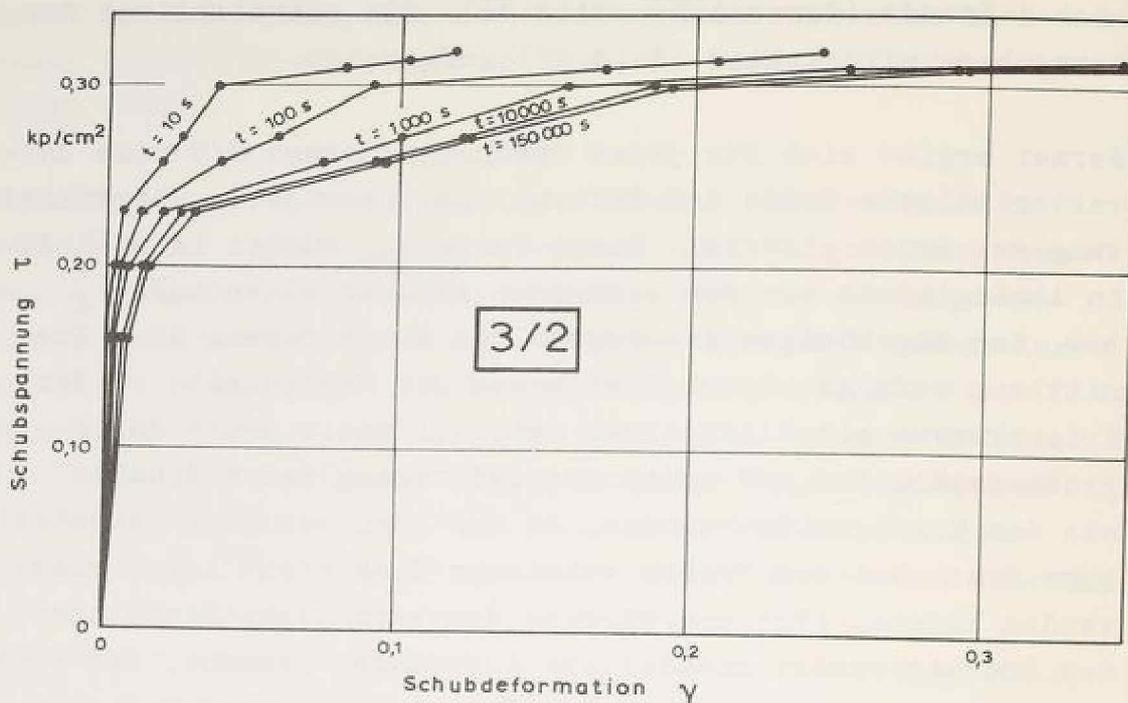


Bild 20.  $\tau$ - $\gamma$ -Diagramm für  $\sigma/U = 3/2$ .

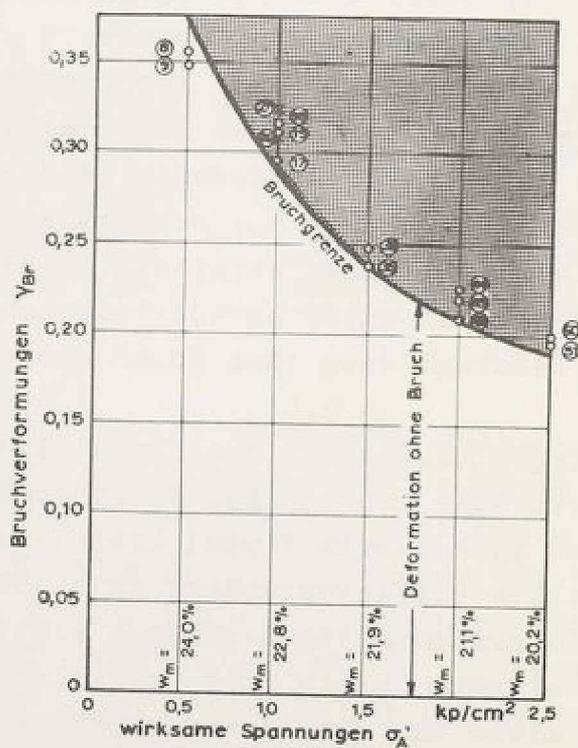


Bild 21. Bruchverformungen in Abhängigkeit von den wirksamen Spannungen  $\sigma_A'$ .

der Proben wurden mit einer Säge Längsschnitte hergestellt, von denen einige in Bild 22 und 23 gezeigt sind. Bei den mit Buchstaben bezeichneten Versuchen handelt es sich um Vorversuche, insbesondere bei den Versuchen mit einem Schluff (Kennwerte siehe Rappert[22]), die hier zur Verdeutlichung mit aufgeführt wurden. Es ist klar zu erkennen, daß sich bei kleinen Verschiebungen  $u$  des oberen Probenblockes die Deformationen wie gefordert linear mit der Probenhöhe ändern, ein Beweis für die Realisierung der einfachen Scherung im Sinne der Aufgabenstellung. (Vorversuche mit halber Probenhöhe  $h$  ergaben auch nur halb so große Verschiebungen  $u$ , so daß  $\gamma$  unabhängig von der Probengröße ist, ein weiterer Beweis für die Verwirklichung der einfachen Scherung.)

Bei größeren Verschiebungen, die rechnerisch zu Scherungen  $\gamma > \gamma_{Br}$  führen, tritt der Bruch ein. Es bilden sich Gleitfugen innerhalb der Probe, wie aus den Staffelungen der Einfärbungen erkennbar ist. Ähnliche Beobachtungen machte bereits Hvorslev (1937)[27] bei einem Rahmenschergerät. Eine Analyse des Versuches (F), die qualitativ genauso für die übrigen gebrochenen Proben gültig ist, zeigt Bild 24. Am Bruch unbeteiligt scheinen zwei Keile an den Probenenden zu sein, eine Folge der endlichen Probenlänge. Bekanntlich muß bei der einfachen Scherung das aus dem Kräftepaar  $\tau \cdot l$  und dessen Abstand  $h$  entstehende Moment kompensiert werden durch ein vertikal zur Grundfläche angreifendes Kräftepaar  $P$ , dessen Abstand eine Funktion der Probenlänge  $l$  und der Spannungsverteilung  $\sigma$  ist. Diese zusätzlichen Zugspannungen verhindern die Gleitungen in den Endbereichen. Betrachtungen über derartige Zugspannungen liegen z.B. von Roscoe (1953)[18] vor.

Während nur der hintere Keil in Ruhe bleibt, rutschen die übrigen Probenteile unter starker Zunahme der Setzungen (vergl. Bild 14 bis 19) ab. Die damit verbundene Längen- bzw. Flächenvergrößerung der Probe hat eine Schubspannungsabnahme zur Folge, wodurch das Abklingen der Bruchverformungen auf endliche Werte erklärt werden kann (vergl. Anhang C).

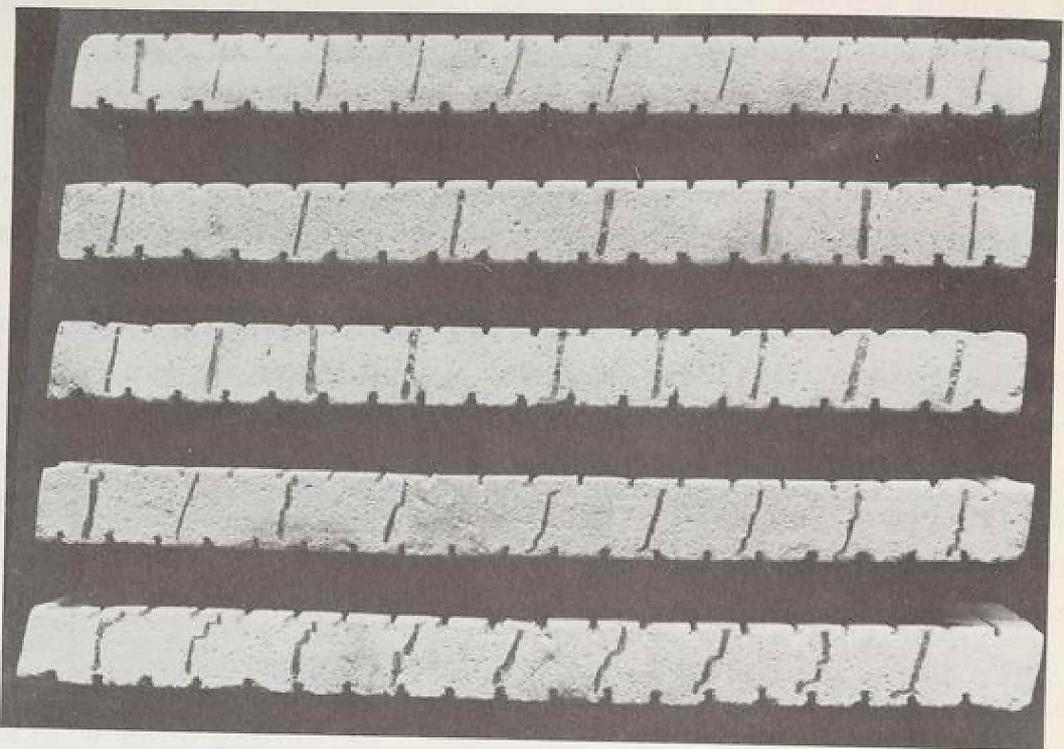


Bild 22. Schubdeformationen des Lehmes, Längsschnitte durch einige Proben.

Versuch Nr.	u [mm]	Bruch
(A)	2,2	nein
(25)	2,3	nein
(7)	3,3	nein
(35)	4,7	ja
(B)	8,5	ja

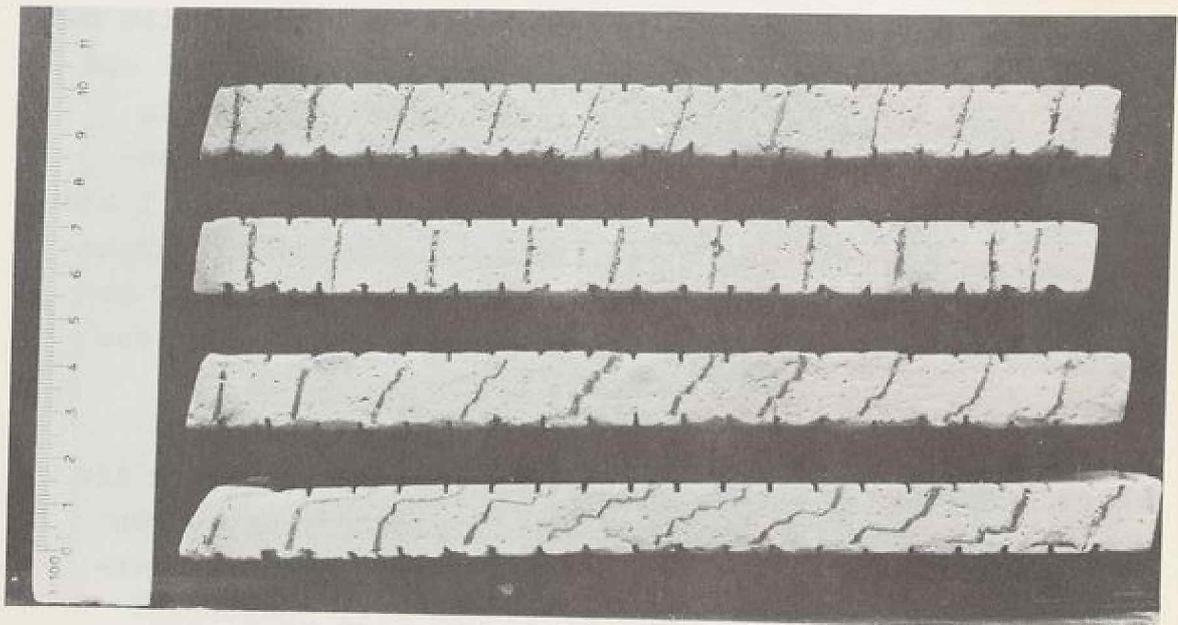


Bild 23. Schubdeformationen eines Schluffes.

Versuch Nr.	u [mm]	Bruch
(C)	5,3	nein
(D)	3,0	nein
(E)	10,2	ja
(F)	20,5	ja

Auch das Auftreten eines Bruches steht im Einklang mit der Feststellung, daß es sich bei den untersuchten Proben um Festkörper laut Definition handelt.

#### 6.1.4 Kriecherholung

Wie die meisten Kriecherholungsexperimente zeigen, ist der Hauptanteil der Deformationen irreversibel, was bei Zugrundelegung eines Festkörpers ebenfalls auf ausgeprägte plastische Eigenschaften schließen läßt. Bei kleinen Schubspannungen ist der prozentuale Rückgang der Deformationen größer, bedingt durch die Nähe zum rein viskoelastischen Bereich, in dem ja eine hundertprozentige Erholung stattfinden muß; bei höheren Schubspannungen treten die plastischen Eigenschaften in den Vordergrund. Auch bei gebrochenen Proben ist eine Kriecherholung feststellbar.

Abschließend soll noch der Frage nachgegangen werden, ob die Gesamtheit der beobachteten Phänomene *a l l e i n* mit dem Begriff Strukturviskosität zu beschreiben ist:

Festkörperartiges Endverhalten kann auch vorliegen, wenn die Viskosität sich um mehrere Zehnerpotenzen während des Kriechversuches erhöht. Der entsprechende Geschwindigkeitsabfall führt dann zu einem Abklingen der Deformationen. Außerdem sind hierbei die Verformungen irreversibel; in diesem Punkt existiert ja kein Unterschied zwischen einem (plastischen) Festkörper und einer Flüssigkeit.

Die Beschreibung durch eine strukturviskose Flüssigkeit ist aber aus folgenden Gründen nicht sinnvoll:

1. Die beobachteten elastischen Eigenschaften werden nicht erfaßt, auch wenn diese bei höheren Spannungen kaum Bedeutung für die Gesamtdeformationen haben.
2. Bei einem strukturviskosen Medium ist jeder Schubspannung  $\tau$  eine bestimmte Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  zugeordnet. Die Viskosität ist dann nur eine Funktion der Geschwindigkeit. Im vor-

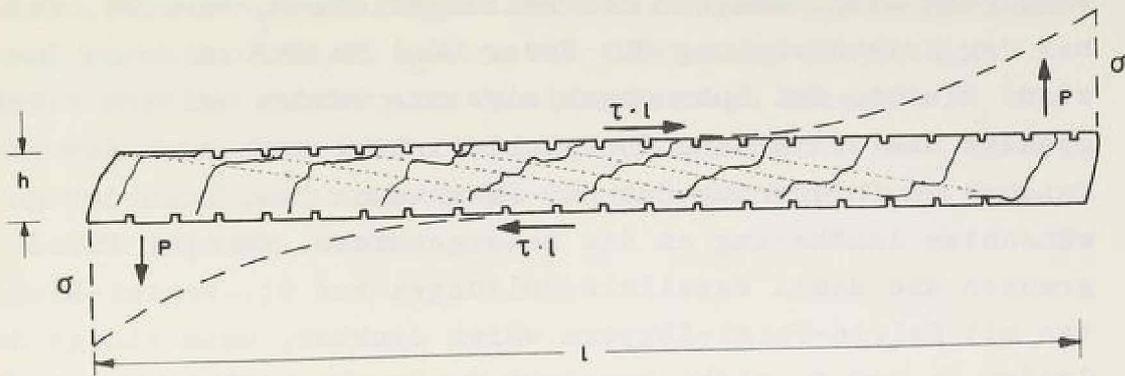
liegenden Fall hingegen ergäbe sich für jedes  $\tau$  eine andere Funktion zwischen  $\eta$  und  $\dot{\gamma}$ , d.h. die Viskosität wäre zusätzlich von den Spannungen abhängig.

Natürlich scheidet auch die Beschreibung durch einen allgemeinen elastischen Festkörper aus ( $G \neq \text{const.}$ ), weil dann die Deformationen sowohl vollkommen reversibel als auch zeitunabhängig sein müßten.

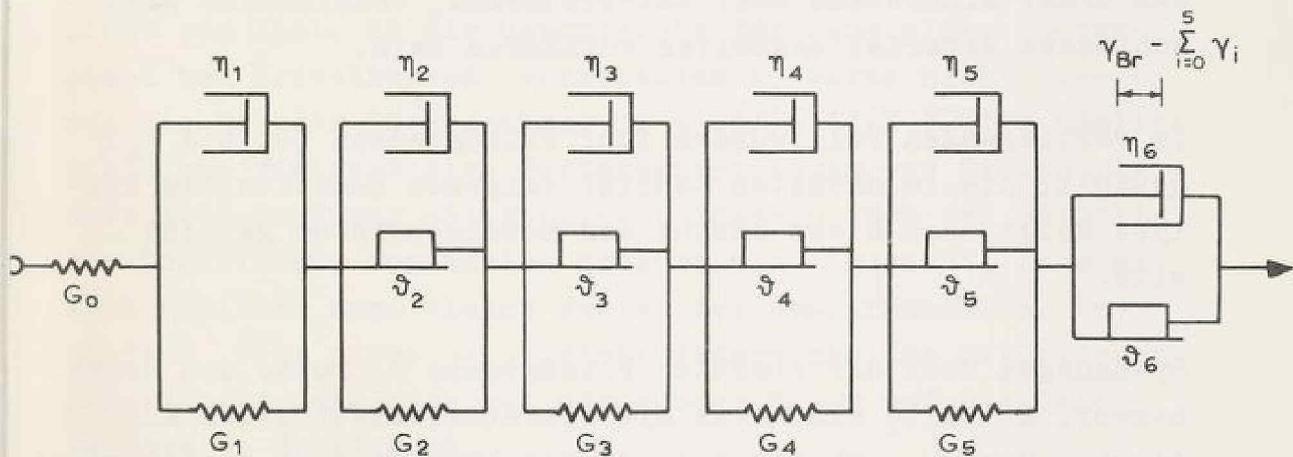
### 6.2 Qualitative Beschreibung des Stoffverhaltens durch ein rheologisches Modell

Wie bereits angedeutet, sollen die Meßergebnisse durch Formeln interpretiert werden, deren Koeffizienten oder Exponenten neben mathematischer Funktion auch physikalische Bedeutung haben. Bei Erfüllung dieser Forderung lassen sich die physikalischen Größen in einem rheologischen Modell symbolisch darstellen (vergl. Kap. 2).

