

# Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen

bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten  
und Gründungen

Von

**Dr.-Ing. W. Loos**

Regierungsbaurat, Geschäftsführer der Deutschen Forschungsgesellschaft  
für Bodenmechanik (Degebo), Berlin

Mit 95 Textabbildungen



Springer-Verlag  
Berlin Heidelberg GmbH  
1935

# Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen

bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten  
und Gründungen

Von

**Dr.-Ing. W. Loos**

Regierungsbaurat, Geschäftsführer der Deutschen Forschungsgesellschaft  
für Bodenmechanik (Degebo), Berlin

Mit 95 Textabbildungen



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1935

ISBN 978-3-662-26847-6 ISBN 978-3-662-28313-4 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-662-28313-4

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung  
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright 1935 by Springer-Verlag Berlin Heidelberg

Ursprünglich erschienen bei Julius Springer in Berlin 1935

## Vorwort.

Aus Kreisen der Bauingenieure in der Praxis mehren sich die Fragen nach einer kurzen, leichtfaßlichen Darstellung der angewandten neueren Baugrundforschung. Gewiß besteht eine Anzahl umfangreicherer Lehr- und Handbücher<sup>1</sup>, die dem Verfasser selbst viel Wertvolles geboten haben, die jedoch dem im Berufsleben stehenden Fachgenossen meist zu ausführlich sind oder weitere Vorstudien erfordern. Auch wird darüber geklagt, daß in vielen Fällen, besonders bei geologischen Abhandlungen, nicht der Schlüssel zur praktischen Nutzenanwendung gegeben wird.

Deshalb soll in diesem kurzen Buch versucht werden, die Zusammenhänge so darzustellen, wie es für den Bauingenieur, der seine Haupt Sorge auf Entwurf und Baustelle verwenden muß, nützlich sein kann. Es gilt, dem entwerfenden und ausführenden Fachgenossen den Nutzen der neueren Erkenntnisse nahezubringen und den Mann der Praxis, dem sich fast täglich solche Probleme bieten, so weit für diese Art des Vorgehens zu gewinnen, als sie nach dem heutigen Stande draußen verwertbar ist. Wer sich dann mehr in dieses Sonderfach vertiefen will, lese in den angeführten Büchern und Zeitschriften nach. Er wird vielleicht sogar nach einer kurzen Einführung gerne darauf zurückgreifen, sobald ihm durch die Behandlung eines verwendungsfähigen Beispiels die Brücke geschlagen ist.

Das bei der Abfassung zu Rate gezogene Schrifttum ist möglichst ausführlich im Verzeichnis angegeben, und zwar mehr der praktische als der theoretische Teil. Da man jedoch mit einem sehr langen Schrifttumsverzeichnis wenig anfangen kann, wenn man nicht gerade sehr viel Zeit hat, wird im Text angedeutet, was beim besprochenen Fall besonders in Betracht kommt.

Es ist erstaunlich, daß z. T. so einfache Überlegungen und Verfahren, wie z. B. die bodenphysikalischen Untersuchungsmethoden und die sich daraus ergebende Betrachtung der Dinge, nicht schneller Eingang finden, zumal sie eine Fülle von Kosten, Zeit und Ärger ersparen können. Teilweise mag es daran liegen, daß die meisten Technischen Hochschulen den Bauingenieuren fast keine Ausbildungsmöglichkeit auf diesem Gebiet geben und daß es auch auf andere Weise bisher wenig zugänglich war. Durch Schulungskurse über Baugrunduntersuchungen und ihre An-

---

<sup>1</sup> Siehe Schrifttumsverzeichnis.

wendung hat man mit Erfolg versucht, die bereits in der Praxis stehenden Bauingenieure mit den Grundzügen der neueren Baugrundforschung bekannt zu machen. Zwar sind 4—5 Tage hierfür reichlich kurz, ermöglichen jedoch bei geeigneter Wahl des Stoffes einen gewissen Überblick und haben deshalb den beabsichtigten Zweck erfüllt. Im großen und ganzen deckt sich der Inhalt der folgenden Ausführungen mit den Vorträgen und Übungen dieser Kurse, die auch die Anregung zur Veröffentlichung gaben.

Es soll im nachfolgenden keineswegs eine Fülle von wissenschaftlichen Begriffen, Zahlen, alten und neuen Lichtbildern gegeben, sondern Verständnis dafür geweckt werden, daß der Boden als Untergrund und Baustoff eine große Anzahl — sehr wohl erfaßbarer und benennbarer — Eigenschaften hat, die sein Verhalten im und unter dem Bauwerk maßgeblich bestimmen. Ohne Kenntnis des Wesens dieser Zusammenhänge kommt man mit mehr oder weniger planlosem Experimentieren und kostspieligen Prüfapparaten allein keinen Schritt weiter.

Es lassen sich heute Erfahrungen beim Bau und am Bauwerk auf Böden beziehen, deren wichtigste Eigenschaften man ausreichend genau beschreiben kann, um aus diesen Erfahrungen bei ähnlich gelegenen Fällen großen Nutzen zu ziehen. Auch kann der Erfahrene auf Grund der Untersuchung von Bodenproben, deren Ausführlichkeit ihm überlassen bleiben muß, je nach Lage des Falles, das Verhalten der Bauwerke voraussagen. Dies wird ihm bei sehr eindeutigen Fällen sogar ohne zeitraubende und kostspielige Versuche möglich sein.

Die Fragen, die der Praktiker stellen wird, und die bei der Behandlung des Stoffes berücksichtigt werden sollen, heißen ungefähr:

1. Welche Untersuchungen sind praxisreif, d. h. sind sie in kurzer Zeit zu erschwinglichen Kosten durchführbar, und kann man auf Grund der Auswertung brauchbare Vorschläge machen?

2. In welcher Reihenfolge und wie faßt man die Sache am geschicktesten an?

3. Wer bearbeitet diese Dinge am zweckmäßigsten und wo greifen die verschiedenen Fachgebiete ineinander?

4. Sind diese neueren Verfahren wirtschaftlich, ersparen sie Baukosten, Zeit, Ärger und unnötige Reibungen? Dienen sie dem guten Ruf einer leistungsfähigen Baufirma?

5. Was kann und soll auf der Baustelle untersucht werden, was im Versuchslaboratorium?

Soweit infolge der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit einzelne Gebiete weniger ausführlich behandelt wurden oder sich durch ständig hinzukommende neue Erfahrungen Verbesserungen ergeben, können diese in einer späteren Ausgabe berücksichtigt werden. Jetzt kam es

darauf an, zu einer Zeit, in der sehr viele Fragen ähnlicher Art gestellt werden, bald eine Antwort zu geben.

Um diesen Leitfaden noch während der regen Bautätigkeit dieses Sommers herausbringen zu können, stand für die Ausarbeitung nur eine verhältnismäßig kurze Zeit zur Verfügung. Da jedoch wiederholt um eine Niederschrift der in den bei der „Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“ abgehaltenen Kursen behandelten Fragen gebeten wurde, galt die baldige Drucklegung mehr als eine große Vollständigkeit des Stoffes.

Bei der Fertigstellung wurde ich unterstützt durch Herrn Dr. Alfred Ramspeck, der den Abschnitt „Dynamische Bodenuntersuchungen“ verfaßte, und Herrn Dipl.-Ing. Rudolf Müller, der mir vor allem bei der Durchsicht und der Ergänzung der Abbildungen und Beilagen behilflich war.

Berlin-Charlottenburg im Mai 1935.

**W. Loos.**

# Inhaltsverzeichnis.

	Seite
I. Allgemeines . . . . .	1
1. Rückblick . . . . .	1
2. Neuere Entwicklung . . . . .	1
II. Der Boden als Baugrund und Baustoff . . . . .	3
Bezeichnung und Beschreibung der Bodenarten . . . . .	3
a) Nichtbindige (kohäsionslose) Böden . . . . .	5
b) Bindige (kohäsive) Böden . . . . .	7
c) Der Löß . . . . .	9
III. Vorarbeiten zur Klärung der Bodenverhältnisse . . . . .	9
1. Bisher übliche Vorarbeiten . . . . .	9
2. Bodenuntersuchung . . . . .	10
a) Auswertung von Probelastungen . . . . .	11
b) Beurteilung der Druckverteilung . . . . .	11
c) Bodenphysikalische Versuche . . . . .	11
3. Vorschlag für die Reihenfolge der Baugrunduntersuchung . . . . .	11
a) Lage des Bauwerks, ungefähre Ausmaße, geologische Aufschlüsse und Karten . . . . .	12
b) Skizzen . . . . .	12
c) Probebohrung . . . . .	12
d) Wahl von Baustoff, System des Überbaues, Art der Gründung u. dgl. m. . . . .	12
e) Feststellung besonderer Einflüsse . . . . .	12
f) Setzungsbeobachtungen . . . . .	12
g) Vorhandene Bauwerke in der Nähe . . . . .	12
h) Ältere Bohrungen . . . . .	12
i) Vorhandene Einschnitte . . . . .	12
4. Anweisung für Entnahme von Bodenproben . . . . .	13
a) Richtlinien für die Entnahme von Bodenproben . . . . .	15
$\alpha$ ) Welche Böden sollen für Straßenbauzwecke untersucht werden? S. 15. — $\beta$ ) Vorbemerkung über Entnahme und Untersuchung von Bodenproben bei „Kunstbauten“ S. 16.	
b) Entnahme von Bodenproben . . . . .	17
1. Aus dem Schürfloch S. 17. — $\alpha$ . Ungestört — $\beta$ . Gestört.	
2. Aus dem Bohrloch S. 19. — $\alpha$ ) Ungestört. — $\beta$ ) Gestört.	
IV. Bodenphysikalische Versuche und ihre Anwendung . . . . .	22
Vorbemerkung . . . . .	22
1. Aufzählung der gangbarsten bodenphysikalischen Versuche und ihre Anwendung . . . . .	22

Inhaltsverzeichnis.

VII

	Seite
2. Beschreibung der einzelnen Versuche . . . . .	24
1. Bestimmung des Wassergehaltes . . . . .	24
2. Bestimmung des Porenvolumens . . . . .	24
3. Bestimmung des spezifischen Gewichts der Einzelkörner eines Erdstoffes . . . . .	25
4. Bestimmung des Raumgewichtes . . . . .	26
5./6. Mechanische Analyse zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden . . . . .	27
7. Atterbergsche Grenzen . . . . .	28
8. Schwedische Kegelprobe . . . . .	30
9. Zylinderdruckversuch (Druckversuch mit unbehinderter seit- licher Ausdehnung) . . . . .	31
10. Scherversuch . . . . .	33
11. Kompressionsversuch . . . . .	35
12. Durchlässigkeitsversuch . . . . .	37
13. Kapillaritätsversuch . . . . .	39
a) Nach Jürgenson S. 39. — b) Nach Beskow S. 40.	
3. Probelastungen . . . . .	40
a) Auf Platten . . . . .	41
b) Auf Pfählen . . . . .	46
4. Dynamische Untersuchungen . . . . .	48
a) Beschreibung der Versuchseinrichtung . . . . .	49
b) Theoretische Grundlagen . . . . .	50
c) Anwendungsbeispiele . . . . .	52
5. Modellversuche . . . . .	54
6. Versuche, die auf der Baustelle oder im Feldlaboratorium möglich sind	56
7. Ausbildung der Bauingenieure für Baugrunduntersuchungen . . . .	57
8. Berührung mit anderen Fachgebieten . . . . .	58
V. Beziehung Bauwerk — Baugrund (meist vermittelt durch Gründungskörper) . . . . .	58
A. Praktische Beispiele aus den einzelnen Gebieten des Ingenieurbaues	58
1. Erdbau . . . . .	58
a) Bodengewinnung . . . . .	59
b) Förderung . . . . .	59
c) Auf- und Abtrag . . . . .	59
d) Sicherung der Erdkörper . . . . .	60
e) Rutschung . . . . .	60
1. Entstehung S. 61. — 2. Verhütung und Bekämpfung S. 63.	
f) Verdichtung der Dämme . . . . .	64
g) Tunnel- und Stollenbau . . . . .	64
h) Bergbausenkungen . . . . .	65
2. Wasser- und Hafenbau . . . . .	65
a) Staudämme . . . . .	65
b) Kanäle . . . . .	66
c) Wasserhaltungen . . . . .	67
d) Kaimauern und andere Hafengebäude . . . . .	67
e) Beispiele für Unfälle an Kaimauern . . . . .	68
3. Straßenbau . . . . .	73
a) Setzungen . . . . .	73

	Seite
b) Frostschäden . . . . .	74
c) Rutschungen . . . . .	74
4. Eisenbahnbau . . . . .	84
a) Tiefe Einschnitte . . . . .	85
b) Dämme . . . . .	88
c) Tunnels . . . . .	89
d) Bauwerke . . . . .	89
e) Planum . . . . .	90
5. Brückenbau . . . . .	90
6. Hoch- und Industriebau . . . . .	97
7. Grundbau für Zwecke der Landesverteidigung . . . . .	101
B. Gründungen . . . . .	102
1. Flachgründungen . . . . .	102
a) Druckverteilung . . . . .	102
b) Vorteile der Flachgründung . . . . .	105
c) Setzungen . . . . .	105
d) Besondere Fälle . . . . .	106
2. Pfahlgründungen . . . . .	109
a) Zweck . . . . .	109
b) Hauptarten . . . . .	109
c) Wechselwirkung zwischen Pfahl und Boden . . . . .	110
d) Tragfähigkeit . . . . .	112
e) Bodenuntersuchungen . . . . .	114
f) Setzungsbeobachtungen . . . . .	115
g) Beispiele ausgeführter oder beabsichtigter Gründungen . . . . .	115
h) Gesichtspunkte, die für Ausführung einer Pfahlgründung sprechen . . . . .	122
3. Brunnen- und Druckluftgründungen . . . . .	123
4. Bodenverfestigung . . . . .	124
Zweck . . . . .	124
Verfahren . . . . .	124
1. Zementinjektion . . . . .	124
2. Einspritzen chemischer Lösungen . . . . .	126
3. Injektion einer Asphaltemulsion . . . . .	126
4. Elektrolytisches Verfahren . . . . .	126
5. Verschiedenes . . . . .	126
C. Fortlaufende Beobachtungen an Bauwerken . . . . .	127
Anordnung der Beobachtungen . . . . .	128
Hilfsmittel . . . . .	128
Gegenstand der Beobachtungen . . . . .	129
Auftragen der Ergebnisse . . . . .	129
VI. Zusammenfassung, Ausblick . . . . .	130
VII. Erklärung einiger bodenmechanischer Ausdrücke . . . . .	130
VIII. Schrifttumsverzeichnis . . . . .	133
Beilagen 1—6 . . . . .	137
IX. Stichwortverzeichnis . . . . .	147

# I. Allgemeines.

## 1. Rückblick.

Die sogenannte klassische Erdbaumechanik oder klassische Erd-drucktheorie fängt etwa an mit Coulomb (um 1775), wurde fortgeführt durch Rankine, in der neueren Zeit durch Krey und andere. Coulomb hat vor allem nicht nur Theorien aufgestellt, sondern sich auch mit den inneren Zusammenhängen und den für Berechnungen einzusetzenden Reibungswerten befaßt. Leider hat man auf diesen frühzeitigen Anfängen später nur in bestimmten Richtungen weitergebaut.

## 2. Neuere Entwicklung.

Bereits in den letzten Jahren vor dem Kriege bekam die Erforschung des Bodens als Baugrund in verschiedenen Ländern neuen Auftrieb. Zunächst war da die Erfassung einiger Bauunfälle und deren Erforschung auf empirischer Grundlage. Hultin, Pettersson und Fellenius [1, 2, 3] beschäftigten sich mit Rutschungen auf kreiszylindrischen Gleitflächen (u. a. Kaimauer Göteborg); die schwedischen Staatsbahnen setzten eine geotechnische Kommission ein (1913), die vor allem eine Anzahl katastrophaler Rutschungen untersuchen und auf ähnliche Weise gefährdete Hänge und Dämme beobachten sollte. Der umfangreiche Schlußbericht ist 1922 erschienen [4]. Die darin verwerteten Bodenuntersuchungen beruhen hauptsächlich auf bodenkundlichen (Atterberg), geologischen und empirischen Verfahren. Auch in den Vereinigten Staaten, in Österreich und in Deutschland fing man in ähnlicher Weise an. Ausführlicher wird dies wiedergegeben in „15 Jahre Baugrundforschung“ von Terzaghi [5]. Ebendort ist auch die Weiterentwicklung zur Erfassung der bodenphysikalischen Grundlagen der Erdbaumechanik ausführlicher gekennzeichnet. Terzaghi brachte 1925 seine „Erdbaumechanik“ [6] und 1929 mit Redlich und Kampe zusammen die „Ingenieurgeologie“ [7] heraus. Eine Neubearbeitung des erstgenannten Buches hat er in Aussicht gestellt, gleichzeitig damit wird A. Casagrande eine Zusammenfassung der einschlägigen Versuche veröffentlichen. Die letzten Jahre standen im Zeichen einer raschen Fortentwicklung, so daß Erdbaulaboratorien, die bodenphysikalische Untersuchungen vornehmen, nunmehr bereits in den Vereinigten Staaten, Schweden,

Deutschland, Österreich, Frankreich, Skandinavien, Finnland, Rußland, Japan, Holland und Ägypten vorhanden sind. Auch in Ungarn und Jugoslawien suchen Wasserbaulaboratorien Anschluß an dieses Vorgehen.

Bei uns in Deutschland wurde bereits 1929 die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“<sup>1</sup> gegründet, daneben haben Versuchsanstalten in Berlin, Hannover und Freiberg etwa seit 1926 sich u. a. mit den Fragen der Druckverteilung im Baugrund, der Scherfestigkeit und klärender Versuchsmethoden beschäftigt.

Einen sehr starken Auftrieb erhielten die Baugrunduntersuchungen durch die Zunahme der Bautätigkeit seit 1933 in Deutschland, ganz besonders durch die Vorbereitung für die Reichsautobahnen, wobei Dr. Todt sich für gründliche Untersuchung des Untergrundes der Straßen einsetzte. Der Nutzen dieser eingehenderen Beschäftigung mit den Verfahren der Bodenuntersuchungen liegt nicht so sehr in der Erlangung genauer Rechnungswerte und Kennziffern als in dem tieferen praktischen Eindringen in die wesentlichen Zusammenhänge, die auch dem entwerfenden und bauausführenden Ingenieur bald wertvoll wurden und ihre Unentbehrlichkeit bewiesen haben. Wir sind uns klar darüber, daß die Entwicklung auch nicht annähernd abgeschlossen ist, daß überall der Ausbau der Verfahren Hand in Hand mit der Praxis weitergehen muß, daß es jedoch auch gerade deshalb notwendig ist, sie möglichst vielseitig anzuwenden und die durch Theorie und Versuche ermittelten Werte am ausgeführten Bauwerk nachzuprüfen oder richtigzustellen. In den Abschnitten III, IV und V wird ausführlicher dargelegt, was mit diesen zunächst recht allgemeinen Hinweisen gemeint ist.

Besonders hervorzuheben wäre noch, daß gerade im Erdbau und Gründungswesen langwierige Streitfragen über Schadenersatzfälle, Kostenüberschreitungen usw. entstanden sind, bei denen der Richter auf das Urteil der Sachverständigen angewiesen war, die besonders in Baugrundfragen manchmal zu diametral entgegengesetzten Schlüssen kamen und sich sehr oft der oben erwähnten klärenden Versuche, Rechnungswerte und Kennziffern nicht bedienten, da sie noch nicht Allgemeingut des Bauingenieurs sind. Eine Besserung wird erst eintreten,

---

<sup>1</sup> Die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“, abgekürzt „Degebo“, wurde 1929 gegründet. Beteiligt: Reichsverkehrsministerium, Kultusministerium und Reichsbahn Hauptverwaltung, die auch die 27 Mitglieder ernennen oder berufen. Vorstand: Geheimrat Volk. Arbeitsausschuß z. Z.: Geheimrat Hertwig, Prof. Born, Prof. Agatz, Reg.-Baurat Dr. Loos. Die Gesellschaft stellt sich zur Aufgabe, praktische und wissenschaftliche Forschungen über Bodenmechanik und den Boden als Baugrund und Baustoff anzustellen. Hat eine Forschungsstelle mit Erdbaulaboratorium in Berlin-Charlottenburg, Technische Hochschule (Hardenbergstr. 35). Für Außenversuche Schwingungsapparatur mit Meßgeräten, Entnahmegereäte für Bodenproben aus dem Schürf- und Bohrloch.

wenn der Ingenieurgeologe oder Baugrundingenieur für den Richter ebenso zum Begriff wird wie der Sachverständige z. B. für Stahlbau oder Eisenbetonbau.

## II. Der Boden als Baugrund und Baustoff.

Der Ingenieur kennt von den meisten Baustoffen, die er verarbeitet (Eisen, Beton, Stein, Holz), die Festigkeitseigenschaften und das Verhalten ziemlich genau. Für diese Stoffe sind die zulässigen Beanspruchungen weitgehend festgelegt und die Berechnungsverfahren mit Hilfe der erprobten Theorien bis ins Einzelne entwickelt. Dadurch wird die Erreichung sicherer und wirtschaftlicher Gestaltung erleichtert und die errechneten Sicherheiten sind verhältnismäßig groß (4-5fach).

Der Boden dagegen ist als Baugrund und Baustoff von einer erstaunlich großen Vielfältigkeit, die sich durch einzelne Kennziffern allein nicht beschreiben läßt. Die technischen Handbücher geben denn auch für die physikalischen Eigenschaften der Erdstoffe recht ungenaue Werte, was insofern gut ist, als die Bezeichnung noch lange nicht einheitlich durchgeführt wird und das Fehlen genauer Angaben dann zu gründlicher Untersuchung Veranlassung gibt. Trotz dieser Unklarheiten sind gerade im Erdbau und Gründungswesen die üblichen Sicherheitsgrade besonders klein (an ausgeführten Bauwerken zwischen 1,2 und 2,5), da sonst diese Bauten zu große Abmessungen bekämen. Infolge falscher Annahmen ist dann die Sicherheit oft überhaupt nicht mehr vorhanden (z. B.  $VA_2$ ).

Der Boden erleidet bei zusätzlicher Belastung eine Zusammendrückung, er weicht aus, rutscht, fließt, wird durch Erschütterungen eingerüttelt, ist durchlässig und begünstigt Ausspülung, saugt Wasser auf, quillt, gefriert, bildet dann zunächst Frosthebungen und später einen stark aufgeweichten Untergrund mit folgenden Frostaufbrüchen für die Straße.

### Bezeichnung und Beschreibung der Bodenarten.

Die einheitliche Bezeichnung der Bodenarten, um die sich z. B. der Deutsche Ausschuß für Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen seit Jahren bemüht [8], ist ganz und gar keine rein verwaltungstechnische Angelegenheit, sondern von grundlegender Bedeutung für die ganze Baugrundforschung. Denn unsere praktischen Erfahrungen mit gewissen Bodenarten und -verhältnissen sind nur brauchbar, wenn wir ihre Haupteigenschaften und Beiwerte auch einwandfrei beschreiben und festlegen können. Gerade in diesem Punkt werden oft noch große Fehler gemacht, indem man z. B. zwei Böden, die in einzelnen Eigenschaften (Farbe, Korn z. B.) übereinstimmen, als „ähnlich“ be-

zeichnet und dann gemachte Beobachtungen verallgemeinert. Es gilt zu erkennen, wie die verschiedenen Eigenschaften zusammenwirken, sich gegenseitig verstärken oder abschwächen und das Verhalten des Bodens unter dem Bauwerk bedingen. Man wird dann sehen, daß sich auch durch Änderung einzelner Eigenschaften beim Gleichbleiben der übrigen (z. B. Kornverteilung, Porenvolumen) das Verhalten im Bauwerk sehr stark ändern kann. Beispiel: Ein feiner Sand mit mehr als 3 Gewichtsprozenten von  $< 0,02$  mm Korndurchmesser kann unter gewissen örtlichen Verhältnissen (Grundwasser) frostschiebend sein, während derselbe Sand ohne diese 3% es bestimmt nicht ist. Der Unterschied ist selbst bei gleicher Farbe, Korngröße und -form dem Geübten durch Aufschütteln mit Wasser im Reagenzglas leicht erkennbar. Anderes Beispiel: Der übliche Berliner Sand kann auf einer Baustelle in gleich starken Schichten gelagert und dem Auge als gleichmäßig erkennbar vorkommen, während auf Grund dynamischer Bodenuntersuchungen sich eine sehr verschiedene Einrüttlungsfähigkeit und eine zu erwartende Setzung ergibt, die innerhalb 30 m Abstand um 50% verschieden ist. Weiter: Ein mooriger Schlick an der norddeutschen Küste kann 100% Wassergehalt vom Trockengewicht haben und ein durch Ortseingesessene als „ähnlicher Boden“ bezeichneter Schlick erreicht bis zu 250% Wassergehalt vom Trockengewicht, z. T. infolge organischer Bestandteile. Anderswo, z. B. im alten Neckarbett südwestlich von Darmstadt, bezeichnet man mit Schlick eine Bodenart, die nur etwa 35% Wassergehalt besitzt.

Aber auch beim selben Wassergehalt und derselben Korngröße kann die Struktur des Bodens sehr verschieden sein. Weicher Ton z. B. kann durch mechanische Einflüsse (Rutschungen, Rammarbeiten usw.) stark „gestört“ werden, so daß seine Eigenschaften als Tragkörper sich um ein Vielfaches verschlechtern [9, 10].

Es entspräche nicht dem Zweck dieser Abhandlung, wenn man nun auf dem Papier eine tabellenartige Einteilung vornehmen wollte. Wer eine solche wünscht, findet in der „Ingenieurgeologie“ auf S. 315 u. 316 eine Einteilung in 7 Gruppen. Das Normblatt DIN 4022 (siehe Beilage 1) gibt eine Anweisung für die anzuwendenden Benennungen. Sehr wichtig ist hierbei, daß neben der geologischen Bezeichnung, die im ganzen Reich verstanden werden sollte, auch die ortsübliche Benennung vorkommt, damit ein Bohrmeister nicht durch gezwungene Anwendung ihm ungeläufiger Bezeichnungen grobe Fehler macht.

Zum guten Verständnis des oben Gesagten ist es notwendig, daß wir die einzelnen Eigenschaften, die sich gegenseitig ergänzen, übereinandergreifen oder ausschließen, kurz besprechen. (Die Feststellung der Eigenschaften wird unter IV beschrieben.)

Ein Erdstoff läßt sich, wie bereits angedeutet, als Baugrund oder

Baustoff nie auf Grund einer der bodenphysikalischen Eigenschaften allein kennzeichnen oder beurteilen. Ein gleichförmiger Sand z. B. hat ein Recht auf ein viel größeres Porenvolumen als ein ähnliches ungleichförmiges Material unter demselben Druck. Dasselbe gilt für das Porenvolumen — meist gleich dem Wassergehalt — bei bindigen Böden.

Eines der sinnfälligen Unterscheidungsmerkmale bei in der Natur entnommenen Bodenproben ist die Haftung der einzelnen Bodenteile aneinander. Das Maß dieses Zusammenhaltes kann man in einfacher Weise dadurch feststellen, daß man die Probe trocknet und sie nach der Trocknung zu zerdrücken versucht. Sande werden dann sofort zerfallen, tonige Sande lassen sich zwischen den Fingerspitzen zerdrücken und fette Tone werden hart wie Stein. Daraus ergibt sich die Einteilung in zwei Hauptgruppen: bindige und nichtbindige Böden.

**a) Nichtbindige (kohäsionslose) Böden.**

Hierher gehören die unverkitteten Massen kleiner Gesteinstrümmel, in der Hauptsache die Sande.

**Korngröße.** Die Korngröße eines Sandes läßt sich ungefähr ermitteln durch Aussieben, die der feinsten Teile unter 0,06 mm Durchmesser (kleinste Maschenweite der Normensiebe) durch Schlämmen. Bei dem Verlauf der Kornverteilungskurve (Abb. 1) ist nicht nur wichtig die

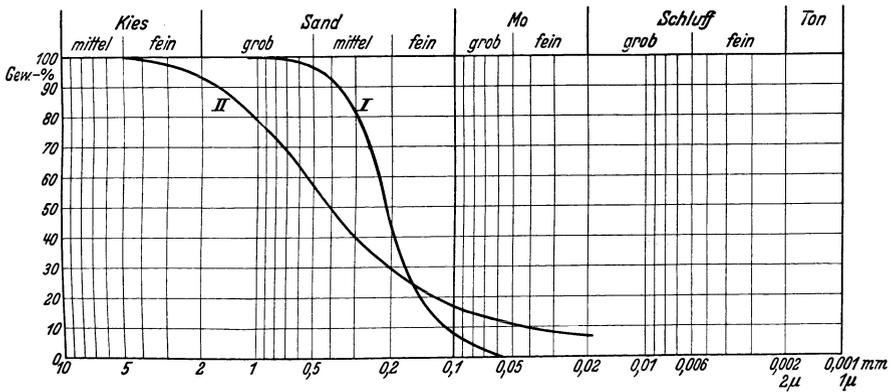


Abb. 1. Kornverteilungskurve.

Größe der kleinsten und größten Körner, sondern auch der mengenmäßige Anteil der einzelnen Korndurchmesser (Fraktionen). Wenn der größte Teil der Körner gleichen Durchmesser hat, sprechen wir von gleichförmigem (I), wenn jedoch sehr viele Korngrößen vertreten sind — also die Kornverteilungskurve des Sandes der beim Beton angewandten Fuller-Kurve ähnelt —, von ungleichförmigem (II) Sand. Natürliche Lagerung, Porenvolumen, Durchlässigkeit, Verdichtungs-

fähigkeit, Einrütteln, Einschlämmen usw. sind für diese beiden Arten recht verschieden [11].

Der Sand hat im unbelasteten Zustand so gut wie keine Scherfestigkeit. Durch äußere Kräfte entsteht jedoch eine sogenannte „scheinbare Kohäsion“ („Ingenieurgeologie“ S. 319). Diese Kräfte können wirksam sein durch den Druck einer Überlagerung, die Spannung in den Kapillaren beim Austrocknen und äußeren Überdruck auf Sandzellen. A. Casagrande veranschaulicht dies durch einen einfachen Versuch: Aus einer dünnwandigen Gummizelle, die mit lockerem Sand gefüllt ist, wird durch die Wasserstrahlpumpe Luft abgesaugt, so daß der Inhalt wie Beton erhärtet erscheint. Der „Zementleim“ wird in diesem Fall durch den äußeren Überdruck ersetzt und eine starke Reibung und Haftung der Sandkörper untereinander erzeugt. Dieser einfache Zusammenhang ist deshalb wichtig, weil man aus dem Bohrloch lose zutage geförderten Sandproben, besonders wenn das Korn sehr fein ist, oft nur geringe Tragfähigkeit zutraut, während solche Sande in größerer Tiefe, zwischen den anderen Bodenschichten eingeschlossen und belastet, sehr wohl tragfähig sind.

**Kornform.** Die Siebanalyse ergibt nur den größten Durchmesser des Kornes, wenn es ziemlich massig ist. Teile, die aus Stäbchen, Schuppen usw. bestehen, werden nur recht ungenau erfaßt. Auch die Schlämmanalyse gibt nur eine „äquivalente Korngröße“, weil die bei ihr angewandten Gesetze in einer Flüssigkeit fallende Kugeln annehmen. Durch Betrachten, allenfalls unter dem Mikroskop, kann man sich Klarheit darüber verschaffen, ob starke Abweichungen von der Kugel- oder Würfelform vorliegen und z.B. den Sand besonders sperrig machen. (Ähnlich wie im Großen der Unterschied zwischen Flußkies und Stein Schlag.) Die größten Gegensätze zeigen beispielsweise scharfkantige Quarzsande und gemahlener Glimmer. Auf der Baustelle bilden stark glimmerhaltige Sande bei Wasseraustritt besonders gefährdete Böschungen.

**Verdichten und Schwellen.** Terzaghi benutzt Sand und Glimmer in verschiedenen Mischungen, um Verdichtungs- und Schwellfähigkeit, die in größerem Maße bei bindigen Böden vorhanden sind, an dem sogenannten „Glimmergleichwert“ zu zeigen, das Verhalten bei Be- und Entlastung festzulegen und zu einer Einordnung der Böden zu verwenden. Ein Schaubild, bei dem außerdem die Durchlässigkeit herangezogen wird, findet sich in der „Ingenieurgeologie“ S. 349. Der Größenordnung nach liegt die Durchlässigkeit in cm/min bei 10°C und einem Druck von 1,5 kg/cm<sup>2</sup> für feinen Sand bei etwa 10<sup>-3</sup> ÷ 10<sup>-4</sup> und für fetten Ton bei 10<sup>-7</sup> ÷ 10<sup>-8</sup>. Die versuchstechnische Ermittlung der verschiedenen Eigenschaften wird unter IV besprochen.

Bei nichtbindigen Böden ergibt ein Einrüttelungsversuch im Labo-

ratorium die erreichbare Verdichtungsfähigkeit und dadurch eine Gütezahl für die Wirkung von Verdichtungsverfahren, die man früher auf den „gewachsenen Boden“ beziehen wollte. Da jedoch der Boden in der Natur in beliebiger Dichte gelagert ist und auf vielen Baustellen eine größere Verdichtung erreicht wird, war diese Gütezahl nicht brauchbar.

#### b) Bindige (kohäsive) Böden.

Noch viel mannigfaltiger in ihren Eigenschaften sind die bindigen Böden. Eine scharfe Grenze zwischen einem schwach tonigen Sand und einem stark sandigen Ton ist selbstverständlich schwer zu ziehen, da die Kornverteilungskurve nicht treppenförmig abfällt, sondern meist ziemlich stetig verläuft. Ein Schluff, ein feines Gesteinsmehl von etwa 0,02—0,002 mm Korndurchmesser, zeigt bereits eine schwache Kohäsion. Durch größeren Anteil an noch feineren Teilchen bis zum Kolloidschlamm wächst der Zusammenhang immer mehr. Trotzdem ist auch die Kornverteilung lange nicht die einzige Kennziffer für den Boden. Es sollen hier aus der großen Zahl der Kennziffern (Ingenieurgeologie“ S. 327—344) nur diejenigen erwähnt werden, die besonders gebräuchlich sind und auch dem weniger Eingeweihten das Erkennen der Zusammenhänge erleichtern. Die unter den nichtbindigen Böden bereits besprochenen Feststellungen sind hier ebenfalls unerlässlich.

Die Korngröße wird bei den Tönen durch die Schlämmanalyse, bei den Böden, die auch gröbere Teile enthalten, durch die sogenannte kombinierte Analyse (Sieb- und Schlämmanalyse an derselben Bodenprobe) ermittelt. Daraus entsteht eine zusammengesetzte Kornverteilungskurve, die dem Geübten bereits ein gewisses Bild gibt.

Das Verhalten bei Zusammendrückung und anschließender Entlastung kann ebenfalls durch Versuche festgestellt und aufgezeichnet werden und ergibt dann u. a. den Verdichtungs- und Schwellbeiwert. (Siehe IV, 1./11.)

Der natürliche Wassergehalt läßt sich einfach bestimmen und liefert bei bindigen Böden, nach Rechnung, das Porenvolumen und die Porenziffer.

Das spezifische Gewicht der Körner ist wichtig als Hilfwert für andere Bestimmungen (z. B. Schlämmanalyse).

Auch das Raumgewicht vervollständigt die Einordnung der Bodenproben.

Kohäsion, Scherfestigkeit und Winkel der inneren Reibung, die in den Berechnungen über Erddruck, Rutschgefahr, Pfeiler einbruch usw. eine maßgebende Rolle spielen, werden durch Reibungsversuche (IV, 1./10) und Druckversuche mit unbehinderter Seitenausdehnung (IV, 1./9) ermittelt.

Bei den bindigen Böden geben die Atterbergschen Konsistenzgrenzen, die aus der landwirtschaftlichen Bodenkunde übernommen wurden, ein Bild über die plastischen Eigenschaften, die Volumbeständigkeit und z. T. auch indirekt über die innere Reibung des Bodens. Die Bestimmungen (IV, 1./7) sind durch Konvention genauer festgelegt. Sie finden jetzt nach den Angaben von A. Casagrande statt und ergeben dadurch Kennziffern, die eine Einordnung und klare Bezeichnung ermöglichen. Der Unterschied des Wassergehaltes zwischen der Fließgrenze und der Ausrollgrenze heißt Plastizitätsziffer. Als Schrumpfgrenze bezeichnet Atterberg den Wassergehalt bei Erreichung der Volumbeständigkeit. Die Klebegrenze hat nur im Zusammenhang mit Bodenbearbeitungsgeräten eine gewisse Bedeutung.

Ähnlichen Zwecken dient die schwedische Kegelprobe (IV, 1./8), die in „Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—22 — Slutbetänkande“ auf S. 46—55 ausführlich beschrieben wird. Einige Ergänzungen gibt Gunnar Ekström in „Klassifikation av Svenska åkerjordar“ [9]. Ein großer Vorteil dieses Versuchs ist, daß er zunächst an der ungestörten und dann an der gestörten Probe durchgeführt werden kann. Da die beiden erhaltenen Festigkeitszahlen bei verschiedenen Böden sehr weit auseinanderliegen, ergibt sich in Schweden aus Tausenden von beobachteten Fällen auf empirischem Wege eine einfache Beurteilung des Bodens, z. B. der Rutschgefährlichkeit (Abb. 12).

Die Bestimmung der Durchlässigkeit, die auf verschiedene Weise stattfinden kann (IV, 1./12), ist — außer für hydrologische Zwecke — wichtig für die Bewertung bindiger Böden als Dichtungsmaterial und die Vorausberechnung der Zeitdauer von Setzungen.

Die Bestimmung der kapillaren Steighöhe in Böden spielt u. a. im Straßenbau (V, A. 3) bei Beurteilung der Frostgefahr eine wichtige Rolle (IV, 1./13 a u. b).