Da es im Rahmen des  $\tau$ - $\gamma$ -Diagramms keine Funktion gibt, die die Meßpunkte ( $t = \text{const.}$ ) mit entweder stetig zunehmender oder stetig abnehmender Krümmung verbindet, scheint ein abschnittsweise linearer Funktionsverlauf, und zwar mit ausgeprägten Knicken, wahrscheinlicher. Aufgrund dieser Polygonzüge und eingedenk der Tatsache, daß alle Grundeigenschaften beobachtet wurden, wird deshalb das in Bild 25 dargestellte rheologische Modell vorgeschlagen. Im unteren Spannungsbereich, also für Schubspannungen  $\tau$  kleiner als die unterste Fließgrenze  $\vartheta_2$ , verhält sich der Lehm linear viskoelastisch. In diesem Bereich besitzt das Material gleichzeitig momentane und verzögerte Elastizität; die zu den 3 Elementen  $G_0$ ,  $G_1$  und  $\eta_1$  gehörigen Deformationen sind - auch bei beliebig großen Schubspannungen - vollkommen reversibel. Bei Spannungen größer als  $\vartheta_2$ , aber kleiner als  $\vartheta_3$ , kommen zu den elastischen noch plastische, nicht reversible Deformationen hinzu. Der die Fließgrenze  $\vartheta_2$  übersteigende Betrag  $\tau - \vartheta_2$  erzeugt also zusätzlich eine Deformation  $\gamma_2 = (\tau - \vartheta_2)/G_2$ , die nach Maßgabe der Viskosität  $\eta_2$



**Bild 24.** Gleitflächen im Bruchzustand, Versuch (F); Spannungsverteilung.



Rheologische Gleichung, gültig für  $\gamma < \gamma_{Br}$ ,  $\tau = \text{const.}$  :

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} + \sum_{i=1}^5 \left[ \frac{\tau - \vartheta_i}{G_i} (1 - e^{-t/\tau_i}) \right] + \frac{\tau - \vartheta_6}{\eta_6} \cdot t \quad (6.1)$$

mit :  $\tau_i = \eta_i / G_i$        $\gamma_0 = \tau / G_0$   
 $\vartheta_1 = 0$                  $\gamma_i = \frac{\tau - \vartheta_i}{G_i} (1 - e^{-t/\tau_i}) = 0$  für  $\tau \leq \vartheta_i$

**Bild 25.** Rheologisches Modell für den untersuchten Lehm.

verzögert wird, während der Reibungsklotz  $\vartheta_2$  bewirkt, daß bei der Kriecherholung die Feder ( $G_2$ ) im deformierten Zustand bleibt. Bei Spannungssteigerung werden weitere Fließgrenzen überschritten. Ihre Zahl richtet sich nach den Knicken im Polygonzug des  $\tau$ - $\gamma$ -Diagrammes bzw. nach der gewünschten Annäherung an die Meßergebnisse. Weniger Fließgrenzen und damit Parallelschaltungen von St.-Venant-Elementen mit Kelvin-Voigt-Körpern wären denkbar, wenn einige der Größen  $G_1$  und  $\eta_1$  nicht konstant sondern variabel angenommen würden; doch wäre dadurch wenig gewonnen, da gleichzeitig andere Parameter eingeführt werden müßten.

Eine Minimalzahl der Kelvin-Voigt-Körper ergibt sich aus der Tatsache, daß bei konstanter Retardationszeit  $T_1$  ein Dämpfer nur über einen Zeitraum von  $t = 1$  bis  $10^3 \cdot T_1$  auf den Deformationsvorgang wirkt, da sonst der Ausdruck  $e^{-t/T_1}$  entweder gegen 0 oder 1 strebt. Bei Deformationsänderungen über einen Zeitraum von  $10^5$  Zeiteinheiten müssen daher mindestens zwei entsprechende, voneinander verschiedene Retardationszeiten vorhanden sein.

Im vorliegenden Fall wurden fünf Fließgrenzen ( $\vartheta_2$  bis  $\vartheta_6$ ) gewählt; die im nächsten Kapitel folgende quantitative Analyse zeigt, daß diese Anzahl den Meßergebnissen gerecht wird.

Spannungen über der obersten Fließgrenze  $\vartheta_6$  rufen den Bruch hervor. Er tritt ein, wenn die Gesamtdeformation den kritischen Wert  $\gamma_{Br}$  übersteigt. Im Modell wird dies symbolisiert durch eine Begrenzung der Zylinderlänge beim Dämpfer  $\eta_6$  auf die Differenz zwischen der Gesamtbruchdeformation  $\gamma_{Br}$  und der Summe der zum Bruchzeitpunkt vorhandenen Teildeformationen  $\gamma_0$  bis  $\gamma_5$ . Danach rutscht der Kolben aus dem Zylinder, so daß der Einfluß des Spannungsanteils  $\tau - \vartheta_6$  nicht mehr gedämpft wird und beliebige Deformationsgeschwindigkeiten möglich sind. Das Modell ist also nur für Deformationen unterhalb der Bruchdeformation  $\gamma_{Br}$  gültig, bis zum Zeitpunkt des Bruches jedoch auch für Spannungen oberhalb der Bruchgrenze  $\vartheta_6$ .

Für den Kriechversuch ergibt sich die dimensionsreine Gleichung (6.1) in Bild 25 analog zur Gleichung (2.3), Bild 1, wobei durch die Einführung der plastischen Elemente  $\vartheta_1$  die Summanden erst dann einen Wert erhalten, wenn  $\tau - \vartheta_1$  positiv ist. Die Superposition der Exponentialfunktionen liefert eine stetige Funktion.

### 6.3 Quantitative Analyse

#### 6.3.1 Berechnung der Materialwerte aus den Meßwerten

Die aus Gleichung (6.1) zu entwickelnden Gleichungssysteme für  $\tau = \text{const.}$  oder  $t = \text{const.}$  sind nicht linear, selbst wenn man die Unbekannten  $\vartheta_1$  und  $G_1$  zuvor aus dem  $\tau$ - $\gamma$ -Diagramm ermittelt. Eine explizite Darstellung der  $T_1$ -Werte scheidet aus, da wegen der Superposition von verschiedenen Exponentialfunktionen eine Logarithmierung nicht möglich ist. Eine Linearisierung des Gleichungssystems durch die Substitution  $1 - e^{-t/T_1} = X_1$  für  $t = \text{const.}$  führt ebenfalls nicht zum Ziel, da die Genauigkeit der (aus einem Überangebot von Kriechkurven) errechneten  $X_1$ -Werte nicht ausreicht: Bei der Rückrechnung  $T_1 = -t/\ln(1 - X_1)$  wird nämlich nicht nur vielfach eine Differenzenbildung von Zahlen gleicher Größenordnung nötig ( $X_1 \rightarrow 1$ ), sondern auch der natürliche Logarithmus von Zahlen kleiner als 1 gesucht. Bekanntlich bewirken dann kleine Fehler bei den Argumenten, besonders wenn diese  $\ll 1$ , große Änderungen des natürlichen Logarithmus, die sich bei der Rückrechnung auf die Unbekannten  $T_1$  übertragen.

Auch der Versuch, Gleichung (6.1) in eine Reihe zu entwickeln und die Unbekannten durch einen Koeffizientenvergleich mit einem, für jede Kriechkurve berechenbaren Polynom n-ten Grades zu ermitteln, scheitert an der mathematischen Struktur der rheologischen Gleichung: Die Reihe divergiert, besonders mit wachsendem  $t$ , und außerdem ergeben sich wiederum nichtlineare Koeffizientengleichungssysteme.

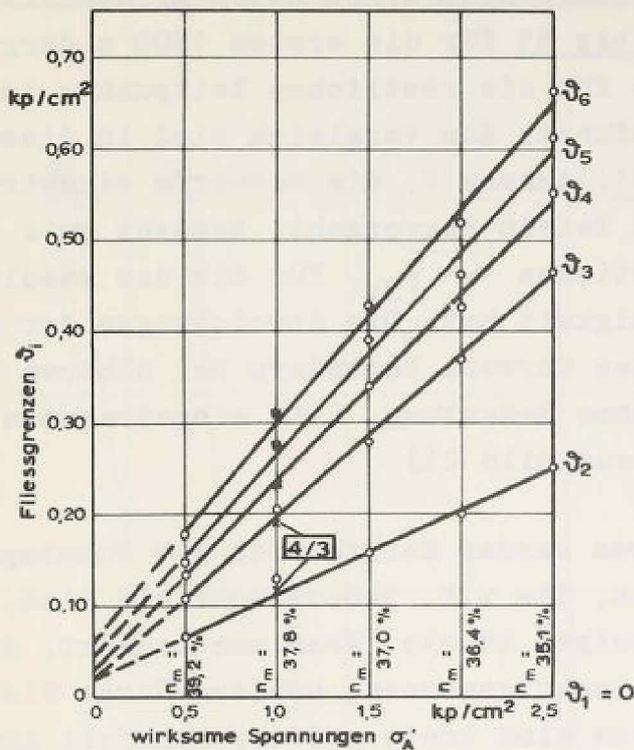
Wegen der genannten Schwierigkeiten muß daher der im folgenden Kapitel beschriebene Lösungsweg beschritten werden.

### 6.3.2 Lösung durch Probieren

Prinzipiell wurde vorausgesetzt, daß für alle 6 Spannungszustände  $\sigma/U$  der gleiche Typ der Zustandsgleichung gültig ist. Außerdem war eine Gesetzmäßigkeit in Form von gleichsinnig gekrümmten Kurven zwischen den Unbekannten  $\vartheta_1, G_1$  sowie  $\eta_1$  und den kennzeichnenden Ausgangsspannungen  $\sigma_A$  zu erwarten. Unter diesen Gesichtspunkten erfolgte die Bestimmung der Fließgrenzen  $\vartheta_1$  und der Schubmoduln  $G_1$  aus den  $\tau$ - $\gamma$ -Diagrammen. Da die pro Material  $\sigma/U$  begrenzte Anzahl der Kriechversuche jedoch weder eine eindeutige Einkreisung der Fließgrenzen noch eine genaue Festlegung des Polyzuges für  $t \rightarrow \infty$ , der für die Bestimmung der Schubmoduln nötig ist, erlaubte, konnten die Werte  $\vartheta_1$  und  $G_1$  nur als Vorwerte in Gleichung (6.1) eingesetzt werden. Somit waren nicht nur die 6 Unbekannten  $T_1$  zu wählen, sondern praktisch alle 17 Unbekannten für jeden Spannungszustand  $\sigma/U$  zu variieren. Die Auswertung erwies sich trotz elektronischer Datenverarbeitung als sehr zeitraubend. Da weder Größenordnung noch gegenseitiger Einfluß der einzelnen Modellparameter bekannt waren, konnte die Variation der Unbekannten nicht dem Computer überlassen werden. Nach jedem Datenlauf mußte daher die Entscheidung für weitere Variationen aufgrund eines persönlichen Vergleichs zwischen den Meßkurvenscharen und den rechnerischen Kurvenscharen getroffen werden. Abweichungen gegenüber Einzelkurven wurden in Kauf genommen, da für jedes Material  $\sigma/U$  besonderer Wert auf einheitliche, von  $\tau$  unabhängige Parameter und die richtige Erfassung der Gesamtheit der Kurvenscharen gelegt wurde.

Die beste Übereinstimmung ergab sich unter Zugrundelegung folgender Materialeigenschaften:

1. Fließgrenzen  $\vartheta_1$ : Es wurden die in Bild 26 durch Punkte (Kreuze) markierten Fließgrenzen in Gleichung (6.1) eingesetzt.
2. Schubmoduln  $G_1$ : Die Schubmoduln sind in Tafel 2 angegeben.
3. Viskositäten  $\eta_1$ : In Bild 27 sind die sich aus den rechnerischen Viskositäten ergebenden Funktionen dargestellt. Lediglich für  $\eta_6$  erhält man Abweichungen zwischen den erforderlichen Werten (Punkte) und der vermuteten Funktion.



$G_0$	[kp/cm <sup>2</sup> ]	$100 \cdot \sigma_A'$
$G_1$	[kp/cm <sup>2</sup> ]	$80 \cdot \sigma_A'$
$G_2$	[kp/cm <sup>2</sup> ]	$9.5 \cdot \sigma_A'$
$G_3$	[kp/cm <sup>2</sup> ]	$1.7 \cdot \sigma_A'$
$G_4$	[kp/cm <sup>2</sup> ]	$0.6 \cdot \sigma_A'$
$G_5$	[kp/cm <sup>2</sup> ]	$0.4 \cdot \sigma_A'$

Tafel 2.  
Schubmoduln.

Bild 26. Fließgrenzen in Abhängigkeit von den wirksamen Spannungen  $\sigma_A'$ .

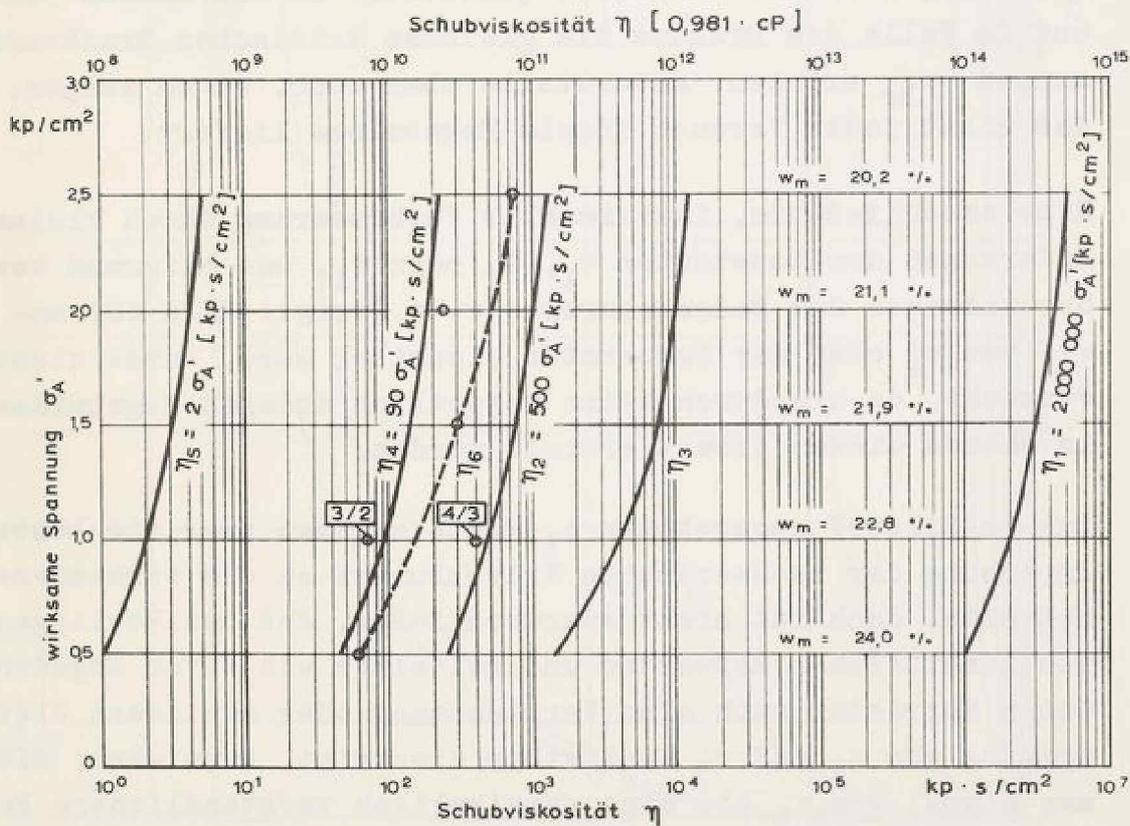


Bild 27. Viskositäten in Abhängigkeit von den wirksamen Spannungen  $\sigma_A'$ .

Die mit diesen Materialkonstanten errechneten Kriechkurven sind in den Bildern 28 bis 33 für die ersten 1800 s dargestellt, die Rechenwerte für die restlichen Zeitpunkte in Tafel D1, Anhang D, aufgeführt. Zum Vergleich sind in diesen Bildern bzw. in Tafel C1, Anhang C, die Meßwerte eingetragen. Wie aus den Bildern und Tafeln hervorgeht, besteht gute Übereinstimmung für Deformationen  $\gamma < \gamma_{Br}$ , für die das rheologische Gesetz ja nur Gültigkeit hat. Die Abweichungen der gestrichelt eingezeichneten Kurven, besonders bei höheren Konsistenzen, sind daher ohne Bedeutung. (Die eingetragenen  $\gamma_{Br}$ -Werte ergeben sich aus Bild 21.)

Bei 9 der 51 Kriechkurven wurden Korrekturen der Schubspannungswerte  $\tau$  vorgenommen, die z.T. jedoch so klein sind, daß man sie auch vernachlässigen könnte. Wenn man bedenkt, daß die Größe von  $\tau$  nicht direkt gemessen, sondern durch Eichungen ermittelt wurde, dann sind trotz größter Sorgfalt Abweichungen zwischen den ermittelten Schubspannungen und den für die Erfüllung der Gesamtkonzeption nötigen Schubspannungen denkbar. Prinzipiell wurden diese Kurven mit aufgeführt, einestils, weil sie zumindest qualitativ in den Rahmen passen und im Falle des Bruches die gleichen kritischen Bruchverformungen  $\gamma_{Br}$  ergeben, andernteils aber auch, um zu zeigen, daß nicht jeder Versuch ideale Ergebnisse liefert.

Eine anschließende, individuelle Verbesserung durch kleine Änderungen der Konstanten  $\mathfrak{J}_1$ ,  $G_1$  oder  $\eta_1$ , was aufgrund von Schwankungen der Bodenkennwerte  $w$ ,  $n$  (vergl. Bild 10) sowie von  $\sigma'_A$  oder der Temperatur plausibel wäre, wurde nicht versucht, da hierdurch keine wesentlich anderen Ergebnisse im Rahmen dieser Arbeit erzielt würden.

Die in Bild 27 angegebenen  $\eta_1$ -Werte ergaben zwar die beste Anpassung der rechnerischen Kriechkurven an die vorhandenen Meßwerte, doch ist nicht auszuschließen, daß bei Vorliegen von zusätzlichen Meßwerten und bei einer wie zuvor angedeuteten Korrektur auch eine Vertauschung oder zumindest Gleichsetzung von  $\eta_2$  und  $\eta_3$  vertretbar erscheint. Dann wäre, sieht man einmal von  $\eta_6$  ab, eine physikalisch verständlichere Reihenfolge der Viskositätswerte von  $\eta_1$  nach  $\eta_5$  vorhanden. Auf jeden Fall vermittelt Bild 27 einen Überblick über die Größenordnung der Viskositätswerte.

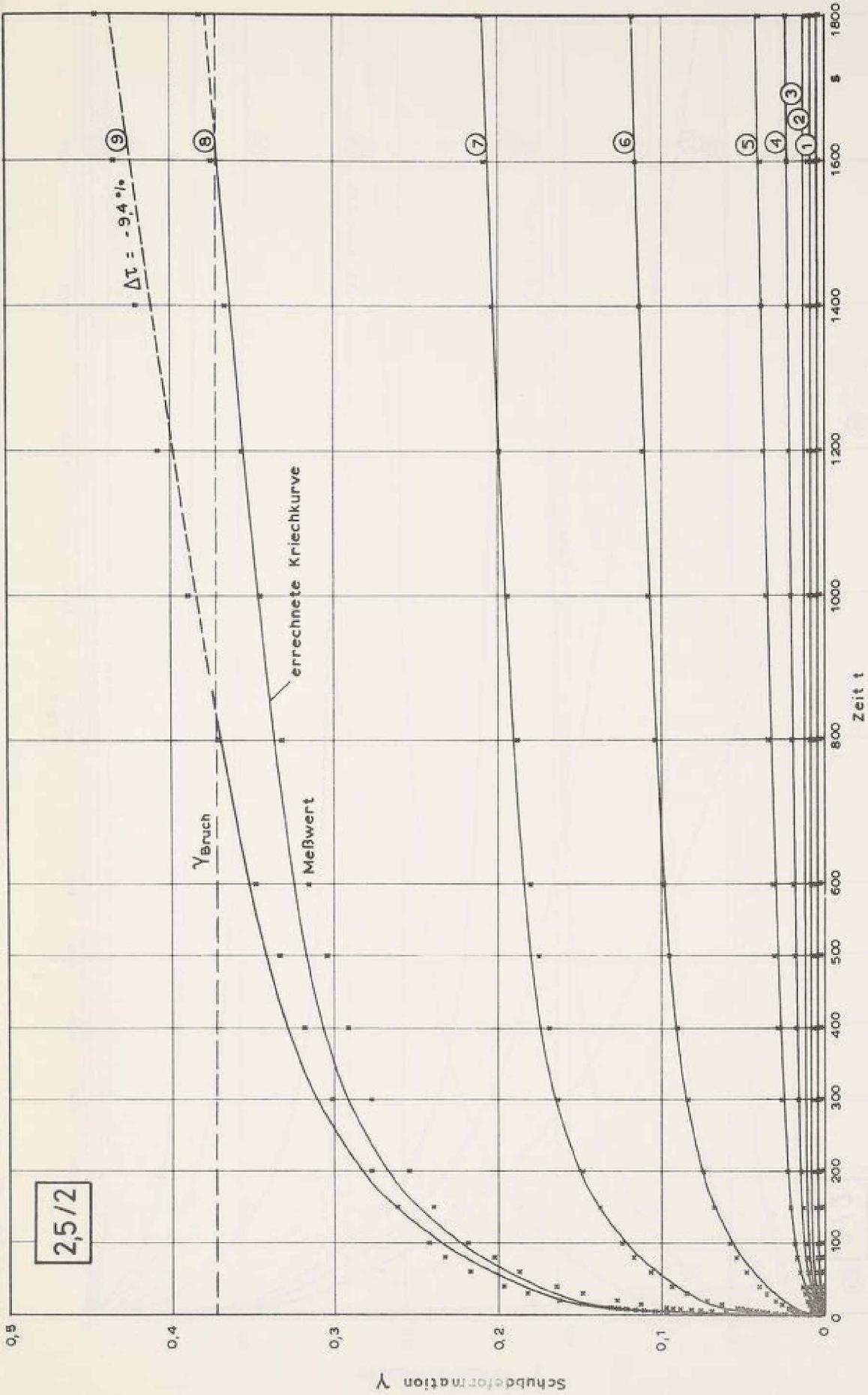


Bild 28. Vergleich der rechnerischen Kriechkurven mit den Meßpunkten;  $\sigma/U = 2,5/2$ .

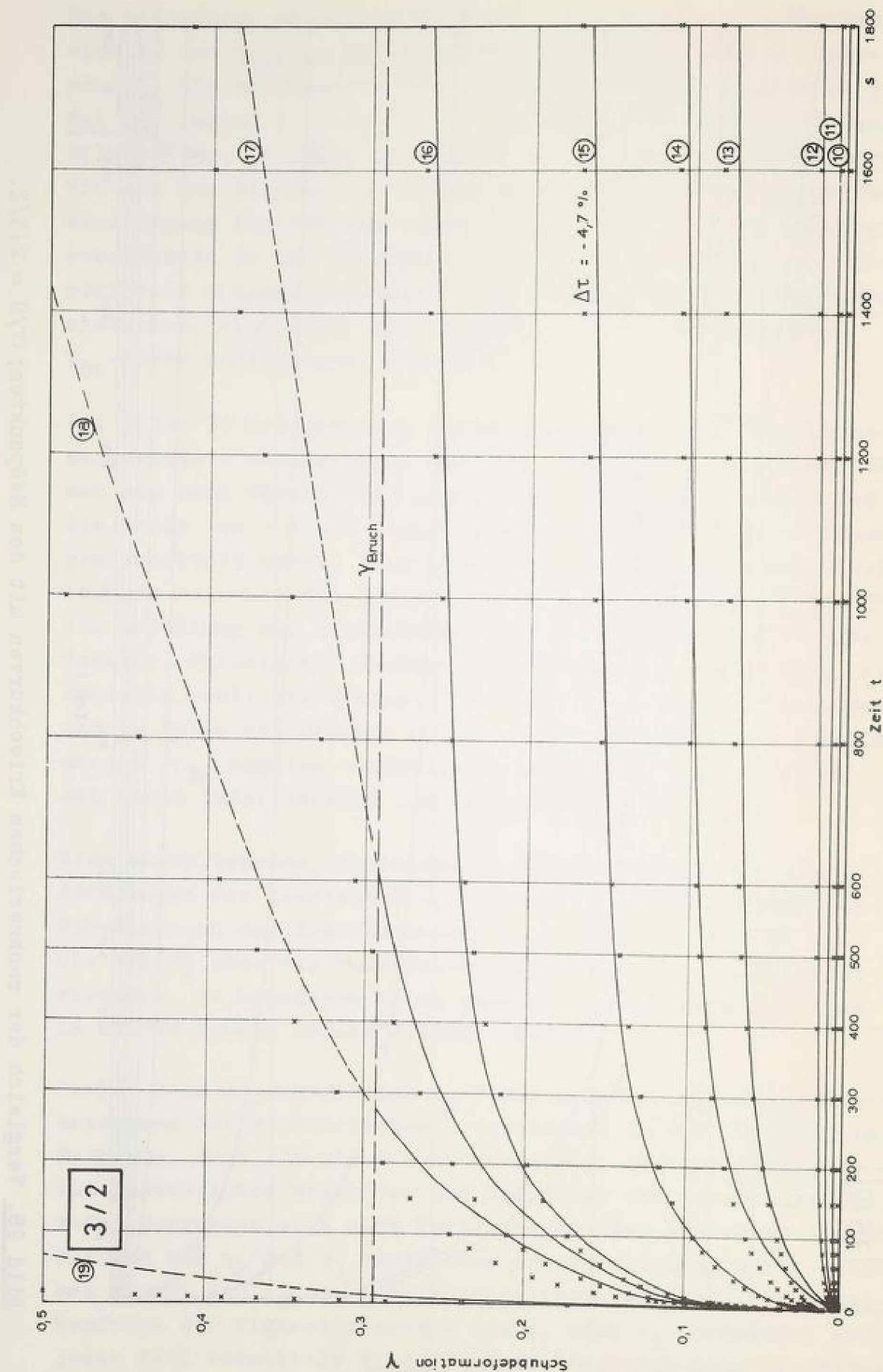


Bild 29. Vergleich der rechnerischen Kriechkurven mit den Meßpunkten;  $\sigma/U = 3/2$ .

Mit 3/2 Verhältnis des Schubspannungs Einheitswertes  $\tau_0$  von Schubspannung  $\tau$  zu  $\sigma/U = 3/2$

4/3

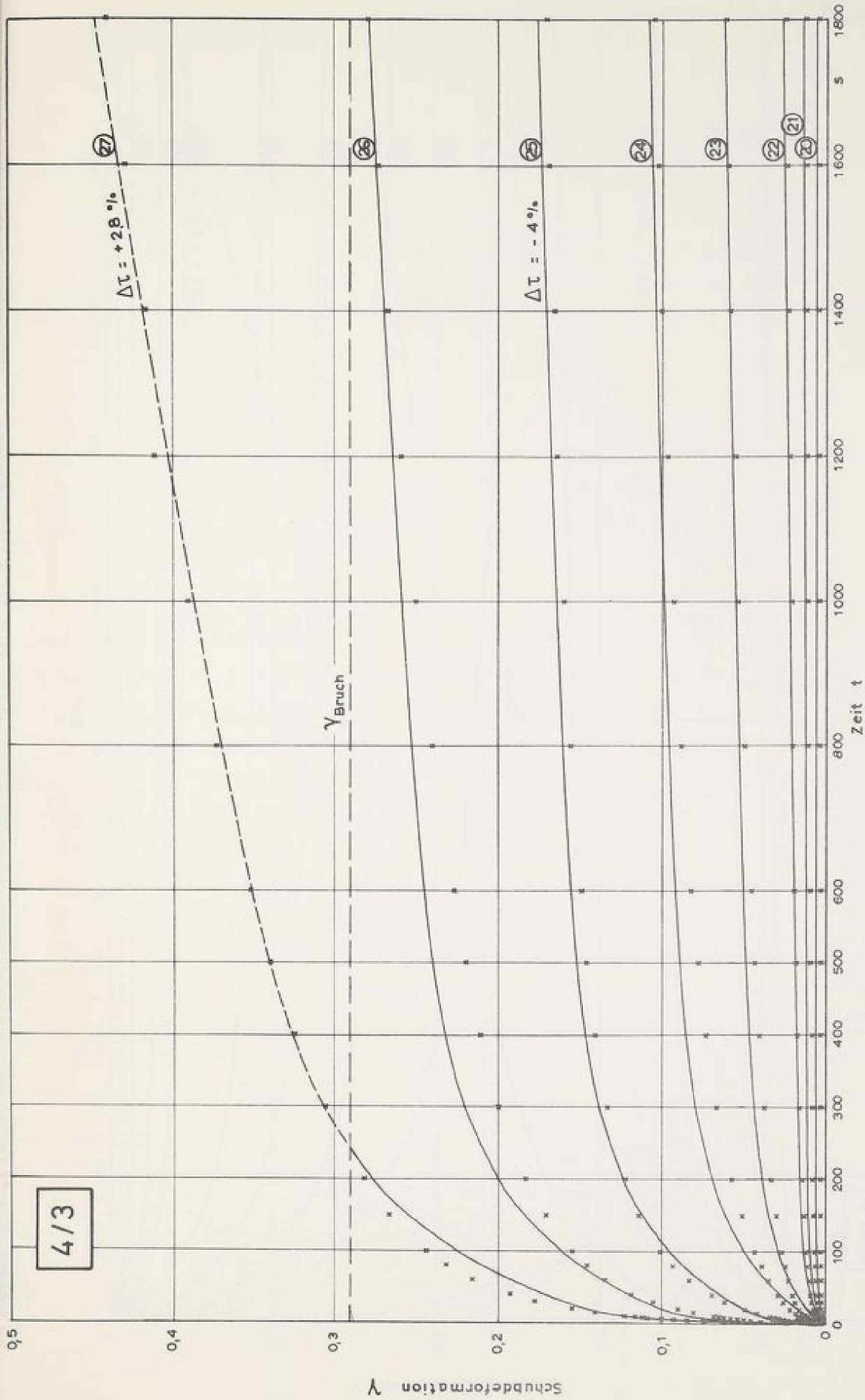


Bild 30. Vergleich der rechnerischen Kriechkurven mit den Meßpunkten;  $\sigma/U = 4/3$ .

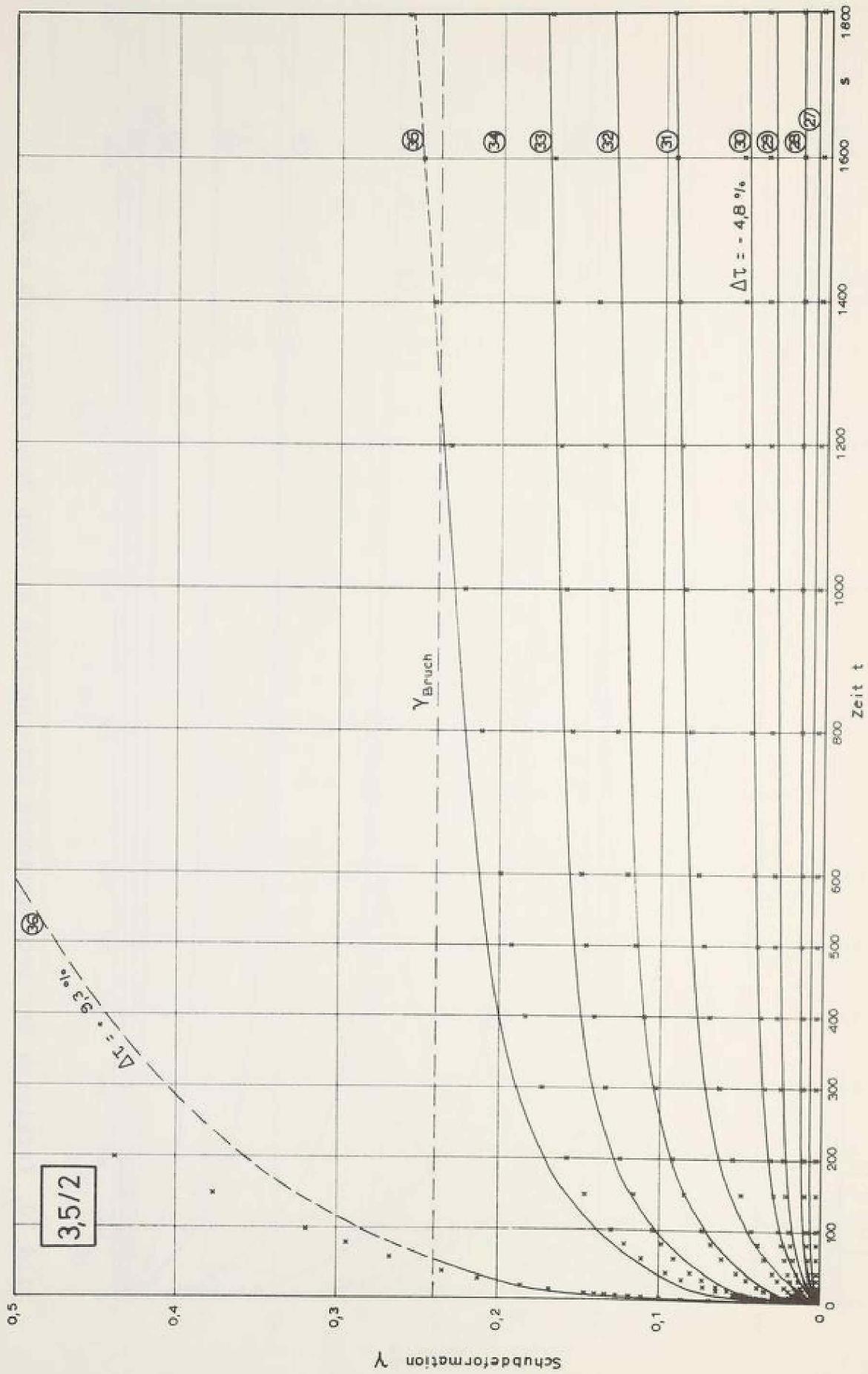


Bild 31. Vergleich der rechnerischen Kriechkurven mit den Meßpunkten;  $\sigma/U = 3,5/2$ .

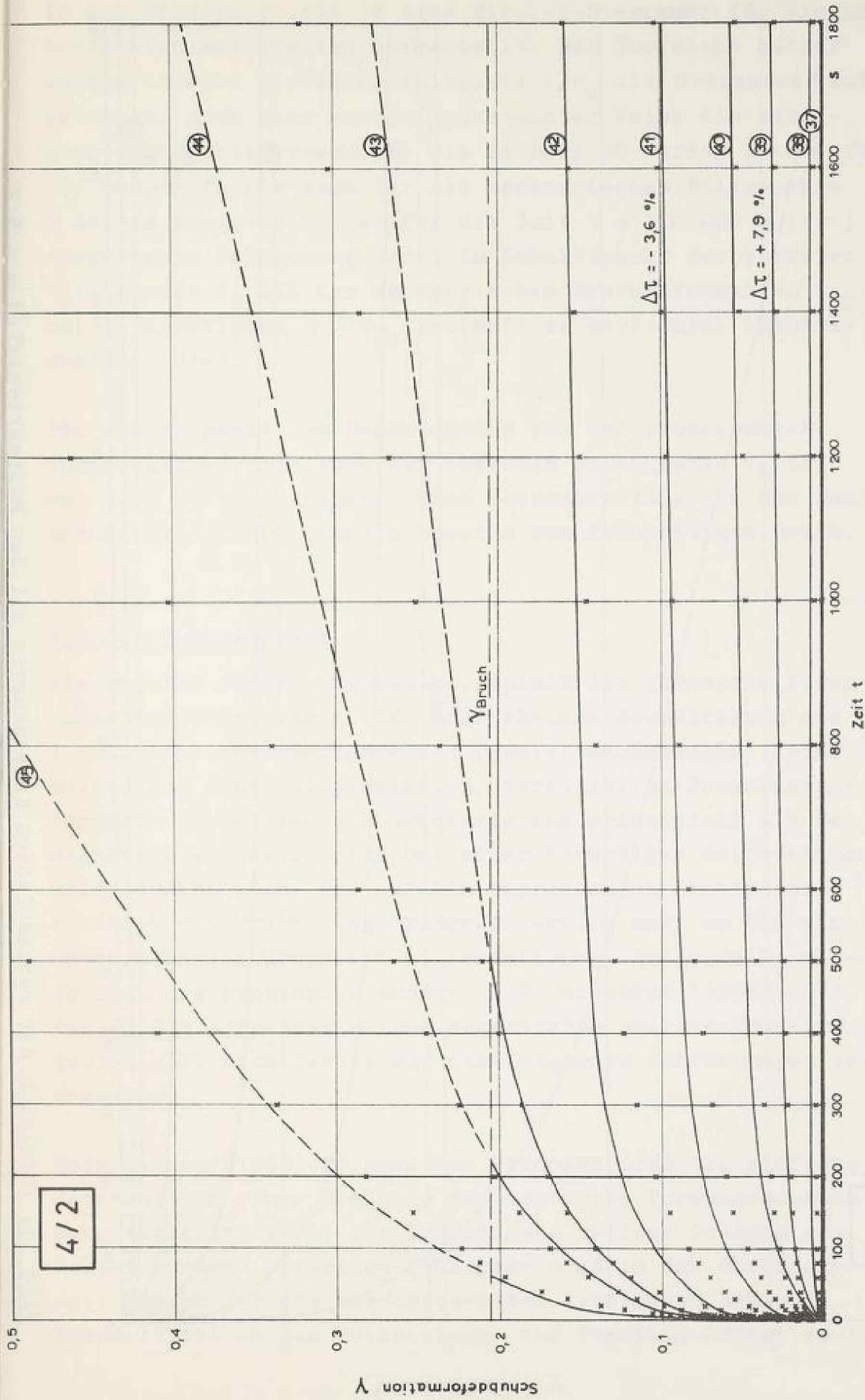


Bild 32. Vergleich der rechnerischen Kriechkurven mit den Meßpunkten;  $\sigma/U = 4/2$ .