In gewissen Fällen ist die Feststellung der chemischen Zusammensetzung aufschlußreich. Besonders empfiehlt es sich bei Böden, die organische Stoffe enthalten, diese zu bestimmen, da durch ihr Vorhandensein der Wassergehalt und z. B. auch die Lage der Fließgrenze abnormal beeinflußt wird. Moor besteht manchmal fast nur aus organischen Stoffen, und stark mooriger Schlick hat einen Wassergehalt, der ein Vielfaches von dem eines ähnlich aussehenden anorganischen Schlickes betragen kann.

Jede der vorerwähnten Feststellungen ergibt Kennziffern, die das Gesamtbild einer gewonnenen Bodenprobe vervollständigen. Welche von ihnen im praktischen Fall besonders wichtig sind, welche man nur an einzelnen Proben vornimmt oder sogar unterlassen kann, läßt sich für die Baustelle nicht von vornherein vorschreiben. Dies wird sich aus den Darstellungen in den Abschnitten IV und V ergeben.

### c) Der Löß.

Über den Löß als besonders eigenartigen Erdstoff sind einige kurze Bemerkungen erforderlich. Sehr ausführlich sind seine Eigenschaften beschrieben in A. Scheidig, „Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften“ [12]. Die Korngröße liegt meist zu 70—90% zwischen 0,05 und 0,02 mm.

Infolge der vielen kleinen Wurzelröhrchen ist die Durchlässigkeit im ungestörten Zustand ziemlich groß, sinkt dagegen sehr stark, sobald das Material durchgeknetet und eingestampft wird. Der Größenordnung nach liegt die Durchlässigkeit von Löß in natürlicher Lagerung zwischen  $1 \cdot 10^{-3}$  und  $1 \cdot 10^{-5}$  cm/min. Löß ist ziemlich standfest und meist nicht rutschgefährlich. Er hat hohen Kalkgehalt und bietet dem Einrammen von Pfählen erheblichen Widerstand.

Seine ungünstigsten Eigenschaften zeigen sich im Straßenbau, da infolge der hohen Durchlässigkeit und der feinen Korngröße, gepaart mit großer kapillarer Steighöhe, ein mengenmäßig erheblicher Wassernachschub bis zu 5 und 6 m über Grundwasserspiegel erfolgt. Dadurch wirken Löß und Lößlehm stark frostschiebend und erfordern als Untergrund der Straße besonders vorsichtige Behandlung (Nachprüfung der Möglichkeit ungleicher Hebungen, allenfalls Auskoffern, Einbau von Isolierschichten u. dgl. mehr).

## III. Vorarbeiten zur Klärung der Bodenverhältnisse.

### 1. Bisher übliche Vorarbeiten.

In den letzten Jahren wurde oft genug darauf hingewiesen, daß die bisher üblichen Vorarbeiten für Bauwerke, soweit sie mit dem Baugrund zusammenhängen, meist unzureichend sind und sich dieser Umstand oft schon bei Beginn der Bauarbeiten, während des Bauvorganges und nach Fertigstellung auf viele Jahre hinaus durch allerlei Schwierigkeiten bemerkbar macht. Zum besseren Verständnis der anschließend gemachten Vorschläge sei das bisher übliche Vorgehen kurz skizziert:

Von einem großen Teil des Reiches sind geologische Karten, ja sogar geologische Meßtischblätter im Maßstab 1:25 000 vorhanden. Die Länder besitzen geologische Landesanstalten mit Geologen, die meist das bearbeitete Gebiet durch Begehungen oder dadurch, daß sie selbst die geologischen Aufnahmen ausführten, genau kennen. Darüber hinaus besitzen Bergbaubetriebe, Zweckverbände, industrielle Werke, in den Gemeinden die Bauämter, die Feuerwehr, weiterhin die Reichsbahndienststellen, Hafenbehörden usw. eine Reihe von geologischen Auf-

schlüssen und Bohrergebnissen, die leider viel zu wenig bei den Vorhebungen über neue Bauvorhaben herangezogen werden.

Falls für ein Bauwerk neue Bohrungen angesetzt werden, geschieht die Anordnung der Bohrlöcher, ihre Tiefe und Lichtweite sowie die Art der Probeentnahme oft noch so unzweckmäßig, daß der Wert der Bohrung für die weitere Beurteilung z. T. verlorengeht. Auch die Bezeichnung ist nicht einheitlich, die Aufbewahrung, Verpackung und Versendung der zur Untersuchung bestimmten Proben macht sie in vielen Fällen für eine gründliche Untersuchung ungeeignet. Von bindigen Böden z. B. sind nur möglichst ungestört entnommene und luftdicht (zur Erhaltung des natürlichen Wassergehaltes) verschlossene Proben (in Weckgläsern oder einparaffiniert) für die physikalischen Versuche brauchbar. Außerdem wird meist der enge Zusammenhang verkannt, der zwischen den Bodenverhältnissen einerseits, der Wahl der Gründungsart, des Baustoffes und des Systems eines Bauwerkes andererseits besteht. Noch aus dem letzten Jahr sind Fälle bekannt, in denen Brücken einschließlich Gründung entworfen wurden, ohne daß die Wechselwirkung zwischen Untergrund und Fundament auch nur einigermaßen in Betracht gezogen war. In 11. oder 13. Stunde wurde erst der Boden untersucht. Besonders hohe Kosten entstehen, wenn dann aus Prestigegründen, vertraglichen Bindungen usw. die als richtig erkannte Änderung nicht mehr ausgeführt wird. Hierfür nur ein öfters wiederkehrendes Beispiel: Die oberen Lagen bestehen unter der Humusschicht aus tragfähigem Sand von mehreren Metern Mächtigkeit. Darunter folgen weichere Schichten aus Schluff oder schluffigen Tonen, während der feste Baugrund, grober Kies oder Fels, erst in 25—30 m Tiefe angetroffen wird. Es ist also innerhalb der Wirtschaftlichkeit kaum möglich, mit Pfählen den festen Baugrund zu erreichen, während für leichtere Bauwerke oder Brücken mit statisch bestimmtem System des Überbaues eine Flachgründung ausreicht, vor allem dann, wenn der anschließende Bahn- oder Straßendamm ohnehin durch dieselben Schichten getragen werden muß. In solchem Fall sind Pfähle, die bis in die weichen Schichten reichen, nicht nur teuer und zwecklos, sondern sogar schädlich, verbieten sich also von vornherein [13].

## 2. Bodenuntersuchungen.

Nach dem heutigen Stand unserer Erfahrung kommen etwa folgende Punkte in Betracht:

Ohne auf die große Zahl ähnlicher Beispiele einzugehen, sei bereits hier kurz angedeutet, in welcher Weise gründliche Bodenuntersuchungen auf der Baustelle und in der Versuchsanstalt zur Ausschaltung der vermeidbaren Enttäuschungen herangezogen werden können. Aus der ausführlichen Besprechung von Versuchen und Bei-

spielen in den Abschnitten IV und V ersieht man eine Anzahl von wichtigen Zusammenhängen, die uns die Art der Bodenbeanspruchung unter dem Bauwerk besser erfassen lassen und so ein Teilergebnis der versuchstechnischen und beobachtenden Beurteilung des Bodens darstellen. Einige dieser Gesichtspunkte seien herausgegriffen:

a) Die Beschränkungen in der Auswertung von Probelastungen auf begrenzter Grundfläche (siehe auch IV, 3).

Die Beurteilung der voraussichtlichen Setzungen wird hierbei getrübt durch den Einfluß der Flächengröße, die geringe Tiefenwirkung der Probelastungen und bei bindigen Böden durch die lange Setzungsdauer. Die Tiefe hat man durch Probelastungen in Bohrlöchern zu erfassen gesucht und hierfür umfangreiche Gerätschaften und empirische Verfahren ausgearbeitet. Es fehlt jedoch an ausreichenden Vergleichsmöglichkeiten mit dem ausgeführten Bauwerk, man kann den Zustand der Bohrlochsohle und der Wandungen nicht beobachten und einige Einflüsse nicht erfassen wie z. B. die Größe der Lastplatte im Verhältnis zum Durchmesser des Bohrloches. Um hierfür ein extremes Beispiel zu gebrauchen: Wählt man die Lastplatte annähernd gleich dem Bohrlochquerschnitt, so wird selbst der weichste Brei diese Platte als Kolben im Zylinder tragen.

b) Abgesehen von der Beurteilung der Druckverteilung in der Höhe von Fundamentunterkante, ist meist die Beanspruchung tiefer gelegener, wenig tragfähiger Schichten, in denen sich die Einflüsse verschiedener Fundamente oder Bauwerke treffen und überschneiden, viel wichtiger. Dies tritt in Erscheinung bei Hochbauten auf verschieden großen Fundamentplatten, bei Tankanlagen und Brückenbauten in hohen Dämmen.

Weitere Beispiele für diese Zusammenhänge sind in der Besprechung der Beziehungen zwischen Bauwerk und Baugrund (V) zu finden.

c) Neben diesem Einblick in wesentliche Zusammenhänge, die jedem Praktiker bei der Besprechung der Beispiele deutlich werden, liefern die bodenphysikalischen Versuche eine Reihe von Rechnungswerten und Kennziffern, die die bisher übliche überschlägliche Beurteilung des Baugrundes in mancherlei Hinsicht verbessern und eine Vorhersage der Gefahr von Setzungen, Rutschungen, Ausspülung, Frostauftrieb usw. ermöglichen.

### **3. Vorschlag für die Reihenfolge der Baugrunduntersuchung.**

Wenn auch fast jeder Fall in der Praxis besondere Erkundungen notwendig macht, erscheint es doch nützlich, die Reihenfolge des Vorgehens für einen Schulfall kurz aufzuzeigen. (Siehe auch „Merkblatt“ Beilage 2.)

Eine der wichtigsten Vorbedingungen ist, daß man rechtzeitig mit den Voruntersuchungen beginnt (was leider sehr oft nicht geschieht)

und daß die Verständigung zwischen dem Entwerfenden und dem Erdbaulaboratorium, das die Versuche durchführen soll, möglichst frühzeitig einsetzt. Weiterhin empfiehlt sich die folgende Arbeitsweise:

a) Lage des Bauwerks (Vermeidung mooriger Mulden, alter Teiche und Flußarme), ungefähre Ausmaße, Zurateziehen der vorhandenen geologischen Aufschlüsse und Karten.

b) Skizze des Bauwerks nach Form, Spannweite, Eigengewicht usw.

c) Probebohrung bis auf eine einwandfreie tragfähige Lage oder bis zu einer Tiefe unter Fundamentsohle, die etwa der  $1\frac{1}{2}$ fachen Fundamentbreite entspricht. Sorgfältige Bezeichnung, Entnahme, Verpackung und Aufbewahrung der Bodenproben. Anschließend Durchführung der Versuche im Laboratorium in einem Umfange, der sich aus der Bestimmung des Bauwerkes ergibt.

d) Dann erst Wahl von Baustoff, System des Überbaues, Art der Gründung u. dgl. mehr.

e) Soweit es sich hieraus ergibt, ergänzende Untersuchungen zu Punkt c; außerdem Feststellung besonderer Einflüsse, wie Nachbarbetriebe, Schachtbauten, Grundwasserabsenkungen, Rammen, Verkehr, Zeitpunkt der Betriebsaufnahme usw.

f) Da Setzungsbeobachtungen für das Erkennen der Ursache einer Veränderung und künftige Maßnahmen sehr wichtig sind, sind von Baubeginn an geeignete Festpunkte einzumessen und mit zunehmendem Eigengewicht mögliche Setzungen, Verschiebungen usw. festzustellen, andernfalls ist der Entschluß zu geeigneten Maßnahmen später erschwert.

Außerdem kann nützlich sein:

g) Die Kenntnis des Verhaltens bereits vorhandener Bauwerke in der Nähe des Baugeländes samt den Erfahrungen bei der Ausführung, Setzungsbeobachtungen und notwendig gewordene Ausbesserungen.

h) Soweit ältere Bohrungen vorhanden sind, kann man auch die Aufzeichnung der Bohrergergebnisse verwenden. Man sieht hierbei, wie wichtig die Einheitlichkeit in der Bezeichnung der Bodenarten ist. Falls die Bodenproben nicht mehr vorhanden sind, läßt sich manchmal aus einzelnen neuen Bohrungen erkennen, welche Bezeichnung früher für einzelne Schichten gewählt wurde. Dadurch werden die alten Bohrungen mitverwertet.

i) Bei Erdbauten sind in der Nähe befindliche Ton- und Sandgruben als Aufschluß von großem Wert, auch wird man an vorhandenen Dammböschungen erkennen können, bis zu welchem Böschungswinkel die verwandten Dammbaustoffe ausfließen. (Es gibt tonige Böden, bei denen nicht der „gebräuchliche“ Böschungswinkel von etwa  $33^\circ$ , sondern ein solcher von  $10^\circ$  der richtige ist.) In solchen Fällen ist das natürliche Beispiel maßgebender als der Versuch.

#### 4. Anweisung zur Entnahme von Bodenproben.

Für die Baustelle, ganz besonders aber für Bauführer, Bohrmeister und Vorarbeiter, die erstmalig Bodenproben zum Zwecke weiterer Untersuchungen entnehmen sollen, ist eine genaue Anweisung über die Art des Schürfens und Bohrens, der Bezeichnung, Entnahme, Verpackung und den Versand von Proben unerlässlich. Die beiden Normblätter: DIN-Vornorm 4021 „Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben“ und 4022 „Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtverzeichnisse“ seien besonders dringlich empfohlen. Dennoch müssen die Vorgänge und Handgriffe, zusammen mit den notwendigen Gerätschaften, auch hier kurz besprochen werden. Die älteren Bohrgeräte, die sich bisher fast in jedem Buch über Grundbau, Erdbau und Gründungen fanden, werden der Kürze halber nur erwähnt, jedoch nicht abgebildet.

Die Ausführung der Bohrarbeiten wird hier nicht besprochen.

Der schwedische Sond- und Kolbenbohrer z. B. wird in dem Aufsatz von R. Hoffmann [14] beschrieben.

Näheres findet sich auch in den Aufsätzen von Ehrenberg [15] und Früh [16], die eine rückblickende Übersicht über die Entwicklung der Bohrverfahren geben.

Ein Verfahren zur „Entnahme von Bodenproben in ungestörter Verfassung“ gibt Burkhardt in Bautechnik 1931, H. 17 [17] und 1933, H. 1/2 [18] an. Die Anwendung wird auch in der „Schweizerischen Bauzeitung“ 1933, Nr. 22, vom 3. Juni [19] beschrieben. Ein Hohlpfahl mit aufklappbarem Innenrohr wird eingerammt und mit dem Bohrkern gezogen. Der Kern ist verzerrt — je nach der Bodenart mehr oder weniger stark —. Die wirklichen Abmessungen werden dann aus den beim Einrammen aufgezeichneten „Ganglinien“ bestimmt. Man erhält so eine nur z. T. gestörte Probe und ein gutes Bild der Schichtungen.

Die Ausführung von Schürfen oder Bohren und Probeentnahme ändert sich je nach dem Zweck, dem sie zu dienen hat und der vor Inangriffnahme festgelegt werden muß. In den meisten Fällen arbeitet man zunächst auf „geologische“ Weise, d. h. man verzeichnet, beobachtet und beschreibt an Ort und Stelle, bewahrt vielleicht auch gewonnene Proben als Anschauungsmaterial (trocken) auf. Die zweite gründlichere Stufe ist dann die Entnahme ausreichender und zweckmäßig verpackter Bodenproben für ausführlichere Versuche. Über Art und Umfang dieser Versuche muß man sich rechtzeitig ein Bild machen, damit genügende Mengen des Bodens auf geeignete Weise entnommen werden.

In allen Fällen, wo es irgendwie möglich ist, ist das Schürfloch aufschlußreicher als das Bohrloch, erstens weil man die angeschnittenen Bodenschichten in Augenschein nehmen kann und zweitens weil die

Entnahme ungestörter Proben viel einfacher vor sich geht. In der Schürfgrube kann man mit einfachen Mitteln auch „ungestörte“ Proben sandiger Böden entnehmen, was im Bohrloch nur mit viel Umständen gelingt (Einspritzung von Kieselsäuregel oder bituminösen Lösungen).

Die Anordnung, dem baulichen Zweck entsprechend (Straßen, Brücken, Bauwerke), wird in nachstehender Entnahmeanweisung besprochen.

Es sei ausdrücklich betont, daß auch verhältnismäßig dicht beieinander liegende Schürfgruben und Bohrlöcher nur Stichproben sind. Man kann niemanden — auch den Bohrunternehmer nicht — dafür verantwortlich machen, daß die Schichten zwischen zwei Bohrlöchern gleichmäßig verlaufen. Die eleganten, wie Schlitzaugen aussehenden Figuren, die oft in geologischen Profilen vorkommen, sind Phantasiegebilde. Infolge davon erlebt man auf vielen Baustellen Überraschungen, indem sich die eine Baugrubenseite sehr viel anders verhält als die gegenüberliegende. Beispiel: In einer Baugrube in der Nähe des Odertales traten auf der einen Seite starke Böschungsruutschungen und sogar Verdrückungen der Spundwände ein, während auf der anderen Seite die Böschungen zunächst vollkommen standfest waren. Der Untergrund bestand aus unübersichtlich ineinanderlaufenden Schichten aus tertiärem Ton, Braunkohle, Braunkohlenletten, Geschiebemergel, glimmerhaltigem, feinem Sand und darüber größeren Sanden mit Ortsteineinlagerungen. Außerdem waren in den Sanden verschiedene Oberflächen- und Grundwasserhorizonte mit z. T. gespanntem Wasserspiegel feststellbar. Es liegt auf der Hand, daß man solche Verhältnisse kaum durch einige Bohrlöcher und daraus konstruierte geologische Quer- und Längsprofile deutlich genug erfassen kann. Auch die Bedeutung der gewissenhaften Eintragung der beobachteten Grundwasserstände — und zwar nicht nur des obersten — ersieht man hieraus.

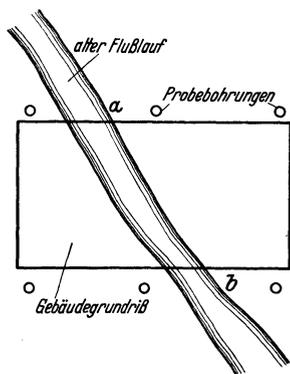


Abb. 2.

Ein einfacheres Beispiel (siehe Abb. 2): Für ein größeres Junggesellenheim (Boarding-House) in Weltevreden bei Batavia wurden insgesamt 6 Probepbohrungen ausgeführt. In allen fand man bereits auf  $1\frac{1}{2}$  bis 2 m Tiefe roten, stark sandigen Lehm (Tanah merah), der dort ein ziemlich tragfähiger Baugrund ist, nur bei starker Austrocknung tiefgehende Risse bekommt und deshalb gegen Grundwasserabsenkung geschützt werden

muß bzw. eine Gründungstiefe von mindestens 1,50 m erfordert. Beim Aushub der Baugrube erreichten wir an den Stellen a

und b diesen Boden erst einige Meter tiefer und mußten einfache Senkbrunnen aus Betonrohren von 1 m Lichtweite (Brunnenrohre) anwenden, die mit Magerbeton ausgefüllt wurden. Dies war die einfachste Lösung, da wir auf Grund der für damalige Zeit (1922) gründlichen Voruntersuchung auf solche Überraschungen nicht vorbereitet waren. Die Erklärung ist einfach: Ein alter kleiner Flußlauf zog schräg durch das Grundstück, so daß wir sein mit organischem Schlick gefülltes Bett bei keinem der Schürflöcher angetroffen hatten.

### a) Richtlinien für die Entnahme von Bodenproben<sup>1</sup>.

Wie auf S. 13 bereits erwähnt, richtet sich die Anordnung von Schürf- und Bohrlöchern, Art und Menge der zu entnehmenden Proben nach dem Zweck und der Verständigung zwischen Entwurfsbearbeiter oder Baustelle und Erdbaulaboratorium.

Deshalb darf eine Entnahmeanweisung nicht starr sein. Die nachstehende ist nur als ein Beispiel zu betrachten. Der Zusammenhang mit dem Zweck sei für Straße und „Kunstabauten“ erläutert.

#### α) Welche Böden sollen für Straßenbauzwecke untersucht werden<sup>2</sup>?

Im allgemeinen sind für den Straßenbau alle jene Böden zu untersuchen, welche den Bestand der Straßendecke oder der Straße als Ganzes gefährden können. Von diesem Gesichtspunkt ausgehend, sollen getrennt behandelt werden:

1. Frostgefährliche Böden.
2. Rutschgefährliche Böden.
3. Stark zusammendrückbare (weiche) Böden.

Zu 1. Außer reinem Sand und Kies sind alle Böden als frostgefährlich zu bezeichnen und in Zweifelsfällen, soweit sie weniger als 1,50 m unter der künftigen Straßendecke liegen, auf ihre Verwendbarkeit bodenphysikalisch zu untersuchen. Böden, die bereits im Felde ohne weiteres als frostgefährlich erkannt werden, scheiden für weitere Untersuchungen aus. Hierzu gehören z. B. Ton, Lehm und Schluff. (Um das unnötige Aussetzen solcher Böden zu vermeiden, sei auch hier betont, daß diese Bodenarten nur im Zusammenhang mit den örtlichen Verhältnissen [Grundwasser, ungleichmäßige Folge usw.] der Straße schädlich sein können.)

Zu 2. Verläuft die Straße im Einschnitt, am Hang oder auf Anschüttungen, deren Böschungen aus tonigen Böden bestehen, so ist

<sup>1</sup> Ergänzte Wiedergabe der durch die „Degebo“ 1933 aufgestellten und den Außenstellen bei Bedarf zugeleiteten Anweisungen.

<sup>2</sup> Diese Angaben sind als Ergänzung zu den bereits vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen gegebenen Anweisungen 824/33 vom 7. Dez. 1933 gedacht.

meist Rutschgefahr vorhanden. Untersuchung von Proben der Einschnittsböschungen bzw. des Dammschüttmaterials ist daher unerläßlich.

Zu 3. Auf weichem Boden (in sumpfigem und marschigem Gelände oder bei Toneinlagerungen) sind zum Teil recht erhebliche und unregelmäßige Setzungen des Straßenkörpers und der Straßendecke zu erwarten. Zu der Zusammendrückung der aufgebrauchten Dammschüttungen gesellen sich in diesem Falle noch Setzungen der tieferen Lagen des Untergrundes. Die Entnahme von Bodenproben bis zu 2—2,50 m Tiefe, bei höheren Dammschüttungen bis etwa zu einer Tiefe, die  $1\frac{1}{2}$ facher Dammhöhe oder der Breite der Dammsohle entspricht, ist ratsam.

Besonders in den Fällen 2 und 3 ist, wenn irgend möglich, zur besseren Beurteilung und Weiteruntersuchung eine „ungestörte“ Entnahme der Proben erforderlich.

Die Abstände der einzelnen Schürflöcher sind so zu wählen, daß alle vorkommenden Böden erfaßt werden. In gleichmäßigem Gelände wird demzufolge die Entfernung zwischen aufeinanderfolgenden Schürflöchern z. B. 50 m, bei sehr ungleichmäßigem Untergrund etwa 15 m und noch weniger betragen. Die Anzahl der zu entnehmenden Bodenproben richtet sich nach der Zahl der im Schürfbereich liegenden Schichten.

Entsprechend den allgemeinen Anweisungen für die Entnahme von Bodenproben ist auch hier darauf zu achten, daß die einzelnen Proben wenn möglich ungestört — in natürlicher Lagerung und bei natürlichem Wassergehalt — gewonnen werden. Da jedoch gewisse physikalische Untersuchungen auch an gestörtem Material durchgeführt werden können, sind, falls unvermeidlich, auch gestörte Bodenproben (gefroren, durchweicht, ausgetrocknet) zu entnehmen. Auf die Art der Entnahme und Verpackung braucht in diesem Falle keine besondere Sorgfalt verwandt zu werden, wohl auf genaue Bezeichnung und erläuternde Angaben.

#### β) Vorbemerkung über Entnahme und Untersuchung von Bodenproben bei „Kunstabauten“.

Bei allen Kunstabauten, die im Zuge neuer Straßen und Eisenbahnen errichtet werden, verdient die Wahl der Gründungen besondere Beachtung. Genaueste Kenntnis des Untergrundes und Entnahme von ungestörten und gestörten Bodenproben bis zu Tiefen, etwa gleich der  $1\frac{1}{2}$ fachen bis doppelten Fundamentbreite, ist für die Durchführung von Untersuchungen und zur einwandfreien Beurteilung des Untergrundes unerläßlich.

Im allgemeinen werden Bodenuntersuchungen über folgende Fragen Aufschluß zu geben haben:

1. Wahl der Gründungsart und -tiefe; in gewissen Fällen deshalb auch des Baustoffes und Systems der Überbauten (Auflagerbedingungen, zulässige Stützensenkungen usw.).

2. Etwa zulässige Bodenbeanspruchung durch die Fundierungen bzw. Maß der bei vorhandenen Bodenpressungen zu erwartenden Senkungen.

3. Größenordnung und zeitlicher Verlauf der Setzungen der Bauwerke.

Den örtlichen Verhältnissen entsprechend müssen fallweise noch andere Fragen, wie z. B. jene der Rutschgefährlichkeit, der Einbruchgefährdung der Pfeiler usw. gelöst werden.

Eine wertvolle Ergänzung der Bodenuntersuchungen bilden Angaben über:

1. Bohrungen, die in der Umgebung des Bauwerkes bereits durchgeführt worden sind,

2. Setzungserscheinungen an benachbarten Bauten (Rißbildungen, frühere Wiederherstellungen),

3. Grundwasserverhältnisse.

Wenn auch Setzungen nie ganz zu vermeiden sind, ist man bei diesem Vorgehen doch in der Lage, sich gegen kostspielige Überraschungen und Schäden zu schützen und wirtschaftlich zu bauen.

#### b) Entnahme von Bodenproben.

1. Aus Schürflöchern:  $\alpha$  ungestört,

$\beta$  gestört.

2. Aus dem Bohrloch:  $\alpha$  ungestört,

$\beta$  gestört.

##### 1 $\alpha$ . Ungestörte Bodenproben aus Schürflöchern.

Die Entnahme von ungestörten Proben aus offener Grube erfolgt bei sandigen (kohäsionslosen) Böden vorteilhaft unter Zuhilfenahme eines Zylinderstutzens mit geschärftem Rand (Abb. 3 und 4), der nach Aufsetzen einer Haube vorsichtig senkrecht mit Führung in den Untergrund eingedrückt oder (notfalls) -geschlagen wird (Holzhammer). Durch seitliches Abgraben des umliegenden Bodens wird das untere Ende des Rohrstutzens auf einer Seite soweit freigelegt, daß nach Abb. 3 ein Stück zugeschärftes Blech oder eine Kelle untergeschoben werden kann. Bevor dies geschieht, ist darauf zu achten, daß die Probe satt bis an die Schlaghaube reicht, damit bei der weiteren Handhabung Rohrstutzen und Bodenprobe ein Ganzes bilden und solcherart die natürliche Struktur des Bodens erhalten bleibt.

Der Rohrstutzen wird nun mit Hilfe der untergeschobenen Schaufel umgedreht. Neuerdings verwenden wir zum Verschuß der Stutzen gut passende Zelluloidkapseln (Abb. 3d). Vorteile:

1. Der genaue Zylinderinhalt kommt ins Laboratorium. Dies ist wichtig für Verdichtungsnachprüfungen [11].

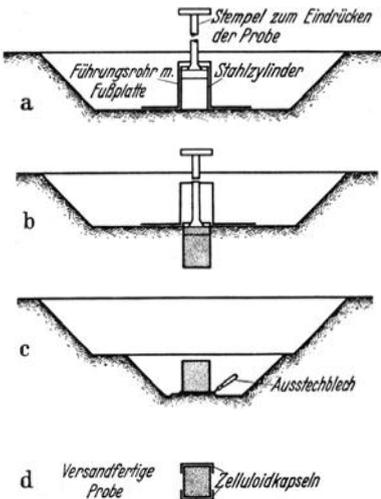


Abb. 3. Entnahme von ungestörten Bodenproben aus dem Schürfloch oder der Baugrube.

Der angeschrägte Stahlzylinder wird mit Hilfe eines Stempels in den Boden gedrückt (b), mit einem Ausstechblech ausgestochen (c) und oben und unten mit Zelloidkapseln verschlossen (d).

2. Die Etikette und Korngröße des Sandes ist von außen (ohne Öffnung) sichtbar.

3. Die Behandlung geht viel flotter als beim Paraffinieren.

Der Zeitraum zwischen Entnahme und Dichtung der Probe soll möglichst kurz sein, um eine übermäßige Verdunstung des Wassers in der Bodenprobe, besonders bei bindigen Böden, zu verhindern. Es ist wichtig, daß die Paraffindecke an allen Stellen vollkommen dicht ist und gut anschließt. Vor dem Aufdrücken der Zelloidkapsel ist die Etikette einzulegen, andernfalls ist ein Schildchen aus wasserbeständigem Papier (Pergament) mit stichwortartiger Beschreibung des Bodens möglichst sorgfältig und mit schwer löslichem Klebemittel an der Außenseite des Rohrstutzens zu befestigen, und zwar

ist darauf oder auf der Etikette anzugeben:

1. Nr. des Bohrloches (Schürfluche) und Nr. der Probe,

2. Tiefe der Entnahme, bezogen auf einen Festpunkt,

3. Bezeichnung des Bodens,

4. Bemerkungen wichtiger Art (gestörte oder ungestörte Probe, Lufttemperatur, Frost, Regen usw.).

Getrennt von diesen Angaben ist die Führung eines ausführlichen Verzeichnisses der

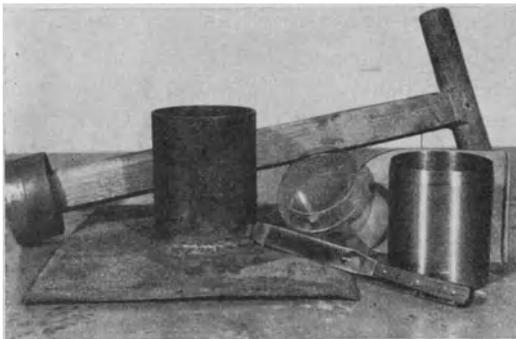


Abb. 4. Geräte zur Entnahme von ungestörten Bodenproben aus dem Schürfloch oder der Baugrube.

entnommenen Proben mit genauen Beschreibungen der Böden nach DIN-Vornorm 4022 (im Anhang abgedruckt!) unerlässlich. Jeder abgesandten Kiste mit Proben soll eine derartige Beschreibung

beigelegt sein und gleichzeitig brieflich eingesandt werden.

Besteht der Untergrund aus bindigen Böden (Ton, Lehm, Mergel usw.), so erfolgt die Entnahme von ungestörten Proben am besten durch Ausstechen von einzelnen Würfeln in der Größe von etwa 15 · 15 · 15 cm. (Die Querschnittsabmessung der Proben — 120 bis 150 mm Durchm. — ist erforderlich, da der Durchmesser der Versuchsstücke = 100 mm oder 100 × 100 mm (Scherversuch) beträgt. Kleinere Abmessungen vergrößern den Störungseinfluß der Randzone, obwohl bisher auch kleinere Apparate verwandt wurden. Abgesprungene Ecken und leichte Ribbildung (sofern sie nicht die ganze Probe spaltet) sollen hierbei kein Grund für das Wegwerfen einer Probe sein.

Sofort nach Entnahme werden die Proben in einer Wanne mit heißem Paraffin gewälzt, bis sich eine etwa 2 mm starke Schutzschicht gebildet hat. Dann werden die Bodenproben, und zwar solange die Paraffinschicht noch warm ist, in Pergamentpapier gewickelt und nochmals im Paraffinbad gewälzt, bis sich eine zweite etwa 3 mm starke Schutzschicht gebildet hat.

Das Papierschild mit Beschreibung des Bodens nach obigem Muster wird in heißes Paraffin getaucht und aufgeklebt. Außerdem ist noch an der Ober- und Unterseite des Würfels, der natürlichen Lagerung entsprechend, ein besonderes Kennzeichen anzubringen, z. B. ein in die Paraffindecke eingeritztes „O“ an der Oberseite und ein „U“ an der Unterseite.

Besondere Sorgfalt ist bei Würfelproben auf die Verpackung zu verwenden, die am besten in Kisten zwischen Sägemehl oder Holzwolle erfolgt. Obenauf wird ebenfalls ein Verzeichnis mit genauen Beschreibungen aller in der Kiste verpackten Bodenproben gelegt.

### 1 β. Gestörte Bodenproben aus Schürflöchern.

Stehen der Entnahme von ungestörten Bodenproben aus irgendwelchen Gründen bedeutende Hindernisse im Wege, so sollen gestörte Proben entnommen werden, die in Weckgläsern (Einmachgläsern), nicht rostenden Blechbüchsen luftdicht, z. B. durch Eintauchen des oberen Büchsenendes in heiße Paraffinmischung, verschlossen werden. Von jedem Boden sollen Mengen von etwa 2 Liter der Versuchsanstalt zur Verfügung gestellt werden. Sind Büchsen in dieser Größe nicht zur Hand, so müssen, entsprechend den vorhandenen Größen, mehrere gefüllt und gleichartig bezeichnet werden. Die Beschriftung der Schilder erfolgt wie unter 1 α angegeben.

### 2 α. Ungestörte Bodenproben aus dem Bohrloch.

Für den Fall, daß zum Aufschluß des Untergrundes Bohrlöcher nötig sind, ist aus jeder neuen angebohrten Schicht die Entnahme von

„ungestörten“ Bodenproben, soweit bindige Böden angetroffen werden, unerlässlich. Haben einzelne Schichten nur wenige Zentimeter Stärke,

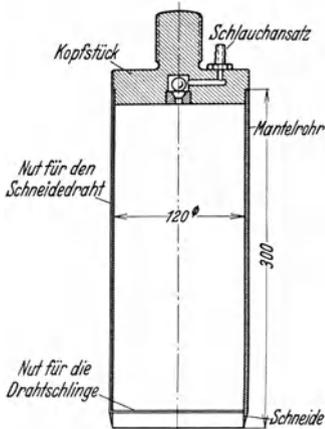


Abb. 5. Entnahmestutzen für ungestörte Bodenproben aus dem Bohrloch.

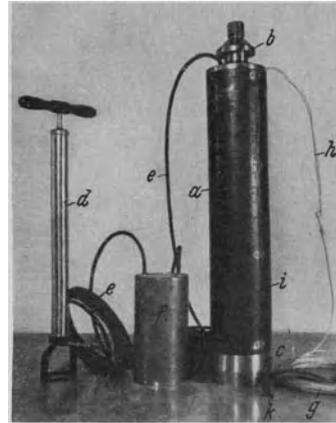


Abb. 6. Entnahmegert mit Zubehör für die Entnahme von ungestörten bindigen Bodenproben aus dem Bohrloch.

Zu Abb. 6: *a* Stahlzylinder, *b* Gerätekopf (abschraubbar), *c* Schneide (abschraubbar), *d* Vakuumpumpe, *e* Vakuumschlauch, *f* Ausgleichgefäß, *g* Stahlseil, *h* Stahldraht zum Abschneiden der Probe, *i* Nut im Stahlzylinder zum Hochführen des Stahldrahtes, *k* Schlüssel zum Abschrauben von Kopf und Schneide.

so daß ungestörte Proben nicht gewonnen werden können, so ist wenigstens gestörtes Material aufzubewahren.

Zur Entnahme von ungestörten Böden haben sich bisher einfache Rohrstutzen (Rohrstutzen mit Kopf siehe Abb. 5) und ein von Prof.

Dr. Arthur Casagrande entworfener Apparat bestens bewährt (Abb. 6)<sup>1</sup>. Für fette Tone genügen die Rohrstutzen, in denen man die Probe auch versenden kann, wenn man sich einen Kopf (*b*) und 6 bis 8 Stutzen beschafft.



Abb. 7. Ungestörte Bodenproben aus dem Bohrloch.

besteht im wesentlichen aus einem Rohrstutzen, der an das Rohrgestänge geschraubt und in den Untergrund mit Hilfe einer Ramme eingedrückt oder -geschlagen wird. Entsprechend dem Außendurch-

<sup>1</sup> Besondere Anweisung liegt bei (Beilage 3).

messer des Entnahmerohres muß die Bohrlochweite mindestens 150 mm betragen. Ein dünner Stahldraht, welcher in geeigneter Weise in einer Nut zu einer Schlinge gelegt ist, steht mit einem Zugkabel in Verbindung und schneidet die Probe an ihrer Unterseite ab. Im oberen Ende des Rohrstutzens ist ein Kugelventil eingebaut. Mit Hilfe einer Handpumpe wird im Raume über der Probe ein kleiner Unterdruck erzeugt. Das Entnahmegesetz wird nun hochgezogen und die Probe sofort nach dem Herausnehmen in einem heißen Paraffinbad gewälzt. Die sich bildende Deckschicht soll mindestens 3 mm dick sein. Falls der Boden weich oder bröckelig ist, empfiehlt es sich, die Proben, wie bei den Würfelproben beschrieben, in Pergamentpapier zu wickeln (Abb. 7). Bezeichnung (oben, unten) und Verpackung erfolgt wie schon angegeben.

### 2 $\beta$ . Gestörte Bodenproben aus dem Bohrloch.

Lose Böden (Sande, Schluffe usw.) können in ungestörtem Zustande nicht oder nur sehr schwer entnommen werden. Solches Material muß deshalb in dem Zustand, in welchem es mit dem Bohrgerät ans Tageslicht gebracht wurde, und wie unter 1  $\beta$  beschrieben, versandt werden.