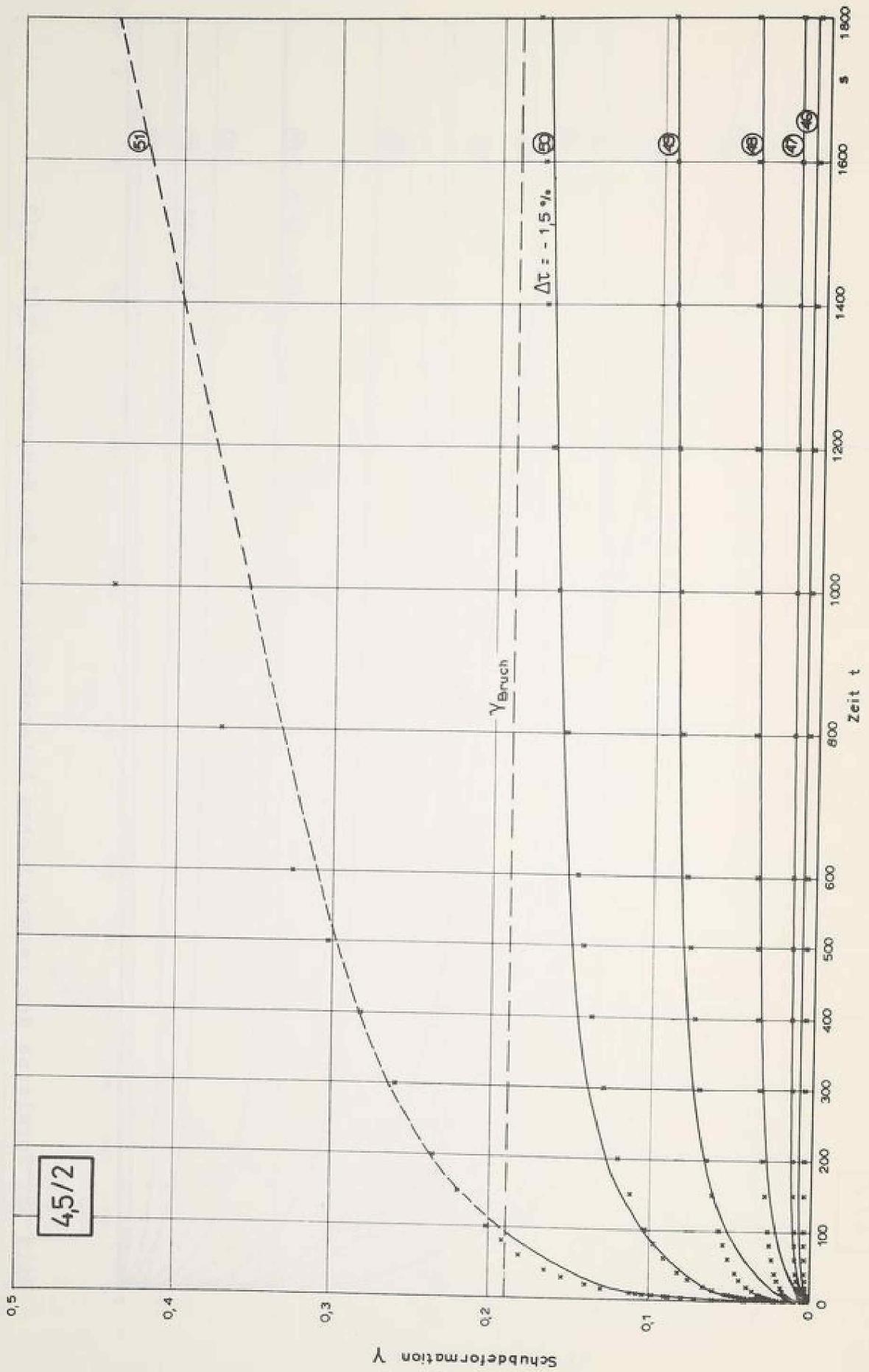


Bild 33. Vergleich der rechnerischen Kriechkurven mit den Meßpunkten;  $\sigma/U = 4,5/2$ .

In den Bildern 34 bis 36 sind die  $\tau$ - $\gamma$ -Diagramme für die untersuchten Materialien dargestellt. Der Übersicht halber wurden hierbei die Verhältnismerte  $\tau/\sigma_A'$  als Ordinaten aufgetragen. Auch hier wurden konsequenter Weise die korrigierten  $\tau$ -Werte verwendet. Wie in Bild 20 wurden sowohl für die Meßpunkte als auch für die rechnerischen Polygonzüge 5 Zeiten ausgewählt. Der für die Zeit  $t = 150\ 000\ s$  ( $= \infty$ ) ausgezogene Polygonzug endet im Schnittpunkt der obersten Fließgrenze  $\vartheta_6$  mit der rechnerischen Bruchdeformation  $\gamma_{Br}$ ; bei Deformationen  $\gamma > \gamma_{Br}$  verläuft er horizontal (gestrichelte Linie).

Die Abhängigkeit des Bruchbeginns von der prozentualen Spannungsüberschreitung der obersten Fließgrenze  $\vartheta_6$  ist aus Bild 37 zu entnehmen. Eine Überschreitung von nur wenigen Prozent führt demnach bereits zum frühzeitigen Bruch.

#### 6.4 Porenwasserdruck

Wie bereits früher angedeutet, spielt die gemessene Porenwasserdruckänderung  $\Delta U$  für eine skalare Formulierung des 2. rheologischen Teilgesetzes (Gestaltsänderungen) keine Rolle. Bei einer allgemeineren, tensoriellen Formulierung hingegen ließe sich die Druckänderung prinzipiell als Bestandteil einbauen, denn bei einer derartigen Betrachtungsweise ergibt sich, daß auf die begrenzenden Platten zusätzlich ein Druck (Zug) ausgeübt werden muß, um die einfache Scherung überhaupt zu ermöglichen. Andernfalls würde sich die Probenhöhe ändern (z.B. Giesekus (1965)[28]). Die in der Aufgabenstellung angestrebte skalare Interpretation soll sich jedoch auf die folgenden Ausführungen beschränken.

Nach Reiner (1968)[26] kann das Phänomen, daß die einfache Scherung von einer Erhöhung der isotropen Porenwasserspannung begleitet wird, als Erscheinung zweiter Ordnung gedeutet werden. Derartige Phänomene sind in der Rheologie seit langem für die verschiedensten Substanzen bekannt: Erinnerung sei an den Weissenberg- und Poynting-Effekt sowie

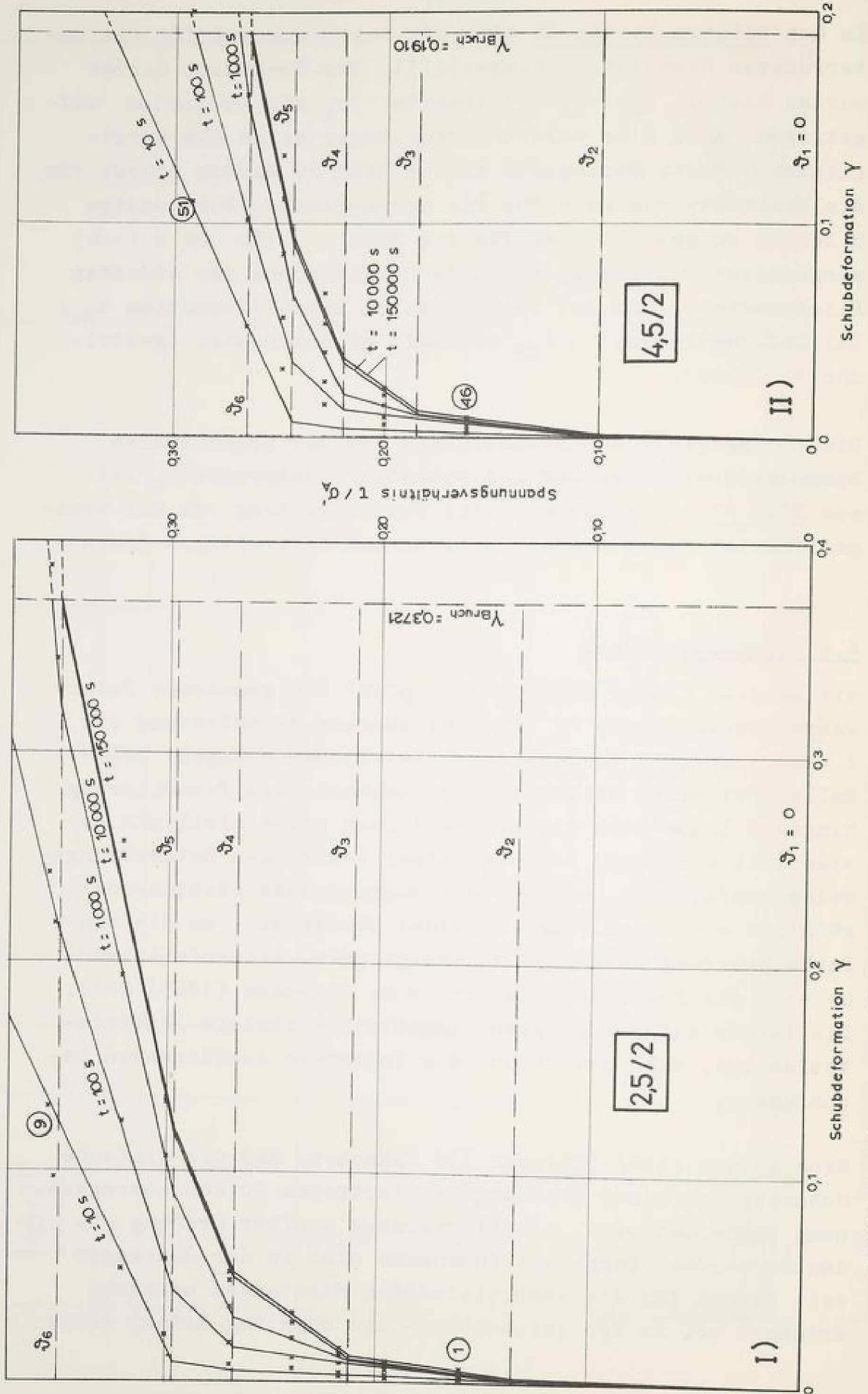


Bild 34. Spannungs-Deformations-Diagramm; I)  $\sigma/U = 2,5/2$ . II)  $\sigma/U = 4,5/2$ .

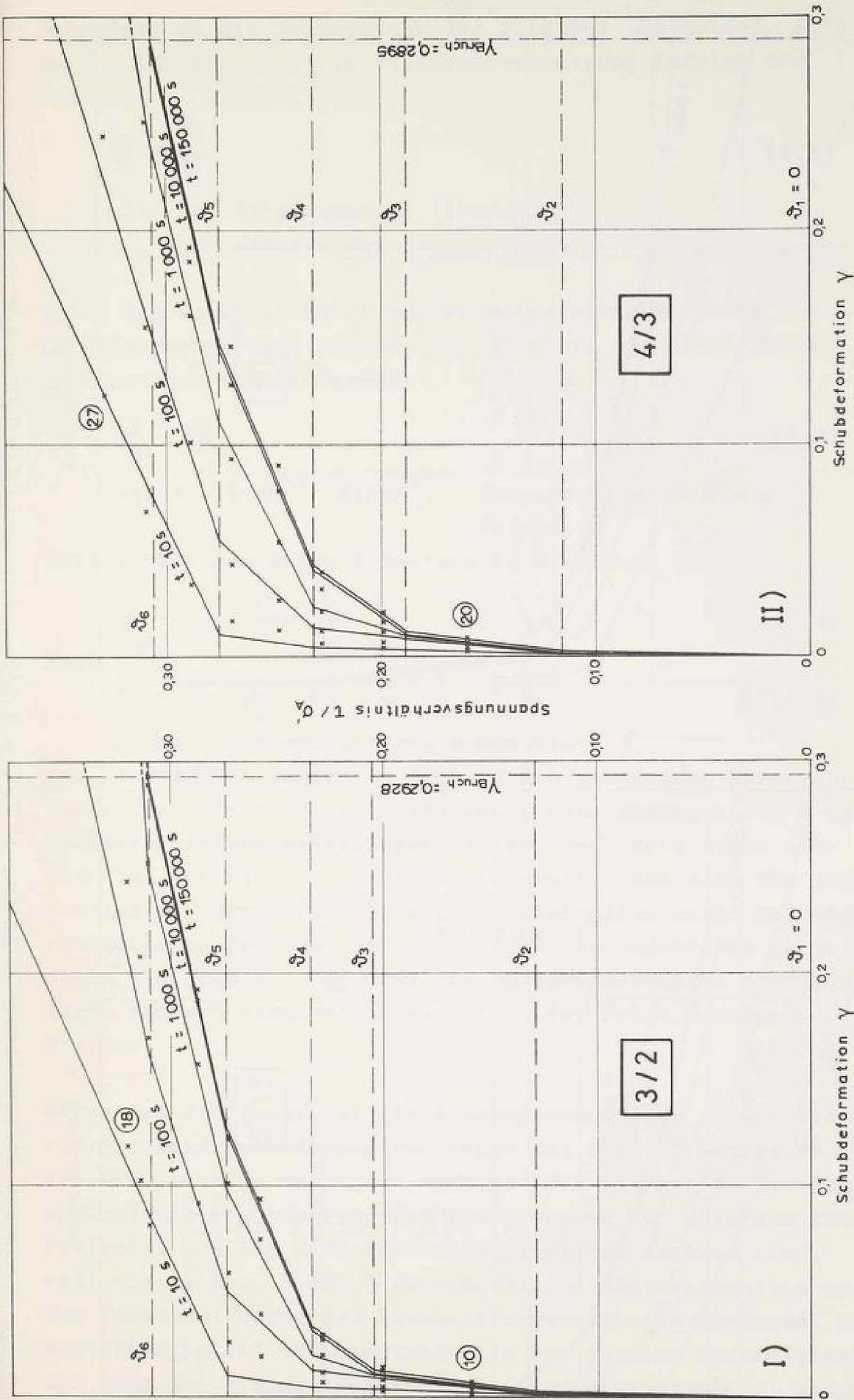


Bild 35. Spannungs-Deformations-Diagramm; I)  $\sigma/U = 3/2$ .

II)  $\sigma/U = 4/3$ .

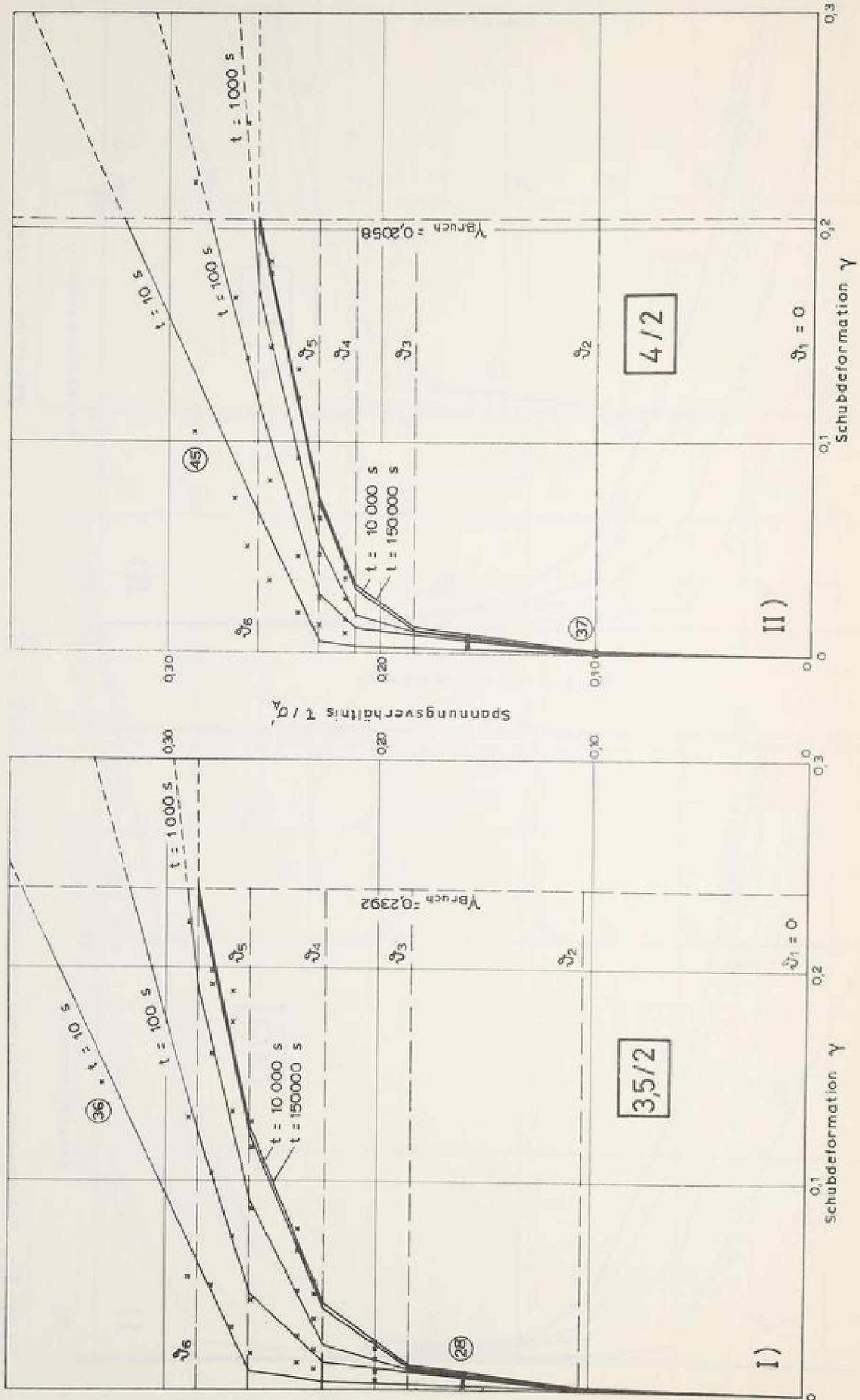


Bild 36. Spannungs-Deformations-Diagramm; I)  $\sigma/U = 3,5/2$ .

II)  $\sigma/U = 4/2$ .

besonders an die Erscheinung der Dilatanz (Reynolds). Nach Reiner ist die relative Volumenverminderung infolge der Scherung

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\tau^2}{\delta} \quad (6.2)$$

mit:  $\delta$  Dilatanzmodul  $[(\text{kp}/\text{cm}^2)^2]$   
 $V$  Wasser- und Bodenvolumen.

Setzt man voraus, daß  $\Delta V$  bei wassergesättigtem Boden nur im Porenwasser stattfindet, das sich bei isotropem Druck  $\Delta U$  elastisch verhält gemäß:

$$\frac{\Delta V}{V_W} = \frac{\Delta U}{\kappa} \quad (6.3)$$

mit  $\kappa = 5 \cdot 10^{-5} [\text{kp}/\text{cm}^2]$  Kompressionsmodul von Wasser,

dann erhält man durch Einsetzen in Gleichung (6.2):

$$\frac{\Delta U}{\kappa} \cdot V_W = \frac{\tau^2}{\delta} \cdot V \quad (6.4)$$

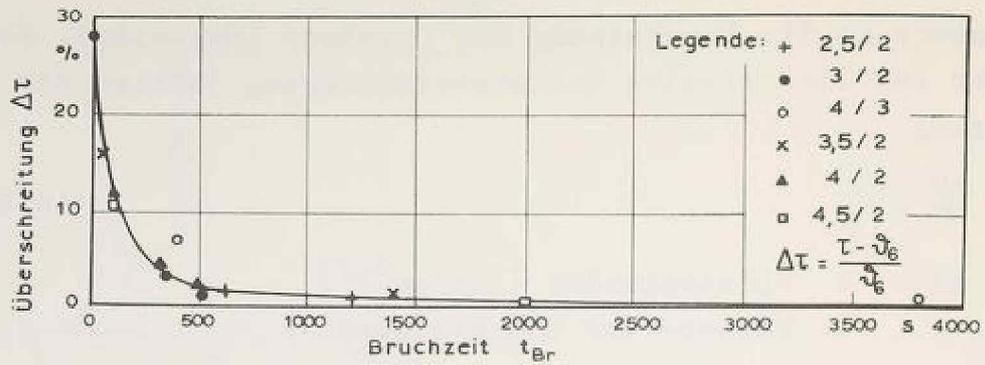
Umgeformt:

$$\Delta U = \frac{\kappa}{\delta} \cdot \frac{V}{V_W} \cdot \tau^2 = \frac{\kappa}{\delta} \cdot \frac{1}{n} \cdot \tau^2 \quad (6.5)$$

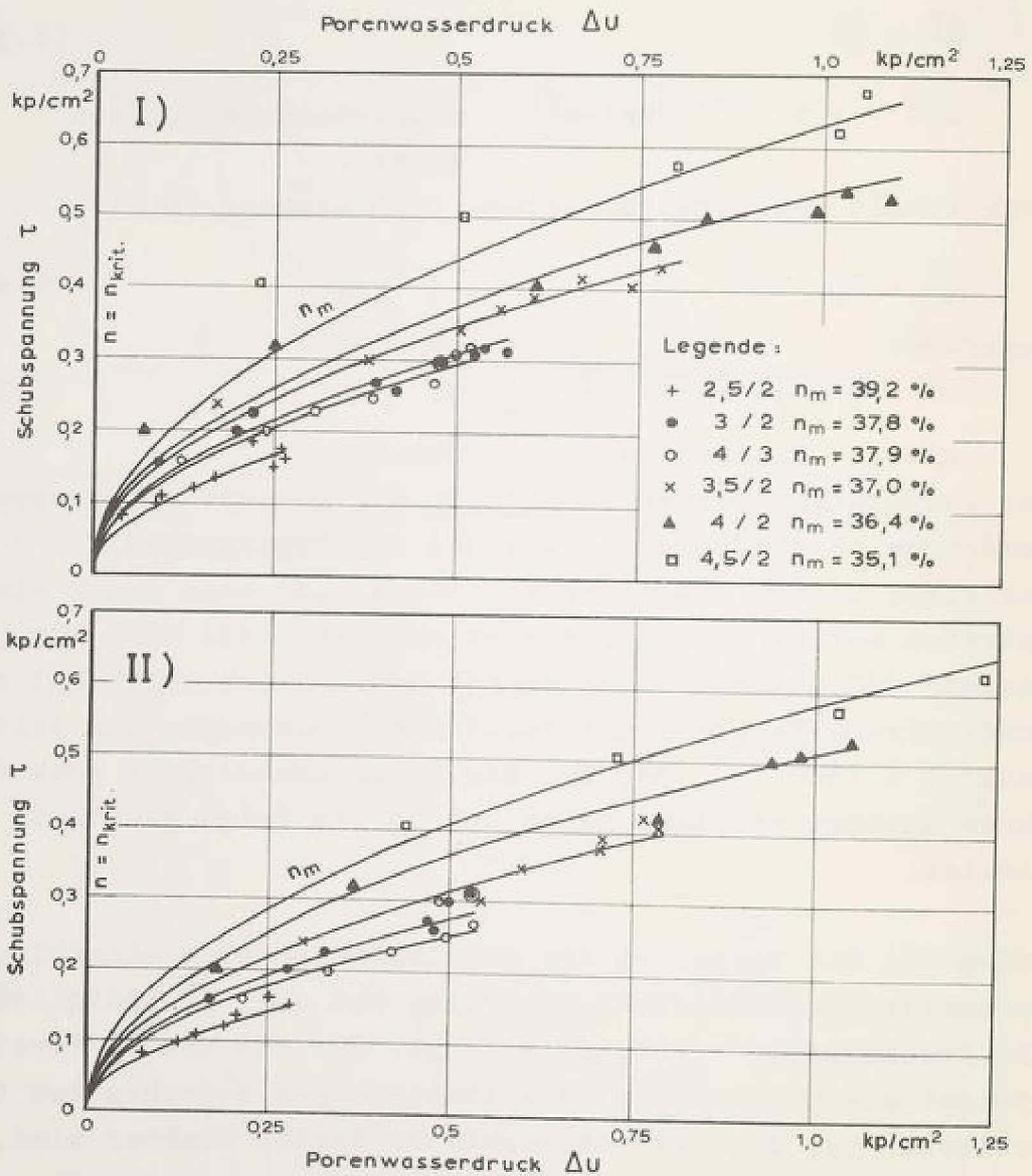
mit  $n$  Porenvolumen ( $S = 100 \%$ ).

Zur Überprüfung wurden in Bild 38 die gemessenen Porenwasserdrücke in Abhängigkeit von den Schubspannungen für 2 verschiedene Zeiten eingetragen, sofern noch kein Bruch eingetreten war ( $t < t_{Br}$ ). Wie zu ersehen, läßt sich für jeden Zustand  $\sigma/U$  der Funktionsverlauf tatsächlich recht gut durch quadratische Parabeln interpretieren, besonders zum Zeitpunkt  $t = 1800 \text{ s}$ , für den die Porenwasserdrücke praktisch ihren Endwert erreicht haben und in der Folge konstant bleiben.

Offen ist die Frage, ob die Schubspannung eine allmähliche Porenwasserdruckänderung zur Folge hat oder ob lediglich die Druckanzeige verzögert erfolgt. Für die zweite Version spricht die Möglichkeit, daß Abweichungen zwischen den theoretischen und den hier beobachteten Werten denkbar sind, weil die in Kap. 5.2.1.3 errechneten Verzögerungszeiten auf den Voraussetzungen der Konsolidierungstheorie basieren. Die Zeitabhängigkeit ist hauptsächlich bei höheren Konsistenzen und zwar bei kleinen Schubspannungsverhältnissen  $\tau/\sigma'_A$  ausgeprägt (vergl. auch Bild 14 bis 19).



**Bild 37.** Bruchzeit in Abhängigkeit von der Überschreitung  $\Delta\tau$  der obersten Fließgrenze  $\tau_6$ .



**Bild 38.** Porenwasserdruck in Abhängigkeit von der Schubspannung I) nach 100 s ( $t < t_{Br}$ ).  
II) nach 1800 s ( $t < t_{Br}$ ).

Wie aus Bild 39 (Seite 91) hervorgeht, beträgt der Dilatanzmodul des Bodens, der sich aus den reziproken Parabelparametern durch Multiplikation mit  $\kappa/n_m$  ergibt, für den untersuchten Spannungsbereich etwa  $1 \cdot 10^{-5}$  bis  $6 \cdot 10^{-5} [(kp/cm^2)^2]$ .

Bei einer Umkehrbarkeit der Formel (6.5) können Beobachtungen aus Vorversuchen, bei denen Proben unter Schubbelastungen  $\tau < \mathfrak{S}_6$  nach längerer Standzeit unvermutet brachen, weil sich der Porenwasserdruck, wenn auch nur wenig, infolge Undichtigkeit erhöht hatte, auch wie folgt erklärt werden. Dabei kann davon ausgegangen werden, daß durch die Undichtigkeiten lediglich der Innendruck, kaum aber die Konsistenz bzw. das Porenvolumen geändert worden ist, was ja direkt die Fließgrenzen beeinflussen würde. Eine Umkehrung, also eine Vertauschung von Ursache und Wirkung, ergibt:

$$\tau = \sqrt{\frac{\delta}{\kappa} \cdot n \cdot U} \quad (6.6)$$

Mit den Zahlenwerten für  $\sigma'_A = 1,5 \text{ kp/cm}^2$  erhält man zum Beispiel:

$$\tau = \sqrt{\frac{2,7 \cdot 10^{-5}}{5 \cdot 10^{-5}} \cdot 0,37 \cdot U} = 0,447 \cdot \sqrt{U}$$

Eine Porenwasserdruckerhöhung von  $0,05 \text{ kp/cm}^2$  würde demnach eine Erhöhung der Schubbeanspruchung um  $0,071 \text{ kp/cm}^2$  bewirken. Ein Blick auf Bild 17 zeigt, daß eine derartige Zusatzspannung bei einer Reihe von Versuchen ausreicht, um den Bruch herbeizuführen.

Die erneute Zunahme des Porenwasserdruckes bei der Kriecherholung kann mit der obigen Gesetzmäßigkeit nicht direkt in Einklang gebracht werden; eine Erklärung für dieses Phänomen wird im nächsten Kapitel angeführt.

## 6.5 Deutung der Ergebnisse

Die in den beiden vorangegangenen Kapiteln ermittelten neuen Bodenkennwerte sollen nun näher beleuchtet werden, damit ihre physikalische Natur besser sichtbar wird.

### 6.5.1 Fließgrenzen

Betrachtet man zunächst Bild 26, so erkennt man jeweils eine lineare Abhängigkeit der Fließgrenzen  $\mathfrak{S}_1$  von den kennzeich-

nenden wirksamen Ausgangsspannungen  $\sigma'_A$ , eine Vorstellung, die prinzipiell im Einklang mit dem Gesetz der Reibung steht. Die gleichzeitige Existenz mehrerer derartiger Fließgrenzen könnte dadurch erklärt werden, daß mehrere unterschiedliche Kategorien von Reibungssystemen (verschiedenartige Strukturen, Minerale, Kornformen, Korngrößen und Kornoberflächen) bestehen. Diese Kategorien würden sich sowohl durch Reibungsbeiwerte als auch durch spezifische Flächenpressungen unterscheiden ( $\vartheta_1 = \sigma'_1 \cdot \operatorname{tg} \rho_1$ ). Obwohl während der Schubbeanspruchung eine Verminderung der wirksamen Spannung  $\sigma'_A$  infolge Porenwasserdruckerhöhung stattfindet, ist die Annahme der Konstanz der  $\vartheta_1$ -Werte für ein Material  $\sigma/U$  nicht nur aus makrorheologischer Sicht heraus vertretbar. Mit  $\sigma' = \sigma'_A - \Delta U$  ändert sich zwar die auf das gesamte Korngerüst wirkende Spannung, doch folgt daraus nicht unbedingt, daß sich die spezifischen Flächenpressungen im gleichen Sinne verhalten. Änderungen der Kontaktflächen und der spezifischen Reibungsbeiwerte könnten verursachen, daß die ursprünglichen Kategorien der "Reibungselemente" erhalten bleiben bzw. ständig durch Neubildung ergänzt werden.

Wie aus Bild 26 zu entnehmen, können statt der charakteristischen Spannungen  $\sigma'_A$  auch die zugehörigen Porenvolumina angeschrieben werden. Dies bedeutet dann eine Erhöhung der Fließgrenzen mit abnehmendem Porenvolumen, eine plausible Erklärung im Hinblick auf die Zunahme der Verkeilung und der Kontaktstellen zwischen den festen Partikeln.

Die Feststellung, daß die  $\vartheta_1$ -Linien in Bild 26 nicht durch den Ursprung verlaufen, kann auf 2 Arten interpretiert werden:

1. Bei einer Abhängigkeit von den wirksamen Spannungen  $\sigma'_A$  kann das Vorhandensein von Fließgrenzen für  $\sigma'_A = 0$  erklärt werden, wenn man den Begriff der Haftung (Kohäsion) zwischen den festen Teilchen in Betracht zieht (vergl. Kap. 6.7).
2. Bei einem funktionalen Zusammenhang zwischen Fließgrenzen und Porenvolumen erreichen die Kontakte

zwischen den Körnern erst bei sehr viel größerem Porenvolumen ein Minimum, für das die Reibungswiderstände gegen Null streben.

### 6.5.2 Schubmoduln

Aus Tafel 2, Seite 69, folgt für den untersuchten Spannungsbereich eine lineare Abhängigkeit der Schubmoduln von der wirksamen Spannung  $\sigma'_A$ . Die Schubmoduln variieren von  $\sigma'_A = 0,5$  bis  $2,5 \text{ kp/cm}^2$  zwischen  $0,2$  und  $250 \text{ kp/cm}^2$ .

Die extrapolierten Werte  $G_1 = 0$  für  $\sigma'_A = 0$  lassen auf das Fehlen bzw. auf die Bedeutungslosigkeit von festkörperartigen Eigenschaften schließen: In diesem Spannungszustand verhält sich das Material ähnlich wie eine Flüssigkeit, die bei Scherbeanspruchung praktisch nur nach Maßgabe der Viskosität und der Fließgrenzen fließt. Bild 21 legt für diesen Zustand den Schluß nahe, daß  $\gamma_{Br}$  gegen  $\infty$  geht (oder zumindest einen sehr hohen Betrag annimmt), also flüssigkeitsartiges Endverhalten vorhanden ist.

Die Möglichkeit der gleichzeitigen Existenz von mehreren Schubmoduln wäre ganz analog der für die Fließgrenzen entwickelten Vorstellung zu bejahen. Zu jedem Zeitpunkt gibt es demnach verschiedene Kategorien von Strukturen der festen Teilchen, die nur nach Maßgabe der charakteristischen Schubmoduln deformiert werden.

### 6.5.3 Viskositäten

Die in Bild 27 eingetragenen Funktionen für die Viskositäten ergeben ebenfalls eine annähernd lineare Abhängigkeit von der kennzeichnenden wirksamen Spannung. Nur bei  $\eta_3$  und  $\eta_6$  sind Abweichungen von dieser Regel festgestellt worden, wobei Schwankungen bei  $\eta_6$  durch die Nähe zum Bruchzustand entschuldigt werden können. Obwohl die verschiedenen Viskositäten nicht ausschließlich auf die Porenflüssigkeit bezogen werden dürfen, liegt es nahe, statt der wirksamen Spannungen die zugehörigen Wassergehalte als unabhängige Veränderliche einzuführen. Der prozentuale Anteil der flüssigen Phase beeinflusst erwartungsgemäß die Größe

der Viskositäten: Mit abnehmendem Wassergehalt nehmen die Viskositäten zu und umgekehrt.

Die Viskositäten liegen im untersuchten Spannungsbereich zwischen  $1 \text{ kp}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$  und  $5\cdot 10^6 \text{ kp}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$ ; in Zentipoise ausgedrückt entspricht dies Werten von etwa  $10^8$  bis  $5\cdot 10^{15}$  cP. Dieses Viskositätsspektrum und die daraus abzuleitenden Retardationszeiten  $T_1$  bewirken eine zeitliche Staffelung im Kriechprozeß: Die einzelnen Federn  $G_1$  im Modell erreichen also nicht gleichzeitig ihre endgültige Verformung. Auf diese Weise sind Verzögerungen der Deformationen über  $10^5$  Zeiteinheiten möglich. Wie die Größenordnung der ermittelten Viskositäten zeigt, handelt es sich in keinem Fall um die Viskosität von freiem Wasser, für das bekanntlich der Wert 1 cP gilt. Vielmehr können sowohl die festgestellten Größenordnungen als auch das gleichzeitige Vorhandensein verschiedener Viskositäten durch die verschiedenen Erscheinungsformen des Wassers im Boden (z.B. Kézdi (1969)[29]) sowie durch, wenn auch kleine, Zeitabhängigkeiten bei der Verformung der Strukturen und festen Bestandteile erklärt werden. Natürlich ist es möglich, daß neben den 6 Viskositätskonstanten noch eine weitere von der Größenordnung der Viskosität des freien Wassers - z.B. der Feder  $G_0$  parallel geschaltet - vorhanden ist, doch ist ihr Einfluß in quantitativer Hinsicht ohne jede Bedeutung; die resultierende Retardationszeit  $T_0$  ist rund Null.