Neben den besprochenen Verpackungen: Einparaffinieren, mit Zelluloidkapseln verschlossene Zylinderstutzen, Weckgläser und Versandbüchsen kann man selbstverständlich auch die früher üblichen Kästen, in denen die Proben nebeneinander liegen, verwenden, um jederzeit die Reihenfolge der Schichten vorführen zu können. Beim Transport tritt jedoch manchmal Vermischung des Inhaltes einzelner Fächer ein und trübt das Bild! Auch Glasröhren, in denen die Bodenproben in verzerrem Maßstab eingefüllt werden (z. B. 1 : 20, so daß ein 20 m tiefes Bohrloch durch eine 1 m lange Glasröhre wiedergegeben wird) sind dafür geeignet. Eine Bohrung ist jedoch zu teuer, um es bei dieser Art der Aufbewahrung allein bewenden zu lassen.

Es sei an dieser Stelle über die Kosten noch einiges gesagt: Ein Weckglas von 1 Liter Inhalt mit Gummiringen und Deckel kostet 35 Pf. Der Deckel kann durch eine Klemme oder durch Absaugen der Luft mit der Wasserstrahlpumpe angepreßt werden.

Ein Stahlzylinder von genau abgemessenem Inhalt (Abb. 4) mit zwei Zelluloidkapseln, die nahezu luftdicht anschließen, kostet etwa 3.— bis 3,50 RM.

Ein kg Paraffin, ausreichend für die Verpackung von etwa 5 Tonwürfeln von je 1 Liter Rauminhalt, kostet 1,45 RM. Alle diese Verpackungen können nach Gebrauch stets wieder aufs neue verwandt werden.

Die Aufbewahrung von Proben, die nicht für Versuche gebraucht werden, ergibt, wenn man sie auf Regalen übersichtlich aufstellt, eine wertvolle Sammlung von Erfahrungs- und Anschauungsmaterial. Die

Proben bindiger Böden lagert man trotz des Paraffinüberzuges zur Sicherheit in einem Feuchtraum, der sich in einem Keller durch Dichten der Türen und Fenster und häufiges Zerstäuben von Wasser mit einfachen Mitteln herstellen läßt.

## IV. Bodenphysikalische Versuche und ihre Anwendung.

### Vorbemerkung.

Da in dieser Abhandlung an vielen Stellen von der Anwendung bodenphysikalischer Versuche gesprochen wird, ist eine Aufzählung und kurze Beschreibung notwendig, damit die einzelnen Verfahren und die durch sie gewonnenen Rechnungswerte oder Kennziffern dem Leser zu einem Begriff werden. Terzaghi kündigt im „Bauingenieur“ 1935, H. 3/4 unter 4. [5] eine Beschreibung der Untersuchungsverfahren an, die Prof. A. Casagrande als der dafür Berufenste etwa gleichzeitig mit der neuen „Erdbaumechanik“ in Buchform herausbringen will. Dieser Zusammenfassung, nach der die Fachwelt in den letzten Jahren immer dringender verlangt, soll hier keineswegs vorgegriffen werden. Dennoch muß der Praktiker wissen, welche Versuche zur Zeit in den Erdbaulaboratorien durchgeführt werden. Die Beschreibung entspricht etwa dem im Institut der „Degebo“ zur Zeit üblichen Vorgehen, was nicht ausschließt, daß in anderen Laboratorien ähnliche Versuche mit anders gebauten Apparaten demselben praktischen Zweck dienen.

Die nachstehende Zusammenstellung ist das Ergebnis eines beim dritten bodenkundlichen Schulungskurs im Februar dieses Jahres geäußerten Wunsches, außer der ausführlicheren Beschreibung und Vorführung der Versuche eine klare kurze Übersicht zu besitzen.

### 1. Aufzählung der gangbarsten bodenphysikalischen Versuche und ihre Anwendung.

Art des Versuches oder der Bestimmung	Ergebnis, Werte	Nutzanwendung auf:
1. Natürlicher Wassergehalt	Wassergehalt in % des Trockengewichts (oder Gesamtgewichtes). Siehe einfache Umrechnungstabelle zur Erleichterung der Übersicht Beilage 4.	Einteilung, Vergleichswert nur mit Böden ähnlichen Aufbaues.
2. a) Porenvolumen	Bei gesättigten bindigen Böden wie 1. Gehalt an Poren (Luft und Wasser) in % des Gesamtvolumens.	Nachprüfung der Verdichtungsfähigkeit, besonders bei Sand.

Art des Versuches oder der Bestimmung	Ergebnis, Werte	Nutzanwendung auf:
b) Porenziffer 3. Spezifisches Gewicht 4. Raumgewicht	Verhältnis des Porenvolumens zum Volumen der festen Bestandteile.	Hilfswert für verschiedene Bestimmungen, z. B. 2 und 6.
5. Siebanalyse	Kornverteilung bis etwa $> 0,06$ mm	Dichte der Lagerung, Einordnung und überschlägliche Beurteilung im Zusammenhang mit 2 a u. 3. Wert für erdstatische Berechnungen.
6. Schlämmanalyse	Kornverteilung bis etwa $< 0,1$ mm	Einteilung, Gleichförmigkeit, Verdichtungsfähigkeit, Frostgefahr, Durchlässigkeit.
7. Atterbergsche Konsistenzgrenzen (bindige Böden) a) Fließgrenze	(Gewichtsprozent) % Wassergehalt bei 25 Schlägen	Wie vor.
b) Ausrollgrenze (Plastizitätsgrenze)	Wassergehalt in % beim Zerbröckeln	Einteilung, Hinweis auf Winkel der inneren Reibung, zusammen mit 7 b Plastizitätsziffer.
c) Schrumpfgrenze	Wassergehalt bei Erreichung der Volumenbeständigkeit	Unterschied zwischen 7 a und 7 b ist Plastizitätsziffer (Kennziffer)
8. Schwedische Kegelprobe a) An ungestörten bindigen Böden ( $H_3$ )	Eindringungstiefe, nach schwed. Tabelle	Kennziffer.
b) An den gestörten Proben ( $H_1$ )	auch „Hallfasthetstal“ = Festigkeitszahl	Einteilung durch Vergleich von 8 a und 8 b.
9. Druckversuch mit unbehinderter Seitenausdehnung (Zylinderdruckversuch)	Scherwinkel, Scherfestigkeit, Elastizitätsmodul (alle nur ungefähr)	Warnung z. B. vor Rutschung (rein empirisch) je nach Spanne $H_1 - H_3$ .
10. Reibungsversuch nach Krey mit verbessertem Apparat nach A. Casagrande	a) Scherfestigkeit b) Winkel der inneren Reibung c) Kohäsion	Vergleich mit z. T. bereits eingehender untersuchten Proben, Hinweis auf Rutschgefahr.
11. Druckversuch mit behinderter Seitenausdehnung a) an ungestörten, b) an gestörten Proben	Verdichtungs- u. Schwellbeiwert, Durchlässigkeitsbeiwert, Druckporenzifferdiagramm, Zeitsetzungsdiagramm	Rutschgefahr, Ermittlung früherer Vorbelastung usw. Erdstatische Berechnungen.
		Beurteilung v. Setzungen, Setzungsvorhersage ungefähr nach Größe und Zeitverlauf, Ermittlung früherer Vorbelastung durch Vergleich 11 a und 11 b.

Art des Versuches oder der Bestimmung	Ergebnis, Werte	Nutzanwendung auf:
12. Durchlässigkeitsversuch a) direkt mit gleichbleibender Druckhöhe b) mit fallendem Wasserspiegel im Standrohr c) horizontal nach A. Casagrande	Durchlässigkeitsbeiwert	Zusammen mit 11 für Setzungsvorhersage, Grundwasserhaltung, Staudämme, Erosion unter Staumauern usw.
13. a) Kapillaritätsversuch nach Beskow (Quecksilber, Durchsaugen)	Kapillare Steighöhe	Beurteilung der Frostgefährlichkeit (im Zusammenhang mit anderen Einflüssen!).
b) Kapillaritätsversuch nach Jürgensen (Druckluft)	Kapillare Steighöhe	Beurteilung der Frostgefährlichkeit (im Zusammenhang mit anderen Einflüssen).
14. Einrüttelungsversuch	Porenvolumen verschiedener Verdichtungsstufen (trocken, naß)	Nachprüfung von erreichter Verdichtung und Verdichtungsfähigkeit der Schüttungen.
15. Verschiedene Modellversuche, dem praktischen Fall entsprechend, mit mehr oder weniger großer Modellrichtigkeit (z. B. Böschungswinkel über und unter Wasser, Pfahl- und Spundwandmodelle, Einfluß wiederholter Grundwasserhebungen und -senkungen usw.).		

## 2. Beschreibung der einzelnen Versuche.

Um dem Praktiker ein gewisses Vertrauen in solche Versuche einzuflößen und ihm eine Beurteilung der Zusammenhänge möglich zu machen, sei die Durchführung der einzelnen Versuche kurz beschrieben:

### 1. Bestimmung des Wassergehaltes.

Zweck: Hilfwert bei der Beurteilung von Verdichtung, Böschungswinkel usw. Bei bindigen Böden entspricht der natürliche Wassergehalt dem vorhandenen Porenvolumen.

Geräte: Uhrgläser mit geschliffenem Rand und Klemmspange. Die Uhrgläser werden zweckmäßigerweise numeriert und die Tara gewogen. Feinwaage und Trockenschrank.

Ausführung und Auswertung: Die Probe wird naß gewogen (im Uhrglas), getrocknet und trocken gewogen. Naßgewicht sei  $W_n$  und das Trockengewicht  $W_t$ . Der Wassergehalt ist dann, in Prozenten vom Trockengewicht, gleich  $\frac{W_n - W_t}{W_t} \cdot 100$ . Umrechnungstabellen siehe Beilage 4.

### 2. Bestimmung des Porenvolumens.

- a) An bindigen Böden.
- b) An nichtbindigen Böden.

**Zweck:** Ermittlung der Lagerungsdichte, z. B. bei Nachprüfung der Verdichtungswirkung einer maschinellen Dammverdichtung.

**Geräte:** Ausstechzylinder mit scharfer Schneide, Grobwaage und zum Trocknen ein Bunsenbrenner oder ein Trockenschrank.

**Ausführung:** Zu a) Wie bei der Wassergehaltsbestimmung.

Zu b) Mit Hilfe des Ausstechzylinders wird eine ungestörte Probe entnommen und nacheinander werden folgende Werte bestimmt:

Volumen des Zylinders =  $V$ ,

Trockengewicht der Probe =  $G$ ,

Spez. Gewicht der Körner des Bodens =  $\gamma$ .

**Auswertung.** Das Porenvolumen in Prozenten des gesamten Volumens beträgt:

$$n = \frac{G}{\gamma \cdot V} \cdot 100. \quad \text{Porenziffer} = \frac{n}{100 - n}.$$

**Bemerkungen:** Der Einrüttelungsversuch (Versuch Nr. 14) mit Sand — eine Untersuchung der Verdichtungsfähigkeit von Sanden — ist lediglich eine Porenvolumenbestimmung vor und nach erfolgter Verdichtung. Die Verdichtung zur Erzielung der möglichen dichtesten Lagerung geschieht im Laboratorium durch Einrütteln des Sandes in einem Gefäß von bestimmtem Inhalt.

Tabelle zur Bestimmung der Porenziffer aus dem Porenvolumen siehe Beilage 5.

### 3. Bestimmung des spezifischen Gewichts der Einzelkörner eines Erdstoffes.

**Zweck.** Das spezifische Gewicht ist ein Hilfwert für verschiedene bodenphysikalische Versuche, z. B. Bestimmung der Schrumpfgrenze, des Raumbgewichtes, Schlämmanalyse, Kompressions-Durchlässigkeitsversuch, Porenziffer und Spannungsermittlung im Boden. Es genügt des öfteren, das spezifische Gewicht nach der Erfahrung zu schätzen, z. B. für Sand (Quarz) rund 2,65, für Ton 2,65—2,9.

**Geräte.** Porzellanschale, Pyknometer (100 cm<sup>3</sup>), Trockenschrank, Feinwaage und Tabelle für die Temperaturkorrektion. Wird die Probe nicht bereits vorher getrocknet und gewogen, so ist auch ein Eindampfapparat erforderlich.

**Ausführung.** Falls man kein geeichtes Pyknometer verwendet, ist es zuerst mit destilliertem Wasser zu füllen, zu wiegen und die Temperatur des Wassers zu messen. Eine gut gemischte, feingeriebene Bodenprobe (etwa 30 g) ist im trockenen Zustand genau auszuwiegen, in das Pyknometer zu schütten und mit Wasserzusatz etwa  $\frac{1}{2}$  Stunde zu kochen, um die Luft zu entfernen. Nach Abkühlung füllt man das Pyknometer bis Oberkante Stöpsel mit destilliertem Wasser auf, mißt

die Temperatur und wiegt das Pyknometer mit dem Wasser und der Probe genau ab.

Daraus ergibt sich folgende Ausrechnung:

$$\gamma_t = \frac{g}{G_t + g - G_p}.$$

Hierin bedeuten:

$g$  = Trockengewicht der Probe,

$G_t$  = Gewicht des Pyknometers + destilliertes Wasser bei der Temperatur  $t$ ,

$G_p$  = Gewicht des Pyknometers + Wasser bei der Temperatur  $t$  + Probe,

$\gamma_t$  = spezifisches Gewicht der Teilchen des Erdstoffes.

Ist eine äußerst genau Bestimmung des spezifischen Gewichtes erforderlich, so ist der Wert  $\gamma_t$  mit  $\frac{s_t}{s_{4^\circ}}$  zu multiplizieren, wobei

$s_t$  = der spez. Dichte des Wassers bei  $t^\circ$  C und

$s_{4^\circ}$  = der spez. Dichte des Wassers bei  $4^\circ$  C ist.

Die Porenziffer  $\varepsilon = \frac{\gamma \cdot w}{100}$  (bei bindigen Böden). Hierin ist  $w$  = Wassergehalt der Probe in Prozent des Trockengewichtes.

#### 4. Bestimmung des Raumgewichtes.

a) Nichtbindige Böden, b) bindige Böden.

Zweck. Ermittlung von Hilfswerten für erdstatische Berechnungen.

Geräte. Ein Stahlzylinder mit Schneide, zwei flache Glasschalen von verschiedener Größe, die kleinere davon mit abgeschnittenem Rand, Glasscheibe mit drei Metallspitzen und etwa  $\frac{1}{2}$  Liter Quecksilber.

Ausführung. Zu a) Mit Hilfe des Stahlzylinders wird, ähnlich wie bei der Probeentnahme, das Material im ungestörten Zustand ausgestochen. Nachdem das Volumen (Zylindervolumen) bestimmt ist, wird die Probe gewogen und daraus das Raumgewicht bestimmt.

Zu b)  $\alpha$ . Eine beliebig geformte Probe wird einparaffiniert und in Wasser getaucht. Das verdrängte Wasser und die Probe selbst werden gewogen.

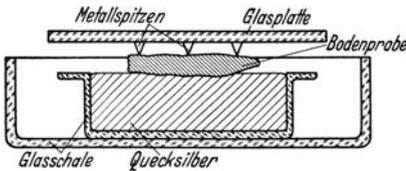


Abb. 8.

$\beta$ ) Die Probe wird, wie Abb. 8 zeigt, mit Hilfe der Glasscheibe in die mit Quecksilber vorher genau gefüllte kleinere Glasschale hineingedrückt, so daß das überschüssige Quecksilber in die größere Schale läuft. Aus dem Gewicht des ver-

drängten Quecksilbers  $Q$ , dem spezifischen Gewicht des Quecksilbers  $\gamma_q$  und aus dem Gewicht  $G$  der Probe selbst ergibt sich das Raumgewicht.

Auswertung: Raumgewicht  $r_g = \frac{G \cdot \gamma_q}{Q}$ .

### 5./6. Mechanische Analyse zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden.

- a) Siebanalyse für gröberes Korn ( $> 0,2$  mm Durchmesser).
- b) Schlämmanalyse für feinere Teile ( $< 0,2$  mm Durchmesser).
- c) Kombinierte Analyse, wenn nur ein geringer Anteil an grobem Korn vorhanden ist.

**Zweck.** Klassifizierung der Böden, Kornverteilungskurven, Ermittlung von Hilfswerten, z. B. für den horizontalen Durchlässigkeitsversuch, zur Bestimmung der Frostgefährlichkeit eines Materials u. a. m.

**Geräte.** Zu a bzw. c) Normierter Siebsatz, gegebenenfalls eine Rüttelmaschine, Schalen zur Aufbewahrung der einzelnen Fraktionen, eine Grobwaage und zum Trocknen ein Trockenofen oder notfalls ein Bunsenbrenner.

Zu b bzw. c) Für die Durchführung der Schlämmanalyse nach Bouyoucos-A. Casagrande [20] ein Schlämmzylinder von  $1000\text{ cm}^3$ , ein geeichtes Aräometer, Thermometer, Rührapparat (drink mixer), Nomogramme, die zum Zwecke der Auswertung der Schlämmanalyse auf Zylinder und Aräometer geeicht sein müssen, Antikoagulanten ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ), zum Koagulieren: Salzsäure. Das Koagulationsmittel ist notwendig, falls die Probe vor dem Versuch nicht getrocknet und abgewogen wurde. In diesem Fall sind ebenfalls eine Schale und ein Eindampfapparat erforderlich. Spritzflasche, Pipette und zur Auswertung vorgedruckte Formulare.

**Ausführung.** a) Der getrocknete Sand oder Kies wird abgewogen (etwa  $200\text{--}500$  g) und auf das oberste (größte) der übereinander stehenden Siebe geschüttet. Nach gründlichem Rütteln (evtl. in der Rüttelmaschine) werden die einzelnen Siebrückstände gewogen und Gewicht und Sieblochdurchmesser notiert. Bei schwach tonigen Sanden wendet man zweckmäßigerweise die Naß- und Spülsiebe an. Dabei wird das Material durch die Siebsätze hindurchgeschlämmt. Danach werden die einzelnen Fraktionen getrocknet und gewogen.

b) Trockenes Material wird abgewogen (etwa  $30\text{--}50$  g), dann unter Zusatz von destilliertem Wasser und einem Antikoagulationsmittel im Rührapparat gründlich gemischt. Als Antikoagulationsmittel verwendet man etwa  $5\text{ cm}^3$  eines 6fach verdünnten Natriumsilikates von  $40^\circ\text{ B}$ . Das Material wird, je nach Feinheit,  $\frac{1}{4}$  bis 1 Std. gut durchgerührt. Darauf wird der Behälter des Rührapparates restlos in einen Schlämmzylinder entleert, der dann mit destilliertem Wasser bis zur  $1000\text{ cm}^3$ -Marke aufgefüllt wird. In diesem Zylinder wird die Substanz nochmals gut durchgeschüttelt unter Vermeidung von Verlusten. Beim Aufstellen des Zylinders auf den Tisch wird die Stoppuhr in Gang gesetzt und gleichzeitig das Aräometer bis zur ungefähren Höhe der zu erwartenden

Lesung eingetaucht. Nach bestimmten Zeiträumen, etwa 15'', 30'', 1', 2', wird abgelesen. Nach 2' wird das Aräometer vorsichtig aus der Flüssigkeit gehoben, abgespült und getrocknet und die Temperatur der Suspension gemessen. Weitere Ablesungen erfolgen nach 5', 15', 45' usw. Es ist darauf zu achten, daß bei den späteren Lesungen das Aräometer stets vorsichtig eingetaucht und herausgehoben wird. Die Zeitdauer des Versuches richtet sich nach der Feinheit des Materials und kann bis zu 4 Tagen dauern. Ist die Probe nicht vorher gewogen worden, so setzt man einige Tropfen Salzsäure hinzu, saugt nach erfolgter Koagulation das klare Wasser ab, dampft den Rest ein und bestimmt dann das Trockengewicht.

c) Die kombinierte Analyse wird derart durchgeführt, daß aus dem getrockneten und gewogenen Material der feinere Bestandteil herausgewaschen, im Rührapparat aufbereitet und entsprechend b analysiert wird. Das zurückgebliebene gröbere Material wird nach a behandelt. Die Kornverteilungskurve setzt sich dann aus zwei ineinanderübergehenden Ästen zusammen.

Die Auswertung geschieht bei der Schlämmanalyse mit Hilfe von Nomogrammen. Es ergibt sich dabei die Kornverteilungskurve (Abb. 1), die auf semilogarithmischem Papier aufgezeichnet wird.

Klassifizierung nach Terzaghi. Korngröße: Sand 1—0,1 mm, Mo > 0,02 mm, Schluff > 0,002 mm, Kolloidschlamm (Ton) < 0,002 mm Durchmesser. Wirksame Korngröße nach Allen Hazen  $d_w$  = Korngröße bei 10% des Gesamtgewichtes und  $d_{w'}$  = Korngröße bei 60% des Gesamtgewichtes oder nach Grasberger  $d_w$  bei 16% und  $d_{w'}$  bei 84%. Der Ungleichförmigkeitsgrad errechnet sich aus der wirklichen Korngröße:

$$U = \frac{d_w}{d_{w'}} .$$

Dieser Faktor  $U$  ist nötig für den horizontalen Durchlässigkeitsversuch und hat die Größenordnung von 3—50.

Bemerkungen. Hier wurde die Schlämmanalyse nach Bouyoucos-A. Casagrande beschrieben, da sie einfach und für bodentechnische Zwecke genügend genau ist [20, 21].

## 7. Atterbergsche Grenzen.

- a) Fließgrenze,
- b) Plastizitätsgrenze (Ausrollgrenze),
- c) Schrumpfgrenze.

Zweck. Allgemeine Beurteilung und Einordnung von Böden.

Geräte. Zu a) Fließgrenzenapparat nach A. Casagrande (Abb. 9) und ferner die zur Wassergehaltsbestimmung erforderlichen Geräte.

Zu b) Trockenschrank, Uhrgläser mit Spangen, Schalen, Papier.

Zu c) Zwei flache Glasschalen von verschiedener Größe, die kleinere davon mit abgeschliffenem Rand, Glasscheibe mit drei Metallspitzen und etwa  $\frac{1}{2}$  Liter Quecksilber (vgl. Raumgewichtsbestimmung).

Ausführung. Zu a) Der Boden wird gut durchgeknetet und durch Hinzufügen von pulverisiertem Material oder Wasser bis zur gewünschten Konsistenz aufbereitet. Nachdem die Bodenprobe in die Messingschale des Fließgrenzenapparates gefüllt ist, wird mit einem Furchenzieher (Abb. 9) die Probe durch eine Rille von 1 cm Tiefe und 2 mm Breite in zwei Teile geteilt, die Nockenwelle gedreht, so daß die Schale nach jeder Umdrehung auf die Unterlage aufschlägt. Als Fließgrenze wird der Wassergehalt angenommen,

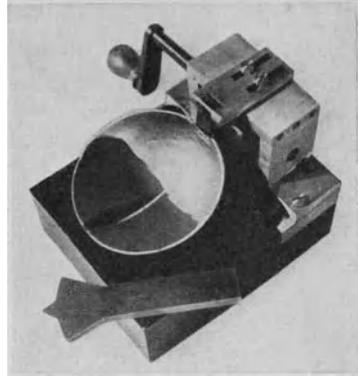


Abb. 9. Apparat zur Bestimmung der Atterbergschen Fließgrenze.

bei dem 25 Schläge genügen, um das Material von beiden Seiten der Furche auf eine Länge von etwa 1 cm zusammenfließen zu lassen. Die Ermittlung der Fließgrenze erfolgt zweckmäßigerweise indirekt durch Bestimmung mehrerer Punkte der Fließkurve (vgl. Abb. 10). Für jede Schlagzahl (z. B. 32, 23, 12 Schläge) ist sofort nach dem Versuch eine Probe zur Wassergehaltsbestimmung zu entnehmen.

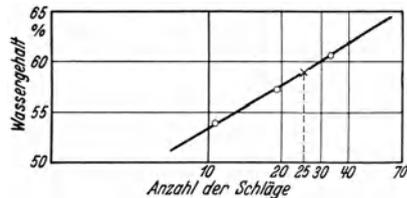


Abb. 10.

Zu b) Das Material wird auf Saugpapier zu 3 mm starken Rollen ausgerollt, bis der Wassergehalt so weit abgenommen hat, daß es zu brockeln anfängt. Danach wird der Wassergehalt dieser Probe bestimmt.

Zu c) Als Schrumpfgrenze gilt derjenige Wassergehalt, bei dem keine Abnahme des Volumens mehr stattfindet, obwohl die Trocknung noch fortschreitet. Es genügt also, das Volumen der gänzlich getrockneten Probe festzustellen (siehe Raumgewichtsbestimmung). Der Wassergehalt ergibt sich dann aus Rechnung.

Die Auswertung der Versuche geschieht mit Hilfe einer Tabelle, wie sie auch zur Bestimmung des Wassergehaltes verwandt wird.

Zu a) Die graphische Auftragung der Ergebnisse erfolgt derart, daß auf der Abszisse des Koordinatensystems die Schlagzahl in logarithmischen Maßstab und auf der Ordinate der Wassergehalt in arithme-

tischem Maßstab aufgetragen wird. Die ermittelten Punkte der „Fließkurve“ liegen auf einer Geraden (vgl. Abb. 10).

Zu b) Die Differenz zwischen dem Wassergehalt bei der Fließgrenze und dem bei der Ausrollgrenze heißt die Plastizitätsziffer (Kennziffer).

Zu c) Siehe Raumgewichtsbestimmung.

Die Plastizitätszahl ist eine wertvolle Kennziffer, durch deren Ermittlung eine Reihe zeitraubender Versuche erspart werden können, so daß nur die ausführliche Untersuchung weniger charakteristischer Proben nötig ist. Da das Zusammenfließen der beiden Probenteile bei der Fließgrenzenbestimmung in der Schale unter Überwindung des Reibungswiderstandes erfolgt, ist die Fließgrenze ein Kriterium für die innere Reibung des Materials, daher auch für  $\operatorname{tg} \varphi$ , so daß man z. T. auch Scherversuche ersparen kann.

**Bemerkungen.** Der Fließgrenzenapparat muß streng vorgeschriebene Abmessungen besitzen, da geringe Abweichungen in der Form und im Material die Schlagzahl stark beeinflussen. Wegen der Dämpfung soll der Apparat während des Versuchs auf ein dickes Buch oder dgl. gestellt werden. Zeitweise ist eine Kontrolle der Fallhöhe erforderlich.

Die Bestimmung aller drei Grenzen soll aus derselben Mischung der Probe erfolgen.

### 8. Die schwedische Kegelprobe.

(Bericht der geotechnischen Kommission der schwedischen Staatsbahnen 1914—22, S. 46—55 [4].)

Um die Konsistenz und den Reibungsbeiwert bindiger Böden ungefähr erfassen zu können, hat man an Tausenden von ungestört ent-

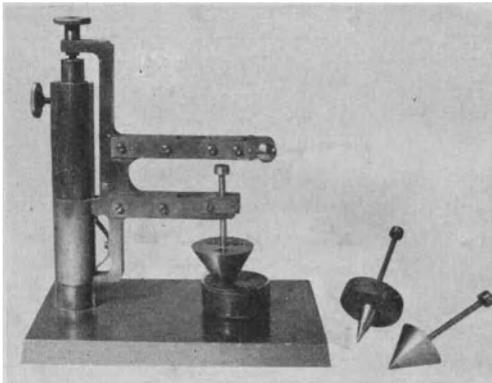


Abb. 11. Die schwedische Kegelprobe.

nommenen Tonproben in Schweden zuerst im ungestörten und dann im durchgekneteten Zustand die Einsenkungstiefe eines Metallkonus festgestellt. Für die verschiedenen Bodenarten hatte man kegelförmige Gewichte von 10 g, 60°; 100 g, 60° und 100 g, 30° Spitzenwinkel (Abb. 11). An dem Schaft des Fallgewichtes (mit Millimeterteilung) liest man die Eindringungstiefe ab. Aus zugehörigen

Tabellen, die in den Grenzgebieten für die verschiedenen Kegelgewichte recht gut aneinander anschließen, findet man hierzu Festigkeitszahlen

(halfasthetstal). Man hat außer dieser allgemeinen Bezeichnung, auf dem Wege über andere Zusammenhänge, auch noch Feinheitszahlen und Normalwassergehalt ableiten wollen, ohne daß damit ein Rechnungswert oder eine einwandfreie Kennziffer erreicht wird. Die Auftragung des Ergebnisses geschieht für ein Bohrloch nach Abb. 12. Man ersieht daraus, daß die Figuren, vor allem aber der Unterschied zwischen  $H_1$  (Festigkeitszahl der gestörten Probe) und  $H_3$  (Festigkeitszahl der ungestörten Probe), wenn man sie in vielen Fällen nebeneinander legt, ein vergleichsfähiges Bild und im Falle schlechter Erfahrungen, z. B. Rutschungen, eine Warnung

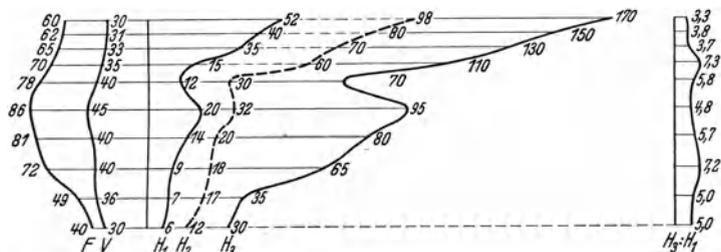


Abb. 12. Graphische Darstellung der Ergebnisse der schwedischen Kegelprobe für ein Bohrloch. V Wassergehaltsdiagramm, F Feinheitsdiagramm,  $H_1$  Festigkeitsdiagramm für die vollkommen umgerührte Probe,  $H_2$  Festigkeitsdiagramm für die unvollkommen umgerührte (Kannenbohrer-)Probe,  $H_3$  Festigkeitsdiagramm für die unumgerührte Probe,  $H_5:H_1$  Diagramm des Verhältnisses der Festigkeit der unumgerührten Probe zur Festigkeit der vollkommen umgerührten Probe.

enthalten. In dieser Weise ist auch der hauptsächlichliche Nutzen des Versuchs zu verstehen.

Wenn man sich weiterhin vorstellt, daß beim Verdrängen des Bodens durch die Kegelspitze u. a. der Reibungswiderstand überwunden wird, kann man, ähnlich wie bei den Atterbergschen Grenzen, einen Zusammenhang mit der Reibung im Boden annehmen und die Kegelprobe zur überschläglichen Vorerkundung benutzen. Den Atterbergschen Grenzen ist das Verfahren dadurch überlegen, daß man es zunächst am ungestörten, dann am selben, gestörten Material durchführen kann. Feststellung des natürlichen Wassergehaltes, allenfalls auch der Kornverteilung, vervollständigen das Bild.

Anwendbar ist die Kegelprobe nur für sehr fein verteilte Böden ohne grobes Korn, da der Kegel auf groben Körnern sofort aufsitzt.

### 9. Zylinderdruckversuch (Druckversuch mit unbehinderter seitlicher Ausdehnung).

Zweck. Ermittlung der „Druckfestigkeit“  $q_d$ , des Elastizitätsmoduls  $E$  von Böden, Kontrolle zur Ermittlung des Reibungswinkels  $\varphi$  und der Kohäsion  $c$ , Hilfswerte für erdstatische Berechnungen.

Geräte. Für die Zubereitung der Probe mehrere Messingzylinder mit Schneide (z. B. Durchmesser  $d = 2,5$ , Höhe  $h = 3,7$  cm oder

$d = 4 \text{ cm}$ ,  $h = 6 \text{ cm}$ ), dazu ein passender Messingstempel, Messer, Spachtel und feiner Draht zur Bearbeitung des Bodens.

Druckapparat (Abb. 13), bestehend aus Belastungsvorrichtung und Feuchtzelle (Grundplatte mit einer Rille für feuchte Watte, ein Glaszylinder und Deckel mit Gummimembrane). Die Belastungsvorrichtung ist ein Hebel mit Laufgewicht. Die Feuchtzelle wird auf eine Unterlage mit drei Stellschrauben gesetzt. Eine Gegenschraube fängt bei plötzlichem Bruch der Probe den Belastungshebel ab.

Meßuhr zum Ablesen der Zusammendrückung der Probe. Winkelmesser zur Messung der Neigung der Risse.

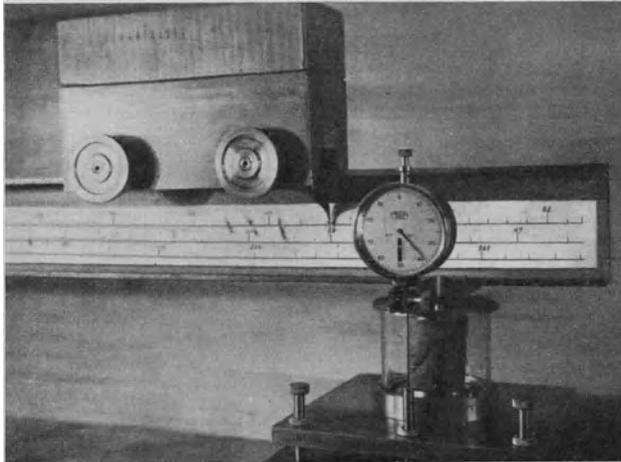


Abb. 13. Zylinderdruckapparat.

**Ausführung.** Die Messingzylinder werden mit Vaseline leicht eingefettet und vorsichtig in den ungestörten Boden hineingedrückt, die beiden Enden geglättet und dann mit Hilfe des Stempels die Probe aus dem Messingzylinder ausgedrückt. Bis zum Versuchsbeginn wird die Probe in einer doppelten Glasschale, gegen Verdunstung geschützt, aufbewahrt. Vor Versuchsbeginn ist zur Ausschaltung von Kapillarspannung die Probe kurz in Wasser zu tauchen. Die Probe wird zentrisch in der Feuchtzelle aufgestellt. Gleichzeitig mit der Belastung (Laufgewicht) wird die Stoppuhr in Gang gesetzt. Die Lasterhöhung beträgt  $0,05$  bis  $0,2 \text{ kg/cm}^2$  je nach Material, die Erhöhung erfolgt in Zeitintervallen von 1 Minute. Nachdem die Belastung eine Größenordnung von etwa 20 bis 30% der geschätzten Bruchlast erreicht hat, wird entlastet in denselben Zeitintervallen und Laststufen. Darauf folgt dann eine weitere Belastung bis zum Bruch. Als „Bruch“ werden deutliche Risse oder bei weichem Material starke Stauchungen angesehen.

**Auswertung.** Die Versuchsergebnisse werden in eine Tabelle eingetragen, wobei die Belastung des Probekörpers auf den durch Stauchung vergrößerten Querschnitt des Zylinders umgerechnet wird.

Aus der graphischen Aufzeichnung des Drucksetzungsverlaufes kann die Belastung beim Bruch der Probe und der angenäherte Wert des Elastizitätsmoduls  $E$  ermittelt werden wie folgt (Abb. 14): Die durch die Belastung an der Probe hervorgerufenen Risse haben eine Neigung von  $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$  zur Horizontalen. Das ist der Neigungswinkel der Fläche des geringsten Scherwiderstandes bei vertikaler Belastung (Abb. 15). Die Kohäsion  $c$  findet man mit Hilfe der Mohrschen Spannungstheorie (Abb. 16).

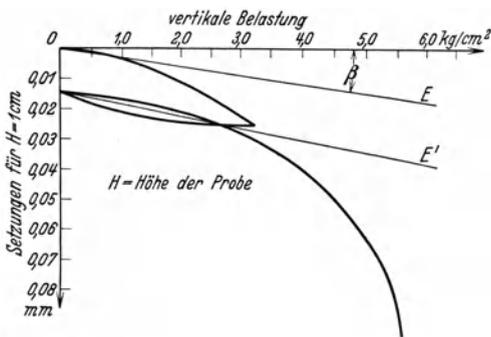


Abb. 14.

**Bemerkungen.** Alle Werte sind nur Näherungswerte. Der Zylinderdruckversuch dient vornehmlich dazu, Proben aus verschiedenen Bohr-

löchern, aber aus annähernd gleichen Schichten miteinander zu vergleichen, um so große zeitraubende und kostspielige Versuche ersparen zu können.

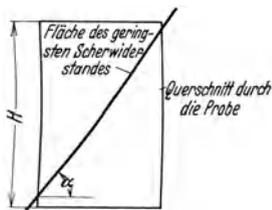


Abb. 15.

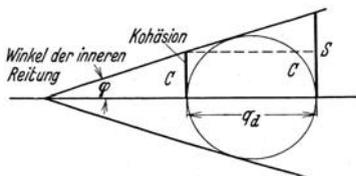


Abb. 16.

## 10. Scherversuch.

**Zweck.** Bestimmung des Reibungsbeiwertes ( $\operatorname{tg} \varphi$ ) und der Kohäsion ( $c$ ).

**Geräte.** Scherapparat nach Krey oder A. Casagrande. Die Scherbüchse, in die die Bodenprobe eingebaut wird, besteht im wesentlichen aus einem oberen und einem unteren Rahmen, einer horizontalen und einer vertikalen Belastungsvorrichtung. Nach Möglichkeit ist die Vorbelastung und der eigentliche Scherversuch an demselben Apparat vorzunehmen (System A. Casagrande), da ein Umsetzen aus dem

Apparat für Vorbelastung in die Schervorrichtung infolge der wiederholten Be- und Entlastung ungünstig ist.

**Ausführung.** a) Vorbereitung. Die Kontaktflächen des oberen und unteren Rahmens der Scherbüchse sind mit Vaseline zu fetten, ebenso die Innenfläche der Rahmen. Danach wird die Scherbüchse innen mit Filterpapier ausgekleidet, um ein Ausquetschen des Bodens zu vermeiden. Die gezahnten Filtersteine (siehe Abb. 17) sind mit den steilen Zahnflächen gegen die Scherrichtung zu stellen.

b) Einbringen der Probe. Gestörtes Material ist ungefähr bei der Fließgrenze einzubringen.