#### 6.5.4 Dilatanzmodul

Der in Bild 39 (Seite 91) dargestellte Dilatanzmodul, der als statistischer Mittelwert des Wasser-Boden-Gemisches zu verstehen ist, steigt mit zunehmender wirksamer Spannung  $\sigma'_A$  bzw. mit abnehmendem Porenvolumen. Das bedeutet: Mit zunehmender Steifigkeit des Bodens wird bei gleicher Schubspannung ein kleiner werdender Porenwasserdruck erzeugt. Es ist denkbar, daß diese Druckspannung in eine Zugspannung übergeht, wenn eine "kritische Lagerungsdichte"  $n_{\text{krit.}}$  (Bild 38) unterschritten wird, ähnlich wie dies bei körnigen Medien der Fall ist (vergl. auch Hvorslev (1937)[27]).

Das erneute Ansteigen des Porenwasserdruckes nach Entfernen der Schubspannung (Kriecherholung) ist nur durch eine weitere Verdichtung erklärbar. Die rückläufige, wenn auch oft nur geringe Deformation verursacht nicht wie bei körnigen Medien eine der ursprünglichen Verdichtung entgegengesetzt gerichtete Auflockerung, sondern eine weitere Orientierung der Bodenteilchen, die zu einer dichteren Lagerung führt.

Zusammenfassend ergibt sich, daß die aufgrund der quantitativen Analyse ermittelten 17 Modellparameter nicht nur physikalischen Charakter haben, weil sie durch mechanische Symbole dargestellt werden können, sondern auch weil sie aus strukturrheologischer und bodenmechanischer Sicht plausibel sind. Die Anzahl der Modellkonstanten ist durch den komplizierten Aufbau der beiden Phasen Wasser und Boden sowie deren Wechselwirkungen erklärbar. Es sei betont, daß in diesem Kapitel lediglich Möglichkeiten angedeutet werden sollten für eine Interpretation der beobachteten Phänomene aus der Struktur des Materials heraus.

#### 6.6 Vergleich mit bisherigen Lösungen

Soweit nicht schon an den entsprechenden Stellen geschehen, soll die vorgeschlagene Lösung kurz mit bereits vorliegenden Lösungen verglichen werden.

Das in Bild 25 gezeigte rheologische Modell stellt eine Verallgemeinerung ähnlicher Konzeptionen dar (Murayama, Shibata[4], Kawakami, Ogawa[30], Goldstein, Lapidus, Misumsky[31], Schäffner[32]u.a.), bei denen Kelvin-Voigt-Elemente und St.-Venant-Elemente kombiniert sind. Von einer Verallgemeinerung kann man deshalb sprechen, weil man mit diesem Modell alle bisher in der Literatur geschilderten Phänomene, zumindest für Böden ähnlicher Konsistenz, qualitativ und aufgrund der Parameteranzahl wohl auch quantitativ erfassen kann. So stellen die Ergebnisse von Geuze und Tan Tjong-Kie (Kapitel 3.2) vermutlich einen Sonderfall

dar, bei dem nur Spannungen im untersten Teil des möglichen Spektrums verwendet wurden, so daß für die Beschreibung die meisten Modellparameter noch gar nicht aktuell sind.

Murayama, Shibata (Kapitel 3.1) schlagen zwar ein Modell mit nur 4 Elementen vor, doch wird die quantitative Fassung nicht einfacher, wie ein Blick auf die Gleichungen (3.1) und (3.2) zeigt. Durch die Annahme von Strukturviskosität lassen sich wohl Fließgrenzen und Schubmodula einsparen, allerdings auf Kosten von zusätzlichen, dimensionsfremden Parametern. Außerdem haben Murayama und Shibata die von ihnen festgestellte obere Fließgrenze, die im vorliegenden Fall dem Parameter  $\dot{\gamma}_6$  entspricht, ebensowenig im Modell direkt berücksichtigt wie eine Begrenzung der möglichen Deformation ( $\gamma_{Br}$ ) bis zum Bruch. Hingegen ist das hier vorgeschlagene Modell zusätzlich für Spannungen  $\tau > \dot{\gamma}_6$  gültig, solange die Deformationen  $\gamma < \gamma_{Br}$  bleiben.

In der rheologischen Gleichung (6.1) mußte die Zahl 1 auch deshalb so hoch angesetzt werden, weil das Modell das Deformationsverhalten über  $10^5$  Zeiteinheiten beschreiben soll. In der Literatur werden oftmals weniger Zehnerpotenzen umfassende Beobachtungszeiträume zur Grundlage der Beschreibung genommen.

Eine Auswertung nach Singh und Mitchell (Kap. 3.3) wurde nicht vorgenommen, weil dann die Zielsetzung einer physikalischen Interpretation der Parameter hätte aufgegeben werden müssen. Es ist unbestritten, daß mit einer Potenzformel  $q u a n t i t a t i v$  bessere Ergebnisse erzielt werden könnten. Im übrigen hat eine Auswertung, bei der die Deformationsgeschwindigkeit im Mittelpunkt steht, mehr Sinn bei Materialien mit flüssigkeitsartigem Endverhalten. Im vorliegenden Fall ergab sich hingegen ein Absinken der Geschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  bis auf Null innerhalb einer endlichen Zeit  $t$ , woraus eine Abweichung von der linearen Beziehung zwischen  $\lg \dot{\epsilon}$  und  $\lg t$  nach Singh und Mitchell folgt. Es sei außerdem daran erinnert, daß sich die "aufrauhende" Differentiation der Meßwerte  $\gamma$ , besonders bei kleinen Größen und geringen Differenzen benachbarter Werte, bei einer derartigen Auswertung störend bemerkbar macht.

Vergleichende Betrachtungen über die Größe der Bodenkons-  
stanten  $\vartheta_1$ ,  $G_1$  und  $\eta_1$  lassen sich wegen fehlender gemein-  
samer Basis kaum anstellen; die Größenordnungen stimmen  
aber auf jeden Fall mit bisher mitgeteilten Werten über-  
ein (z.B. Tan Tjong-Kie[8], Murayama, Shibata[4], Schöff-  
ner[32]).

Übereinstimmung besteht auch in der Beobachtung, daß der  
Bruch für ein bestimmtes Material immer erst nach einer  
charakteristischen Deformation  $\gamma_{Br}$  eintritt (Vyalov,  
Skibitsky[10], Murayama, Shibata[2]).

Im Einklang mit der Ansicht Vyalovs[11] stehen die Be-  
ziehungen:

$$\gamma = f(\tau, \sigma'_A)$$
$$\frac{\Delta V}{V} = f(\sigma, \tau)$$

Die Gestaltsänderung hängt also zusätzlich (über die Para-  
meter  $\vartheta_1$ ,  $G_1$  und  $\eta_1$ ) von der h y d r o s t a t i s c h e n  
Spannung  $\sigma'_A$ , die Volumenänderung zusätzlich (über den Dila-  
tanzmodul  $\delta$ ) von der g e s t a l t s ä n d e r n d e n  
Schubspannung ab.

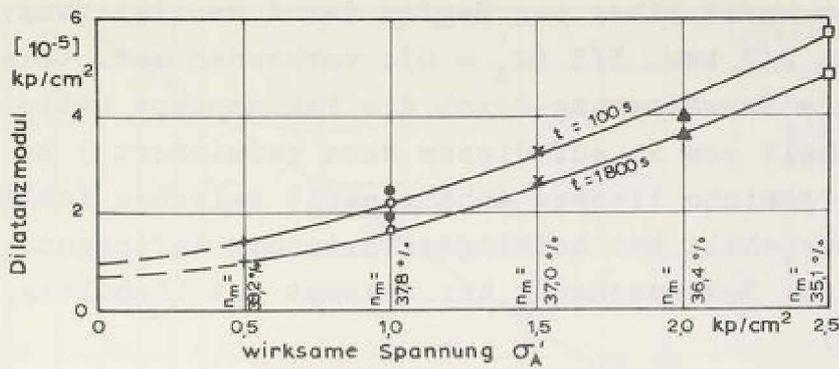
#### 6.7 Vergleich des Bruchzustandes mit der Lehrmeinung der Bodenmechanik

Bei Deformationen  $\gamma \geq \gamma_{Br}$  befindet sich das Material im  
Bruchzustand. Im rheologischen Modell bedeutet dies, daß  
der Dämpfer mit der Viskosität  $\eta_6$  seine Funktion verliert  
und die Fließgrenze  $\vartheta_6$  praktisch allein das Deformations-  
verhalten bestimmt. Es kann daher vom "plastischen Grenz-  
zustand" im Sinne der Bodenmechanik gesprochen werden. In  
diesem Zusammenhang interessiert die Frage der Scherfestig-  
keit des untersuchten Materials. Obwohl weder Versuchsappa-  
ratur noch Versuchsdurchführung für eine spezielle Klärung  
dieser Frage gedacht waren, soll kurz auf die Möglichkeiten  
einer Beantwortung eingegangen werden.

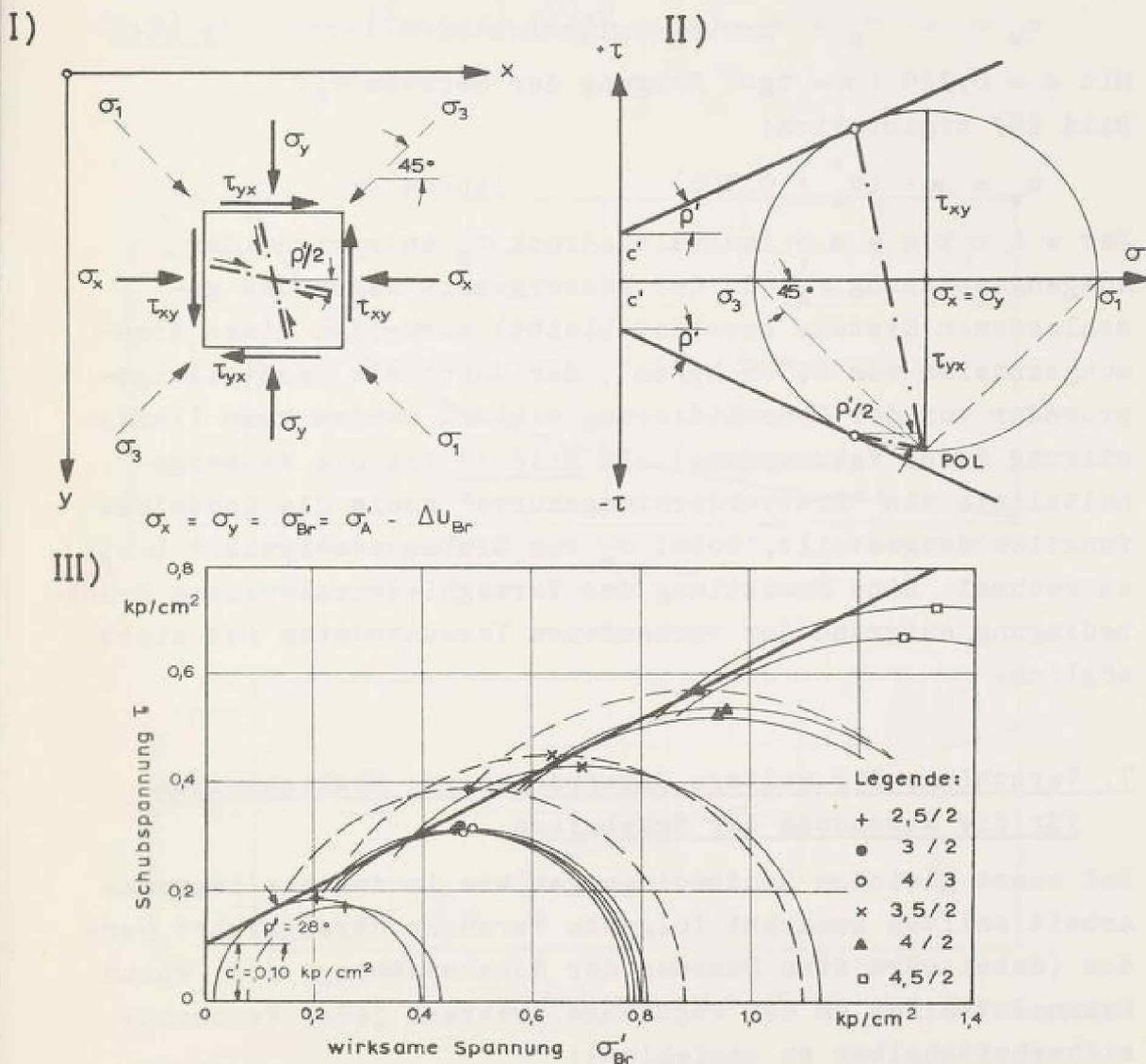
Geht man von der Beobachtung aus, daß sich im mittleren  
Teil der Proben (Bild 22 bis 24) Scherflächen ausbilden,

die bei Lehm (und auch Schluff) einen Neigungswinkel von etwa 10 bis 14° zur Horizontalen haben, dann ist nach Morgenstern, Tchalenko (1967)[33] der in Bild 40 dargestellte Bruchspannungszustand wahrscheinlich. Das Bodenelement steht unter der Einwirkung einer wirksamen, allseitigen Druckspannung  $\sigma'_{Br}$ , die sich unter Berücksichtigung der gemessenen Porenwasserspannung im Augenblick des Bruches ergibt. Außerdem herrscht *r e i n e r* Schub (pure shear). Die Hauptspannungen fallen mit den Hauptverzerungen in dieselbe Richtung. Wie auch aus dem Mohrschen Kreis ersichtlich, bilden sich zwei Gleitflächenscharen aus: Die unter  $\rho'/2$  zur Waagrechten geneigten Gleitebenen entsprechen denen durch die Einfärbungen "sichtbar" gemachten (punktierte Linien, Bild 24), während die unter  $90^\circ - \rho'/2$  geneigten Ebenen weniger in Erscheinung treten, vor allem, weil diese Ebenen höchstens *e i n e* eingefärbte Linie schneiden. Aus der gemessenen Neigung von 10 bis 14° der Gleitebenen folgt also ein Reibungswinkel zwischen  $\rho' = 20$  und  $28^\circ$ . Zur Ergänzung wurden in Bild 40 für alle gebrochenen Proben die Schubspannungen über den zugehörigen wirksamen Spannungen im Augenblick des Bruches ( $t = t_{Br}$ ) aufgetragen. Sieht man von einigen Ausnahmen ab (gestrichelte Kreise,  $t_{Br} < 100$  s), dann ergeben sich unter Annahme der üblichen linearen Bruchbedingung  $\tau = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \rho'$  die Parameter  $\rho' = 28^\circ$  und  $c' = 0,10 \text{ kp/cm}^2$ . (Ein Vergleich mit den Ergebnissen des direkten Scherversuches (Bild 13) erscheint wegen der unterschiedlichen Randbedingungen (Entwässerung, Sättigungsgrad, Spannungszustand) in diesem Stadium nicht angebracht.)

Folgt man der Ansicht von Langer (1961)[34], dann kann die Fließgrenze  $\mathfrak{J}_6$ , die ja allein für den Bruch verantwortlich ist, der Kohäsion gleichgesetzt werden. Auch nach Rosenquist (1959)[35] existiert kein fundamentaler Unterschied zwischen Reibung und Kohäsion. Eine semilogarithmische Auftragung von  $\mathfrak{J}_6$  und den zugehörigen Wassergehalten der 14 gebrochenen Proben wurde in Bild 41 vorgenommen. Der in Bild 26 für  $\sigma'_A = 0$  extrapolierte Wert  $\mathfrak{J}_6 = 0,07 \text{ kp/cm}^2$  ist dabei dem gemittelten Wassergehalt zugeordnet, der in den



**Bild 39.** Dilatanzmodul in Abhängigkeit von den wirksamen Spannungen  $\sigma_A'$ .



**Bild 40.** Bruchzustand. I) Bodenelement II) Mohrscher Spannungskreis III) Scherfestigkeit.

14 Proben unmittelbar vor Beginn der Konsolidierung, also für  $\sigma/U = 2/2$  bzw.  $3/3$  ( $\sigma'_A = 0$ ), vorhanden war. (Die vorhergehende Entwässerung durch die Vakuumpumpe hatte den Wassergehalt von  $w_f$  auf diesen Wert vermindert.) Es ergibt sich die gleiche lineare Abhängigkeit zwischen Kohäsion und Wassergehalt bei halblogarithmischer Auftragung, wie sie von der Bodenmechanik her bekannt ist (Schultze, Muhs[25]).

Analog der Definition von Terzaghi, Hvorslev kann die Kohäsion als "wahre" Kohäsion betrachtet werden mit der Gleichung:

$$c_w = \kappa \cdot \sigma_e = \kappa \cdot \left( \sigma'_A + \frac{0,306}{\kappa} \right) \quad [\text{kp/cm}^2] \quad (6.7)$$

Mit  $\kappa = 0,229$  ( $\kappa = \text{tg}\alpha$ : Neigung der Geraden  $\mathfrak{S}_6$ , Bild 26) ergibt sich:

$$c_w = \kappa \cdot (\sigma'_A + 0,306) \quad [\text{kp/cm}^2]$$

Der **w i r k s a m e** Äquivalenzdruck  $\sigma_e$  entspricht der Ausgangsspannung  $\sigma'_A$  (da der Wassergehalt wegen des geschlossenen Systems konstant bleibt) zuzüglich eines Spannungsanteils von  $0,306 \text{ kp/cm}^2$ , der durch die Herstellungsprozedur vor der Konsolidierung erklärt werden kann (Verfestigung durch Vakuumpumpe). In Bild 42 ist die Wassergehaltslinie als "Erstverdichtungskurve" sowie die Kohäsionsfunktion dargestellt, wobei  $\sigma_e$  vom Einbauwassergehalt ( $\approx w_f$ ) an rechnet. Eine Ermittlung der Terzaghi-Hvorslevschen Bruchbedingung aufgrund der vorhandenen Versuchsdaten ist nicht möglich.