Bei ungestörten bindigen Böden ist es erforderlich, die Probe vollkommen genau zuzuschneiden. Dabei sind evtl. beschädigte Stellen

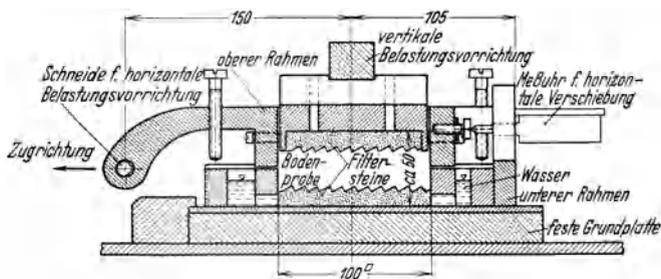


Abb. 17. Scherapparat nach A. Casagrande (Querschnitt).

mit gestörtem Material auszufüllen. Die Filtersteinzahnung wird in das Material eingeschliffen.

c) Senkrechte Vorbelastung. Es sind mit dem Material möglichst drei Versuche durchzuführen, und zwar z. B. mit Auflasten von  $p = 1,0, 2,0$  und  $3,0 \text{ kg/cm}^2$ . Wegen der Gefahr des Ausquetschens ist die Belastung stufenweise aufzubringen.

d) Ausführung des Scherversuches. Der Scherversuch ist, wie bereits oben erwähnt, möglichst ohne vertikale Entlastung durchzuführen. Die horizontale Belastung (Scherkraft) wird in Stufen von  $1/40 p$  und in Zeitintervallen von 1 Minute (nach Terzaghi) bis zum Bruch der Probe aufgebracht. Sofort nach Beendigung des Versuches wird die Scherbüchse auseinandergenommen und der Wassergehalt der Probe bestimmt.

e) Ablesungen. Es sind also zwei verschiedene Ablesungen im Laufe des Versuchsvorganges zu tätigen. Erstens wird an vertikalen Meßuhren der Verlauf der Konsolidierung bis zum Stillstand der Zusammendrückung beobachtet; die Konsolidierung richtet sich nach dem Sandgehalt und kann bis zu 8 Tagen dauern. Zweitens sind während des Abscherens die horizontalen Laststufen und ferner die Verschiebung

der Rahmen gegeneinander an der horizontalen Meßuhr abzulesen und in ein Versuchsprotokoll einzutragen.

**Auswertung.** Trägt man die Ergebnisse in einem Koordinatensystem auf und zwar als Abszisse die senkrechte Belastung  $p$  und als Ordinate die Scherfestigkeit  $s$ , so ergibt sich folgendes Bild (Abb. 18). Hierbei ist zu beachten, daß die Scherkraft  $s$  und die Vorbelastung  $p$  in gleichem Maßstab aufzutragen sind, wenn der Winkel der inneren Reibung unmittelbar abgelesen werden soll.

Für bindige Böden ergibt sich bei der Vorbelastung 0 ein Wert  $s = c$  (Kohäsion), so daß die Scherfestigkeit  $s = c + p \cdot \operatorname{tg} \varphi$  beträgt. Daraus:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{s - c}{p}$$

für bindige Böden

$$\text{bzw. } \operatorname{tg} \varphi = \frac{s}{p}$$

für kohäsionslose Böden.

Aus der Höhe der Kohäsion kann man u. a. darauf schließen, wie hoch der Boden früher belastet gewesen ist. Die Ergebnisse des Scherversuches werden angewandt bei der Berechnung von Standsicherheits-

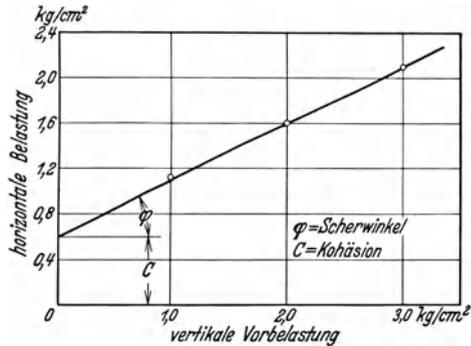


Abb. 18.

untersuchungen von Stützmauern, Stabilität von Böschungen (nach Fellenius u. a.).

**Bemerkungen.** A. Casagrande schlägt statt der Zeitintervalle von 1 Minute beim Scherversuch progressive Stufen vor, da gleiche Zeitintervalle unrichtige  $\varphi$ -Werte ergeben.

Wenn man in einer Lage eines Bohrloches sehr viel niedrigere  $c$ -Werte findet als im gleichen Material benachbarter Lagen, so deutet das auf alte Rutschungen. An solchen Stellen besteht auch wieder Rutschgefahr.

## 11. Kompressionsversuch.

**Zweck.** Ermittlung der Zusammendrückbarkeit von Böden.

**Gerät.** Kompressionsapparat nach A. Casagrande.

**Ausführung** (vgl. Abb. 19).

a) **Gestörtes Material:** Der Messingzylinder wird auf die Grundplatte aufgeschraubt. In den für die Bodenprobe vorgesehenen Raum wird die gestörte Probe mit einem der Fließgrenze ungefähr entsprechenden Wassergehalt eingebaut, der obere Filterstein und die Deckplatte so aufgesetzt und mit Hilfe des Querbalkens das Belastungsgehänge angebracht. Die Zusammendrückung wird in bestimmten Zeit-

intervallen — etwa 15'', 30'', 1', 2', 5', 15', 45' usw. — an einer Präzisionsuhr genau gemessen.

b) Der Einbau von ungestörtem Material gestaltet sich insofern schwieriger, als die Probe genau für den Messingzylinder passend zugeschnitten werden muß.

Dies geschieht entweder mit einem gespannten Stahldraht auf einer kleinen, für diesen Zweck eigens konstruierten Drehbank oder notfalls durch Ausstechen des Versuchsstückes aus der Probe mit einem dünnwandigen Stahlzylinder. Nachdem die Probe in den Messingzylinder eingebracht ist, werden die beiden aus dem Zylinder herausragenden Enden der Probe mit einem Stahldraht abgeschnitten, und dann erst wird der Messingzylinder auf das Unterteil geschraubt und Deckel, Belastungsvorrichtung und Meßuhr wie unter a) angebracht.

Der untere Filterstein ist unter Wasser in die Grundplatte einzusetzen, um die den Versuch trübende eingeschlossene Luft aus dem Stein zu entfernen.

Die Belastung wird in anfangs kleinen, dann immer größer werdenden Stufen aufgebracht, um das Ausquetschen der Probe zu vermeiden. Die Höhe der endgültigen Belastung richtet sich nach der in dem betreffenden Fall zu erwartenden

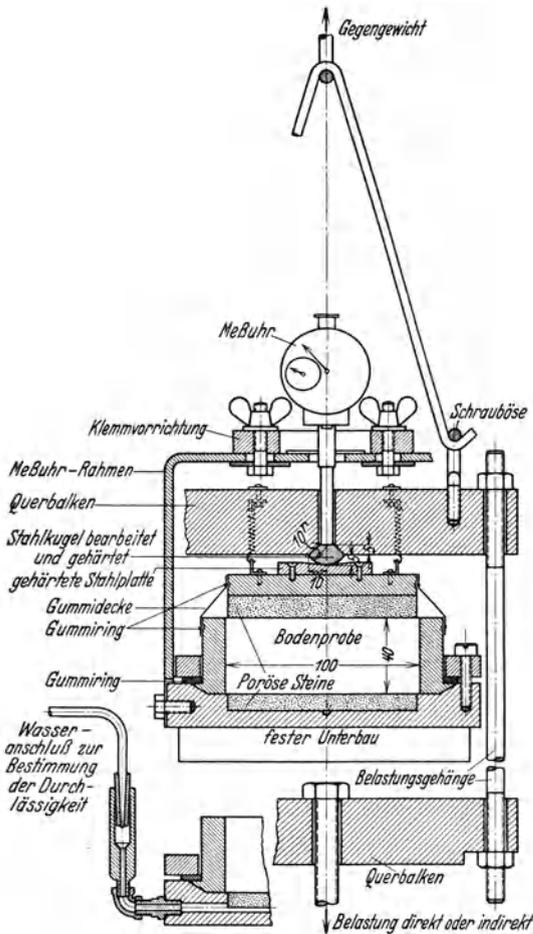


Abb. 19. Apparat nach A. Casagrande zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit der Böden.

den Fundamentpressung. Auch die Höhe der einzelnen Laststufen kann den etwa beim Bau auftretenden stufenweisen Belastungen angeglichen werden, z. B. wird bei einer Brücke die durch Pfeilereigengewicht bedingte Setzung schon weit fortgeschritten sein, bevor die Überbauten montiert werden.

Auswertung. Für die einzelnen Laststufen ergeben sich die Zeit-

setzungskurven, die je nachdem, ob in der Probe mehr oder weniger Sand enthalten ist, steiler oder flacher verlaufen (vgl. Abb. 20). Dementsprechend werden auch die Setzungen der Bauwerke kürzere oder längere Zeit beanspruchen.

Da die Setzungen durch Auspressen von Wasser aus dem Untergrund hervorgerufen werden, so richtet sich der zeitliche Verlauf der Setzung nach der Größe der Durchlässigkeit des Materials.

Jeder Belastung entspricht eine bestimmte Porenziffer, die sich auf Grund der erfolgten Zusammendrückung leicht ermitteln läßt. Die einzelnen Drücke und die entsprechenden Porenziffern graphisch aufgetragen, ergeben das Druckporenzifferdiagramm (Abb. 21). Das zu erwartende Setzmaß ist proportional der durch die Druckerhöhung  $\Delta p$  bedingten Abnahme der Porenziffer  $\Delta \varepsilon$  und der Höhe der fraglichen Schicht. Durch die Wiederentlastung der Probe wird die Schwellfähigkeit des Bodens gemessen und in Form von Schwellkurven aufgetragen.

**Bemerkungen.** Der wesentliche Unterschied zwischen dem älteren Apparat von Terzaghi und dem von Casagrande besteht darin, daß beim Terzaghischen Apparat die Entlastung nicht bis zu Ende durchgeführt werden kann, da auf der Probe auch nach der Entlastung noch das Kolbengewicht ruht.

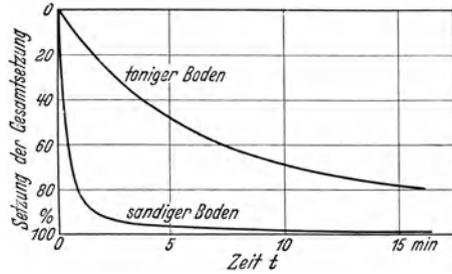


Abb. 20. Zeitsetzungsdiagramm.

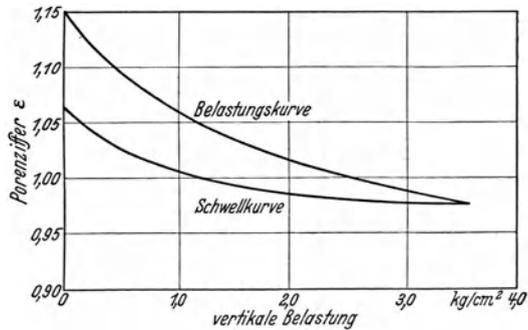


Abb. 21. Druckporenzifferdiagramm.

## 12. Durchlässigkeitsversuch.

**Zweck.** Bestimmung des Durchlässigkeitskoeffizienten  $k$ . „ $k$ “ ist keine Materialkonstante, sondern ändert sich mit der Porenziffer und der Temperatur des Wassers.

Die Ermittlung des Durchlässigkeitskoeffizienten kann geschehen:

a) durch direkte Bestimmung der die Probe durchfließenden Wasser-

menge  $Q$  unter Gleichhalten des Wasserspiegels (Überläufe) (vgl. Abb. 22). Dieser Versuch ist geeignet für grobes Material (Sand).

b) Durch Bestimmung der Wasserspiegeländerung in einem bestimmten Zeitraum, geeignet für feineres Material (Sande und Tone) bei entsprechender Wahl des Standrohrdurchmessers.

c) Durch indirekte Bestimmung aus dem horizontalen Durchlässigkeitsversuch. Dieser Versuch ist geeignet für Sand und kann besonders im Feldlaboratorium gut durchgeführt werden, da nur eine einfache Apparatur notwendig ist. Dieser Versuch liefert nur Annäherungswerte, die aber zumeist für Überschlagsrechnungen genügen.

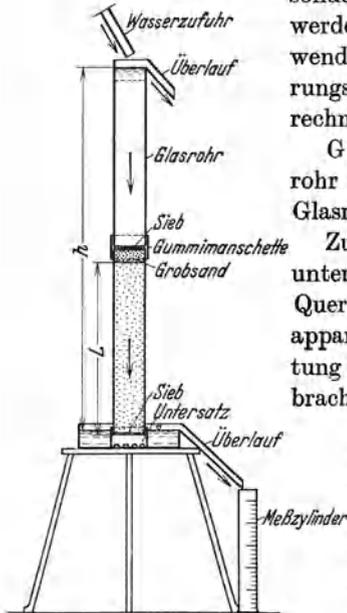


Abb. 22. Vorrichtung zur Bestimmung der Durchlässigkeit von Sandböden.

Ausführung. Zu a) Das Material wird trocken gleichmäßig eingebracht mit möglichst geringen Hohlräumen. Zur Bestimmung des Porenvolumens wird die Bodenmenge gewogen und deren Volumen im Glasrohr gemessen. Der Wassereintritt soll möglichst ohne Luftschluß geschehen. Daher ist abgestandenes Wasser zu verwenden, und man läßt die Probe sich erst vollsaugen. Das durchfließende Wasser wird in einem Meßglas aufgefangen und die Zeit, in der eine bestimmte Wassermenge durch die Probe hindurchgeflossen ist, notiert.

Zu b) Ein genau abgemessenes Standrohr wird bis zu einer Marke mit Wasser gefüllt. Bei verschiedenen, bekannten Standhöhen wird die Zeit abgestoppt, die das Wasser benötigt hat, um in dem Standrohr um dieses bestimmte Maß abzusinken.

Zu c) Das mit Material gefüllte Glasrohr wird in horizontaler Lage in einen flachen Behälter mit Wasser eingetaucht. Das Fortschreiten der Durchfeuchtung wird notiert.

Geräte. Zu a) Ein 4—5 cm weites Glasrohr für das Material, darüber ein gleich weites Glasrohr oder Gefäß mit Überläufen (Abb. 22).

Zu b) Ein größeres Rohr oder Gefäß als unter a) mit aufgesetztem Standrohr, dessen Querschnitt bekannt ist. Am Kompressionsapparat (Versuch Nr. 11) kann eine Vorrichtung für die Durchlässigkeitsmessung angebracht werden.

Zu c) Ein weites Glasrohr, etwa wie unter a), mit einem Sieb an dem einen und einem Stöpsel und Schlauch oder Glasrohr zum Entweichen der Luft an dem anderen Ende, dazu ein flacher, mit Wasser gefüllter Behälter.

Auswertung. 1. Zu a) (nach Darcy). Die Wassermenge  $Q = k \cdot F \cdot t \cdot i$   
 $= k \cdot F \cdot t \cdot \frac{H}{L}$ . Hierin bedeuten:

$k$  = Durchlässigkeitskoeffizient des Materials.

$F$  = Querschnitt des Glaszylinders.

$t$  = Zeit in Sekunden.

$i$  = das Gefälle =  $\frac{H}{L}$ .

$H$  = Wasserspiegelhöhe.

$L$  = Länge der Probe in cm.

Die Temperatur  $T$  ist zu notieren. Terzaghi z. B. gibt  $k$  meist bei einer Temperatur von  $10^\circ \text{C}$  an.

$$\frac{k_T}{k_{10^\circ}} = \frac{T}{10^\circ}.$$

Für absolute Vergleiche gibt Terzaghi die „reduzierte“ Durchlässigkeit  $k_0$  an. Statt  $L$  ist dann zu setzen  $L_0 = \frac{L}{1 + \varepsilon}$ .

$$\text{Zu b)} \quad k = \frac{f \cdot L}{F \cdot t} \cdot \ln \frac{H_1}{H_2} = \frac{f \cdot L}{F \cdot t} \cdot 2,3 \log \frac{H_1}{H_2},$$

worin  $f$  der Querschnitt des Standrohres,  $H_1$  und  $H_2$  Wasserspiegelhöhen zur Zeit:  $t = 0$  und  $t = t$  bedeuten.

$$\text{Zu c) Nach A. Casagrande: } k = \frac{m^3}{A} \cdot \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}.$$

$m$  erhält man aus dem Benetzungsfortschritt  $x$  wie folgt:  $x^2 = m \cdot t$ , wobei  $t$  in Minuten einzusetzen ist.  $m$  kann daher aus dieser Gleichung ausgerechnet werden.  $A$  ist eine Bodenkonstante, die je nach der Gleichförmigkeit des Materials verschieden und für Überschlagsrechnungen mit  $A = 5$  bis  $10 \cdot 10^4$  angenommen werden kann.

Bemerkungen. Im allgemeinen ist eine Genauigkeit von 50% als zufriedenstellend anzusehen.

### 13. Kapillaritätsversuch.

a) Nach Jürgenson (Abb. 23); b) nach Beskow.

Zweck. Bestimmung der Steighöhe des Wassers im Boden durch die Kapillarkraft.

Geräte. Zu a) Kapillarimeter entsprechend Abb. 23 mit Manometer, Ventilen und Druckluft.

Zu b) Kapillarimeter einschließlich Quecksilber.

Ausführung und Auswertung. Zu a) Gestörtes Material wird mit einem der Fließgrenze entsprechenden Wassergehalt eingebracht und stufenförmig mittels Druckluft belastet. Der Fortschritt der Konsolidierung wird am ausgepressten Wasser im Kapillarrohr beobachtet. Ist der Endzustand der Konsolidierung unter einer Laststufe erreicht, so wird die Last gesteigert. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis schließlich



bringt eine bestimmte Anzahl  $\text{kg/cm}^2$  auf, steigert diese Belastung stufenweise und bekommt zuerst fast keine, dann aber größer werdende Setzungen, so daß man sich eine bestimmte Bodenpressung als „zulässig“ wählen kann (Abb. 24) [53]. Allerdings hat man bereits ein Gefühl der Unsicherheit, wenn man sieht, daß es die erhoffte „Grenztragfähigkeit“ nicht gibt und daß es in technischen Aufsätzen manchmal heißt: „die Setzungen kamen nur sehr langsam zur Ruhe“; denn meist hat man bei bindigen Böden nicht einmal die Zeit, das vollständige „Zurruhekommen“ abzuwarten. Es gibt noch eine Anzahl anderer Fehlerquellen und Trugschlüsse, die im nachstehenden besprochen werden sollen.

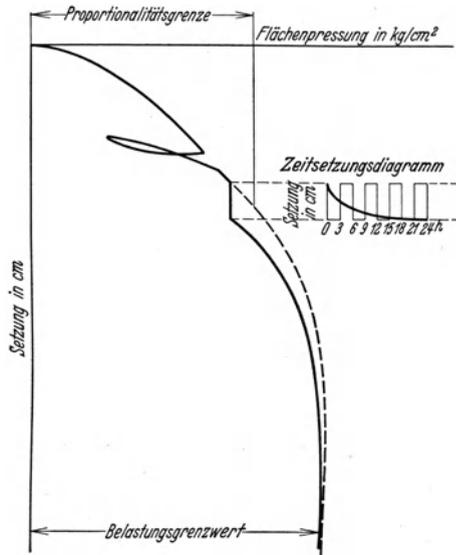


Abb. 24.

**a) Probekbelastung von Platten verschiedener Größe.**

1. An der Oberfläche des Geländes oder dicht darunter. Die Ausführung ist einfach. Man hebt zunächst die Grasnarbe oder auch den Humusboden ab und belastet ein aufgebrachte starre Platte, entweder fertig oder an Ort und Stelle betoniert, durch Aufbringung von Gewichten oder durch Hebelbelastung, falls das Heranschaffen großer Lasten schwierig ist (Abb. 25). Bei Belastung oberhalb des Grundwasserspiegels ist der Einfluß von Regengüssen durch ein Schutzdach auszuschalten. Die Setzungen werden gemessen und zusammen mit Zeit- und Laststufen aufgetragen (Abb. 26).

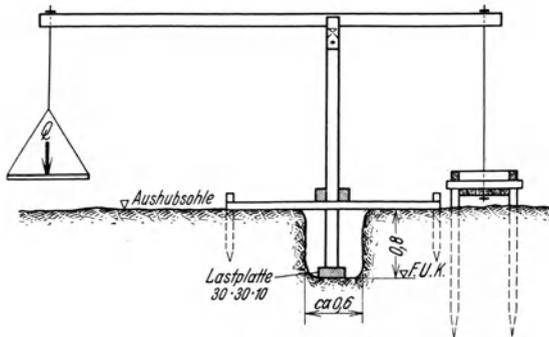


Abb. 25. Senkrechte Probekbelastung in einer Schürfgrube.

2. Im Bohrloch. Da durch solche Probekbelastungen, die meist nur auf verhältnismäßig kleiner Fläche möglich sind, die für den Bestand schwerer Bauwerke maßgebenden tieferen Lagen nicht erfaßt werden,

hat man verschiedene Verfahren zur Ausführung von Probelastungen im Bohrloch ausgearbeitet. Man kommt dann selbstverständlich über Lastplattengrößen von 500—600 cm<sup>2</sup> nicht hinaus, hat jedoch die Mög-

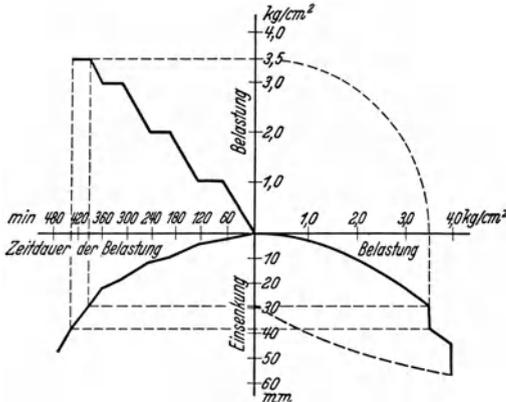


Abb. 26. Auftragung der Ergebnisse einer Probelastung.

sogar das Aufbrechen neben der belasteten Fläche können infolge der seitlichen Überlagerung erst bei viel höherer Last auftreten. Auch hier ist für die vertikale Probelastung der Antransport großer Gewichtsmassen, eine Hebelübersetzung oder sehr starke Verankerung im umgebenden Erdreich nötig.

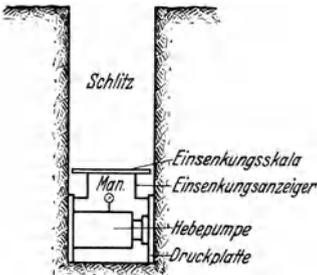


Abb. 27. Horizontale Probelastung in einer Schürfgrube mit Hilfe einer hydraulischen Presse.

Diese Schwierigkeiten kann man umgehen durch eine horizontale Belastung im Schürfloch (Abb. 27), die mit der fast auf jeder Baustelle vorhandenen Druckpresse unter Einschaltung von Füllklötzen vorgenommen werden kann. Sie ist wohl die müheloseste Art der Probelastung, mit der man sogar recht hohe Pressungen erreicht. Eine mögliche Fehlerquelle bildet die Tatsache, daß die Tragfähigkeit der Schichten senkrecht zur Lagerung

mit der bei horizontalem Druck vorhandenen oft nicht ganz übereinstimmt. Dies gilt für ähnliche Verfahren, z. B. auch Abdrücken der Seitenwände eines Bohrloches (Kögler [25]).

4. Belastungen tiefer gelegener Schichten im Arbeitsraum von Senkkästen lassen sich mit ziemlich großen Plattengrößen vornehmen, da man durch Abstützen gegen die Decke eine hohe Last aufbringen kann. Sonst unterscheidet sich das Vorgehen kaum von dem unter 1) beschriebenen.

5. Das Sondbohren (Sondborning). Ein Verfahren, das eigentlich

in jeder neu angetroffenen Schicht bis auf ~ 20 oder gar 25 m Tiefe eine solche Probelastung vorzunehmen. Für Be- und Entlastung sowie selbsttätiges Aufschreiben der Setzungskurven hat man z. T. umfangreiche und kostspielige Apparaturen zusammengestellt.

3. Probelastung in der Baugrube oder im Schürfloch. Die Ausführung geschieht wie unter 1. Die Aufwölbung des Bodens oder

ein Zwischending zwischen Probebelasten und Bohren ist, bildet das schwedische Sondbohren, das für überschlägliches Abtasten des Untergrundes gebraucht wird (Abb. 28). (Bericht der Geotechnischen Kommission der schwedischen Staatsbahnen 1914—1922, S. 26—29) [4]. Der Arbeitsvorgang ist etwa folgender:

Ein Spiralbohrer wird durch eine große Anzahl von 1 m langen Eisenstangen in den Boden hineingedreht, während das Gestein außerdem noch durch Gewichtsplatten bis zu 100 kg belastet werden kann. Bei der Ausführung werden festgestellt: Die Belastung, die Anzahl der Umdrehungen und die Einsenkung bei einer Belastungsstufe. Die Auswertung ist rein empirisch und ergibt nur Vergleichswerte, da sich aus den verschiedenen Einflüssen (Verdrängung, Reibung des Bohrers und des Gestänges), die beim Eindringen des Bohrers wirken, keine klare Rechnungszahl oder Kennziffer ermitteln läßt. Wohl kann man in Gegenden, wo die Bodenverhältnisse ähnlich sind, wie z. B. in großen Teilen Schwedens bei vielen Metern gleichmäßiger Tonablagerungen, durch eine große Anzahl von Tastbohrungen Vergleiche anstellen, wenn man außerdem für praktische Zwecke noch andere Anhaltspunkte und vor allem Erfahrungswerte hat.

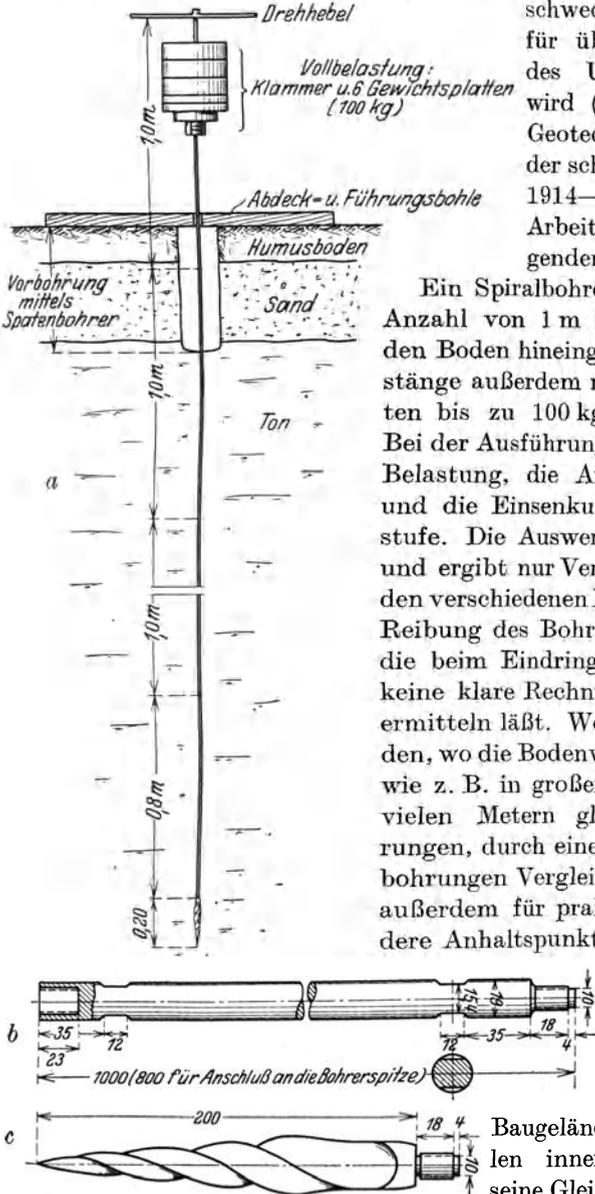


Abb. 28. Sondbohrer.

Für unsere Verhältnisse dürfte sich die Methode nur in Sonderfällen eignen, z. B. wenn man ein größeres

Baugelände an sehr vielen Stellen innerhalb kurzer Zeit auf seine Gleichmäßigkeit untersuchen will.

Einschränkungen in der Auswertung. Die Nutzenanwendung aus ruhenden Probebelastungen stimmt bei weitem nicht so gut

mit dem Verhalten des Bauwerkes überein, als man zunächst denken sollte.

Zu 1. Selbst wenn man annimmt, daß sich die Bodenpressung sowohl

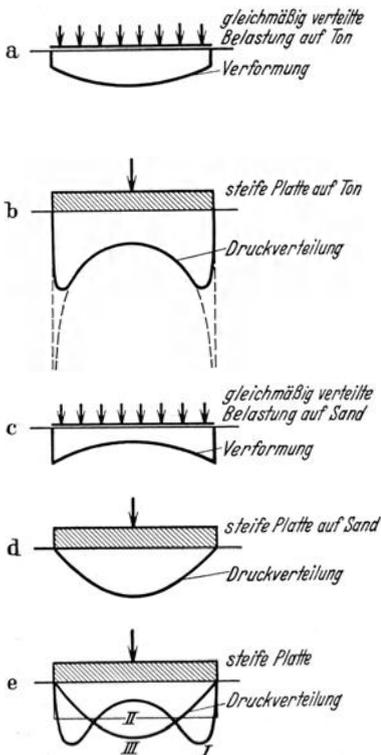


Abb. 29. Verschiedene Formen der Druckverteilung in Böden nach A. Casagrande.

bei der Probelastung als beim Bauwerk ganz gleichmäßig verteilt — was nach A. Casagrande [10] (Abb. 29) und Versuchen von Bernatzik und anderen keineswegs der Fall ist und außerdem stark von der Bodenart abhängt —, ergeben sich für verschiedene Plattengrößen sehr verschiedene Setzungen. Die durch Aichhorn gefundenen Werte mögen dies veranschaulichen [26] (Abb. 30). Daraus ergibt sich, daß z. B. gerade eine Plattengröße von etwa  $600 \text{ cm}^2$  auf Sand die geringste Einsenkung und nur den vierten Teil von der einer  $9 \text{ m}^2$  großen Platte hat. Stützfundamente dieser Größe kommen jedoch im Industriebau häufig vor. Aus einer genügend großen Anzahl von Vergleichsversuchen, die recht kostspielig sind, könnte man allenfalls noch interpolieren oder ein Stück weiter extrapolieren. Doch gilt dies nur für dieselbe Bodenart. Aichhorn machte seine Versuche mit Sand, während bei bindigen Böden der Einfluß der Zeit eine große Rolle spielt und sich auf Jahre hinaus bemerk-

bar machen kann. Damit scheiden solche Probelastungen für bindige Böden fast gänzlich aus. Aus einer Reihe von Beispielen (Abb. 31 u. 77) ersieht man außerdem deutlich, daß Probelastungen auf beschränkter Grundfläche ( $1 \text{ m}^2$  ist wohl die größte Abmessung, die man wegen der herbeizuschaffenden Lasten anwendet) in größerer Tiefe liegende unzuverlässige Schichten kaum noch erfassen, es also sehr gut möglich ist, daß bei der Probelastung nur geringe Setzungen auftreten, während ein breites Bauwerk sich ganz erheblich setzt [27, 86]. Diesem Übelstand hat man durch die Probelastungen im Bohrloch teilweise abzuhelpen versucht.

Zu 2. Das über die Unrichtigkeit der Plattengröße Gesagte gilt in erhöhtem Maße für Belastungen im Bohrloch, bei denen bisher

Stempel oder Platten von 50—500 cm<sup>2</sup> angewandt wurden. Diese Plattengrößen liegen auf dem linken, stark ansteigenden Ast der Einsenkungskurven (Abb. 30), die eine gewisse „Pfahlwirkung“ vertragen und deshalb praktisch unbrauchbar sind. Andere Trü-

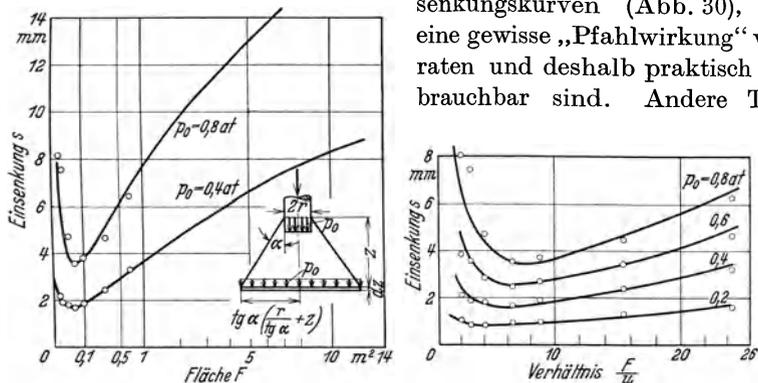


Abb. 30. Einfluß der Flächengröße auf die Einsenkung nach Kögler u. Aichhorn.

bungen treten dadurch auf, daß man den Zustand der Bohrlochsohle vor der Belastung nicht begutachten kann, eine seitliche Verspannung oder Gewölbewirkung wahrscheinlich ist und ebenfalls der Einfluß der Zeit bei bindigen Böden nicht ausgeschaltet werden kann [28]. Die Auswertung wird versucht durch Vergleich der aufgetragenen Setzungskurven mit sogenannten Idealkurven, die von Bauten stammen, bei denen sich die Verfahren angeblich bewährt haben.

Bei der auf S. 41 beschriebenen günstigen Beurteilung der Probekbelastungen wird sehr oft ins Feld geführt, daß die Setzungen des Bauwerkes doch gut mit denen der Probekbelastungen übereinstimmen. Dies ist nach den vorstehenden Erläuterungen an sich schon nicht möglich. Manchmal ergibt sich diese Übereinstimmung zufällig dadurch, daß erst gegen Ende der Bauarbeiten die ersten Höhenmessungen vorgenommen werden

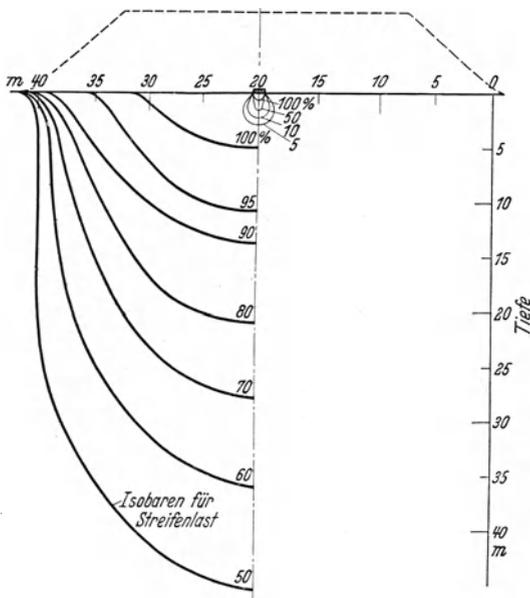


Abb. 31. Vergleich zwischen einer Probekbelastung (auf 1 m<sup>2</sup>) und der Belastung durch einen Straßendamm.

und dann auf Sandböden bereits ein großer Teil der Setzungen erfolgt ist, oder daß die Messungen am Bauwerk überhaupt unzureichend waren. Auch das sehr allgemeine Werturteil „auf Grund unserer vielseitigen Erfahrung hat sich das Verfahren bewährt“ wird meist nicht durch einwandfreie Beobachtungen gestützt. Bei den Vorzügen, die Probelastungen an Ort und Stelle ohne Zweifel haben, wäre es wünschenswert, wenn auch in diesem Punkt die Verfahren durch vergleichende Beobachtungen von Probe und Bauwerk auf festere Füße gestellt würden.

### b) Probelastungen auf Pfählen.

Über die Entwicklung sei einiges vorausgeschickt. Man hat die Tragfähigkeit von Pfählen unter dem Bauwerk im Laufe der letzten Jahrzehnte stets gründlicher zu erfassen versucht. Noch vor etwa 15 Jahren machte man dem Bauleiter lediglich einen Vorwurf, wenn er nicht genügend oft gebohrt hatte. Sehr bald sah man ein, daß dies ein ungenügender Aufschluß war und schritt zu Proberammungen, auf die man dann die vielen Rammformeln mit sehr wechselndem Ergebnis anwandte. Dadurch kam man zur Proberammung mit anschließender Probelastung des Einzelpfahles. Für eine Dauerbelastung ist auf der Baustelle meist keine Zeit, obwohl eine solche noch richtiger wäre. Probelastungen von Pfahlgruppen hat man nur stellenweise zur Nachprüfung der Zusammenhänge vorgenommen; auf der Baustelle ist sie kaum möglich, da die riesigen Lasten, besonders bei Dauerbelastung, hinderlich sind. Mit den in dieser Entwicklung angedeuteten Einflüssen hätten wir uns zu beschäftigen.

1. Art der Ausführung. Bei Probepfählen kann man die Belastung auf dem Pfahlkopf aufbringen, indem man schwere Träger darüber legt und diese mit Eisenbahnschienen, Kisten voll Sand, Behältern voll Wasser, Mauersteinen usw. belastet. Weniger tote Last braucht man bei Hebelübertragung, gar keine wenn man 2—3 Nachbarpfähle als Zugpfähle verwenden kann. Bei vorhandenen Bauten kann man durch Druckpressen fertige Fundamentplatten, aufgehendes Mauerwerk usw. als Last gebrauchen. Das Einmessen geschieht durch gespannte Stahldrähte und Nivellieren. Eine Reihe solcher Probelastungen, auch mit wiederholter End- und Belastung, ist ausführlich beschrieben in Zeitschriften [29, 30, 31, 34], nur kommen dabei meist die Zusammenhänge mit den Bodenverhältnissen viel zu kurz.