#### 7. Vorschläge für weitere Untersuchungen; Möglichkeiten für die Anwendung der Ergebnisse

Bei sonst gleichen Randbedingungen wie in der vorliegenden Arbeit sollten zunächst folgende Versuche durchgeführt werden (dabei wäre eine Messung der Schubspannung, z.B. durch Dehnmessstreifen an der Zugstange, während jedes Versuches sicherheitshalber zu empfehlen):

1. Änderung des Zelldruckes  $\sigma$  oder des back-pressure  $U$  nach erfolgter Konsolidierung, bei geschlossenem System. Dadurch stehen die Proben unter verschiedenen

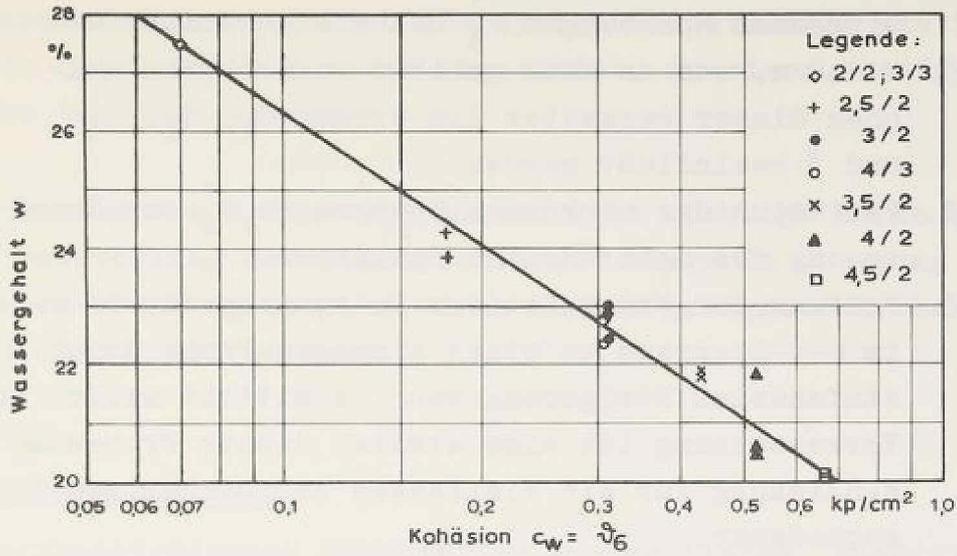


Bild 41. Kohäsion in Abhängigkeit vom Wassergehalt.

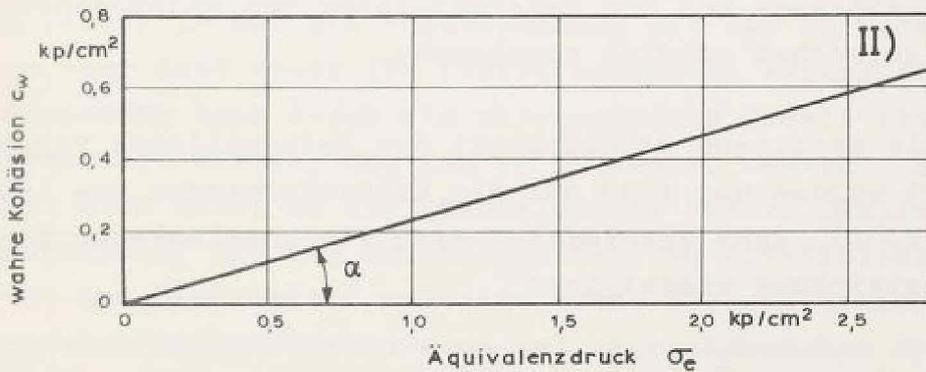
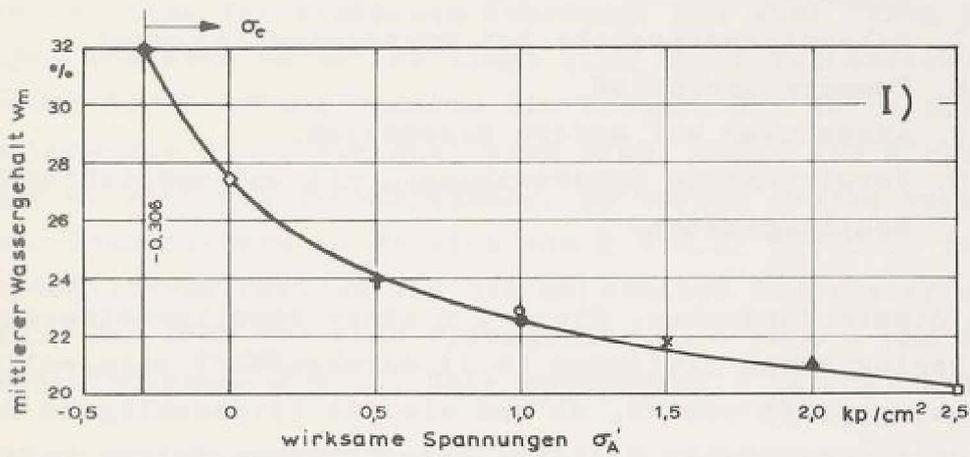


Bild 42. Scherfestigkeit I) Wassergehaltslinie II) wahre Kohäsion.

wirksamen Spannungen  $\sigma'_A$  bei gleichbleibendem  $w$  und  $n$ , und es kann geklärt werden, von welchen dieser Parameter die Größen  $\mathfrak{D}_1$ ,  $G_1$ ,  $\eta_1$  und  $\delta$  beeinflusst werden.

2. Variation der wirksamen Spannungen  $\sigma'_A$  zur Erweiterung des untersuchten Spektrums.
3. Prüfung der Frage, ob der Polygonzug für  $t = \infty$  im  $\tau$ - $\gamma$ -Diagramm an einer einzigen Probe durch stufenweise Steigerung von  $\tau$  ermittelt werden kann. Voraussetzung ist eine absolut dichte Probenumschließung für ein Vielfaches der bisherigen Versuchsdauer.
4. Scherung bei offenem System.
5. Wiederbelastung mit gleichem  $\tau$ .
6. Änderung des Sättigungsgrades und der Porenflüssigkeit.
7. Relaxationsversuche bei konstantem Vorschub.
8. Temperatureinfluß.
9. Ausdehnung auf andere Bodenarten.
10. Vergleichende Untersuchungen mit bodenmechanischen Routinegeräten.

Neben diesen Versuchen, die v o r einer Verallgemeinerung der rheologischen Gleichung (6.1) durchgeführt sein sollten, muß geprüft werden, ob und wie die vorgeschlagene Konzeption in den bisher üblichen Berechnungsverfahren verarbeitet werden kann. Ein Vergleich zwischen derartigen Rechenergebnissen und den Meßergebnissen von entsprechenden Modellversuchen scheint angebracht.

Kann die zeitliche Abhängigkeit der Deformationen vernachlässigt werden und sind nur die Endverformungen von Interesse ( $t = \infty$ ), dann vereinfacht sich die rheologische Zustandsgleichung wesentlich:

$$\gamma = \sum_{i=0}^n \frac{\tau - \mathfrak{D}_1}{G_1} \quad (\tau < \mathfrak{D}_6) \quad (6.8)$$

mit:  $\mathfrak{D}_0 = \mathfrak{D}_1 = 0$ .

Die Viskositäten verlieren also ihren Einfluß, da die Ausdrücke  $e^{-\infty}$  gegen Null streben. Die benötigten Werte  $\mathfrak{D}_1$  und

$G_1$  können wahrscheinlich (Murayama, Shibata[2]), wie bereits unter Punkt 3 zuvor angedeutet, an einer einzigen Probe bestimmt werden.

Die Größen von  $\mathfrak{J}_6$  und  $\gamma_{Br}$  können eine wichtige Rolle bei der Beurteilung der Standsicherheit einer in Bewegung geratenen Böschung spielen, doch müssen geeignete Kriterien noch erarbeitet werden.

### 8. Zusammenfassung

In neukonstruierten Scherzellen wurden flache, quaderförmige Lehmproben mit der Grundfläche 20 cm x 10 cm und einer Dicke von etwa 1,2 cm Kriech- und Erholungsexperimenten unterworfen. Die Deformationen erfolgten unterhalb des Bruches im Sinne der einfachen Scherung, wie auch durch Einfärbungen bewiesen wurde; es liegt eine ebene Formänderung vor. Während der Scherung standen die Proben, die durch eine Gummimembran dicht abgeschlossen sind, unter der Wirkung einer allseitigen Druckspannung. Es wurden Proben verschiedener Konsistenzen im Bereich von  $K = 0,42$  bis  $0,67$  in wassergesättigtem Zustand und bei konstanter Temperatur untersucht. Der Lehm hat eine Fließgrenze  $w_f = 30,8 \%$  und eine Plastizitätszahl  $P = 16$ . Sein Rohtongehalt beträgt  $6 \%$ .

Die Beschreibung aller beobachteten Phänomene gelang *h y p o t h e s e n f r e i* mit einer rheologischen Gleichung (6.1), in der die Schubspannung mit der Schubdeformation, der Zeit sowie den Stoffeigenwerten verknüpft ist. Die Gleichung kann durch ein rheologisches Modell (Bild 25) interpretiert werden, das aus 17 Elementen besteht. Es handelt sich dabei um die Grundelemente Feder, Dämpfer und Reibungsklotz, die die Grundeigenschaften Elastizität, Viskosität und Plastizität symbolisieren. Diese gleichzeitig vorhandenen Eigenschaften sind bei abgeschlossenem System konstant und hängen nur von dem Ausgangszustand ( $\sigma'_A, w, n$ ) der getesteten Proben ab. Im untersuchten Spannungsbereich besitzt der Lehm 6 Schubmoduln zwischen  $0,2$  und  $250 \text{ kp/cm}^2$  und 6 Schubviskositäten zwischen  $1$  und  $5 \cdot 10^6 \text{ kp}\cdot\text{s/cm}^2$ .

Außerdem weist das Material 5 Fließgrenzen (Plastizität) auf. Nur im untersten Schubspannungsbereich sind die Deformationen reversibel; die elastischen Eigenschaften treten bei der Kriecherholung mit zunehmender Überschreitung der untersten Fließgrenze in den Hintergrund. Bei Überschreitung der obersten Fließgrenze tritt in jedem Fall der Bruch ein, und zwar nach Erreichen einer für jede Konsistenz typischen Bruchdeformation  $\gamma_{Br}$ . Diese kritischen Deformationen liegen zwischen  $\gamma_{Br} = 0,19$  ( $K = 0,67$ ) und  $\gamma_{Br} = 0,37$  ( $K = 0,42$ ).

Die als Folge der Schubspannung eintretende Porenwasserdruckänderung konnte als Sekundäreffekt im Sinne der Reynoldsschen Dilatanz gedeutet und ein quantitativer Zusammenhang zwischen  $\tau$  und  $\Delta U$  festgestellt werden. Es wurde ein Dilatanzmodul von  $\delta = 1 \cdot 10^{-5}$  bis  $6 \cdot 10^{-5} [(kp/cm^2)^2]$ , je nach Lagerungsdichte, ermittelt, aus dem die Volumenverringerung der Probe infolge der Scherung berechnet werden kann.

Die oberste Fließgrenze  $\mathfrak{S}_6$  kann der wahren Kohäsion (Terzaghi, Hvorslev) gleichgesetzt werden. Im untersuchten Konsistenzbereich ergeben sich Werte zwischen  $c_w = 0,07$  und  $0,7 kp/cm^2$ . Die Abhängigkeit der Größen  $\mathfrak{S}_1$ ,  $G_1$ ,  $\eta_1$  und  $\delta$  von der kennzeichnenden Ausgangsspannung  $\sigma'_A$  bzw. den zugehörigen Bodenkennwerten  $w$  und  $n$ , wurde benutzt, um strukturrheologische Erklärungen für das Materialverhalten anzudeuten.

Anregungen für künftige Untersuchungen und Anwendungsmöglichkeiten bilden den Abschluß.

Anhang A

Anhang

## Anhang A

### Ermittlung des Volumenfaktors $\lambda$ des Porenwasserdruck- meßsystems

#### 1. Versuchsanordnung

Auf den unteren Probenblock (C) einschließlich des gesättigten Filtersteines wird eine Plexiglashaube gemäß Bild A1 mit Hilfe von Traversen leicht angedrückt, so daß der auf der Unterseite der Haube aufgeklebte Gummiring nur wenig Spannung erhält. Es ist kein Kontakt mit dem Boden der Druckzelle vorhanden, damit die Zellenverformungen nicht auf die Plexiglashaube übertragen werden können. Die Verbindungsleitung zum Nullindikator wird durch einen Hahn außerhalb der Zelle unterbrochen. Auf der Oberseite der Haube ist ein waagrecht liegendes Glasröhrchen mit 0,01 cm<sup>3</sup>-Teilung angeschlossen. Die Zelle wird bis knapp unter die Unterkante des Glasröhrchens mit Wasser gefüllt. Leitungswasser, wenn auch ohne sichtbare Bläschen, befindet sich außerdem im Inneren der Plexiglashaube und des Meßröhrchens.

#### 2. Versuchsdurchführung

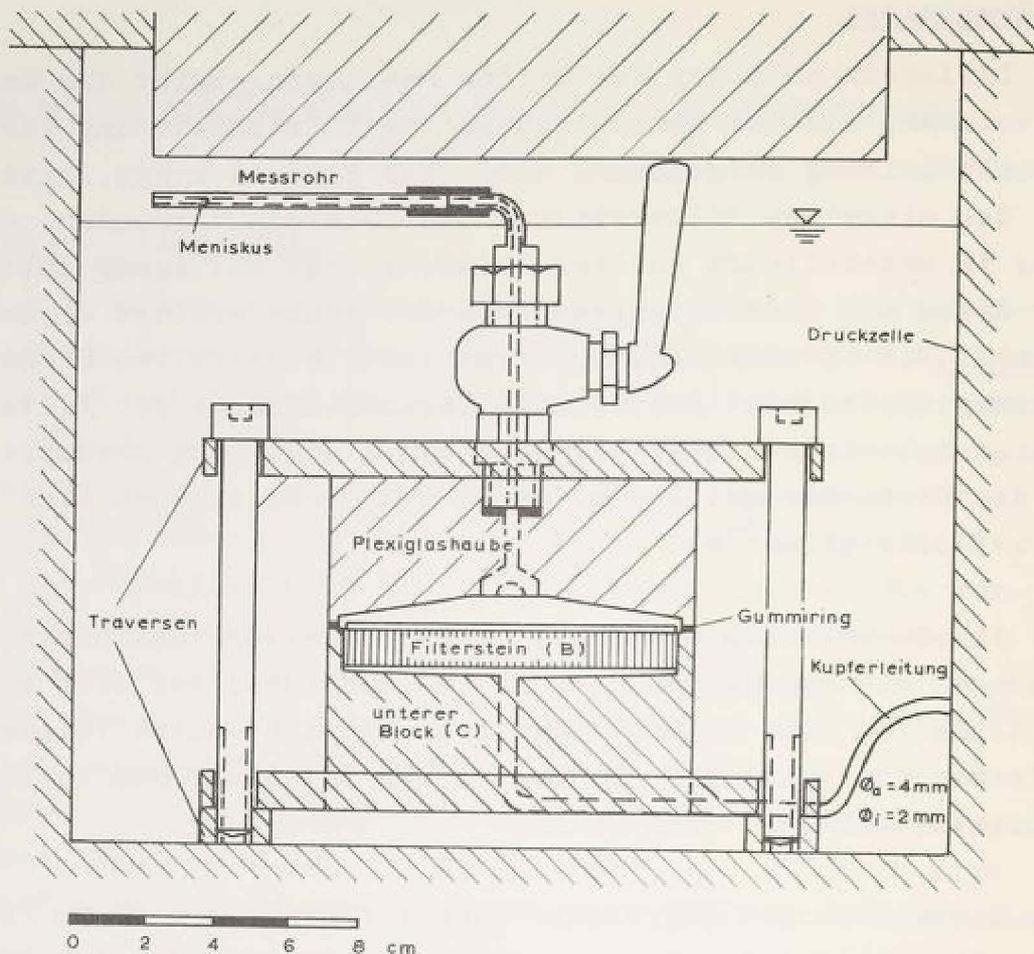
Nach Aufbringen des Zelldruckes, der über das offene Glasröhrchen gleichzeitig auf die Porenflüssigkeit des Filtersteines wirkt, wird die Verschiebung des Wassermeniskus im Röhrchen gemessen. In einem zweiten Versuch wird die Plexiglashaube auf einen Block gesetzt, bei dem der Filterstein und die dafür notwendige Aussparung fehlt. Auf diese Weise werden die Einflüsse eliminiert, die durch Kompression des freien Wassers unter der Haube und der Plexiglashaube selbst entstehen. Auch bei einer schnellen Steigerung des Zelldruckes ergaben sich dieselben Meßwerte, d.h. zu jedem Zeitpunkt herrscht innerhalb und außerhalb der Plexiglashaube derselbe Druck. Es dringt daher kein Wasser zusätzlich unter dem Gummiring in die Plexiglashaube ein bzw. umgekehrt. Die Dichtigkeit des Gummiringes wurde außerdem überprüft, indem die Wasserfüllung der Zelle unterblieb: Trotz längerer Standzeit konnten weder neue Luftbläschen unter der Haube noch Wassertröpfchen außerhalb der Haube festgestellt werden.

### 3. Ergebnisse

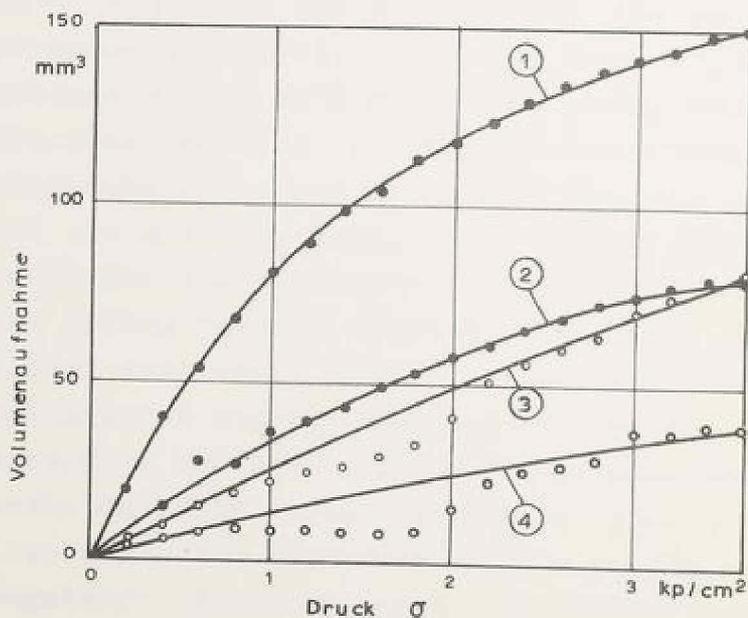
Die Differenz zwischen den beiden Messungen ergibt das Wasservolumen, das bei Druckerhöhung vom Filterstein und der Anschlußleitung aufgenommen wird. Wie Bild A2 zeigt, sind bei den einzelnen Filtersteinen Unterschiede vorhanden, die aber im wesentlichen auf verschiedenartige Sättigung unter der Haube und anderen Anpreßdruck der Haube erklärt werden können. Die Volumenaufnahme liegt aber in derselben Größenordnung. Betrachtet man nur die Volumenaufnahme der Filtersteine bei einer Drucksteigerung von 2 atü (back-pressure in den Versuchen mit Boden) auf 3 atü, dann ergeben sich etwa 10 bis 17 mm<sup>3</sup>/at.