2. Trugschlüsse. Auch für die Tragfähigkeit von Pfählen sind die Bodenverhältnisse von ausschlaggebender Wichtigkeit, denn in den meisten Fällen muß der Pfahl das mitmachen, was in dem ihn umgebenden Boden vorgeht. Das hat sich an erheblichen Setzungen ausgeführter Pfahlgründungen gezeigt, bei denen jeder Pfahl während des Rammens

genau beobachtet wurde und eine Reihe von ihnen Probebelastungen von der 2— $2\frac{1}{2}$ -fachen Nutzlast ohne bleibende Einsenkung getragen hatte. Bei den Einzelpfählen bereits spielt der Einfluß der Zeit eine große Rolle. Im Küstengebiet vieler Länder gibt es bindige Böden (weichen Ton, Schlick und organische Böden), deren natürliche Verdichtung noch lange nicht abgeschlossen ist. Mit fortschreitender Verfestigung, oft beschleunigt durch zusätzliche Belastung, z. B. Aufspülen von 2—3 m Sand, verdichtet sich der Boden noch weiter und setzt sich manchmal um einige Dezimeter. Daß Flachgründungen sich mitsetzen, ist selbstverständlich. Dasselbe gilt in geringerem Maße für schwebende Pfahlgründungen. Hat man nun Pfähle, die ihre Tragfähigkeit bei der Probebelastung z. T. aus dem Eindringungswiderstand der Spitze und zum anderen Teil aus der Mantelreibung in den durchfahrenen Schichten herleiten, so wird sich bei Zusammendrückung dieser Schichten die Mantelreibung umkehren, und die sogenannte „negative Mantelreibung“ drückt den Pfahl tiefer ein (Beispiele siehe [32, 33]). Auch in einem nichtbindigen, stark einrüttelungsfähigen Boden (z. B. Auffüllung) kann Ähnliches eintreten, falls starke Erschütterungen durch Maschinen, Verkehr usw. vorhanden sind.

Bei Pfahlgruppen liegen die Zusammenhänge noch verwickelter. Auch sie machen naturgemäß mit, was der sie umgebende Boden tut. Außerdem spielt jedoch der Abstand der Pfähle untereinander eine wichtige Rolle. Man hat sich bemüht, diesen Einfluß durch Modell- und Großversuche zu klären. Dabei wurde festgestellt, daß eine Gruppe von  $n$  Pfählen im selben ziemlich homogenen Boden nur bei sehr großem Pfahlabstand das nahezu  $n$ -fache des Einzelpfahles trug. Man kann sich die Sache so vorstellen, daß jeder Pfahl sich eine Einflußzone schafft, in der er seine Belastung durch Mantelreibung nach und nach an den Baugrund abgibt, die etwa die Gestalt eines stehenden Kegels hat. Werden nun die Pfähle so dicht gestellt, daß sich diese Einflußzonen überschneiden, dann sinkt die Tragfähigkeit der Pfahlgruppe. Bereits im Jahre 1930 hat Ing. John Olsson bei Göteborg in weichem Ton solche Versuche gemacht:

Die Pfahlgruppen der bei Sävenäs ausgeführten Belastungsversuche bestanden aus je 7 Holzpählen. 6 Pfähle waren im Sechseckverband gerammt, der 7. Pfahl war in der Mitte angeordnet. Die Länge der Pfähle im Boden war 15,5 m, der Durchmesser oben 30 cm, unten 15,5 cm. Der Abstand der Pfähle betrug bei der Gruppe I je 0,70 m, bei der Gruppe II je 1,20 m. Die Pfahlköpfe waren durch einen mit alten Schienen armierten Betonklotz zusammengefaßt, der bei der Gruppe I die Abmessungen  $2,5 \cdot 2,5$ , bei 2 m Höhe besaß. Wandungen und Unterfläche des Betonklotzes standen mit dem Erdboden nicht in Berührung. Die Belastung erfolgte durch Schienenstapel. Der Unter-

grund bestand aus Ton. Vergleichsversuche mit Einzelpfählen waren an dieser Stelle ebenfalls ausgeführt.

Mit der Belastung der Pfahlgruppen durch die Schienenstapel wurde einen Monat nach der Herstellung des Betonklotzes begonnen. Am Tage der Fertigstellung des Betonklotzes betrug die Belastung bei Pfahlgruppe I 5 t je Pfahl. Begonnen wurden die Versuche im November 1926 bzw. bei Pfahlgruppe II im Februar 1927. Am Tage der Besichtigung waren die Versuche noch nicht abgeschlossen. Als Ergebnis der Versuche konnte jedoch bereits mitgeteilt werden, daß mit abnehmendem Pfahlabstand die Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles abnahm. Es wurde angegeben, daß die Tragfähigkeit bei Pfahlgruppe I (Pfahlabstand 0,70 m) 105 t oder 15 t je Pfahl, Pfahlgruppe II (Pfahlabstand 1,20 m) 145 t oder 21 t je Pfahl und bei Einzelpfählen 19,3 bis 21 t betragen habe.

Interessante Messungen am Bauwerk gibt Terzaghi in Bautechnik 1933, H. 41 [34]. Er beschreibt dort einen Betonpfahl, der sich unter 25 t Probelastung nur um etwa 1 mm gesenkt hatte. Derselbe Pfahl blieb stehen und setzte sich später zusammen mit den Nachbarpfählen bei der gleichen anteiligen Last unter dem Bauwerk um etwa 10 mm. Gewiß wird hierbei auch die längere Zeitdauer der Bauwerkslast gegenüber der nur 24 Stunden dauernden Probelast eine Rolle gespielt haben. Da jedoch die tragfähige Schicht aus Schotter bestand, der darüber lagernde aufgeschüttete Boden auch nur wenig bindig war, muß neben dem Faktor Zeit und der Erschütterung durch Baumaschinen die Beeinflussung durch die Belastung der Nachbarpfähle ausschlaggebend gewesen sein. Aus Vorstehendem ergibt sich, daß man auch durch Probelastung auf Pfählen um eine gründliche Betrachtung der Zusammenhänge und Untersuchung der durchfahrenen Bodenschichten nicht herumkommt.

#### 4. Dynamische Untersuchungen.

Das Wesen der dynamischen Bodenuntersuchungen besteht darin, daß man den Boden in sinusförmige Schwingungen von wählbarer Frequenz versetzt und aus seinem Verhalten gegenüber diesen Schwingungen Schlüsse auf seine elastischen Eigenschaften zieht. Dies Verfahren ist frei von gewissen Mängeln, die der statischen Bodenuntersuchung mittels Probelastungen anhaften. Bei statischen Untersuchungen kann die Größe der Belastungsfläche nur bis zu einer gewissen Grenze gesteigert werden; damit sind der Tiefen- und Breitenwirkung einer solchen Untersuchung recht enge Grenzen gesetzt, die sich besonders dann unangenehm fühlbar machen, wenn der Boden aus dünnen Schichten von verschiedener Tragfähigkeit besteht. Ferner gibt eine Probelastung stets nur eine einzige Kennziffer für das elastische Ver-

halten des untersuchten Bodens an, nämlich die Setzung als Funktion der Belastung je Flächeneinheit. Dynamische Untersuchungen dagegen liefern stets mehrere Kennziffern, so die Amplitude des Schwingers, die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und Schwingung, die Setzung des Bodens unter dem Schwinger, die Ausbreitungsgeschwindigkeit der erregten Schwingungen im Boden und die Größe der Amplituden der Bodenschwingungen in verschiedenen Richtungen entlang der Oberfläche und in die Tiefe, schließlich die Dämpfung und Absorption dieser Schwingungen, und zwar alle diese Größen als Funktion der Frequenz und der Intensität der Erregung. Aus dieser Aufzählung ersieht man, daß eine dynamische Bodenuntersuchung ein weitaus vollständigeres Bild der elastischen Eigenschaften eines Bodens zu liefern vermag als eine statische. Ein weiterer Vorteil der dynamischen Untersuchungen ist, daß sie mit praktisch demselben Zeitaufwand sowohl die Feststellung der elastischen Konstanten an einzelnen Geländepunkten als auch die Angabe der mittleren elastischen Eigenschaften des Bodens längs eines ganzen Profils oder über eine ganze Fläche gestatten. Gerade diese Feststellung der elastischen Eigenschaften über eine gewisse Strecke oder Fläche ermöglicht aber die Untersuchung einer Bodenschicht in ihrer natürlichen Lagerung unabhängig von örtlich begrenzten Unregelmäßigkeiten. In vielen Fällen der Praxis bietet darum die dynamische Untersuchung gegenüber der rein statischen eine Anzahl nicht zu unterschätzender Vorteile.

#### a) Beschreibung der Versuchseinrichtung.

Die Versuchseinrichtung besteht aus dem Schwingungserzeuger mit Zubehör und der Aufnahmeeinrichtung.

Der Schwingungserzeuger ist eine Maschine, die stationäre sinusförmige Schwingungen von wählbarer Frequenz anregt. Meist wird dazu benutzt ein System gegenläufig rotierender exzentrischer Massen, die so einstellbar sind, daß man reine Vertikalkräfte, reine Horizontalkräfte oder reine Drehmomente erzeugen kann [35, 36]. Der von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik zumeist benutzte Schwinger wiegt rund 2000 kg, ist ortsbeweglich und wird mit gleichfalls ortsbeweglichen Akkumulatorenbatterien betrieben. Die Abmessungen des Schwingers und der Batterien sind so gehalten, daß sie auf einem Lastkraftwagen an die zu untersuchende Stelle gefahren werden können. Die Schwingungen des Maschinenkörpers auf dem Boden werden von einem Geigerschen Vibrographen aufgezeichnet. Zum Schwingungserzeuger gehören ferner Ableseinstrumente zur Feststellung der Leistung, der Frequenz der Schwingungen und der Setzung des Schwingers während des Betriebes. Die Frequenz kann in dem Bereich von 5 bis 60 Hertz beliebig ausgewählt und innerhalb einer Fehlergrenze von

$\pm 0,1$  Hertz konstant gehalten werden. Durch Vergrößerung der Exzentrizität der rotierenden Massen kann die Intensität der Schwingungen in einem weiten Bereich gesteigert werden. Die Setzungen lassen sich auf etwa 0,1 mm genau bestimmen. Ein Zündmagnet, der mit einer Welle der Maschine gekoppelt ist, bewirkt die Übertragung eines Stromstoßes auf die Aufnahmeeinrichtung, der bei jeder Umdrehung jeweils bei einer bestimmten Stellung der Exzentergewichte erfolgt. Mittels dieses Stromstoßes wird die Phasenverschiebung der Bodenschwingung am Aufnahmeort gegen die Erregerschwingung gemessen. Aus der Größe dieser Phasenverschiebung und der Entfernung Aufnahmeort-Erreger läßt sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen im Boden er rechnen.

Die Aufnahmeeinrichtung besteht aus einem elektrisch registrierenden Seismographen, dessen Schwingungen von einem Lichtschreiber photographisch aufgenommen werden. Gleichzeitig mit den Schwingungen des Seismographen werden die Stromstöße des Zündmagneten aufgezeichnet, so daß vom Registrierfilm die Phasenverschiebung zwischen Erreger- und Bodenschwingung unmittelbar abgelesen werden kann.

Der Seismograph wird nacheinander an verschiedenen Gelände-punkten — etwa längs eines geradlinigen Profils durch den Erregerort — aufgestellt und die jeweilige Bodenschwingung jedesmal aufgezeichnet. Die Durchmessung eines 100 m langen Profils nimmt bei mittleren Frequenzen ungefähr eine Stunde Zeit in Anspruch.

### b) Theoretische Grundlagen.

1. Die Bodenschwingung am Maschinenort. Die Vorgänge an der Maschine und in der nächsten Nachbarschaft der Maschine lassen sich theoretisch beherrschen, wenn man annimmt, daß die Maschine und ein gewisser Teil des darunterliegenden Bodens als Massenpunkt aufgefaßt werden kann, der durch den Boden wie durch eine elastische

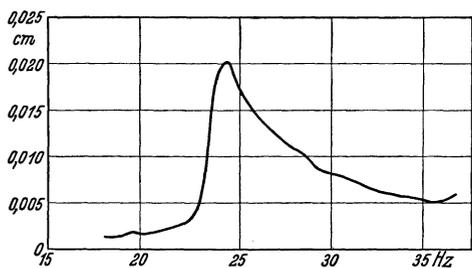


Abb. 32.

Feder gestützt ist. Dann besitzt dieses schwingende System für die Bewegung in senkrechter Richtung eine bestimmte Eigenfrequenz, die wir mit  $\alpha$  bezeichnen wollen. Sie ist bestimmt durch den Ausdruck

$$2\pi\alpha = \sqrt{\frac{c}{m}},$$

wobei  $c$  die sogenannte Federkonstante und  $m$  die schwingende Masse ist. Wenn nun dieses System durch eine periodisch wirkende Kraft mit

veränderlicher Frequenz erregt wird, so können die Schwingungsaus- schläge in Abhängigkeit von der Frequenz der Erregung aufgetragen werden. Kommt die Erregerfrequenz in die Nähe der Eigenfrequenz des schwingenden Systems, dann werden die Ausschläge besonders groß. Das System befindet sich in Resonanz. Aus der eben genannten Auf- zeichnung (Abb. 32) der Amplituden läßt sich daher die Eigenfrequenz des schwingenden Systems entnehmen [35, 36]. Federkonstante und mitschwingende Bodenmasse sind auf verschiedenen Böden verschieden groß. Demnach wird auch  $\alpha$  für verschiedene Böden verschiedene Werte annehmen. Es hat sich gezeigt, daß  $\alpha$  klein ist auf Böden mit geringer Tragfähigkeit und groß auf solchen mit hoher Tragfähigkeit. Werte von  $\alpha$  für eine Reihe von Böden mit verschieden großer Tragfähigkeit sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Zahlentafel 1.

Abhängigkeit der Eigenschwingungszahl  $\alpha$  von der Bodenart; ermittelt mit der Normal-Versuchseinrichtung: Schwinger- gewicht 2700 kg, Grundfläche 1 m<sup>2</sup>, Exzentrizität 10°.

Vers. Nr.	Bodenart	$\alpha$ Hz	Übliche zuläs- sige Boden- druckung kg/cm <sup>2</sup>
179	1,50 m Torfmoor auf Sand . . . . .	12,5	—
582	1,50 m alte Anschüttung: Mittelsand mit Torfresten	19,1	1,0
472	Kiessand mit Tonlinsen . . . . .	19,4	—
255	Alte, festgefahrene Schlackenanschüttung . . . .	21,3	1,5
468	Sehr alte, festgefahrene Anschüttung aus lehmigem Sand . . . . .	21,7	2,0
392	Tertiärer Ton, feucht . . . . .	21,8	—
525	Lias-Ton, feucht . . . . .	23,8	—
428	Sehr gleichmäßiger, gelber Mittelsand . . . . .	24,1	3,0
458	Feinsand mit 30% Mittelsand (sog. Stettiner Sand)	24,2	1,5
329	Gleichmäßiger Grobsand . . . . .	26,2	4,5
260	Ungleichförmiger, dicht gelagerter Sand . . . . .	26,7	4,5
348	Ganz ausgetrockneter tertiärer Ton . . . . .	27,5	—
475	Dicht gelagerter Mittelkies . . . . .	28,1	4,5

Aus der Amplitudenfrequenzkurve der Schwingungen am Maschinen- ort läßt sich weiterhin die Dämpfung der Schwingungen entnehmen. Eine große Dämpfung, verbunden mit einer großen Setzung des Ma- schinenkörpers während der Schwingung, zeigt an, daß der Boden bei Belastung große dauernde Formänderungen erleiden wird. Eine große Dämpfung allein ist allerdings kein eindeutiges Anzeichen hierfür.

2. Die Bodenschwingung in größerer Entfernung von der Maschine. Die am Erregerort ausgelösten Bodenschwin- gungen breiten sich als Wellen nach allen Seiten hin aus. Die Ge- schwindigkeit, mit der die Ausbreitung der Wellen vor sich geht, hängt dabei ab von den elastischen Konstanten des Bodens, und zwar, einerlei um welche Art von Wellen es sich dabei handelt,

von den drei Größen Elastizitätsmodul, Schubmodul und Querkontraktionszahl. Die Geschwindigkeit der Ausbreitung dieser Wellen muß demnach ein Maß sein für die elastischen Eigenschaften eines Bodens. Tatsächlich hat sich gezeigt, daß ebenso wie die Eigenschwingungszahlen am Maschinenort auch die Ausbreitungsgeschwindigkeiten mit wachsender Tragfähigkeit der Böden zunehmen. Zahlentafel 2 gibt die Eigenschwingungszahl  $\alpha$  und die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $v$  für einige Böden an:

Zahlentafel 2.

Bodenart	$\alpha$ Hz	$v$ m/sec
3 m Moor über Sand . . . . .	4	80
Tertiärer Ton, feucht . . . . .	20,6	130
Diluvialer Löß . . . . .	23,5	260
Grobkies, dicht gelagert . . . . .	29,0	420

Während nun die Eigenschwingungszahl  $\alpha$  die elastischen Eigenschaften des Bodens am Maschinenort und in seiner unmittelbaren Umgebung kennzeichnet, ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit ein Maß für die mittlere Tragfähigkeit des Bodens unter der ganzen Länge des durchmessenen Profils. Je nach Art der Aufgabe wird man also die Zahl oder die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen im Boden oder beide bestimmen.

Mit wachsender Entfernung von der Maschine nehmen die Amplituden der Bodenschwingungen ab. Die Stärke dieser Amplitudenabnahme ist ein Maß für die Absorption der elastischen Wellen im Boden und ist für verschiedene Böden verschieden groß.

Auf geschichteten Böden aber kommt es häufig zu Überlagerungen mehrerer Wellen, die durch verschiedene Schichten gelaufen sind. Dann nehmen die Amplituden nicht mehr gleichmäßig mit der Entfernung ab, sondern es entstehen Interferenzerscheinungen, aus deren Art und Lage zum Erreger Schlüsse auf die Lagerung der Schichten im Untergrund gezogen werden können.

### c) Anwendungsbeispiele.

Aus der Fülle der bereits vorliegenden Untersuchungen sollen hier nur drei typische Fälle herausgegriffen werden.

1. Die Aufgabe war gestellt, die dynamische Festigkeit zweier Strecken von Betonstraßen zu untersuchen, die auf verschiedenartigem Untergrund lagen. Insbesondere sollte der Einfluß der Betondecke auf die dynamische Festigkeit des Straßenkörpers ermittelt werden.

Die erste Strecke lag auf einem sehr guten Baugrund, der aus dicht gelagertem Grobkies bestand. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit elasti-

scher Wellen in diesem Boden war 420 m/sec. Auf diesen Boden war ein aus Kies geschütteter Damm aufgebracht worden, der in dünnen Lagen festgewalzt war. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Damm war 560 m/sec, also erheblich höher als im gewachsenen Boden. Dabei war es sowohl für die Ausbreitungsgeschwindigkeit als für die Amplituden der von der Maschine ausgehenden Bodenschwingungen ohne Belang, ob der Damm eine 25 cm starke Betondecke trug oder nicht.

Abb. 33 zeigt die Größe der Amplituden und Geschwindigkeiten auf dem Damm mit und ohne Betondecke. Wie man sieht, ist kein Unterschied zu erkennen. Es ist also in diesem Falle für die dynamische

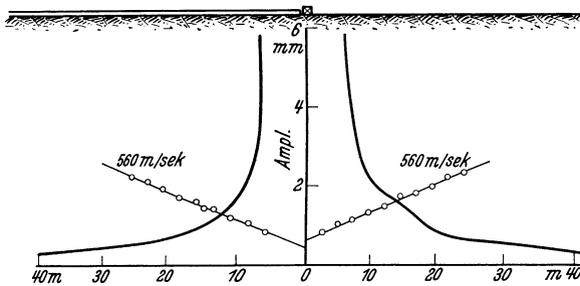


Abb. 33. Amplituden- und Geschwindigkeitskurven auf einem sehr gut verfestigten Damm.

Festigkeit des Gesamtstraßenkörpers belanglos, ob der Damm mit einer Betondecke belegt ist oder nicht.

Die zweite untersuchte Strecke lag auf einem aus losem Sand bestehenden Boden. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen im Sande war 125 m/sec. Auf der mit Betonplatten von 25 cm Stärke belegten Strecke aber wurde eine Geschwindigkeit von 250—300 m/sec gemessen. Außerdem waren bei gleich starker Anregung und in gleicher Entfernung von der Maschine die Schwingungsamplituden auf der mit Beton belegten Strecke nur etwa  $\frac{1}{3}$  so groß wie auf dem unbelegten Teil der Straße (Abb. 34). Hier also bedeutet die Belegung der Straße mit Betonplatten eine wesentliche Erhöhung der dynamischen Festigkeit des Straßenkörpers. In Abb. 34 sind außerdem deutlich die oben erwähnten Interferenzerscheinungen zu erkennen.

2. Der Baugrund für ein turmartiges Gebäude sollte untersucht werden. Das Gebäude war geplant mit einer durchschnittlichen Bodenpressung von  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ . Lift, Pumpen und ähnliche Erschütterungsquellen im Gebäude sind vorgesehen.

Geschwindigkeitsmessungen ergaben eine Ausbreitungsgeschwindigkeit von 150 m/sec der Wellen in diesem Baugrund. Der Baugrund ist also wenig tragfähig und die geplante Belastung von  $3,5 \text{ kg/cm}^2$  erscheint als zu hoch.

Ferner ergaben Setzungsmessungen, daß die dynamischen Setzungen an verschiedenen Stellen des geplanten Grundrisses sich verhielten wie 2 : 5, daß also zu erwarten war, daß das Gebäude sich ungleichmäßig setzen wird und dadurch starke Beanspruchungen erleidet. Die Stellen, an denen die stärkste Setzung zu erwarten war, konnten auf Grund der dynamischen Versuche angegeben werden. Die Größe der gemessenen Setzungen zeigt an, daß der Boden besonders unter der Einwirkung von Erschütterungen leicht zusammenzurütteln ist.

3. Zwei aus gleichem Material (Mittelsand) geschüttete, gleichaltrige Bahndämme (1922) wurden untersucht, von denen der eine noch nie

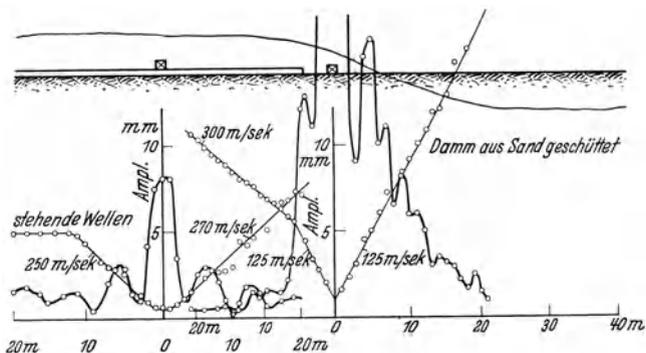


Abb. 34. Amplituden- und Geschwindigkeitskurven auf einem Damm mittlerer Festigkeit.

befahren worden war, der andere seit seiner Herstellung dauernd befahren wird.

Die Geschwindigkeitsmessung auf dem gewachsenen Boden ergab 230 m/sec. Auf dem unbefahrenen Damm wurde gemessen 180 m/sec, auf dem befahrenen 340 m/sec. Während also der unbefahrene Damm weniger fest war als der „gewachsene Boden“, hat die dauernde Erschütterung, der der befahrene Damm ausgesetzt ist, bewirkt, daß dieser viel stärker verfestigt ist als der gewachsene Boden. In Übereinstimmung mit diesen Messungen ergab die Bestimmung der Eigenschwingungszahl  $\alpha$  auf dem unbefahrenen Damm den Wert  $\alpha = 22,3$  Hz, auf dem befahrenen  $\alpha = 23,5$  Hz.

Praktische Schlußfolgerungen hieraus: Wenn man einen Straßen- oder Eisenbahndamm so stark verdichten will, daß spätere Setzungen durch Befahren ausbleiben (Stampfen, Rütteln, Schlämmen usw.), genügt eine Dichte gleich der des „gewachsenen Bodens“ nicht!

## 5. Modellversuche.

Gerade im Erdbau und Grundbau wird noch vielfach von mutmaßlichen Vorgängen gesprochen oder der Vorgang im Boden auf manchmal

recht anfechtbare Weise dargestellt, obwohl man einen großen Teil der Erscheinungen auch dem Uneingeweihten durch einfache Modellversuche klarmachen kann. Die große Einschränkung, die darin liegt, daß meist die Modellrichtigkeit in einer oder mehreren Richtungen nicht vorhanden ist, darf keinesfalls übersehen werden. Doch schon als Anschauungsmaterial sind solche Versuche von sehr großem Wert und ersetzen Hypothesen, die auf Grund manchmal sehr lückenhafter Überlegungen gerade in der Praxis zur Äußerung gebracht werden. Das Gebiet ist recht groß; deshalb seien hier nur einige einfache Beispiele genannt, wie sie in den letzten Jahren in den verschiedenen Erdbaulaboratorien durchgeführt wurden.

Man kann sich z. B. ein Bild machen über das Eindringen der Pfähle

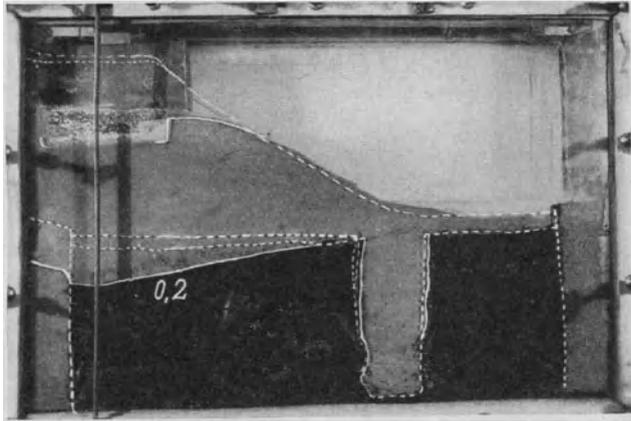


Abb. 35. Modellversuch.

in den Boden, über den Spannungszustand in der Umgebung verschieden geformter Pfahlspitzen, über die gegenseitige Beeinflussung von Gründungskörpern, über die Verformung im Querschnitt eines Straßendamms infolge von aufgebrachten Lasten, über den Böschungswinkel verschiedener Sande über oder unter dem Wasserspiegel u. dgl. mehr. Die Hilfsmittel, die man benötigt, sind meist sehr einfacher Art: Große Gefäße, wenn man den Vorgang im Querschnitt beobachten will, Kästen mit starken Glasscheiben an einer oder beiden Querwänden, Gummihüllen zur Herstellung von Bodenzellen, einige Meßuhren, Hängevorrichtungen oder Hebelübertragungen zur Aufbringung der Lasten. Außer Vornahme der Messungen kann man die Verformungen hinter Glasscheiben photographieren (Abb. 35). Terzaghi hat solche Versuche (z. T. durch Verfasser) mit Modellen von Spundwänden und Pfählen im Sandglimmergemenge und in Gelatine ausführen lassen, in letzterem

Material auch den Einfluß verschiedener Pfahlabstände. Auch im homogenisierten Ton kann man solche Versuche ausführen. Jedenfalls liegt hier noch ein weites Gebiet der Tätigkeit, besonders wo es gelingt, die Modellrichtigkeit zum Teil durch Umrechnung herzustellen. Besonders wichtig ist dabei die Zeitdauer der Vorgänge. Die Setzungserscheinungen infolge der Auspressung von Wasser z. B. benötigen im Laboratorium bei den geringen Abständen bis zur Oberfläche oder zu durchlässigen Schichten nur eine sehr kurze Zeit. Auch in anderen Gebieten, z. B. Hydraulik, Wasserbau ist ja die Anwendung der Modellversuche in großem Maßstabe allenthalben gebräuchlich und hat wertvolle Aufschlüsse geliefert.

## 6. Versuche, die auf der Baustelle oder im Feldlaboratorium möglich sind.

Es gibt selbstverständlich keine scharfe Grenze zwischen dem Umfang und der Einrichtung eines Erdbaulaboratoriums und eines Feldlaboratoriums. Das wird von der Bedeutung des betreffenden Bauwerkes, der Zeitdauer der Ausführung, den verfügbaren Mitteln und Arbeitskräften abhängen. Ebenso wie man jetzt auf großen Baustellen stets Betonprüfstellen einrichtet, kann man auch bei Erdarbeiten und Gründungen eine Bodenprüfstelle einführen oder angliedern.

Welche Geräte für die einzelnen Versuche notwendig sind, ist in den Beschreibungen (IV, 2) jeweils angegeben.

Probebelastungen (IV, 3) und dynamische Versuche müssen auf dem Gelände durchgeführt werden, die Auswertung, bei der auch Rechen- und Zeichenarbeit nötig ist, geschieht im Büro oder Institut.

Im Feldlaboratorium kann man alle Versuche machen, die mit einfachen Gerätschaften möglich sind und bei denen Verpackung, Versand, Veränderung (Trocknen, Einrütteln) der Bodenproben ungünstig ist oder besser vermieden werden soll. Hierher gehören z. B.

	Aufstellung S. 22, Nr.
Natürlicher Wassergehalt . . . . .	1
Porenvolumen . . . . .	2
Raumgewicht . . . . .	4
Kornverteilung . . . . .	5, 6
Atterbergsche Grenzen . . . . .	7a u. b
Kegelprobe . . . . .	8a u. b
Evtl. auch Zylinderdruckversuch . . . . .	9
Einfacher Durchlässigkeitsversuch . . . . .	12a u. c
Einrüttelung . . . . .	14

Ferner: alle Modellversuche, bei denen große Mengen Boden nötig und nur einfache Geräte erforderlich sind: z. B. Reibungsversuch auf dem gewachsenen Boden u. a. m.

## 7. Ausbildung der Bauingenieure für Baugrunduntersuchungen.

Nach allem, was bisher dargelegt wurde, kann man die angewandte Baugrunduntersuchung nicht nur einem Laboratorium oder einer Bohrfirma überlassen. Für Behörden, die große Erd- und Ingenieurbauten ausführen, für die Baupolizei und größere Unternehmerfirmen sind Ingenieure mit Kenntnis der Versuchsmethoden und ihrer Auswertung unentbehrlich. Von der Baustelle aus soll bereits die richtige Fragestellung, die Einsendung vollständiger Angaben über Form des Bauwerks, zu erwartende Bodenbelastung, örtliche Verhältnisse usw. einige Kenntnis der Zusammenhänge verraten. Verschiedene Dienststellen haben diesen Forderungen durch Einstellung sogenannter Georingenieure Rechnung getragen.

Es hat wenig Zweck, auch diese neue Art von Bauingenieuren von vornherein zu Spezialisten zu stempeln. Das normale Bauingenieurstudium und einige Jahre Baustellenpraxis müssen die Grundlage bilden, denn in Gründungsfragen — die ja stets in die Vorarbeiten hineinspielen — kann nur der beratend auftreten und brauchbare Untersuchungen durchführen, der die wichtigsten Bauvorgänge aus eigener Anschauung kennt. Im Entstehungsstadium eines Entwurfes beschäftigt sich der Bauleiter oder Brückendezernent mit allen möglichen Gründungsarten, von denen jede im Endzustand und während der Ausführung ihre vielfachen Beziehungen zur Beschaffenheit des Baugrundes hat. Daraus ergibt sich, daß in Baugrundfragen der Bauingenieur „federführend“ sein muß. Er sollte sich deshalb auch mit den Grundlagen beschäftigen und bereits auf der Hochschule in diesem Sonderfach vorgebildet werden.

Da bisher fast keine unserer Technischen Hochschulen Bauingenieure liefert, die „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“ gehört oder Übungen in diesem Fach mitgemacht haben, ergeben sich notwendigerweise zwei Folgerungen:

1. Um den Rückstand der letzten Jahre einzuholen und dem in der Praxis stehenden Fachgenossen das zu vermitteln, was er sofort anwenden kann und soll, sind mehrtägige Kurse eine zweckmäßige Einführung. Einzelne Vorträge in Vereinen und Artikel in Zeitschriften haben bei weitem nicht dieselbe Wirkung, weil dabei keine Gelegenheit besteht, die verschiedenen Böden als Anschauungsmaterial zu betrachten und die Versuche im einzelnen vorzuführen.

2. Für die Hochschule wäre vorzuschlagen, daß die Baugrundfragen, über die bis jetzt im Erdbau oder Grundbau, mehr oder weniger innerhalb des Lehrgebietes anderer Fächer (hier im städtischen Tiefbau, dort im Straßenbau, anderswo im Wasserbau oder Eisenbahnbau) nach

dem Stand längst vergangener Jahre gelesen wird, eine Sondervorlesung einzuschalten, die Pflicht für alle Bauingenieure, also z. B. nicht nur für die Straßen- und Wasserbauer, ist. In Abschnitt V wird gezeigt, wie stark die Baugrundfragen in jedes Sonderfach des Bauingenieurs hineingreifen.

### **8. Berührung mit anderen Fachgebieten.**

Aus dem bisher Gesagten geht bereits hervor, daß die Untersuchungen, die der entwerfende und ausführende Bauingenieur als Vorarbeiten für sein Bauwerk ausführen muß, sehr oft auf andere Fachgebiete übergreifen. Es sind dies in der Hauptsache Geologie, Bodenkunde, Physik, Geophysik und Chemie. Zwar gehören diese Fächer größtenteils zum normalen Lehrplan der Bauingenieurwissenschaften. Nur ist das, was der Student in diesen Fächern hört, in den meisten Fällen mehr eine Einführung als reif für praktische Verwendung. Dazu kommt, daß der Stoff, besonders in der Geologie, an den einzelnen Hochschulen in sehr verschiedenem Grade auf unsere Praxis zugeschnitten ist. Es ist deshalb zweckmäßig, in allen Fällen, in denen dies irgendwie nützlich erscheint, z. B. im Gelände und bei der Vorkundung den Geologen, beim Aufbau der Laboratoriumsversuche den Physiker, bei dynamischen Untersuchungen den Geophysiker, bei Bestimmungen im Laboratorium wieder den Chemiker zuzuziehen. Dies ist schwierig genug, da die Fälle, in denen wir Rat brauchen, für die anderen Fachrichtungen meist in Randgebieten liegen. Eine gegenseitige Anpassung, ein reger Austausch und ein klares Erkennen der Kompetenzgrenzen können da zu wertvollem Fortschritt verhelfen.

## **V. Beziehung Bauwerk — Baugrund (meist vermittelt durch Gründungskörper).**

### **A. Praktische Beispiele aus den einzelnen Gebieten des Ingenieurbaus.**

#### **1. Erdbau.**

Es ist nicht beabsichtigt, eine umfangreiche Abhandlung über Erdbau zu schreiben. Dazu ist das Gebiet zu groß, zumal es bei fast allen Bauten des Ingenieurwesens, die auch in den anschließenden Abschnitten besprochen werden, eine wichtige Rolle spielt und die Grundlage dieser Bauten bildet. Einige der folgenden Beispiele sollen dies näher erklären.

Erdmassen dienen entweder als Tragkörper (Eisenbahn, Straße usw.), als Abschluß (Staudamm, Deiche usw.) oder als Schutz (z. B. Behälter,

gegen Frost und Hitze, Befestigungen gegen Beschuß). Die Einebnung großer Mulden zur Verbesserung des Wasserabflusses, der Übersichtlichkeit u. dgl. erfordern Erdarbeiten einfacherer Art.

Die Kenntnis der Bodenverhältnisse ist wichtig wegen der Maßnahmen für Lösen, Transport und Anschütten. Eine Mitbeobachtung der Grundwasserverhältnisse und der Strömungen ist dabei oft notwendig. Bei allen Erfahrungen, die man mit solchen Bauten macht, ist eine einwandfreie Nutzanwendung erst möglich, wenn man die Bodenarten deutlich beschreiben kann. Abgesehen von den Kennziffern, die der Klassifizierung der Böden dienen, sind die Gleichförmigkeit, Kornzusammensetzung, Lagerungsdichte (Porenvolumen), der Winkel der inneren Reibung, die Durchlässigkeit, der Verdichtungsbeiwert, je nach Lage des praktischen Falles, von Bedeutung.

Auch die Anlage von Sand- und Tongruben kann das Gleichgewicht der Umgebung bis auf große Entfernung so stark stören, daß Schäden an Straßen und Eisenbahnen die Folge sind.

Im Erdbau kommen alle in den Abschnitten III und IV besprochenen Untersuchungen zur Anwendung. Da in den nachfolgenden Abschnitten (V, A 2—7) ebenfalls Zusammenhänge mit dem Erd- und Grundbau für die einzelnen Zwecke besprochen werden, wollen wir uns hier beschränken auf die Fälle, in denen der Boden zugleich als Baugrund und Baustoff auftritt und bei denen die Bodenverhältnisse besonders stark mitspielen.

**a) Bodengewinnung.** Für die Art des Lösens der Aushubmassen, die Verwendung gewisser Maschinen und Geräte usw. sind eindeutige Bezeichnungen (II) der Bodenarten wichtig, da sehr oft bereits über die Bedeutung der Ausdrücke in Verdingungsunterlagen („Stichboden“, „mit der Hacke zu lösen“ u. dgl. mehr) sehr verschiedene Meinungen bestehen. Man kann Mißverständnisse umgehen, indem man die Böden richtig bezeichnet und ihre Eigenschaften durch einfache Kennziffern (IV) festlegt. Besonders für den Gebrauch von Greifern und Löffelbaggern sowie für das Sprengen (Verdämmung) sind solche Angaben wertvoll.

**b) Förderung.** Für den Transport der Bodenarten reichen die Bezeichnungen und die Feststellung des Raumgewichtes aus.

**c) Auf- und Abtrag.** Beim Herstellen der Einschnitte, Legen der Ladegleise usw. ist es nützlich, den Böschungs- und Reibungswinkel der Bodenschichten, die Neigung zum Fließen, das Vorhandensein von Rutschflächen usw. ungefähr zu kennen.