Für die Gesamtvolumenaufnahme des Porenwasserdruckmeßsystems ist noch ein Betrag von 3 mm<sup>3</sup>/at zu addieren, der sich einheitlich für alle Zellen ergibt; er entsteht durch Volumenaufnahme der Hähne und der restlichen Zuleitung zum Nullindikator außerhalb der Zelle.

Als Mittelwert ist daher eine Wasseraufnahme von 17 mm<sup>3</sup>/at für alle verwendeten Porenwasserdruckmeßgeräte für den interessierenden Meßbereich anzusetzen, woraus in anderer Schreibweise  $\lambda = 0,017 \text{ cm}^5/\text{kp}$  folgt.



**Bild A 1.** Schnitt durch die Versuchsanordnung.



LEGENDE :

- ① Filterstein II und Plexiglashaube (1. Versuch)
- ② Filterstein II nach Abzug der Werte des 2. Versuches
- ③ Wie ①, jedoch Filterstein III
- ④ wie ②, jedoch Filterstein III

**Bild A 2.** Volumenaufnahme der Filtersteine in Abhängigkeit vom Druck.

## Anhang B

### Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Bodenkennwerte

#### S, n und w vor der Scherung

##### Verwendete Bezeichnungen:

$G_n$	Naßgewicht	[g]
$G_t$	Trockengewicht	[g]
$G_{z,a}$	zugegebenes bzw. abgetupftes Wasser nach Aufsetzen des oberen Blockes (C)	[g]
$\gamma_w$	spezifisches Gewicht des Wassers	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\gamma_B$	spezifisches Gewicht des Bodens	[g/cm <sup>3</sup> ]
$h_m$	mittlere Probenhöhe	[cm]
$F$	Probenfläche	[cm <sup>2</sup> ]
$V_R$	Volumen der Filterrippen	[cm <sup>3</sup> ]
$V_F$	Wassertropfen unter oberem Filterstein	[cm <sup>3</sup> ]
$V_A$	durch Konsolidierung ausgepreßtes Wasser	[cm <sup>3</sup> ]
$V_F'$	Porenvolumen des oberen Filtersteines	[cm <sup>3</sup> ]

Indices:	B	Boden
	W	Wasser
	L	Luft
	1	nach Einbau
	2	vor Scherung

$H = 0,02$  Henry-Koeffizient [-/at]

$U$  Porenwasserdruck; back-pressure [at]

### 1. Einbauwerte

$$V_1 = h_{m1} \cdot F_1 - V_R = h_{m1} \cdot 203 - 4,5$$

$$V_{B1} = G_t / \gamma_s$$

$$V_{W1} = \gamma_w \cdot (G_n - G_t - G_{z,a}) + V_P$$

mit  $V_P = 5 \text{ cm}^3$ , statistischer Mittelwert

$$V_{L1} = V_1 - V_{B1} - V_{W1}$$

Hieraus sind für den Einbauzustand S, n und w berechenbar.

### 2. Kennwerte vor der Scherung

$$V_2 = h_{m2} \cdot F_2 - V_R = h_{m2} \cdot 202 - 4,5$$

$$V_{W2} + V_{L2} = V_2 - V_{B2} = V_2 - V_{B1}$$

Kontrolle des Porenvolumens durch ausgepreßtes Wasser:

$$V_{W2} + V_{L2} \approx V_{W1} + V_{L1} - V_A$$

Das Luftvolumen  $V_{L2}$  kann aus der Einbauluftmenge  $V_{L1}$  nach Hilf[24] unter Zugrundelegung des Boyle-Mariotteschen- bzw. Henryschen Gesetzes berechnet werden. Bei konstantem Wasservolumen gilt zunächst:

$$V'_{L2} = \frac{V_{L1} \cdot 1 - H \cdot V'_{W1} \cdot U}{U + 1}$$

Setzt man voraus, daß durch das Absaugen mit der Vakuumpumpe und durch die spätere Entwässerung ein Teil der besonders zwischen Probenoberkante und Filterstein eingeschlossenen Luft in den oberen Filterstein wandert, dann erhöht sich das zur Luftlösung zur Verfügung stehende Wasservolumen um das Volumen der Filterflüssigkeit:

$$V'_{W1} = V_{W1} + V'_P = V_{W1} + 90$$

Unter der Annahme, daß nur 50 % der möglichen Luftmenge in 22 Stunden gelöst werden und daß durch die Entwässerung das Luftvolumen im gleichen Verhältnis abgemindert wird gemäß:

$$V_{L2} = V'_{L2} \cdot \frac{V_{L2} + V_{W2}}{V_{L1} + V_{W1}} = V'_{L2} \cdot \frac{V_2 - V_{B1}}{V_{L1} + V_{W1}},$$

erhält man:

$$V_{L2} = \frac{V_{L1} - 0,50 \cdot H \cdot (V_{W1} + 90) \cdot U}{U + 1} \cdot \frac{V_2 - V_{B1}}{V_{L1} + V_{W1}}$$

Es gilt:

$$V_{L2} > 0 \quad (S < 100 \%),$$

wenn

$$V_{L1} > 0,50 \cdot H \cdot (V_{W1} + V_F') \cdot U$$

Mit  $V_{W1} \approx 177 \text{ cm}^3$  ergibt sich:

$$V_{L1} > 0,50 \cdot 0,02 \cdot (177 + 90) \cdot U = 2,67 U$$

Für  $V_{L1} \leq 2,67 U$  ist  $S = 100 \%$ .

(Kontrolle für Wasservolumen  $V_{W2}$  durch Ausbauwassergehalt unter Berücksichtigung der beim Ausbau aufgenommenen Wassermenge.) Aus den Volumenanteilen Boden, Wasser und Luft folgen nach Eintragung im Dreieckdiagramm (Bild 10) die zugehörigen Werte  $S$ ,  $n$  und  $w$  (Kézdi)[291].

### Anhang C

Tafel C 1. Gemessene Deformationen  $\gamma [10^{-4}]$  bis Versuchsende.

Zeit [s]	1800	3600	10000	36000	100000	150000
①	35	39	49	49	67	67
②	69	71	80	94	102	102
③	101	112	134	151	160	162
<b>25/2</b> ④	236	265	284	304	323	330
⑤	399	448	485	508	523	525
⑥	1171	1279	1338	1360	1360	1360
⑦	2110	2320	2510	2550	2580	2580
$\gamma_{Br} = 3560$ ⑧	3810	4260	4560	4620	4640	4650
$\gamma_{Br} = 3500$ ⑨	4440	4910	5130	5180	5200	5200
⑩	33	39	49	61	66	69
⑪	89	104	121	132	137	137
<b>3/2</b> ⑫	219	242	265	275	291	291
⑬	820	866	933	935	935	935
⑭	1084	1150	1218	1224	1227	1227
⑮	1690	1795	1870	1900	1920	1923
⑯	2680	2810	2890	2920	2930	2930
$\gamma_{Br} = 2970$ ⑰	4100	4870	5170	5190	5220	5220
$\gamma_{Br} = 3180$ ⑱	5800	6130	6300	6330	6350	6350
$\gamma_{Br} = 3140$ ⑲	11650	11650	11650	11650	11650	11650
⑳	48	60	64	71	81	86
㉑	127	143	162	178	201	208
<b>4/3</b> ㉒	251	279	319	366	373	398
㉓	613	705	780	870	890	901
㉔	1048	1135	1280	1369	1450	1460
㉕	1710	1785	1858	1895	1915	1925
$\gamma_{Br} = 3080$ ㉖	2800	3130	3390	3450	3450	3460
$\gamma_{Br} = 3250$ ㉗	4390	4970	5530	5570	5600	5600
㉘	43	49	55	65	80	86
㉙	172	182	200	211	223	232
㉚	380	426	459	485	508	518
<b>35/2</b> ㉛	540	605	665	705	738	770
㉜	960	1073	1160	1240	1265	1280
㉝	1475	1605	1755	1820	1885	1900
㉞	1710	1810	1935	1945	1990	2000
$\gamma_{Br} = 2400$ ㉟	2590	3170	3770	3860	3880	3880
$\gamma_{Br} = 2500$ ㊱	8800	9050	9600	9600	9600	9650
㊲	8	10	13	18	22	25
㊳	62	70	78	87	95	96
<b>4/2</b> ㊴	297	329	360	380	400	407
㊵	535	595	645	678	707	710
㊶	1034	1140	1210	1280	1335	1345
㊷	1590	1720	1800	1820	1850	1850
$\gamma_{Br} = 2100$ ㊸	3200	4450	4790	4830	4840	4840
$\gamma_{Br} = 2280$ ㊹	5530	6350	6610	6640	6650	6650
$\gamma_{Br} = 2220$ ㊺	7750	8150	8250	8440	8440	8450
㊻	64	70	86	93	97	98
<b>4,5/2</b> ㊼	171	187	204	212	229	236
㊽	444	488	540	615	671	685
㊾	955	1040	1130	1222	1310	1335
$\gamma_{Br} = 1980$ ㊿	1785	2062	3780	4690	4725	4725
$\gamma_{Br} = 2000$ ①	6670	7500	7760	8075	8300	8380



Anhang D

Tafel D 1. Errechnete Deformationen  $\gamma$  [ $10^{-4}$ ] bis Versuchsende.

Zeit [s]	1800	3600	10000	36000	100000	150000
<b>2,5/2</b> $\gamma_{Br} = 3721$	① 45	46	50	59	63	64
	② 86	87	92	103	108	108
	③ 130	138	147	159	165	166
	④ 238	277	303	316	323	323
	⑤ 419	499	548	563	571	571
	⑥ 1175	1297	1370	1388	1396	1397
	⑦ 2085	2236	2325	2344	2353	2354
	⑧ 3772	4266				
	⑨ 4352					
<b>3/2</b> $\gamma_{Br} = 2928$	⑩ 50	51	55	64	68	68
	⑪ 99	100	105	116	122	122
	⑫ 207	244	278	292	298	299
	⑬ 732	811	881	899	906	907
	⑭ 1046	1148	1235	1256	1263	1264
	⑮ 1622	1745	1849	1872	1880	1880
	⑯ 2605	2761	2893	2919	2928	2928
	⑰					
	⑱					
<b>4/3</b> $\gamma_{Br} = 2895$	⑲ 65	66	70	79	83	83
	⑳ 145	162	180	192	197	198
	㉑ 270	330	383	399	405	405
	㉒ 622	712	790	808	815	815
	㉓ 1084	1206	1310	1332	1339	1340
	㉔ 1765	1915	2042	2066	2074	2075
	㉕ 2797	3113				
	㉖					
	㉗					
<b>3,5/2</b> $\gamma_{Br} = 2392$	㉘ 74	75	79	88	92	93
	㉙ 166	191	220	234	240	240
	㉚ 344	412	487	508	514	515
	㉛ 509	588	675	698	705	705
	㉜ 960	1072	1193	1222	1229	1229
	㉝ 1319	1443	1579	1610	1617	1618
	㉞ 1741	1881	2032	2065	2073	2073
	㉟ 2566					
	㊱					
<b>4/2</b> $\gamma_{Br} = 2058$	㊱ 11	12	14	20	22	22
	㊲ 81	82	86	94	99	99
	㊳ 320	370	426	444	450	451
	㊴ 566	634	709	730	736	737
	㊵ 989	1071	1161	1185	1192	1192
	㊶ 1581	1683	1795	1823	1830	1830
	㊷					
	㊸					
	㊹					
<b>4,5/2</b> $\gamma_{Br} = 1910$	㊹ 83	84	88	97	101	102
	㊺ 171	196	226	240	245	246
	㊻ 429	495	568	589	596	596
	㊼ 948	1044	1148	1174	1181	1181
	㊽					



- [8] Tan Tjong-Kie                      Determination of the Rheological Parameters and the Hardening Coefficients of Clay  
IUTAM (1964)
- [9] Vyalov, S.S.,  
    Skibitsky, A.M.                      Rheological Processes in Frozen Soils and Dense Clays  
4. ICSMFE Vol. 1 (1957)
- [10] Vyalov, S.S.,  
    Skibitsky, A.M.                      Problems of the Rheology of Soils  
5. ICSMFE Vol. 1 (1961)
- [11] Vyalov, S.S.                        Plasticity and Creep of a Cohesive Medium  
6. ICSMFE Vol. 1 (1965)
- [12] Mitchell, J.K.,  
    Campanella, R.G.                      Creep Studies on Saturated Clays  
ASTM Special Technical Publ. No. 361  
(1963)
- [13] Mitchell, J.K.                        Shearing Resistance of Soils as a Rate Process  
ASCE Vol. 90 (1964)
- [14] Mitchell, J.K.,  
    Campanella, R.G.,  
    Singh, A.                              Soil Creep as a Rate Process  
ASCE Vol. 94 (1968)
- [15] Singh, A.,  
    Mitchell, J.K.                        General Stress-Strain-Time-Function for Soils  
ASCE Vol. 94 (1968)
- [16] Kjellman, W.                         Testing the Shear Strength of Clay in Sweden  
Géotechnique Vol. 2 (1951)
- [17] Bjerrum, L.,  
    Landva, A.                            Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay  
Géotechnique, Vol. 16, No. 2 (1966)

- [18] Roscoe, K.H.                    An Apparatus for the Application of  
Simple Shear to Soil Samples  
3. ICSMFE Vol. 1 (1953)
- [19] Whitman, R.V.,                Time Lags in Pore Pressure  
Richardson, A.M.,                Measurement  
Healy, K.A.                        5. ICSMFE Vol. 1 (1961)
- [20] Viggiani, C.                    Verhältnis zwischen Boden und Meß-  
gerät bei der Messung von neutralen  
Drücken (ital.)  
Geotechnica, H. 2 (1965)
- [21] Bishop, A.W.,                The Influence of the Provisions for  
Gibson, R.E.                        Boundary Drainage on Strength and  
Consolidation Characteristics of  
Soils Measured in the Triaxial  
Apparatus  
ASTM Special Technical Publ. No. 361  
(1964)
- [22] Rappert, J.                    Fehlerquellen bei der Messung des  
Porenwasserdruckes  
Dissertation TH Darmstadt (1969)
- [23] Bishop, A.W.,                The Measurement of Soil Properties  
Henkel, D.J.                        in the Triaxial Test  
E. Arnold London (1964)
- [24] Hilf, A.                        An Investigation of Pore Water Pres-  
sure in Compacted Cohesive Soils  
US Department Interior Bureau of  
Reclamation Technical Memorandum 654  
(1956)
- [25] Schultze, E.,                Bodenuntersuchungen für Ingenieur-  
Muhs, H.                            bauten  
Springer-Verlag Berlin, Heidelberg,  
New York (1967)

- [26] Reiner, M. Rheologie in elementarer Darstellung  
Hanser Verlag München (1968)
- [27] Hvorslev, M.J. Über die Festigkeitseigenschaften  
gestörter bindiger Böden  
Ingeniørvidenskabelige skrifter A  
Nr. 45 (1937)
- [28] Giesekeus, H. Rheologie  
Vorlesungsskriptum TH Darmstadt  
(1964 - 1966)
- [29] Kézdi, A. Handbuch der Bodenmechanik  
VEB Verlag für Bauwesen Berlin (1969)
- [30] Kawakami, F.,  
Ogawa, S. Yield Stress and Modulus of Elasti-  
city of Soil  
IUTAM (1964)
- [31] Goldstein, M.,  
Lapidus, L.,  
Misumsky, V. Rheological Investigations of Clays  
and Slope Stability  
6. ICSMFE Vol. 2 (1965)
- [32] Schöffner, H.J. Über eine neue Approximationsformel  
zur analytischen Beschreibung von  
Zeit-Setzungs-Vorgängen und ihre  
rheologische Deutung  
Felsmechanik und Ingenieur Geolo-  
gie Vol. 4 (1966)
- [33] Morgenstern, N.R.,  
Tchalenko, J.S. Microscopic Structures in Kaolin  
Subjected to Direct Shear  
Géotechnique Vol. 17 (1967)
- [34] Langer, M. Rheologische Untersuchungen und ihre  
Anwendungsmöglichkeit in der Inge-  
nieurgeologie  
Ztschr. d. Deutschen Geol. Gesell-  
schaft Bd. 114 (1962)

- [35] Rosenquist, J.T.            Physico-Chemical Properties of Soils  
ASCE Vol. 85 (1959)
- [36] Eirich (Herausg.)        Rheology, 4 Bde.  
Academic Press Inc. New York  
(1956 - 1967)
- [37] Long, R.R.                Kontinuumsmechanik  
Berliner Union Stuttgart (1964)
- [38] Gross, B.                 Mathematical Structure of the Theo-  
ries of Viscoelasticity  
Hermann & Cie Paris (1953)
- [39] Nowacki, W.              Theorie des Kriechens  
Deuticke Wien (1965)
- [40] Christensen, R.W.,      Analysis of Clay Deformation as a  
Wu, T.W.                    Rate Process  
ASCE Vol. 90 + 91 (1964/65)
- [41] Haefeli, R.              Kriechen und progressiver Bruch  
in Schnee, Boden, Fels und Eis  
Schweizerische Bauzeitung, Bd. 85  
(1967)

Summary

Flat prismatic soil samples were subjected to creep-and recovery experiments in newly developed shear cells. The deformations took place below failure in simple shear, that is, in plane strain. The pore water pressure in the sample was measured at the same time.

All observed phenomena could be expressed in a rheological equation, in which the shear stress could be related to the shear strain, to the time and to the soil parameters. The equation can be interpreted by a rheological model. The model parameters (elasticity, viscosity, plasticity) depend on the consistency of the tested materials.

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften  
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen  
Hohlbauten  
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau  
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf  
das Tragverhalten des Bodens  
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Be-  
anspruchungen  
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme  
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe  
einer neuentwickelten Versuchsanlage  
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970

44131