Bei der Dammschüttung darf man nicht einfach nach einem der Handbücher Kopf- oder Seitenschüttung nur wegen der Billigkeit wählen oder, wie ein Fachgenosse sagte, „den bequemsten Weg suchen, um den Dreck zu verkarren“, sondern man muß die Anordnung der

Schütthöhe und der einzelnen Lagen dem Zweck des Bauwerks und der anzuwendenden Verdichtungsart, die wieder von den Eigenschaften des Erdstoffes abhängt, anpassen. Es wäre z. B. am einfachsten, ein Baugleis recht lange liegen zu lassen und einen breiten Damm zunächst auf einer Seite bis auf volle Höhe zu schütten. Sobald jedoch für den anderen Teil Dammbaustoffe von einer anderen Entnahmestelle mit ganz anderen Eigenschaften verwandt werden müssen, ergäbe sich die große Gefahr ungleichmäßiger Setzungen im Damm, unter Umständen auch einseitiger Frosthörungen mit allen schädlichen Auswirkungen auf den Dichtungskern, die Gleislage oder die Straßendecke.

Außerdem muß man die Beschaffenheit des vorhandenen Untergrundes berücksichtigen, der vielleicht Moor und Schlickeinlagerungen usw. enthält (wird bei V, A 3 u. 4 besprochen).

**d) Sicherung der Erdkörper.** Der Schutz der Böschung, nicht nur gegen große, sondern vor allem gegen die sogenannten kleinen Rutschungen, erfolgt

1. durch Abdecken mit Mutterboden, Auflegen von Rasenstücken, baldiges Ansäen und Bepflanzung oder Abdecken mit Schlacke. Je nach der Bodenart ist dies mehr oder weniger dringlich, um das Auslaufen der Böschung bei Regengüssen, die sogenannten Frühjahrsrutschungen durch Frost und Auftauen sowie Beschädigung durch Betreten zu verhindern. Die Kennziffern (IV) und Feststellung des Böschungswinkels am trockenen und feuchten Material erleichtern die Beurteilung.

2. Besondere Maßnahmen kommen in Betracht, wenn z. B. aus Raummangel am Hang steilere Böschungen gewählt werden, als sie dem Böschungswinkel des Materials entsprechen. Man befestigt dann die steilen Böschungen durch mehr oder weniger geneigte Futtermauern, kleine Stützmauern am Böschungsfuß, Trockenmauerwerk oder Pflasterungen. Für alle diese Maßnahmen ist ausreichende Drainage der erdseitigen Begrenzung erforderlich, damit nicht der hydrostatische Druck im Innern durch Wasser vom Hang, heftige Regengüsse oder beim Auftauen nach Frostperioden zu stark ansteigt und die Böschungsbefestigung herausdrückt oder gar zum Einsturz bringt (siehe unter Eisenbahnbau).

**e) Rutschung.** (Beispiele aus den verschiedenen Gebieten des Ingenieurwesens finden sich auch unter V, A 3 und V, A 4.)

Rutschungen großer Erdmassen, die mit elementarer Gewalt und oft ganz plötzlich eintreten, erfolgen keineswegs nur bei Erdarbeiten oder nach Eingriffen der Menschenhand in die Gleichgewichtsverhältnisse des Bodens. In Abhandlungen über die Entstehung unserer Böden wird ausführlich gezeigt, daß fast überall eine ständige Neigung zum Abflachen der Böschungen vorhanden ist (siehe u. a. „Ingenieur-geologie“ S. 408 u. 409).

1. Entstehung. Ohne Zweifel handelt es sich um eine Störung des Gleichgewichts. Die Ursachen sind verschiedener Art und manchmal nicht genau zu erkennen, weil mehrere Einflüsse zusammenwirken. Die in der Praxis meist zuerst geäußerte Annahme ist die des Abrutschens eines Erdkörpers auf einer vorhandenen und durch Wasser geschmierten Gleitfläche. Das Vorhandensein solcher Flächen ist jedoch nicht notwendig; die Rutschflächen können sich auch im Boden neu bilden dadurch, daß in einem Erdstoff der Winkel der inneren Reibung für die neuen Belastungsverhältnisse nicht ausreicht. Die Gleitflächen können flach oder gekrümmt sein [3, 37, 38].

Auch die Absenkung des Wasserspiegels, wodurch Auftrieb vermindert und Rissebildung begünstigt wird, kann mitschuldig sein.

Ebenso kommt in manchen Fällen zu dem Erddruck der hydrostatische Druck hinzu.

Besonders gefährlich sind die Grenzflächen zwischen Sand und Ton und dünne Sandeinlagen in Tonschichten, weil hierdurch die Vorbedingung der Schmierung und die Begünstigung der Verlagerung durch verschiedene Festigkeitswerte gegeben ist.

Eine andere Art der Erdbewegung am Hang, die besonders im Hochgebirge vorkommt, sind die Murgänge, Bewegungen des manchmal durch tonige Bestandteile verunreinigten Gehängeschuttes, durch starke Wasseranreicherung, besonders im Frühjahr, ausgelöst oder gefördert (z. B. Bayrischzell 1935). Eine einwandfreie Klärung dieser Vorgänge und Vorausbestimmung durch Bodenuntersuchungen ist schlecht möglich, da die Zusammensetzung solcher Schuttmassen meist recht ungleichmäßig ist.

Auch Ausfließen des Sandes und gar sogenannte Sandströme hat man beobachtet. Ausführlichere Darstellungen finden sich in der „Ingenieurgeologie“ S. 408—446.

Ganz allgemein kann man sagen, daß den nach einem tiefer gelegenen Hohraum hin gerichteten Kräften, die aus dem Gewicht der Erdmassen, dem Wasserdruck und der Auflast bestehen, die Reibung und Haftung der Bodenteile oder bauliche Maßnahmen (z. B. Stützmauern) entgegenwirken müssen, wenn Gleichgewicht oder Sicherheit gegen Rutschen bestehen soll [3, 38]. Für die notwendigen Berechnungen muß also die Bodenuntersuchung die erforderlichen Hilfswerte liefern, von denen in diesem Fall besonders die Reibungsbeiwerte, Durchlässigkeitsziffern und die einfacheren Kennziffern wertvoll sind.

**Beispiele.** Bahnkörper am Hang siehe unter 4 (V, A 4 S. 85).

Eine verhängnisvolle Rutschung ereignete sich im Oktober 1916 bei Getå in Schweden (Vita Sikudden)<sup>1</sup>. Da die Rutschung nicht recht-

<sup>1</sup> Aus dem Bericht über eine Exkursion der „Degebo“ nach Schweden (1930).

zeitig bemerkt wurde, fuhr etwa 20 Minuten später ein Zug in die Rutschstelle hinein, wobei 41 Menschen ums Leben kamen.

Die Bahnlinie verläuft hier auf längerer Strecke in geringem (an der Rutschstelle 30 m) Abstand vom Ufer des Bråviken — einer Bucht der Ostsee — auf einem bis zu 10 m über dem Wasserspiegel liegenden Damm. Das Gelände fällt oberhalb der Bahn sehr steil nach dem See zu ab, verflacht sich unter dem Damm bis zu 30°, um dann unter dem Spiegel des Bråviken nahezu horizontal auszulaufen.

Der Untergrund besteht aus steil einfallendem Moränenkies, über dem sich in wechselnder Mächtigkeit eine Schichtenfolge von glazialen

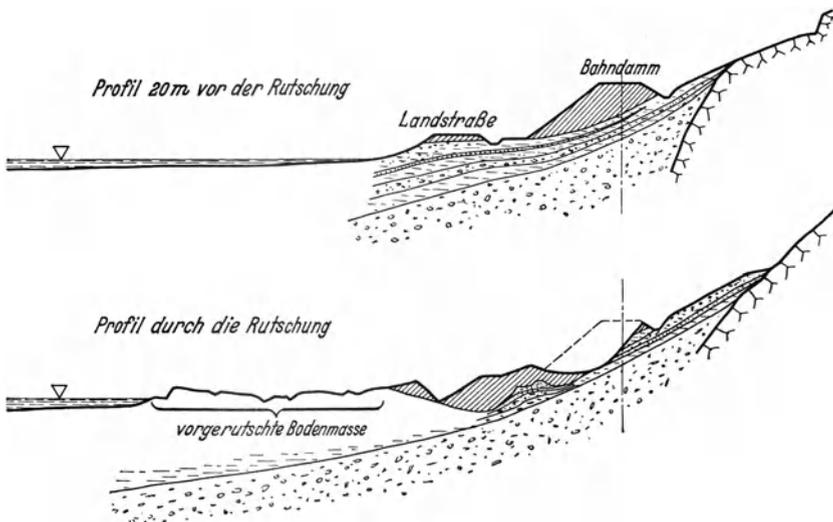


Abb. 36. Rutschung bei Getå in Schweden.

Ton und postglazialen Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen lagert. Die Mächtigkeit der Schichten oberhalb des Moränenkieses beträgt unter dem landseitigen Böschungsfuß des Dammes 2 m, unter der Dammitte 7 m und nimmt seewärts immer weiter zu (Abb. 36).

Die Ursache der Rutschung kann darin gesehen werden, daß infolge der außergewöhnlichen Trockenheit des Frühjahres 1916 die Tonschichten stark geschrumpft waren unter gleichzeitiger Bildung zahlreicher Risse und Sprünge. Im September traten dann sehr starke Regengüsse auf, das Wasser drang in die Risse und Sprünge ein, wobei es einerseits das Gewicht der Bodenschichten und den Wasserdruck vermehrte, andererseits die Kohäsion der feinen Schluffe sowie den Reibungswiderstand verminderte.

Bei der Wiederherstellung wurde der Damm etwa 1,50 m gegen den

Hang zu verschoben und an seinem seeseitigen Fuß eine starke Stützmauer bis auf den festen Moränenkies hinabgeführt.

Die Rutschung an diesem Damm, der 4 Jahre lang ohne Störung im Betrieb gewesen war, veranlaßte die Direktion der schwedischen Staatsbahnen die Geotechnische Kommission mit der systematischen Untersuchung einer größeren Anzahl von Dämmen und Einschnitten zu beauftragen.

2. Verhütung und Bekämpfung der Rutschung [39]. Durch gründliche Voruntersuchung wird eine Verhütung in vielen Fällen möglich sein. Gegenüber angefangenen Rutschungen ist man jedoch sehr oft machtlos, da riesige Massen in Bewegung sind und Abhilfemaßnahmen, selbst bei langsamem Fließen, nicht schnell genug wirksam werden. Viele Rutschungen gehen auch explosionsartig vor sich, wie z. B. die bei Getå und die an der Odenwaldbahn, bei der Abdeckquader der Stützmauer bis fast 100 m weit in das Wiesental geschleudert wurden.

Aus den Entstehungsursachen ergeben sich folgende Maßnahmen:

α) Stütz- oder Futtermauern am Fuß der Böschung. Für die richtige Berechnung solcher Mauern sind u. a. die Reibungswerte der Hinterfüllung notwendig (außerdem ist eine Vertiefung unserer Kenntnisse über Erddruck, Wasserdruck und periodisches Vordrücken der Mauern erforderlich).

β) Geeignete Trockenlegung wasserführender Schmier- oder Sandschichten. Auch diese Maßnahme kann nur nach gründlicher Voruntersuchung getroffen werden, da unter Umständen durch Gräben und Rigolen das Wasser erst an rutschgefährliche Böden herangebracht wird und infolge der Durchfeuchtung ihr Reibungswinkel sinkt.

γ) Pfähle aus Holz, Eisenbeton und Stahlrohren hat man zur Sicherung von Böschungen und zum Aufhalten von Rutschungen verwandt. Diese Maßnahme wird oft überschätzt. Gewiß kann man einen Straßendamm durch eine oder zwei Reihen Stahlrohre („Ingenieur-geologie“ S. 432) sichern. Bei sehr großen Massen und Höhen werden aber selbst Eisenbetonpfähle, die mit Eisenbahnschienen armiert sind, glatt umgeknickt, wie dies im Einschnitt des Mittellandkanals bei Bechtsbüttel geschah.

δ) An dieser Stelle ging man einen Schritt weiter und versuchte es mit der Zementinjektion. Die Maßnahmen sind angedeutet im Bericht des Mineralogisch-Geologischen Institutes der Technischen Hochschule Braunschweig vom September 1933 [40] und wurden in einem Vortrag von Oberbaurat Trier (Degebo 1935) ausführlich beschrieben. Es handelt sich um Rutschungen auf Kreidetonen durch Einlagerungen von Bänderton zwischen Geschiebemergel und Kreideton, außerdem um Rutschungen innerhalb des Kreidetons infolge geringer

innerer Reibung und tektonischer Lagerungsverhältnisse. Im ganzen wurden etwa 4000 t Zement injiziert, durch die ungefähr 700 000 m<sup>3</sup> rutschgefährlichen Bodens befestigt wurden (siehe V, B 4).

Vorbeugende Maßnahmen sind bei gründlicher Bodenuntersuchung möglich. Wenn man auch den Winkel der inneren Reibung nicht haargenau ermitteln kann und durch Verwerfungen und Unregelmäßigkeiten eine einfache Berechnung oft sehr erschwert ist, wird man doch die Anordnung von für das betreffende Material unsinnig steilen Böschungen (Tonmergel bleibt nicht 1 : 1,5 stehen!!), das Anschneiden geschmierter Rutschflächen, von Fließsandlagen usw. vermeiden können.

3. Bodenuntersuchungen. Die Atterbergschen Konsistenzgrenzen, der Druckversuch mit unbehinderter Seitenausdehnung, der Reibungsversuch und die einfachen Kennziffern geben Auskunft über die physikalischen Eigenschaften des anstehenden Bodens und ermöglichen eine ungefähre Berechnung der Gleichgewichtsverhältnisse.

Auch durch chemische Untersuchungen hat man in den Tonböden gewisse Mineralien nachgewiesen, die für die Erhöhung der Rutschgefahr verantwortlich zu machen sind [41, 42]. Die Kenntnis der chemischen Zusammensetzung ist außerdem besonders wertvoll für die Beurteilung künftiger Änderungen der Konsistenz (Quellen, Zerfall) infolge der Witterungsverhältnisse, wodurch an Einschnitten und Dammböschungen noch nach vielen Jahren Rutschungen eintreten können.

f) **Verdichtung der Dämme.** Für alle wichtigen Erdbauten, Eisenbahnen, Straßen mit wertvoller Decke, Staudämme u. dgl. mehr muß das Schütten und Verdichten der Erdmassen möglichst gleichmäßig erfolgen, da ungleichmäßige Setzungen gefährlich sind und den Oberbau beschädigen können. Eine Besprechung der auf der Baustelle angewandten Verfahren, geeigneter Vorschriften und der Art und Weise des Nachprüfens findet sich unter „Straßenbau“ und „Dynamische Versuche“ (V, A 3 u. IV, 4).

g) **Tunnel- und Stollenbau.** Bei den hohen Kosten, die gerade der Tunnelbau und die Ausmauerung der Tunnels mit sich bringen, ist eine möglichst klare Beurteilung der Zusammenhänge unerläßlich. In erster Linie wird der Geologe über die Lage der zu durchfahrenden Schichten zu Rate gezogen werden. Die Ermittlung des Druckes auf Tunnelröhren hängt jedoch von den Festigkeitseigenschaften des überlagernden Gesteins ab, und die Aufnahme dieses Druckes durch das Gewölbe ist eine statische Angelegenheit. Man wird die zum Teil rohen Annahmen durch Vervollkommnung der Untersuchungsverfahren bodenphysikalischer Art verbessern können. Dies gilt besonders für die Strecken, die nicht im Fels, sondern in Sand, Ton oder in schwimmendem Gebirge liegen („Ingenieurgeologie“ S. 365—407).

**h)** In der letzten Zeit wurde auch die Frage nach der Anwendungsmöglichkeit der bodenphysikalischen Untersuchungen auf die Klärung von **Bergbausenkungen** gestellt. Mit den Nachmessungen und der Berechnung der beeinflussten Gebiete der Zonen des Nachbruches und der zu erwartenden Gesamtsenkung haben sich seit Jahrzehnten die Markscheider in unseren Industriegebieten beschäftigt [43]. Weitere Literaturangaben und einige Skizzen der Zusammenhänge gibt Terzaghi in der „Ingenieurgeologie“ S. 446—465. Nach dem an anderer Stelle Gesagten wird man herausfühlen, daß die Berechnung der Senkungsmulden z. B. keine rein geometrische Angelegenheit ist, sondern daß die Festigkeitseigenschaften der über den Hohlräumen lagernden Schichten und der Winkel der inneren Reibung sowie die Kohäsion die Ausdehnung beeinflussen müssen.

Auch die Eigenschaften des Versatzmaterials (Sand beim Spülversatz, Schwellen toniger Mergel usw.) sind für den Praktiker wichtig.

In Bergbaugebieten treten außerdem noch an Bauwerken verschiedener Art Setzungserscheinungen auf, von denen man zunächst nicht weiß, ob sie auf Zusammendrückung des Bodens unter einer Last, Verkehrserschütterungen oder Bergschäden zurückzuführen sind. In diesen Fällen wird man versuchen müssen, durch Nachrechnung der verschiedenen Einflüsse, auf Grund eingehender bodenphysikalischer Untersuchungen, den Anteil jeder einzelnen Wirkung an der beobachteten Erscheinung zu berechnen. Auch wenn Tief- oder Ingenieurbauten in der Nähe abgebauter und unzureichend versetzter Gruben (Flöze) ausgeführt werden sollen, kommt es darauf an, ungefähr zu bestimmen, wie und wie weit sich die Einflüsse der Einsturzzonen auswirken werden. Die Eigenschaften des anstehenden Materials müssen also in erster Linie untersucht werden. Der Zusammenarbeit der an diesen Erscheinungen Beteiligten steht hier noch ein weites neues Arbeitsgebiet offen.

## 2. Wasser- und Hafenbau.

**a) Staudämme.** Abgesehen von Ein- und Ausfluß-Bauwerken und der Befestigung der Krone, fallen geschüttete Staudämme fast gänzlich in das Gebiet des Erdbaues. Es ist offenkundig, daß die Beschaffenheit des Schüttmaterials im Zusammenhang mit der Böschungsneigung und Durchlässigkeit, die Auswahl des Bodens für den Dichtungskern, die Art des Lösens und Verdichtens der geschütteten Massen und ähnliche feststellbare Eigenschaften von ausschlaggebender Bedeutung sind. Außerdem muß auch der bereits vorhandene Untergrund erforscht werden. Neben Schürfen und Bohren bilden da die verschiedenen Versuchsmethoden ein wertvolles Hilfsmittel.

Beispiel. Ein Erddamm von großer Höhe soll auf ziemlich durch-

lässigem Boden geschüttet werden. Darunter liegen mächtige Lagen tertiären Tons. Zunächst wird das Gewicht des geschütteten Dammes den Ton so stark zusammendrücken, daß man bei Anordnung des Dichtungskerns besondere Maßnahmen ergreifen muß. Wählt man einen Betonkern, der ohne Rissebildung ein Durchbiegen nicht ertragen kann, so sind bewegliche Fugen oder einzelne Betonplatten anzuordnen, die übereinandergreifen. Durch den hohen Stau besteht außerdem die Gefahr der Erosion im vorhandenen Untergrund, die bei einigen Talsperren in Nordafrika bereits zum Einsturz geführt hat. Auch die Sickerverluste auf dem Umweg durch den Untergrund will man in erträglichen Grenzen halten. Bohrungen, Entnahme von Proben und ausgiebige Bestimmung der Durchlässigkeit mit anschließenden hydraulischen Berechnungen sind dann notwendig. Maßnahmen zur Abdichtung im Untergrund, z. B. Injektionen von Silikatlösungen oder Zementmilch zur Schaffung einer wenig durchlässigen „Schürze“ oder Herdmauer werden von der Korngröße und Durchlässigkeit des Untergrundes abhängen.

Bei Staumauern, vor allem bei Gewölbetalsperren großer Höhe, ist, besonders bei felsigem Gestein, die Nachprüfung der Durchlässigkeit infolge von Spalten, Klüften und Zwischenlagerungen sowie der Druckfestigkeit des Gesteins in der Nähe der Kämpfer-Auflager unerläßliche Vorbedingung.

**b) Kanäle.** Durch Aushub großer Massen im Einschnitt, bei Strecken im Auftrag sowie beim Einbau zuverlässiger Sohlen- und Seitenabdichtungen nehmen die bodenkundlichen Vorarbeiten einen großen Raum ein. (Terzaghi beschreibt in der „Wasserwirtschaft“ 1930, Nr. 18—19 [44] Versuche und Vorarbeiten in Rußland.) Infolgedessen werden Durchlässigkeitsversuche und Reibungsversuche, neben den verschiedenen Kennziffern zur Einordnung der Böden, ein wertvolles Hilfsmittel sein. Böschungsrutschungen in Kanaleinschnitten setzen riesige Massen in Bewegung, die meist gänzlich abgetragen werden müssen, da bauliche Maßnahmen nichts helfen. Man hat immer wieder versucht, solche Rutschungen durch Pfähle aufzuhalten, die aber glatt umgeknickt wurden. (Oberregierungs- und -baurat Trier berichtete in der 9. Mitgliederversammlung der Degebo über große Rutschungen am Mittellandkanal und beschrieb die dort versuchten Maßnahmen. Man hat schließlich versucht, durch Injektionen (im Ton mit Zementmilch) solche Rutschungen aufzuhalten und dabei auch Erfolge gehabt [40]. (Im Ausland haben Spezialfirmen diese Verfahren bereits weit entwickelt, während in Deutschland die ersten größeren Anwendungen bei Wenden-Bechtsbüttel stattfanden. Einige Daten siehe V, B 4 S. 125) Zunächst wird man überrascht sein, daß die Injektion im Ton überhaupt glückt. Bei dem hohen Druck, der zur Anwendung kommt, verbreitet sich

die Zementmilch bis in sehr feine Spalten, und falls der Ton nicht klüftig ist, wird er durch den hohen Druck klüftig gemacht. Jedenfalls scheinen diese Verfahren für Verfestigung von Tonböden, Tonmergeln u. a. im Erdbau eine Zukunft zu haben. Es wäre wünschenswert, wenn durch gelegentliche Anwendung weitere Erfahrungen gesammelt würden.

Die Nachprüfung des Tones für Kanaldichtungen ist verhältnismäßig einfach.

**c) Wasserhaltungen,** Beseitigung des Grundwassers, Grundwasserabsenkungsanlagen werden bei den verschiedenartigsten Bauten benötigt. Für die Leistung der Brunnen, Bemessung der Pumpen und überhaupt schon die Wahl der Wasserhaltung ist neben der Schichtung im Boden die Durchlässigkeit der einzelnen Lagen wichtig [45]. Es liegt auf der Hand, daß Durchlässigkeitsversuche bessere Grundlagen liefern müssen als Formeln, die mit den einzelnen Eigenschaften der vorhandenen Bodenart nicht im vollen Zusammenhang stehen.

**d) Kaimauern und andere Hafengebäude.** Selbstverständlich hat man Kaimauern berechnet, und zwar nach den in Handbüchern gemachten Angaben unter Zugrundelegung von Reibungs- und Böschungswinkeln, die man wählte. Aus der Reihe der Unfälle seien nur zwei herausgegriffen.

1. Verschiebung von Kaimauern in Niederländisch-Indischen Häfen [46, 47, 48].

2. Abrutschen der Kaimauer in Göteborg.

Es scheint mir aufschlußreich, die bei uns wohl weniger bekannten ungünstigen Erfahrungen mit einigen Kaimauern in Niederländisch-Indien vom Standpunkt der Baugrundforschung aus kurz zu besprechen. Man wird daraus sehen, daß solche Überraschungen nicht mehr oder wenigstens nicht in mehreren Fällen hintereinander vorzukommen brauchen, wenn man sich über die Bodenverhältnisse und -zusammenhänge rechtzeitig Klarheit verschafft [46].

Auf alle Gründungsfragen trifft die Vorbemerkung zu, „daß es schade sei, daß man in den technischen Zeitschriften meist nur die Beschreibung geglückter Arbeiten antreffe und nur äußerst selten das erläutert werde, was mißglückt sei oder Anlaß zu großen Sorgen gegeben habe“.

In der Zeit großen Aufschwunges der niederländisch-indischen Schifffahrt nach dem Kriege wurden in den Häfen von Java und Celebes viele neue Kaimauern auf den früher auch in Holland (Rotterdam) angewandten Eisenbeton-Caissons ausgeführt. Bezeichnend ist, daß Ingenieur Wouter Cool etwa 4 Fälle von Verschiebungen ähnlicher Art nennt, die alle auf zu geringe Standsicherheit schließen lassen (entweder während des Bauvorganges oder beim fertigen Bauwerk),

obwohl in der Beurteilung der Bodenverhältnisse und -eigenschaften eine beträchtliche Unsicherheit lag.

e) Beispiele für Unfälle an Kaimauern. 1. Beispiel. Im Hafen von Tjilatjap (Südküste Javas) versackte eine Anlagebrücke auf

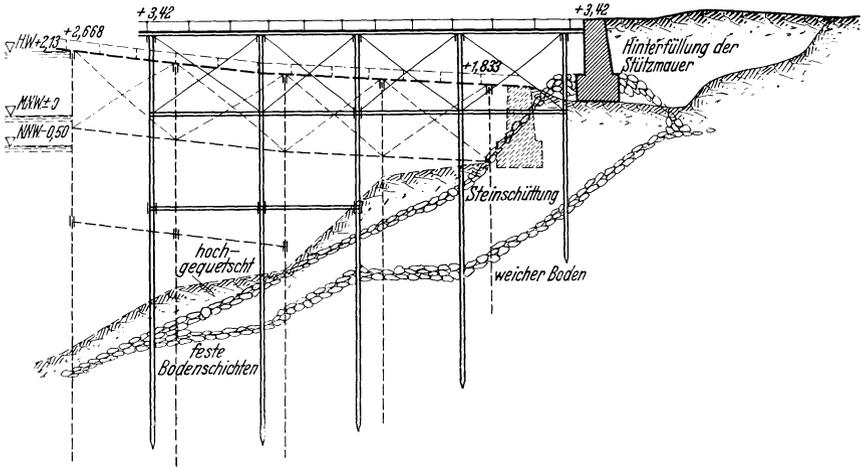


Abb. 37. Wegsacken der Anlagebrücke in Tjilatjap.

eisernen Schraubepfählen (Abb. 37) unter gleichzeitigem Verschieben nach der Wasserseite zu, als man eine schwere Steinschüttung zur Sicherung der Böschung aufbrachte. Durch spätere Bohrungen

wurde festgestellt, daß der Boden an der Vorderseite verhältnismäßig fest, dahinter am Ufer aber durch etwa 50% Schlack stark verunreinigt war. Dadurch war er so plastisch, daß er das Mehrgewicht nicht tragen konnte.

Ein ähnlicher Fall wird vom Assahan-Fluß genannt [46, S. 124].

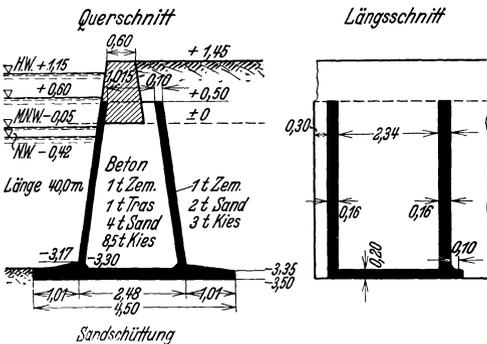


Abb. 38. Caissonmauer im Prauwenhafen Semarang.

2. Beispiel. Prauwen-Hafen, Semarang. Für wenig tiefgehende Leichter wurde eine Ufermauer aus Eisenbeton-Caissons hergestellt. Bei der Hinterfüllung mit Sand wurden diese Caissons um etwa 1,10 m verschoben, während das dahinter gelegene Gelände bis auf 22 m Abstand um 1,50 m sackte. Der Boden des Hafenbeckens hob sich um etwa dasselbe Maß. In diesem Fall hatte man mit den Caissons und der

darunter liegenden Sandschüttung (Grondverbetering) die feste Lage nicht erreicht, sodaß durch die Gleichgewichtsstörung die weicheren Bodenschichten unter der Mauer hindurchgequetscht wurden (Abb. 38, Verbesserung nach Abb. 39).

Vorversuche. Um bei den Berechnungen die richtigen Reibungsbeiwerte, Raumgewichte usw. einzusetzen, wurden damals bereits einige

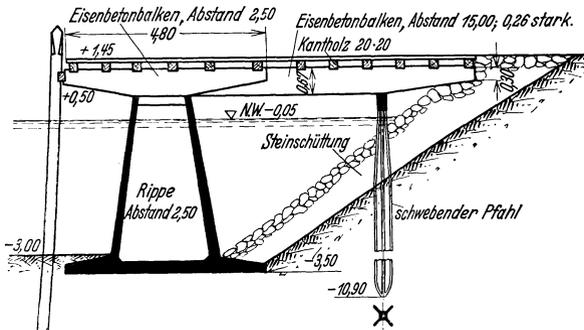


Abb. 39. Entwurf für den verbesserten Prawnkai in Semarang.

Versuche gemacht, z. B. indem eine Betonplatte von 1 m<sup>2</sup> mit verschiedener Auflast über die Bodenfläche hinweggezogen wurde.

Man fand dabei 1916 zu Semarang für

	Reibungsbeiwert	Reibungswinkel
Beton auf wassergesättigtem Seesand . . .	0,68	34° 19'
Beton auf Seesand unter Wasser . . . . .	0,74	36° 40'
Beton auf fettem blauem Ton . . . . .	0,35	19° 27'

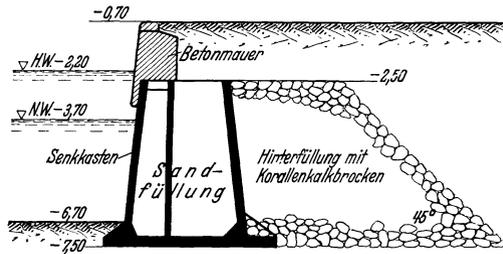


Abb. 40. Verbesserung des Prawnkais Macassar.

Nach weiteren Versuchen, auch über den Winkel der inneren Reibung<sup>1</sup>, wurde den Berechnungen u. a. zugrunde gelegt:

Böschungswinkel, Sand, trocken . . . . .	30°
Böschungswinkel Sand, naß . . . . .	20°
Böschungswinkel unter Wasser . . . . .	20°
Reibungswinkel Beton auf Sand . . . . .	30°

<sup>1</sup> Wie diese Feststellung geschah, wird nicht mitgeteilt.

3. Beispiel. Prauwen-Kai, Macassar (Celebes) (Abb. 40). In diesem Fall verschoben sich die Caissons auf etwa 60 m Länge maximal um 23 cm schon beim Hinterfüllen, obwohl man in aller Eile von der Wasserseite aus einen Sanddamm gegengeschüttet hatte. Dadurch kam die Verschiebung zum Stillstand. Die Nachrechnung ergab, daß die Praxis recht hatte und die Mauer verschoben werden mußte. Man erreichte eine gewisse Verstärkung nach Wegbaggern der Hinterfüllung durch eine Korallensteinschüttung, die ein geringes Raumgewicht und viel größeren Reibungswinkel hat als Sand. Sehr wahrscheinlich ist der Reibungswinkel das Wichtigste; denn die groben Hohlräume zwischen dem Korallenkalk werden nach und nach voll Sand gespült und sowohl Gewicht wie der Wasserdruck gegen die Rückwand der Mauer werden kaum kleiner sein als bei Sandhinterfüllung.

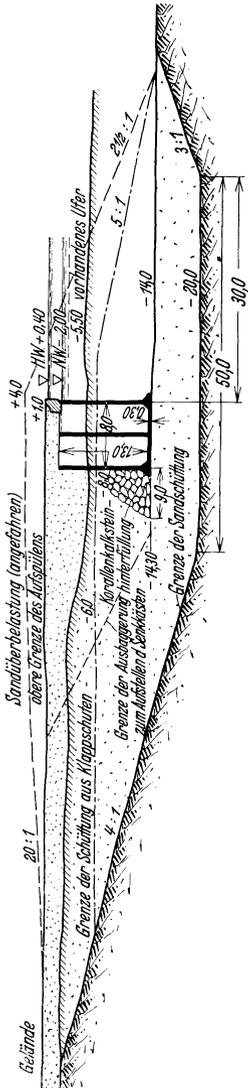


Abb. 41. Verlängerter Steinkohlenkai Soerabaya.

4. Beispiel. Verschiebung von 3 Caissons des Steinkohlen-Kais in Soerabaya. Ein schematischer Querschnitt dieses Kais ist in Abb. 41 wiedergegeben. Als man dabei war, die Sandhinterfüllung bis auf volle Höhe aufzuspülen, verschoben sich drei der je 40 m langen Caissons um etwa 20 m nach außen und sackten gleichzeitig etwa 50 cm tiefer (Abb. 42). Über die Wiederherstellung wurde ausführlich berichtet, während sich über die Ursachen eine Diskussion entwickelte, die in den angeführten Artikeln zu finden ist. Wichtig ist hieraus, daß sofort zugegeben wurde, man habe den Unfall vermeiden können, wenn man rechtzeitig Probebohrungen in der Sandanfüllung unter der Kaimauer ausgeführt hätte. Spätere Bohrungen ergaben nach Abb. 43 eine Schlicklage von etwa 1 m Mächtigkeit, die nur 2 m unter dem Fuß des Caissons lag. Da die Mauer bei Annahme der Reibungswinkel für Sand mit einem Sicherheitsgrad von nur 1,2 berechnet war, wird bereits hierdurch das Verschieben hinreichend erklärt. Zu der schlechten Unterlage und dem Absetzen der Caissons auf die Hafensohle, ohne jeden passiven Erddruck von der Wasserseite her, kam dann noch das Über-

schätzen der Steinschüttung hinter der Mauer, die nicht einmal als Filter wirkt, da sich die Hohlräume voll Sand spülen und sie außerdem den vollen Erddruck und den vollen Wasserdruck gegen die Rückwand

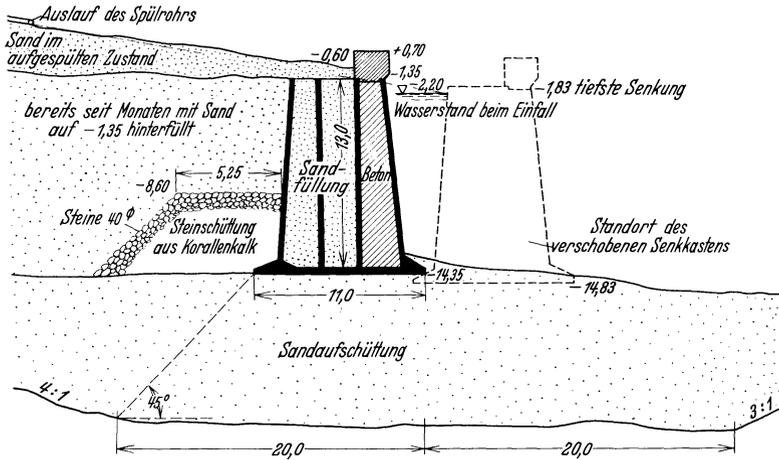


Abb. 42. Verschiebung des Steinkohlenkais Soerabaya.

der Mauer überträgt. Hinzu kam dann noch das Aufspülen der Hinterfüllung, das eine Mehrbelastung und Herabsetzung des Reibungswinkels im Sand bedeutet.

Die Beispiele sind es wert, ausführlicher beschrieben zu werden, zumal sich in den seitdem verflossenen 16 Jahren neue Einsichten ergaben. Wichtig ist, daß bei wenig geklärten Untergrundverhältnissen und sehr roh geschätzten Reibungswinkeln, Raumgewichten usw. und einer gewissen Unklarheit über die volle Wirkung des Auftriebes ein Sicherheitskoeffizient von 1,2 viel zu gering ist.

Abgesehen von den großen Kosten der Wiederherstellung (Entleeren der Eisenbeton-Caissons unter Ausstemmen des Füllbetons, Abbagern der Sohle und Aufs-neue-Wiedereinschwimmen usw.) war eine indirekte Folge die große Unsicherheit bei allen späteren Bauten in indischen Häfen, da überall ähnliche Caisson-Kaimauern ausgeführt waren. Man befürchtete infolge der geringen Kenntnis der Zusammenhänge bei Pfahlrammungen im Hafengelände, bei denen Pfähle durch die Sand-

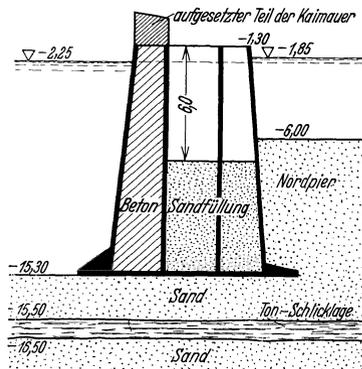


Abb. 43. Steinkohlenkai in Soerabaya. Zustand kurz vor der Verschiebung.

lagen hindurch eingespült werden mußten, es könne ähnliches eintreten wie in Soerabaya und forderte von den Baufirmen entweder das gänzliche Fortlassen des Einspülens von Pfählen oder sehr teure Vorsichtsmaßnahmen, z. B. Sandschüttungen an der Wasserseite, die in einem

Fall allein 30000 hfl. kosteten. Auch hier wird die bodenphysikalische Untersuchung richtigere Berechnungswerte liefern können.

Besonders anzuerkennen ist bei den beschriebenen Fällen die Offenherzigkeit, mit der der verantwortliche Ingenieur die Zusammenhänge besprochen und die gemachten Fehler unterstrichen hat. Nur so kann man neue Enttäuschungen wirksam vermeiden.

Im Falle Göteborg [3] (Abb. 44) war die Kaimauer einschließlich des Pfahlrostes, auf dem sie stand, im großen und ganzen richtig entworfen und berechnet, die umgebenden Massen als Ganzes jedoch nach dem Bau nicht mehr im Gleichgewicht. Die Rutschung längs einer ungefähr kreiszylindrischen Gleitfläche, wie sie sich aus den Aufmessungen nach dem Unfall feststellen ließ, ging unter der Spundwand bzw. den Pfahlspitzen hindurch. Man sieht daraus, daß man bei solchen Bauten nicht

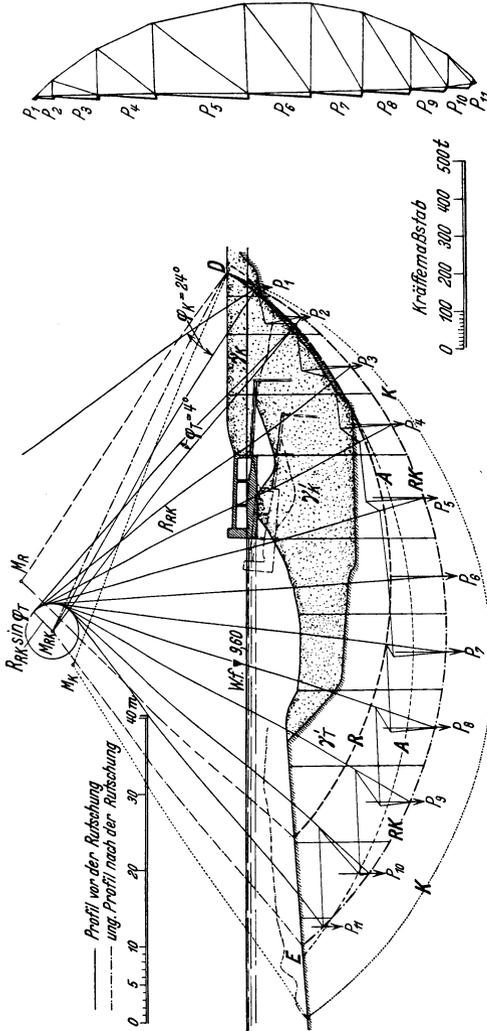


Abb. 44. Rutschung der Kaimauer in Göteborg.

nur das Bauwerk an sich, sondern auch den umgebenden Boden auf seine Standsicherheit untersuchen muß. (Eine derartige Untersuchung wurde durch die Degebo für die Hamburger Hochbahn-Aktiengesellschaft durchgeführt.) Dasselbe gilt für große Baugruben von Schleusen und Trockendocks, in denen ebenfalls die Möglichkeit von Baugruben-

rutschungen längs gekrümmten Gleitflächen besteht [39]. Abgesehen von der Rutschgefahr, die durch die geringe Reibung toniger Böden bestimmt ist, spielt in der Baugrube auch Triebsand (oder „Schwimmsand“, „Fließsand“, „Treibsand“) eine wichtige Rolle. Man kann an Modellen nachweisen, daß jeder feine Sand durch bestimmte Grundwasserunterschiede zum Fließsand werden kann. Auch diese Gefahr wird manchmal übertrieben, indem man den feinen Sand, der in der Baugrube ausfließt, auch da für nicht tragfähig hält, wo er zwischen anderen Schichten des Bodens eingeschlossen bleibt.

### 3. Straßenbau.

Wir wollen uns beschränken auf die Untergrundverhältnisse, müssen allerdings auch die Wechselbeziehungen zwischen Untergrund und Straßendecke besprechen. (Die Bauwerke werden unter V, A 5 behandelt.) Bis 1933 hat man sich bei uns um Erforschung der Untergrundverhältnisse im Straßenbau recht wenig gekümmert. Gewiß hat es nicht an Arbeiten gefehlt, die auf Schädigungen der Straße infolge ungeeigneten Untergrundes aufmerksam machten [49, 57, 58, 59]. Von der Anwendung der Bodenuntersuchungsverfahren, wie man sie in den Vereinigten Staaten mit ihren Hunderttausenden von Kilometern highways im Laufe von etwa 7—8 Jahren ausgebildet hatte, war bei uns kaum die Rede. Ein gründlicher Umschwung trat durch Inangriffnahme des Baues der Reichsautobahnen ein, bei welcher Gelegenheit sich der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen sofort für das Einholen dieses Rückstandes stark einsetzte. Wir griffen deshalb auf die bereits gemachten Erfahrungen anderer Länder (USA., Schweden usw.) zurück.

#### Kurze Beschreibung der Zusammenhänge.

a) **Setzungen.** Durch jede zusätzliche Belastung — ebenso wie beim Bauwerk — wird auch unter dem Straßenkörper eine Zusammendrückung verdichtungsfähiger Schichten eintreten. Bei einrüttelungsfähigen Böden kann diese Wirkung noch durch Verkehrserschütterungen erheblich verstärkt werden. Sind die Schichten im Untergrund besonders weich und nahe an der Oberfläche gelegen (Moor, Schlick usw.), dann besteht auch die Gefahr seitlichen Ausquetschens und sogar Emporquellens. Gefährlich für eine wertvolle Straßendecke sind besonders die ungleichmäßigen Setzungen, die durch starken Wechsel oder ungleichmäßiges Aufbringen der geschütteten Erdstoffe eintreten und dadurch Wellen und Risse verursachen. Wie bereits angedeutet, gibt es eine Maßnahme der gänzlichen Verhütung von Setzungen nicht, wenn man es mit einem Boden zu tun hat, der zusammendrückungs- oder verdichtungsfähig ist. Wenn gar nachträgliches Aufhören des Straßendamms erforderlich wird (Moor), ist die erste Decke verloren.

**b) Frostschäden.** Gerade diese Gefährdung der Straße wird meist noch unterschätzt, aber auch stellenweise aus Unkenntnis der Zusammenhänge heraus übertrieben. Für starre Decken sind besonders schädlich die ungleichmäßigen Frosthebungen, wie sie beim Wechsel zwischen frostschiebendem und frostsicherem Material während der Kälteperiode eintreten, während im Frühjahr beim Auftauen weiche Stellen im Untergrund den wassergebundenen Decken gefährlich werden.

**c) Rutschungen.** Ebenfalls beim Auftauen im Frühjahr, aber auch nach langer Trockenheit und darauf einsetzenden Regengüssen treten Rutschungen auf, die entweder nur kleine Teile der Böschungen oder ganze Straßen am Hang erfassen. Es kann Jahre und Jahrzehnte dauern, bis eine solche Rutschung — meist plötzlich — eintritt.

Für die vorbeschriebenen Erscheinungen sei nun zusammen mit den Entstehungsursachen auch die Maßnahme der Verhütung oder Abhilfe besprochen; auch Vorhersage ist wichtig.

Zu **a) Setzungen.** Es ist seit langem bekannt, daß man einem frisch geschütteten Straßendamm eine soviel größere Höhe geben muß als sein „Sackmaß“ beträgt. Man war meist auf Faustformeln angewiesen, wird jedoch erkennen, daß die Beschaffenheit des Schüttdodens, seine Korngröße, Gleichförmigkeit, Verdichtungsfähigkeit usw. dieses Maß bestimmen. Die Zusammenhänge sind ausführlich dargelegt in „Die Straße“ 1934, Nr. 4 und 1935, Nr. 13 [11, 51]. Es seien deshalb hier nur die Schlußfolgerungen angeführt:

1. Die Schütthöhe von 1,50 m für eine Lage ist viel zu groß, um durch die üblichen Verdichtungsverfahren (Schlämmen und Rammen) eine gleichmäßige Verdichtung der ganzen geschütteten Schicht zu erzielen. Vielmehr reicht die Wirkung bei Sand nur bis etwa 50 cm u. Pl. O. K. Es empfiehlt sich daher, bei dem untersuchten Material in Lagen von höchstens 60—70 cm Höhe zu schütten.

2. Die größte auf der Baustelle bisher erreichte Verdichtung beträgt nur 50% der experimentell erreichbaren. Vor allem bei einem hohen Damm liegen also trotz künstlicher Verdichtung weitere Setzungen der Dammkrone durchaus im Bereich der Möglichkeit, können aber, wenn gleichmäßig gearbeitet wurde, unschädlich für die Decke sein.

3. Die Verdichtungswirkung und deshalb auch die Wahl der Arbeitsweise hängen stark ab von der Kornverteilung des Schüttungsmaterials (siehe Abb. 4 in „Die Straße“ 1934, Nr. 4, S. 111). Bei Los I z. B. ist das Ergebnis der Ramm- bzw. Schlämmarbeit so gering (2 cm, d. i. 1,3% der Schütthöhe), daß in Zukunft von einer Verdichtung dieses Materials durch Rammen abzuraten ist. Bei dem gleichförmigen Schüttmaterial von Los II dagegen ist der Erfolg der Rammarbeit zufriedenstellend (8 cm, d. i. etwa 5—6% der Schütthöhe). Das ungleichförmige Material erreicht durch Schüttung allein schon eine größere Dichte, der

Erfolg der Rammarbeit ist dann auf dem verhältnismäßig dicht gelagerten Damm gering. Stellt man die Rammes dagegen auf einen aus gleichförmigem Material geschütteten Damm von großem Anfangsporenvolumen  $n_0 = 48\%$  (Los II) und erreicht man durch Schlämmen und Rammen hier etwa dasselbe Endporenvolumen wie bei dem ungleichförmigen Material ( $n = 40\%$ ), so kann von einer namhaften Wirkung der künstlichen Verdichtung gesprochen werden.

Es empfiehlt sich daher stets, vor Auswahl des Dammschüttungsmaterials und vor Vergebung von Verdichtungsarbeiten eine Untersuchung über die Verdichtungsfähigkeit des Materials und das dafür zweckmäßigste Gerät durchzuführen.

4. Mit dem „Nur-Rammen“ erreicht man wohl manchmal eine große, jedoch auch die örtlich ungleichmäßigste Verdichtung (70—40%). Wer den Arbeitsvorgang gut kennt, wird dies ohne weiteres erklärlich finden. Für die obersten Lagen eines Dammes ist jedenfalls Einschlämmen oder (und) Walzen der Decke wegen vorzuziehen.

5. Bindende Vorschriften für das durch den Unternehmer zu erreichende Maß der Verdichtung ergeben sich zum Teil aus dem oben Gesagten, müssen jedoch noch aus der Erfahrung mit älteren Dämmen ergänzt werden.

6. Die Nachprüfung der Verdichtung auf der Baustelle könnte ähnlich wie bei der Probeentnahme („Die Straße“ 1934, Nr. 4, S. 109) erfolgen. Trotzdem ist dauernde Aufsicht durch Personal, das die Zusammenhänge kennt, also die Erkenntnisse sinngemäß anwendet, unerlässlich.

7. Sehr wichtig ist die Beobachtung des späteren Verhaltens durch Messungen:

um aus den Zeitsetzungskurven den zulässigen Zeitpunkt für das Aufbringen der festen Decke zu bestimmen, und

noch darüber hinaus zur Sammlung weiterer Erfahrungen für spätere Bauten.

8. Besondere Vorsicht ist geboten hinter Widerlagern von Kunstbauten, die erfahrungsgemäß meist zuallerletzt hinterfüllt werden. Die meisten Verdichtungsverfahren beruhen auf der vorübergehenden Aufhebung der Reibung zwischen den Sandkörnern. Die bei statischen Berechnungen eingesetzten Reibungswinkel aus Handbüchern sind dann viel zu groß und ergeben zu kleine Werte für den Erddruck, besonders wenn große Massen eingespült oder -geschlämmt werden. Es empfiehlt sich also hier besonders das vorsichtige Einbringen und Anstampfen des Bodens in dünnen Lagen.

9. Der ersichtliche Zusammenhang zwischen einer gleichmäßigen Dammverdichtung und dem Verhalten der Decke deutet darauf hin, daß man möglichst demselben Unternehmer (Garantie) die Ausführung von Erdarbeiten und Decke übertragen sollte.

Für den Bestand der Straßendecke ist der Anschluß an Bauwerke besonders wichtig. Es kommt vor, daß die Widerlager einer Brücke nach Fertigstellung der Isolierung erst kurze Zeit vor dem Aufbringen der Betondecke hinterfüllt werden. Mit Verdichtungsmaßnahmen (Einschlämmen, stark Stampfen) muß man dabei noch ziemlich vorsichtig sein, damit der Erddruck durch Aufhebung der Reibung nicht viel höher wird als der in der statischen Berechnung eingesetzte. In den

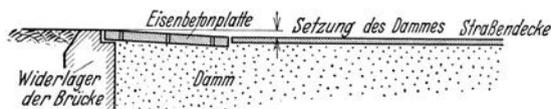


Abb. 45. Ausbildung des Überganges vom Widerlager zum Straßendamm.

meisten Fällen werden gewisse Setzungen des an eine Brücke anschließenden Damms unvermeidlich sein. Damit nun die Decke nicht an dieser Stelle stark bricht, empfiehlt sich die Einschaltung einer stärkeren, armierten Deckenplatte, die etwa wie der Anschlußträger an eine Pontonbrücke wirkt, also auf eine gewisse Strecke frei liegen kann und kleinere Setzungsunterschiede ausgleicht (Abb. 45).

Nicht ohne Einfluß auf die Standsicherheit der Widerlager ist das Hinterpacken. Meist wird gegen die bituminöse Isolierung eine Ziegelflachsicht als Schutz gelegt, dahinter werden Steinpackungen angeordnet, die eine Art Drainage für Regenwasser darstellen sollen. Bei

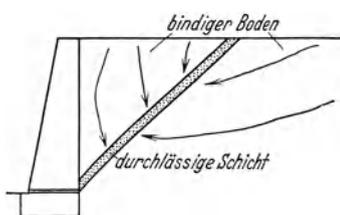


Abb. 46. Günstige Art der Entwässerung von Mauerwerkshinterfüllungen.

durchlässigen Böden ist dies überflüssig, da das Regenwasser schnell genug versickert. Bei undurchlässigen Böden besteht die Gefahr eines schnellen Vollschlammens der Hohlräume. Richtig ist dann nur eine Ausführung in Art eines Filters, d. h. die größten Steine am Bauwerk, mit abnehmender Korngröße bis zu Sand am bindigen Boden der Hinterfüllung. Dadurch wird (nach Terzaghi) eine Erhöhung des Erddruckes durch Wasserdruck vermieden. A. Casagrande empfiehlt unter etwa  $45^\circ$  geneigte durchlässige Schichten, die das Zufießen des Wassers von den Stützmauern und Widerlagern überhaupt abhalten (Abb. 46).

Aus Kreisen der Bauunternehmungen, die Straßendecken ausführen, wird die Frage gestellt, ob man die Zuverlässigkeit des bereits geschütteten Straßendammes durch irgendwelche Messungen so weit nachprüfen kann, daß man auch bei Abgabe der geforderten Garantie für die Decke kein zu großes Risiko läuft. Grundsätzlich wäre es am einfachsten, wenn derselbe Unternehmer sowohl die Erdarbeiten als auch die Fahrbahndecke ausführte und infolgedessen nicht für allenfalls

gemachte Fehler seines Vorgängers (Dammschüttung) eintreten muß. Es besteht jedoch auch die Möglichkeit, die Dichte der Dammschüttung nachzuprüfen, und zwar 1. durch Stichproben etwa in der Art, wie in „Die Straße“ 1934, H. 4 und 1935, H. 13 beschrieben und 2. in großzügiger Weise durch das dynamische Bodenuntersuchungsverfahren (Heft 4 der Degebo) (siehe auch Abschnitt IV, 4). Die Nachprüfung erfolgt in der Weise, daß die Schwingungsmaschine nacheinander in Abständen von einigen 100 m aufgestellt wird und man mit dem Seismographen die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schwingungswellen an verschiedenen Stellen des Dammes mißt.

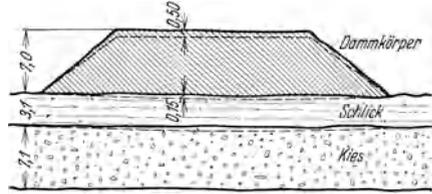


Abb. 47. Hoher Damm auf Schlicklagen.

Abgesehen von dem Sackmaß des Dammes ergeben sich auch aus der Mehrbelastung weicher Schichten im Untergrund Setzungen. Wenn

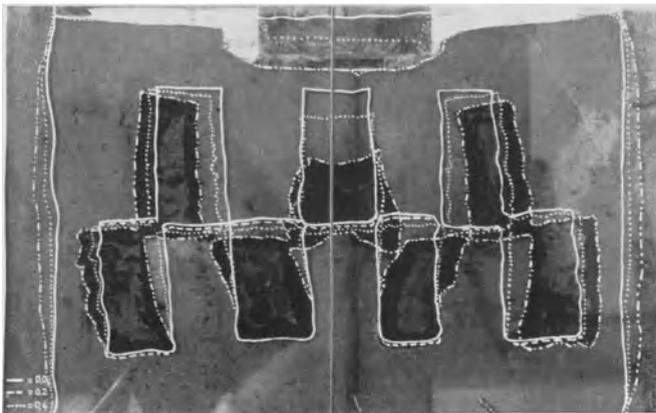


Abb. 48.

es sich vorwiegend um Zusammendrückung handelt und kein seitliches Ausweichen zu befürchten ist, läßt sich das Setzmaß nach Größenordnung und Zeitdauer ungefähr vorausberechnen (Abb. 47). Sind die weichen Lagen im Untergrund jedoch so wasserreich und plastisch, daß sie ganz und gar nicht tragfähig sind, dann bleibt nichts anderes übrig als sie zu entfernen. Um den schwierigen Mooraushub zu vermeiden, hat man auch zwei neuere Methoden versucht:

1. Das Schlitzten des Moores, wodurch man abwechselnd Moor- und Sandprismen nebeneinander bekommt, so daß das seitliche Ausquetschen stark behindert und eine schnelle Entwässerung gewährleistet wird (Abb. 48). Man erspart dadurch Spundwände, teure Wasserhaltung

usw., und macht das zwischen dem Sand eingeschlossene Moor nach seiner Zusammendrückung zum mittragenden Teil [52].

2. Um einen auf das Moor geschütteten Straßendamm möglichst bald zum Setzen zu bringen — früher ließ man es darauf ankommen und höhte billigere Straßen, je nach Bedarf, auf — hat man in den Vereinigten Staaten, in Schweden und Finnland mit Erfolg Sprengungen vorgenommen. Die verschiedenen Verfahren und die Anordnung der Ladungen wird beschrieben durch L. Casagrande in „Die Straße“ 1934, H. 6 [54]. Entweder benutzt man die Sprengungen, um das Moor herauszuwerfen und den entstehenden Graben mit sandigem Boden auszufüllen, oder man schüttet erst den Sanddamm auf das Moor und drückt dann durch Sprengen das Moor zur Seite, so daß der Damm sich

sofort bis auf den festen Untergrund aufsetzt. Durch die O. B. K. Berlin wurden im April und Mai 1935 solche Sprengungen mit Erfolg ausgeführt.

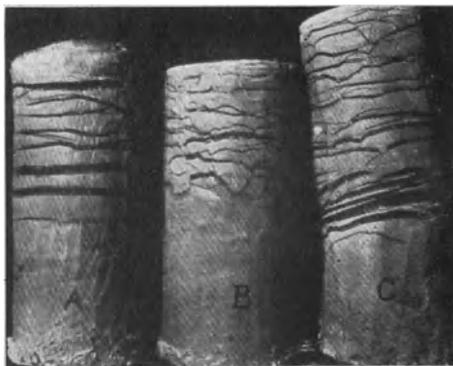


Abb. 49.

Auch wenn man keine eingreifenden Maßnahmen anwendet, kann man sich durch die in Abschnitt IV angegebenen Untersuchungen darüber unterrichten, ob ungleichmäßige Setzungen schädlicher Art auftreten werden, und ob sie sich durch bauliche Maß-

nahmen (Auswahl der Dammbaustoffe, zungenförmigen Verlauf der Schichten beim Übergang in eine andere Bodenart oder ähnliches) verringern lassen.

Zu **b) Frostschäden.** Bei vorbeugenden Maßnahmen zur Verhütung von Frostschäden handelt es sich oft um viele Tausende von m<sup>3</sup> Boden, deren Verwendungsfähigkeit in Frage steht. Infolgedessen hängen von der Entscheidung manchmal auch Kostenunterschiede von Hunderttausenden von Mark ab. Deshalb müssen wir uns mit den Zusammenhängen, soweit uns die bisherigen Untersuchungen einen Überblick gewähren, etwas ausführlicher beschäftigen.

1. Als Ursache für die Steigerung der Frostschäden die sich in Amerika in den Jahren 1920—1925 gezeigt hat, nennt A. Casagrande 3 Faktoren:

a) Das Schneefreihalten der Straßen im Winter, wodurch der Frost in größere Tiefen gelangt, als wenn der Schnee als Isolierungsmittel liegen bleibt.

b) Die Zunahme der Verkehrslasten und die Steigerung des Verkehrs selbst, wodurch Straßendecken über dem aufgeweichten Boden durchbrechen, während sie früher bei leichterem Verkehr standhielten.

c) Die Empfindlichkeit der Betondecken, besonders gegen Frosthebungen, die sich gerade bei hochwertigen Straßendecken sehr stark ausgewirkt haben.

2. Entstehung. Um die Erforschung der Vorgänge, die sich im Boden beim Gefrieren abspielen, haben sich besonders Prof. S. Taber und A. Casagrande in Amerika und der Geologe Dr. Beskow in Schweden bemüht. Aus ihren Untersuchungen ergibt sich eine Darstellung der Vorgänge, die im folgenden an Hand einiger Abbildungen wiedergegeben sei.

Man rückte gänzlich ab von dem Gedanken, daß das zum Gefrieren kommende Wasser durch die Straßendecke von oben her eindringt. Aus Untersuchungen des Bodens unter der Straßendecke geht einwandfrei hervor, daß ein sehr großer Wassernachschub zur Bildung der Eislinsen erforderlich ist, wie er nur durch Aufsaugen aus dem Grundwasser geleistet werden kann. S. Taber hat dies in „Public Roads“ 1930, H. 6 [55, 56]



Abb. 50.

bildlich dargestellt (Abb. 49 u. 50). Wenn der Boden plötzlich in allen seinen Teilen zum Gefrieren käme, wäre dieser Wassernachschub wesentlich geringer. Dadurch, daß sich jedoch bereits Eiskristalle bilden und einige Teilchen gefrieren, während in anderen Teilen des Untergrundes die Zirkulation noch möglich ist, entsteht — vor allem bei langsamem Fortschreiten des Frostes nach der Tiefe zu — eine Bildung sogar von Eislinsen, deren Gesamtdicke ungefähr mit der Hebung der Straßendecke übereinstimmt. Der Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Gefriertemperatur ist für einige Bodenarten nach Beskow in Abb. 51 dargestellt. In Deutschland hat Schönleben [57, 58, 59] wertvolle Beiträge zur Erforschung der Frostschäden auf Grund seines reichhaltigen Bild- und Erfahrungsmaterials geliefert. Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen, da es sich hier um ein schwieriges Grenzgebiet zwischen Bodenkunde und Physik handelt.

Wesentlich ist für den Praktiker, daß die Frosthebung allein, vor allem die gleichmäßige Frosthebung, die bis zu 30 cm betragen kann, der starren Straßendecke nicht schädlich ist. Sehr ungünstig wirken

sich jedoch ungleichmäßige Hebungen innerhalb kurzer Abstände aus. Die Abb. 52 entstammt Messungen, die A. Casagrande in großer Zahl an vorhandenen Straßen ausgeführt hat. Die Hebungen erreichen nicht in jedem Winter dieselben Maße, sind außerdem noch abhängig von der Farbe der Decke und dem Witterungswechsel. Wiederholtes Auftauen und Gefrieren verschärft die Wirkung der Frosthebungen und macht sich besonders bei schwarzen Decken in größerem Maße fühlbar.

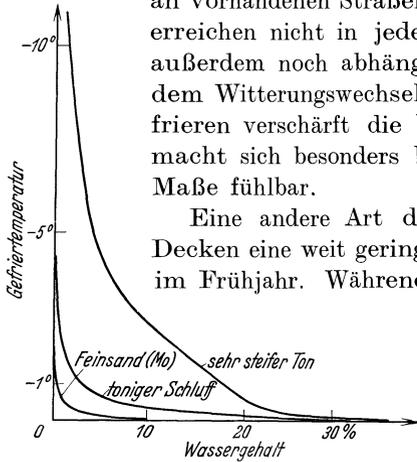


Abb. 51. Beziehung zwischen Wassergehalt und Gefriertemperatur.

Eine andere Art der Frostschäden, die bei starren Decken eine weit geringere Rolle spielt, ist das Auftauen im Frühjahr. Während bei ungleichmäßiger Hebung die Betondecke Risse bekommt, entsteht beim Auftauen im gefrorenen Boden eine Wasseranreicherung, die das 5 bis 6fache (siehe Abb. 53) des natürlichen Wassergehaltes beträgt. Hinzu kommt das ungleichmäßige Auftauen

(siehe Abb. 54) infolge der schneegefüllten Straßengraben und der in der Mitte reingefegten Fahrbahn. Der geradezu suppage Untergrund hat eine geringe Tragfähigkeit, die bei dünnen oder bereits gerissenen, vor allem aber bei wassergebundenen

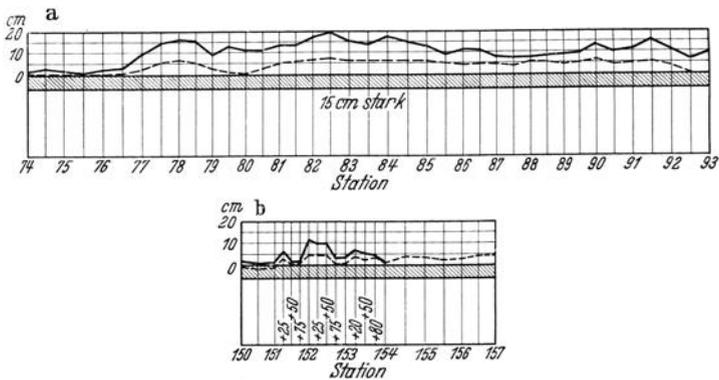


Abb. 52. Messung von Frosthebungen an vorhandenen Straßen (Betondecke).

Straßendecken, zu Durchbrüchen führt. Das Frühjahrsbild der Straßen mit gänzlich durchgefahrener Decke und wahren Schlammvulkanen aus Gegenden mit lehmigem Untergrund ist zur Genüge bekannt [57, 58, 59].

Eine weitere Einschränkung liegt darin, daß die Nähe des Grundwasserspiegels eine notwendige Voraussetzung für starke Frosthebungen bildet. Beskow hat dies für verschiedene Bodenarten, etwa nach

Abb. 55 dargestellt. Als Grenzwert für die Frostgefährlichkeit eines Bodens an sich (also unabhängig von Schichtwechsel innerhalb kurzer

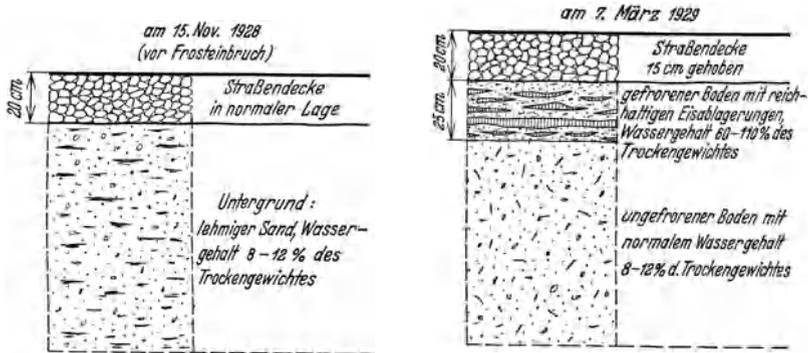


Abb. 53. Frosthebung einer Teermakadamstraße.

Abstände und Nähe des Grundwasserspiegels) gibt A. Casagrande auf Grund seiner Erfahrungen an, daß bei sehr gleichförmigen Böden

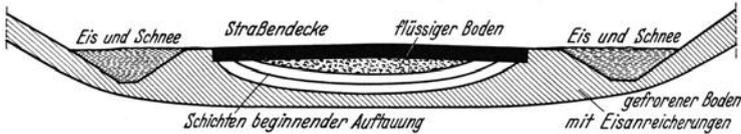


Abb. 54. Makadamstraße bei Frostauftang.

( $U < 5$ ) ein Anteil von etwa 10 Gewichtsprozenten  $< 0,02$  mm Korndurchmesser genügt, um eine ausreichende kapillare Saugkraft zu erzeugen, während bei sehr ungleichförmigen Böden (gemischt-körniger Sand mit  $U > 15$ ) bereits 3%  $< 0,02$  den Boden frostgefährlich machen.

3. Untersuchungen. Aus diesen Zusammenhängen ergeben sich die notwendigen bodenphysikalischen Untersuchungen. Die Korngrößen lassen sich aus der mechanischen Analyse (Sieb- und Schlämmanalyse) ermitteln, deren Ergebnis, die Kornverteilungskurve,

bereits ein gutes Bild über die Frostgefährlichkeit eines Bodens gibt (Abb. 56). Man kann außerdem noch die kapillare Steighöhe feststellen (nach Beskow oder Jürgenson), muß sich nur klar darüber sein, daß

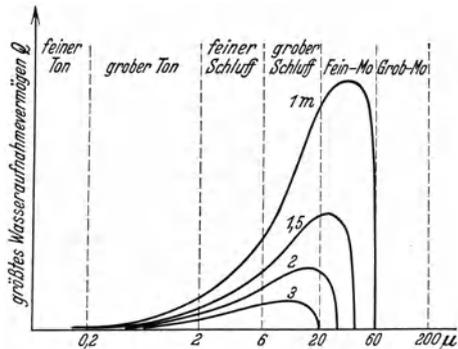


Abb. 55. Kapillares Wasseraufnahmevermögen  $Q$  bei verschiedenen, nach der Korngröße sortierten Bodenarten für Grundwassertiefen von 1, 1,5, 2 und 3 m.

deren Ermittlung nicht sehr genau möglich ist. Außerdem ist zu bedenken, daß die Untersuchungen meist nicht an einem Material stattfinden, das genau der natürlichen Lagerung im Boden entspricht.

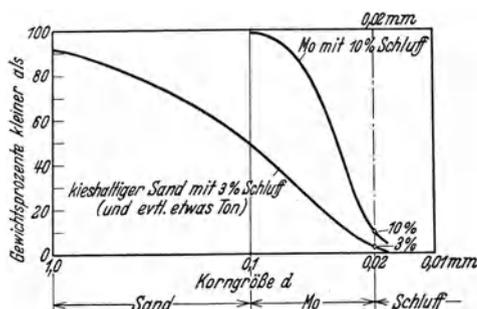


Abb. 56. Zusammenhang zwischen Korngröße und Frostgefährlichkeit von Böden.

Nach A. Casagrande gilt ein Boden dann als frostschiebend, wenn er mehr als 3%  $< 0,02$  mm bei sehr ungleichförmiger Kornverteilung und 10%  $< 0,02$  mm bei sehr gleichförmiger Kornverteilung enthält.

4. Verhütungsmaßnahmen. Wie bereits angedeutet, kommt es nicht auf die physikalische Untersuchung des Bodens allein, sondern auf das gründliche Abwägen aller Zusammenhänge an. Es wäre also falsch, z. B. einen Lößboden gänzlich auszukoffern und durch teuren Kies zu ersetzen, nur weil er frostgefährlich ist, wenn der Löß auf viele km Straßenlänge gleichmäßig verläuft oder der Grundwasserspiegel ungefähr 5 m unter Straßendecke liegt.

Die baulichen Maßnahmen sind etwa folgende:

α) Für neue Straßen muß man auf die beschriebenen Zusammenhänge achten und möglichst vorbeugend arbeiten, d. h. wenn man abwechselnd frostgefährlichen und frostsicheren Boden anschneidet, für allmähliche Übergänge sorgen. Hat man frostsicheres Material zur Verfügung, so kann man die oberste Lage auskoffern und durch dieses Material ersetzen oder die Straße als Ganzes etwa 1 m in den Auftrag legen. Es gibt jedoch Gegenden, in denen überhaupt kein frostsicherer Dammbaustoff vorhanden ist, z. B. im Bereich der O. B. K. Kassel, im Bayrischen Wald und in anderen Lößlehmgebieten. Bei Kassel ist der durch feine tonige Bestandteile stark verunreinigte Buntsandstein sehr häufig anzutreffen. In diesen Fällen bleibt nichts anderes übrig als Zwischenschichten einzulegen, die den kapillaren Wasseraufstieg brechen. Das sind z. B. Kies- und Grobsandschichten, Lagen von Holzplanken, in Schweden Faschinen oder Bitumenisierungen, wie sie auch in Deutschland bereits mit Erfolg angewandt sind. Auf jeden Fall ergibt sich aus dieser Betrachtung, daß die Art der Straßendecke im engsten Zusammenhang mit den Untergrundverhältnissen steht. Die Straßengräben hält Casagrande für überflüssig, gefährlich für den Verkehr und im Zusammenhang mit den in Abb. 54 dargestellten Verzögerungen des Auftauens für ungünstig. Das Regenwasser wird nach seiner Meinung durch den Zwickel zwischen Bankett und Böschung in ausreichendem Maße abgeführt.

In Schweden hat man statt der Gräben an vielen Stellen Tiefdrainagen

angeordnet, vor allem wenn es galt, das Wasser an der Bergseite abzufangen. Es ist in vielen Fällen schwierig, eine Drainage so anzuordnen, daß sie immer offen bleibt, sich also in Zeiten geringerer Wasserbewegung nicht verstopft.

Zu dem Hauptfordernis eines gleichmäßigen Verlaufes unvermeidlicher Frosthebungen gehört auch der richtige Einbau von Durchlässen. In „Der Straßenbau“ 1931, H. 17, S. 254, Abb. 2 sieht man deutlich, wie über einem Durchlaß eine Mulde entsteht, falls das benachbarte Material stark frostschiebend ist, da durch das Mauerwerk des Durchlasses der kapillare Wasseraufstieg unterbunden wird. Infolgedessen darf man

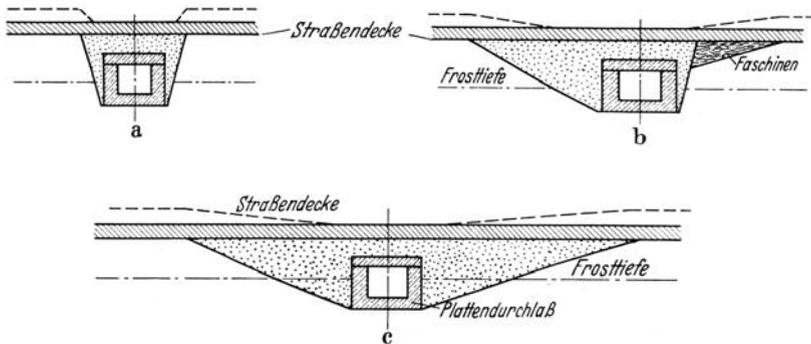


Abb. 57. Frosthebung über Durchlässen.

eine solche Baugrube nicht mit frostschiebendem Material verfüllen, sondern muß Sand verwenden, der auf eine längere Strecke zungenförmig ausläuft (Abb. 57).

β) An vorhandenen Straßen kann man die schädlichen Frosthebungen zum Teil in ähnlicher Weise mildern, wie es für den Neubau bereits oben angedeutet wurde:

durch Verbesserung der Entwässerung des Untergrundes (Drainage),

durch gewisse Verkehrsbeschränkung auf Straßen mit schwacher Decke während der Tauperiode,

durch Entfernung einseitig liegen gebliebener Schneemassen, die das gleichmäßige Auftauen verhindern oder das seitliche Abfließen des überschüssigen Wassers im Untergrund unmöglich machen.

(Die sogenannten Frühjahrsrutschungen der Böschungen werden im folgenden Abschnitt behandelt.)

Zusammenfassend sei gesagt, daß man nach den Jahren, in denen man sich bei uns um den Untergrund der Straße recht wenig gekümmert hat, nun auch nicht in das Gegenteil verfallen und aus Furcht vor möglichen Frostschäden unnütz Hunderttausende für Ersatz frostschiebenden Materials ausgeben soll. Die günstige Lösung wird jedoch

nur für den Straßenbauer möglich sein, der die wirksamen Einflüsse und Zusammenhänge kennt und entsprechend seine Maßnahmen trifft.

Zu c) **Rutschungen.** Im vorhergehenden wurde bereits darauf aufmerksam gemacht, daß besonders im Frühjahr Böschungsrutschungen vorkommen. Dies erklärt sich daraus, daß hinter der gefrorenen Böschung das Wasser höher ansteigen und dadurch den hydrostatischen Druck vergrößern kann. Dazu kommt dann die stärkere Wasseranreicherung beim Auftauen infolge der vorhergegangenen Eisbildung. Man sieht dann auch bei solchen Böschungsrutschungen Erdstoffe, die sonst unter verhältnismäßig steiler Böschung stehen, geradezu breiartig ausfließen.



Abb. 58. Gefährdung eines Straßenkörpers durch Böschungsrutsch.

Andere Rutschungen entstehen besonders infolge schwerer Regengüsse, die auf längere Trockenperioden folgen. Man kann sich das so vorstellen, daß in den Rissen fetter Böden durch Wasserfüllung ein Druckanstieg entsteht etwa wie bei einem Standrohr. Hinzu kommt die Gewichtsvermehrung, so daß das unter Umständen lange Zeit hindurch gerade noch vorhandene Gleichgewicht ziemlich plötzlich gestört wird. Ausführlicheres hierüber an anderer Stelle (V, A 1 u. V, A 4).

Die häufigsten Rutschungen erfassen nur die Böschungsfüße oder Teile der Böschungen. Es kann aber auch die halbe Straße oder der ganze Straßenkörper, oft sogar mit Teilen des alten Untergrundes abrutschen (Abb. 58). Auch in diesem Fall bieten die in Abschnitt IV beschriebenen Bodenuntersuchungen die Möglichkeit, sich über die Rutschgefährlichkeit eines Dammbaustoffes oder des vorhandenen Untergrundes am Hang ein ungefähres Bild zu machen.

#### 4. Eisenbahnbau.

Vom Einsetzen der neueren empirischen und bodenphysikalischen Untersuchungen an war der Eisenbahnbau in großem Maße am Weiterausbau der Verfahren und am Zusammentragen der Beobachtungen beteiligt. Zunächst zeigt sich dies in Schweden, wie man aus der Fülle des von der Geotechnischen Kommission der schwedischen Staats-

bahnen verarbeiteten Stoffes [4] ersieht. In Deutschland förderte die Reichsbahn die Gründung und die Arbeiten der Degebo (seit 1929).

Die Nutzenanwendung der Baugrunduntersuchungen bei verschiedenen Bauwerken sind in anderen Abschnitten, besonders unter Erdbau (A 1) Straßenbau (A 3), Brückenbau (A 5) u. a. eingehender besprochen. Diese Beispiele, die zum Teil selbst dem Bahnbau entnommen sind, brauchen hier nicht wiederholt zu werden. Es sollen deshalb nur noch einige Anwendungen hervorgehoben werden, die im Eisenbahnbau eine Rolle spielen und für die die Zusammenhänge mit dem Baugrund mitbestimmend sind.

**a) Tiefe Einschnitte** und das seitliche Anschneiden von Hängen kommen im Eisenbahn-, ebenso wie neuerdings auch im Autobahnbau, infolge der großen Planumsbreite, der geringen Steigungen und großen Halbmesser öfters vor, weil tiefe Eingriffe in das Gelände bei solch hohen Anforderungen nicht vermeidbar sind. Deshalb bilden auch die im Erdbau besprochenen Rutschungen im Eisenbahnbau seit Jahrzehnten den Anlaß von Störungen und ständigen hohen Ausgaben. In vielen Fällen blieb nichts anderes übrig als die gerutschten Massen zu beseitigen, die Böschung abzuflachen, Sickerungen einzulegen oder gar am Hang die Bahnachse zu verschieben. Unter Umständen beginnt dann die Rutschung nach einiger Zeit von neuem. Die letztere Erscheinung hat ihre Ursache darin, daß es oft Jahre dauert, bis die Verwitterung und Auflockerung des angeschnittenen Bodens so weit fortgeschritten ist, daß die Vorbedingungen für die Rutschung gegeben sind.

Aus dem Eisenbahnbau seien drei Beispiele kurz erwähnt:

1. An einer älteren eingleisigen Hauptbahn rutschte im Frühjahr dieses Jahres ein angeschütteter Hang mit einem Teil der Straße und der Hälfte des Bahnkörpers ab, nachdem die Strecke bereits 52 Jahre im Betrieb gewesen war. Gewiß erkannte man nachträglich Senkungen des Bahnkörpers, die durch Unterstopfen ausgeglichen worden waren. Das Schotterbett hatte etwa 1,25 m Mächtigkeit. Auch in den Trümmern der Stützmauer (siehe Abb. 59 u. 60) waren die Spuren von ausgebesserten Rissen deutlich erkennbar. Die Mauer, die beim Bau nach rückwärts etwa 1,10 m aus dem Lot stand, hing bei der letzten Aufnahme um 15 cm nach vorn über, ist also nach und nach um etwa 1,25 m herausgedrückt worden. Die letzte Rutschung trat etwa nach der gestrichelten Linie auf, erfolgte nicht allmählich, sondern ganz plötzlich im Februar 1935 nach der ersten Frostperiode dieses Winters. Der gerutschte Boden bestand größtenteils aus angeschüttetem Schutt des Buntsandsteins, der durch feine tonige Bestandteile stark verunreinigt war und als frostschiebend anzusprechen ist. Es ist anzunehmen, daß dieser Boden durch geringe Durchlässigkeit und Frost hinter der Mauer

stark wassergesättigt war, beim Auftauen dieses überschüssige Wasser nicht abgeben konnte und dadurch die schon lange vorbereitete Rutschung eintrat, zumal die Stützmauer nicht ausreichte. Die Frage, wie man künftig in einem solchen Fall beim Neubau zu verfahren hätte, läßt sich etwa wie folgt beantworten:

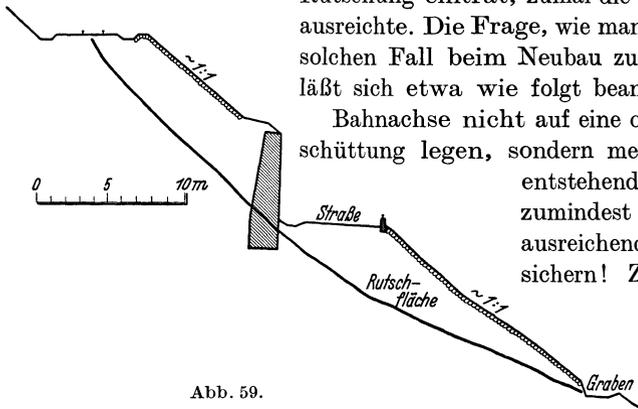


Abb. 59.

Bahnachse nicht auf eine oberflächliche Anschüttung legen, sondern mehr bergwärts, die entstehenden Böschungen, zumindest am Fuße, durch ausreichende Futtermauern sichern! Zu diesem Zweck vom anstehenden Boden und den Dammbaustoffen Proben entnehmen,

Kornverteilung und Winkel der inneren Reibung bestimmen, die Stützmauer ihrer Hinterfüllungshöhe entsprechend berechnen und zuverlässig ausführen. Man wird dabei zum Teil nur Mittel- oder Annäherungswerte bekommen, jedoch weit sicherer gehen als bisher.

2. An einer seit 1881 in Betrieb befindlichen Nebenbahnstrecke wurden 1905 die ersten größeren Gleissenkungen von 15 cm festgestellt. Die Bahn führt an dieser Stelle in geringer Entfernung an einer Tongrube entlang (Abb. 61). Die Senkungen wurden dann weiter beobachtet bis 1934 und jeweils durch Nachstopfen ausgeglichen. Da man das Vorhandensein einer durch Oberflächenwasser geschmierten Gleitschicht annahm, wurde eine sehr tiefe Rigole gegraben, der wir die genaue Querschnittsangabe verdanken. Es zeigte sich, daß an dieser einen, nur 60—80 m langen Stelle im Lauf der Jahre etwa 400 Waggon



Abb. 60. Blick auf die in Abb. 59 im Querschnitt dargestellte Rutschung.

Steinschlag bis zu 6 m tief in den weichen Ton eingedrungen sind. Der

keramische Ton war ziemlich gleichmäßig, sehr dicht und nahezu wasserundurchlässig. Die Gleitschicht war nicht vorhanden. Der Form des eingesunkenen Schotterbettes nach zu urteilen, handelt es sich um ein langsames Fließen nach der tiefer gelegenen Tongrube hin, oder um ein Aneinanderreihen vieler kleiner Rutschungen längs kreiszylindrischer Gleitfläche (die in Abb. 61 probeweise eingezeichnet ist). Scherversuche ergaben einen Winkel der inneren Reibung des Tones von etwa  $17^\circ$ , während der mittlere Böschungswinkel der Grube etwas

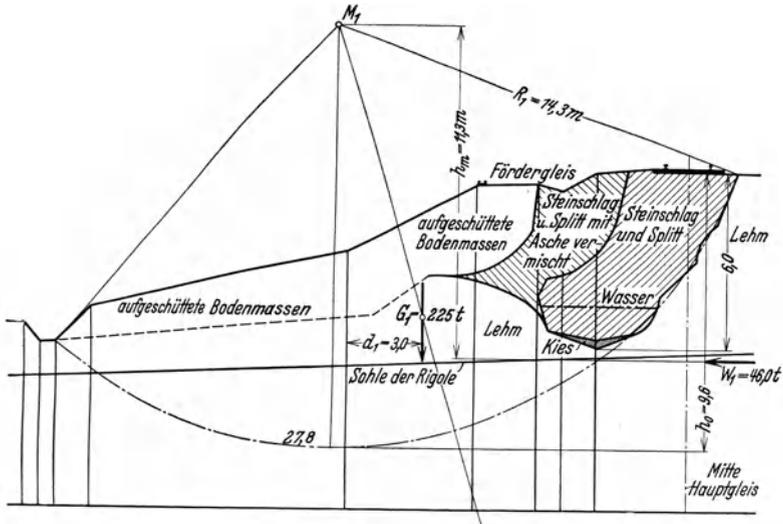


Abb. 61.

höher lag. Man hat also wohl, von den normalen Böschungen 1:1,5 ausgehend, die Gefahr des Abbaues in der Tongrube unterschätzt.

Nutzanwendung: Bei solch gleichmäßig gelagerten Tönen geben Reibungsversuche die nötigen Anhaltspunkte für die Vermeidung des Fließens oder Rutschens. Im vorliegenden Fall wurde eine Verschiebung der Gleisachse um etwa 15 m anempfohlen.

3. Sehr viel unübersichtlicher liegen die Verhältnisse bei Rutschungen, wie sie in den Voralpen, z. B. am Schliersee (Strecke Schliersee—Bayrisch-Zell) auftreten. Es handelt sich dort um Moränenschutt, der tonige Bestandteile enthält und infolge der Gerölleinlagerungen meist noch durch Wasser gut geschmiert wird. Eine genaue Vorhersage ist wegen der Ungleichmäßigkeit des Materials und der Wasserverhältnisse meist nicht möglich. Diese Massen neigen bei Wasseranstauungen, also z. B. auch im Anschluß an Frost oder bei Regengüssen, die auf lange Trockenheit folgen, zu Rutschungen oder langsamem Fließen, den Murgängen

nicht unähnlich. Durch bauliche Maßnahmen läßt sich wenig ausrichten. Falls man solche Hänge nicht vermeiden kann, ist vor allem Abfangen des von oben kommenden Wassers und gute Drainage der Sohle anzuordnen. Die Feststellung der verschiedenen Kennziffern ist trotzdem nicht überflüssig, weil sie eine allgemeine Beurteilung ermöglicht und zur Auswertung der praktischen Erfahrungen beiträgt.

b) Dämme (wurden ebenfalls bereits beim Erdbau behandelt).

1. Bei der Festsetzung des den verschiedenen Bodenarten zugeordneten Böschungswinkels sind Modellversuche (bei Sand) und Scherversuche (bei bindigen Böden) nützlich. Schwierig ist die Beurteilung von Bodenarten, z. B. Mergeln, die in der Natur verhältnismäßig fest gelagert sind, später aber im Damm quellen, verwittern und unter sehr flachen Winkeln ausfließen. Es kann oft Jahre dauern, bis diese Erscheinungen eintreten und durch Luft und Wasser ein vollständiges Aufweichen erreicht ist.

2. Verdichtung geschütteter Dämme. Oft hatte man Zeit, den Damm vor Aufbringen des Oberbaues lange Zeit liegen zu lassen, so daß die Setzungen im Untergrund und die Verdichtung durch Eigengewicht und Regen sich auswirken konnten. Neuerdings wurde jedoch durch vergleichende Versuche an Bahndämmen aus dem Baujahr 1922 (IV, 4), von denen einer nie befahren wurde, festgestellt, daß durch die Zeit allein lange nicht dieselbe Verdichtung erreicht wird wie durch das Befahren. Obwohl bei Eisenbahnen sich eine nachträgliche Setzung durch Erschütterungen nicht so lästig auswirkt wie bei Straßenbauten, da ja stets nachgestopft werden kann, wird man doch bei beschleunigten Bauten, schon der höheren Lasten und größeren Geschwindigkeiten wegen, auf eine ziemlich gleichmäßige Verdichtung der Dämme achten müssen (Verfahren, Nachprüfung usw. siehe unter V, A 3. S. 74—77).

3. Setzung. Nicht nur das Sackmaß des Dammes, sondern auch die Setzung plastischer Lagen des Untergrundes unter dem neu aufgebrauchten Gewicht der Erdmassen und zum Teil der Verkehrslast sind von Bedeutung für den Bestand der Strecke. Bei Moor kommen diese

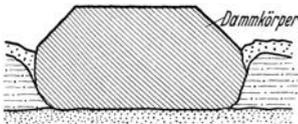


Abb. 62.

Senkungen oft erst zur Ruhe, wenn der Dammkörper durch das Moor hindurch bis auf die feste Unterlage gesunken ist (Abb. 62). Durch Faschinenunterlagen (Bahnbau Oldenburg—Brake) hat man versucht, die Auflagefläche zu vergrößern und die Setzungen möglichst gleichmäßig zu halten. Dies glückt jedoch nur bei zähem, torfigem und nicht bei verwittertem, weichplastischem Moor. Über andere Maßnahmen siehe S. 77. Bodenuntersuchungen geben über Möglichkeiten und Maßnahmen umfassend Auskunft. Man bestimmt Wassergehalt, Konsistenz-

grenzen und macht Reibungs- und Zusammendrückungsversuche. Beabsichtigt man die Anordnung bestimmter Querschnitte (z. B. Schlitzten des Moores), dann sind ergänzende Modellversuche [52, 53] aufschlußreich. Aus den Versuchen ist der Größenordnung nach eine Setzungsvorhersage für bindige Schichten im Untergrund möglich. (Z. VDJ 1934, H. 35, S. 1030) [60].

e) **Tunnels.** Der Tunnelbau erfordert sehr gründliche Vorarbeiten und vor allem das Zurateziehen des Geologen. Der Tunnelgeologie hat Terzaghi in der „Ingenieurgeologie“ S. 365—407 eine vorzügliche, durch zahlreiche Beispiele ergänzte Abhandlung gewidmet. Neben dem Geologen sollte sich der Bauingenieur, der Baugrunduntersuchungen treibt, in erster Linie befassen mit der Druckverteilung und ihrer Abhängigkeit von den Bodenarten, während die bodenphysikalischen Untersuchungen bei der Ermittlung der notwendigen Rechnungswerte, vor allem der angetroffenen Erdstoffe nützlich sein können. Die oft sehr rohen Annahmen ließen sich dann durch die gefundenen Werte ersetzen.

d) **Bauwerke.** Brücken werden unter V, A 5 und Stützmauern unter V, A 1 ausführlicher besprochen. Deshalb seien auch hier nur einige Sonderfälle des Eisenbahnbauwes herausgehoben.

Beim Ersetzen alter Übergänge in Schienenhöhe durch Unterführungen ergeben sich manchmal Bauwerke und Ausführungsweisen, für die die Kenntnis der Bodenbeschaffenheit recht wichtig ist.

1. Die Vorbelastung, welche der Boden unter der neuen Fundamentsohle bereits hatte, ist meist so groß und der Boden außerdem durch Einrüttelung verdichtet, daß man sich kostspielige Gründungen (Pfähle) sparen kann, da doch nur eine neue zusätzliche Last Setzungen erzeugt.

2. Wählt man wegen der Aufrechterhaltung des Betriebes Ausführung eines großen Bauwerkes in mehreren Bauabschnitten, so ist die Setzung durch Einrütteln zu berücksichtigen. Man darf z. B. nicht erwarten, daß im zweiten Bauabschnitt, wenn außerdem auf den Nebengleisen der Verkehr weiterläuft, sich genau dieselbe Höhenlage ergibt und ordnet besser Fugen im Bauwerk an. Rückhaltebecken, die manchmal in solche Unterführungen eingebaut werden, sollten, wenn sie dicht bleiben sollen, nicht aus dem ersten in den zweiten Bauabschnitt durchlaufen.

Bei der Ausführung solcher Bauwerke ist überdies zu berücksichtigen, daß durch Erschütterungen in der Nähe der Baugrube (Verkehr, Rammen, Löffelbagger, Mörtelpumpen usw.) außer dem Einrütteln des Sandes auch ein Wandern einzelner Bauwerksteile auf ebener Fläche erfolgen kann, wie es kürzlich bei einem Bau in Berlin beobachtet wurde. Der horizontale Druck gegen die Baugrubenwände wird durch Erschütterungen höher als der rein statischen Berechnung entspricht und

erfordert deshalb stärkere Aussteifungen. Zur Erklärung diene, daß durch Erschütterungen der Winkel der inneren Reibung stark sinkt. Dies gilt sowohl für Sand als auch für bindige Böden.

e) **Planum.** Man hat stets das Eindringen von feinem, aufgeweichtem Boden in das Schotterbett festgestellt und nach Maßnahmen zur Abhilfe gesucht. Die Ursachen sind von zweierlei Art:

1. Durchfeuchtung des Dammkörpers von obenher. Es bilden sich kleine Mulden, die beim Vorhandensein toniger Bestandteile oder durch das beim Stopfen niedersinkende Gesteinsmehl ziemlich undurchlässig sind. Bei Regenfällen entstehen Pfützen, und die Pumpwirkung beim Befahren erzeugt einen Schlamm, der nach und nach durch den Schotter bis zu den Schwellen dringt.

2. Noch gefährlicher ist die Wasseransammlung infolge des kapillaren Wasseraufstieges in frostschiebendem Dammboden. Das Schrifttum über Frosthügel und Schlagstellen ist sehr reichhaltig (siehe u. a. [61, 62, 63]). Außerdem wird die Frostbildung im Straßenbau (A 3) ausführlicher besprochen. Abgesehen von der Gefahr der Unebenheit im Gleise durch die bis 15 cm hohen Frosthügel ergibt sich dann beim Auftauen der Eisbildungen ein wasserübersättigter Untergrund, der vollkommen weich wird und ebenfalls zwischen dem Schotter hochquillt. Die Abhilfemaßnahmen sind:

Untersuchung der Kornzusammensetzung aller Bodenarten, die zum Dammbau und besonders für den obersten Meter verwandt werden sollen, ebenso zwecks Ermittlung des Wassernachschubes auch Feststellung der kapillaren Steighöhe und der Lage des Grundwasserspiegels. Bei der Schüttung der Dammkrone soll man nie einen durch Ton oder Schluff verunreinigten Boden unmittelbar unter das Schotterbett legen, sondern eine Lage Sand oder Kiessand als „Filter“ anordnen. Dadurch wird das Emporquellen weichen Bodens stark erschwert. Gegen die Durchfeuchtung von oben her hat man auf den Dammkörper bituminöse Schutzdecken aufgebracht („Bitumen“ 1931, S. 144—149 und „Geologie u. Bauwesen“ 1934, H. 2) [64, 65]. Diese Schutzschicht, die nicht zu weich, aber auch nicht zu spröde sein darf (Rissebildung), schützt den Damm nicht nur gegen Niederschläge, sondern unterbindet auch den kapillaren Wasseraufstieg, ähnlich wie die Isolierungen, die im Straßenbau verwandt werden. Bedenklich ist nur, daß der Boden unter der Schicht bei starkem Frost ebenfalls gefrieren wird. Er darf deshalb auf die obersten 30—40 cm nicht aus frostschiebendem Material bestehen.

## 5. Brückenbau.

Der freitragenden Konstruktion entspricht die Forderung großer Standsicherheit der Auflager. Außerdem will man wegen der hohen

Kosten dieser Bauten innerhalb wirtschaftlicher Grenzen bleiben. Einzelheiten werden in anderen Abschnitten (V B) besprochen.

Wir wollen uns hier beschränken auf Hinweise besonderer Art, die sich aus der Betrachtung der Bodeneigenschaften und der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund ergeben. Einige Beispiele werden dies erläutern.

Der Boden bekommt durch Pfeiler und Stützen vorwiegend lotrechte Belastung, während die Widerlager außerdem waagerechte Zusatzkräfte auf den Boden ausüben oder auch durch ihn bekommen (z. B. Hinterfüllung). Pfeiler und Widerlager sind Träger eines Überbaues, der unter Annahme gewisser Auflagerbedingungen meist ziemlich genau berechnet wird, während dann die Gründung, infolge unklarer Beurteilung der Bodenzusammenhänge, diese Bedingungen sehr oft nicht erfüllt. Für die verschiedenen Gründungsarten werden einige der Einflüsse in Abschnitt V besprochen.

Von den Baugrundfragen sind zu klären:

- a) Während der Ausführung, also bei offener Baugrube:  
Rutschgefahr der Böschungen,  
seitlicher Druck gegen Wände und Aussteifungen,  
Fließen und Aufquellen,

Verhalten bei Erschütterungen (Rammen, Bagger, Druckluftschlämmer usw.),

- das Lösen des Bodens,  
die Durchlässigkeit (Wasserhaltung),  
das spätere Schütten der Dämme,  
Verdichten der Hinterfüllungen.

- b) Für das fertiggestellte Bauwerk:

Die Bodenpressung oder besser gesagt die bei gegebenen Belastungen zulässige Setzung. Wichtig ist, ob die Setzungen für mehrere Pfeiler gleichmäßig oder ungleichmäßig auftreten.

Vorhersage der Setzung nach Größenordnung und zeitlichem Verlauf.

Einbruchgefahr der Pfeiler in den Untergrund (Berechnung nach Terzaghi, Krey u. a.).

- Verschieben und Verkanten der Widerlager.  
Reibung in der Sohlfuge.

Bodenuntersuchungen sind möglichst frühzeitig vorzunehmen, da durch ihre Ergebnisse bereits die Lage, der Baustoff, das System des Überbaues und vor allem die Gründung grundlegend beeinflusst werden. Bei Auswertung der Versuche ist wichtig, daß gleichmäßige Setzung aller Pfeiler unschädlich ist, daß jedoch für gewisse Systeme

bereits ein stärkeres Setzen einzelner Pfeiler, vor allem aber ein Schief-sacken, gefährlich werden kann.

Bei Brücken ist der Anteil des Eigengewichtes sehr groß, so daß bei sandigem Boden etwa  $\frac{2}{3}$  der sofort eintretenden Setzung bis zum Auf-bringen des eisernen Überbaues erledigt ist.

### Beispiele und Winke.

Belastungen. Gleichzeitig mit Bodenproben zur Vornahme von Versuchen benötigt der Baugrundingenieur die Übersichtszeichnung und überschlägliche Belastungsangaben. Einige Überlegungen sind hierbei notwendig: Die äußerst kurz auftretenden Höchstbelastungen aus Verkehr und Wind z. B. werden die Setzung — besonders auf bindigen

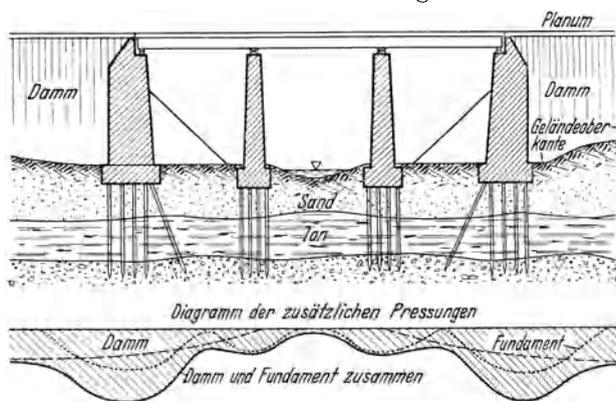


Abb. 63.

Böden, bei denen die Zeitdauer eine große Rolle spielt — nur wenig beeinflussen. Außerdem ist nicht die Gesamtlast, sondern die zusätz-liche Neubelastung des Bodens maßgebend. Man kann also Erdaushub, Auftrieb usw. in Abzug bringen und wird auch noch der früheren (geo-logischen) Überlagerung Rechnung tragen müssen. Wie gesagt, tritt bei sandigem Untergrund die Setzung sehr bald ein, so daß ihr größter Teil beim genau Abstellen eiserner Überbauten bereits eingetreten ist.

Die an Brücken anschließenden Teile der Dämme werden meist zu allerletzt geschüttet. Manchmal geschieht dies in großer Eile und man wendet Verdichtungsverfahren an (Stampfen, Einschlämmen), die den Erddruck gegen die Widerlager größer werden lassen als die statische Berechnung annahm. Also Vorsicht! Nur in dünnen Lagen schütten und mit leichten Geräten stampfen! Außerdem ergibt die Damm-schüttung bei plastischem Untergrund eine Zusammendrückung, die sich bis unter die Widerlager bemerkbar macht (Abb. 63). Es empfiehlt sich deshalb, die Dämme bis möglichst dicht an das Bauwerk heran frühzeitig zu schütten.

Der Damm hinter den Widerlagern einer Straßen- und Eisenbahnbrücke von 66 m Spannweite, die auf Eisenbetonsenkbrunnen standen, wurde aus lehmigem Sand innerhalb eines Tages etwa 5 m hoch locker geschüttet. Ein bald darauf einsetzender schwerer Regenguß durchweichte den Schüttden so, daß die innere Reibung so stark herab, daß das Widerlager um viele Zentimeter vornüber gedrückt wurde. Allerdings sprachen noch andere Gründe mit (wie es ja meist der Fall ist). Man sieht jedoch hieraus, daß man mit Hinterfüllen und Einschlämmen bei Widerlagern vorsichtig sein muß.

Trotz aller Vorkehrungen sind unmittelbar hinter dem Widerlager noch Setzungen zu erwarten. Bei Bahnstrecken wird ihr Einfluß im Schotterbett ausgeglichen. Bei hochwertigen Straßen besteht Gefahr für Wellenbildung oder Reißen der Decke. A. Casagrande schlägt hierfür die Lösung nach Abb. 45 vor.

Für Durchlässe in hohen Dämmen werden oft schwere Gründungen entworfen. Zunächst steht fest, daß man eine Gründung nicht so stark machen kann, daß der Durchlaß ohne Verformung auf 30—40 m Länge die Setzung des Bodens unter einem hohen Damm aushält und ein starrer Träger bleibt (Abb. 64). Überdies wiegt ein Betondurchlaß z. B. nie mehr als der durch ihn verdrängte Boden. Die Belastung des Baugrundes ist also dieselbe wie beim anschließenden Damm. Man

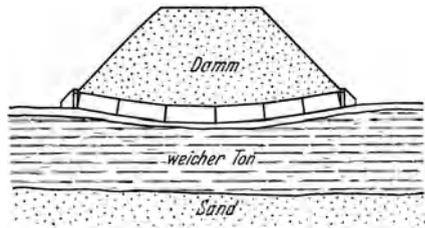


Abb. 64. Gefährdung eines Durchlasses durch Bodensenkung. Zusammendrückung des Untergrundes.

Man sollte deshalb Durchlässe in nachgiebigem Boden nicht auf schwere Fundamente oder gar Pfähle setzen, sondern in dem Damm „schwimmen“ lassen. Einige Bewegungsfugen sind zweckmäßig.

Für eine große Rheinbrücke (Waal) bei Nymwegen wurde statt Senkkastengründungen eine große Anzahl von Pfählen in offener Baugrube gerammt. Die Verdichtung des Sandes durch Einrüttelung war zum Schluß so groß, daß das Rammen der letzten Pfähle kaum möglich war.

Die Pfeiler der neuen Elbebrücke bei Hohenwarte stehen im Geschiebemergel, unter dem ziemlich dichter Ton liegt. Ausführung in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden. Geschiebemergel hat durch die Ungleichförmigkeit seiner Kornverteilung ein sehr geringes Porenvolumen und ist außerdem durch die etwa 800 m betragende ezeitliche Überlagerung besonders stark verdichtet. In diesem Fall mußte das Lösen zum Teil durch Sprengen erfolgen. Die Setzungsvorhersage durch Zusammendrückungsversuche ist infolge der be-

schriebenen Vorgeschichte recht schwierig und ergibt wahrscheinlich noch zu hohe Werte. Wir kamen auf etwa 14 mm Gesamtsetzung, die zu  $\frac{2}{3}$  beim Bau der Pfeiler auftreten und für beide Pfeiler etwa gleich groß sein dürfte. Es war zwecklos, noch tiefer in den tertiären Ton zu gehen, der zwar auch sehr fest gelagert ist, aber infolge seiner Feinheit ein viel größeres Porenvolumen und eine größere Zusammendrückungsfähigkeit hat. Allgemein gilt, daß das teure Tiefergehen nicht immer besser ist.

Hier sei auch verwiesen auf das Beispiel unter Pfahlgründungen (V, B 2).

Ein weiteres Beispiel für die Nachteile, die sich aus dem Tiefergehen unter Umständen ergeben, zeigt Abb. 1 in „Die Straße“ 1934, H. 6, S. 181.

Durch stärkeren und schwereren Verkehr werden immer mehr Brückenverbreiterungen oder auch der Ersatz alter Überbauten erforderlich. Es ergibt sich dann die Notwendigkeit neuer Bodenuntersuchungen und Beurteilung der Tragfähigkeit der vorhandenen Pfeiler. Von großem Nutzen sind Setzungsbeobachtungen an der vorhandenen Brücke, da sie bereits Aufschlüsse oder Warnungen enthalten (siehe V, C).

In den Abhandlungen über den Umbau der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz [28] werden Probelastungen im Bohrloch und Vorbelastungen des Baugrundes besprochen. Letztere hielt man für notwendig, da die alten Pfeiler sich erheblich gesetzt hatten und man der auskragenden Pfeilerverbreiterung möglichst eine gleichgroße Setzung geben wollte, um erneutes Senken des ganzen Pfeilers auszuschließen. In der Abhandlung findet sich u. a. die Angabe, daß „die Einsenkungen nur sehr langsam zur Ruhe kamen“. Gewiß, man konnte die Prüfgeräte nicht so lange stehen lassen, bis die zum Teil bindigen Böden („hellgrauer Mergel“, „blaugrüner Ton“ usw.) konsolidiert waren. Man sieht hieraus, daß bei Probelastungen im Bohrloch der Schluß auf die Zeitdauer der Gesamtsetzung und die Setzung unter größeren Lastflächen recht schwierig ist. Man hat dann gewisse Pressungen als zulässig angenommen und später beim Abpressen des Untergrundes („Die Bautechnik“ 1932, H. 48, S. 635) festgestellt, daß „bei 7 kg/cm<sup>2</sup> die Einsenkungen weiter fortschritten . . .“. Die Druckkörper für das Vorpressen kamen bei einer durchschnittlichen Einsenkung von 7 cm erst zur Ruhe. Dies ist sicherlich auch noch nicht der endgültige Ruhezustand. Man sieht jedoch, daß die Vorpressung wenigstens einen großen Teil der zu erwartenden Senkung vorweggenommen hat. Für sandige Böden ist von dieser Maßnahme noch mehr Nutzen zu erwarten, da die Verdichtung wenig Zeit braucht. Auch dieses Beispiel zeigt, wie wesentlich die Kenntnis der Bodenverhältnisse im einzelnen für Vorarbeiten und bauliche Maßnahmen an Brückenpfeilern ist.

Widerlagern von Dreigelenkbogen (sowohl bei Brücken wie bei

Hallen) sucht man oft eine den Reaktionen entsprechende Form zu geben. Abgesehen davon, daß die Resultierende infolge Wind und Verkehrslasten der Richtung nach nicht genau festliegt, sind solche Schrägen in der Baugrube sehr schlecht ausführbar. Verfasser sah Bauten, bei denen die lotrechte Wand und ein Teil der Schräge überhaupt erst angeschüttet und angestampft wurden (Abb. 65). Richtiger ist dann schon die Ausführung etwa nach Abb. 66, bei der die horizontale Kraft durch die stehengebliebene Rückwand aufgenommen wird. Überdies reicht meist die Reibung zwischen Beton und Boden aus für die horizontale Kraft  $R_h$ .

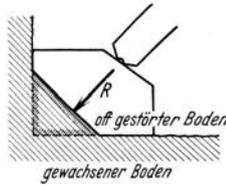


Abb. 65.

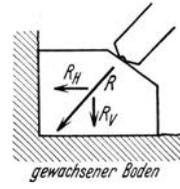


Abb. 66.

Bei Wegeüberführungen der Reichsautobahnen ergaben sich Ausbildungen der Widerlager, die bei nachgiebigen und nicht sehr standfesten Böden bedenklich sind. Abb. 67 zeigt, wie der Erdaushub für eine Stütze den Untergrund unter einem hochgelegenen Endauflager gefährdet. In diesem Fall wäre es besser, das Stück A—B überhaupt als Kragträger auszubilden.

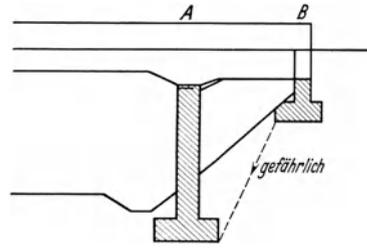


Abb. 67.

Bei Wegeüberführungen mit einer Mittelstütze, die als Balken auf drei Stützen berechnet werden, besteht die Gefahr, daß durch nachträgliches Schütten der Rampen sich die Endauflager stärker setzen als die Mittelstütze und über dieser das negative Moment übergroß wird.

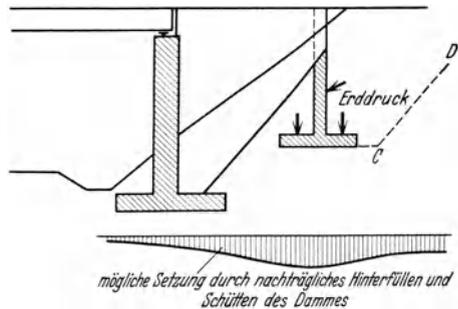


Abb. 68.

Eine Ausführung, durch die man den Erddruck gegen das Widerlager und die ungleiche Fundamentpressung vermindern wollte, zeigt Abb. 68 in aufgelöster Eisenbetonbauweise. Ein ganz gleichmäßiges Verfüllen ist schwierig und es ergibt sich bei plastischen Lagen im Untergrund die Möglichkeit einer nachträglichen Setzung unter dem Gewicht des Dammes, den man vor der Ausführung der Widerlager nur etwa bis zur gestrichelten Linie C—D schütten kann.

Unter V, B 1 wird darauf hingewiesen, daß man zweckmäßig die Spundwand um einen Pfeiler herum zum Mittragen zwingt, wenn nicht gerade der Boden unter dem Pfeiler nachgiebig ist, die Schneide der

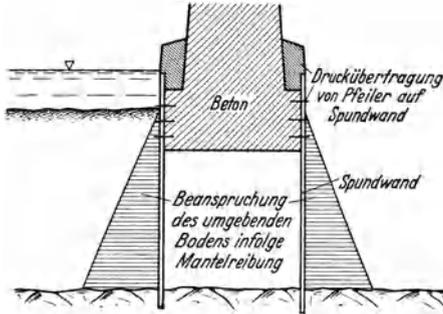


Abb. 69.

Spundwand dagegen sehr un- nachgiebigen Boden erreicht. Man vermeidet durch diese Maß- nahme eine einseitige Reibung zwischen Beton und Spund- wand, deren Folge ungleich- mäßige Setzung des Pfeilers sein müßte, außerdem überträgt die Spundwand durch ihre Mantel- reibung — ähnlich wie bei Pfäh- len — den in sie übergeleiteten Druck auf eine breitere Unter- lage. Die Ausführung im ein- zeln kann durch Anschweißen von Flacheisen, Winkeleisen oder U-Eisen an die eiserne Spundwand erfolgen (Abb. 69).

Innerhalb größerer Pfeilerbaugruben wagt man manchmal nicht, stellenweise tieferzugehen, wenn eine Ton- oder Mooreinlagerung es

erfordert, weil man einen Verlust an Fundamentfläche befürchtet. Diese Überlegung ist falsch. Es ist richtiger, mit einer gebrochenen Fläche  $A B C D$  einen gleichmäßig gelagerten Boden zu erreichen, als engherzig an der horizontalen Fläche festzuhalten (Abb. 70). Manchmal läßt die bereits gerammte Spundwand bei  $A$  und  $D$  ein Tieferausgraben nicht zu. Dann genügen kurze hölzerne Spundwände innerhalb der Baugrube, die bei einer möglichen Setzung ebenfalls einen pfahlartigen Widerstand bieten.

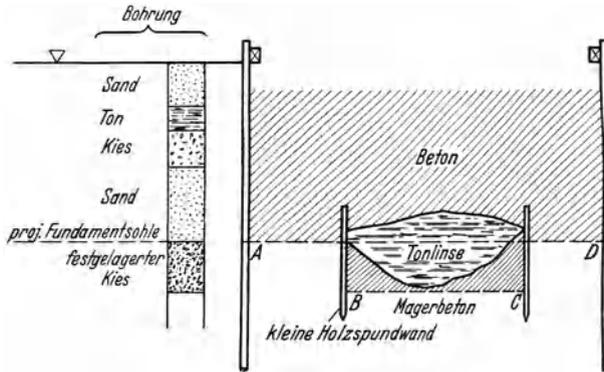


Abb. 70.

erfordert, weil man einen Verlust an Fundamentfläche befürchtet. Diese Überlegung ist falsch. Es ist richtiger, mit einer gebrochenen Fläche  $A B C D$  einen gleichmäßig gelagerten Boden zu erreichen, als engherzig an der horizontalen Fläche festzuhalten (Abb. 70). Manchmal läßt die bereits gerammte Spundwand bei  $A$  und  $D$  ein Tieferausgraben nicht zu. Dann genügen kurze hölzerne Spundwände innerhalb der Baugrube, die bei einer möglichen Setzung ebenfalls einen pfahlartigen Widerstand bieten.

Die Reihenfolge der für Beurteilung des Baugrundes erforderlichen Vorarbeiten wird unter III, 3 besprochen.

## 6. Hoch- und Industriebau.

Es ist begreiflich, daß bei allen Bauvorhaben, bei denen Entwurf und Vergebung der Arbeiten in der Hand des Architekten liegen, die Zusammenhänge mit dem Baugrund bisher noch weniger zur Geltung kamen als bei dem Bauingenieur, der in vielen Fällen zugibt, von der Möglichkeit gründlicher Aufschlüsse und Untersuchungen wenig gewußt zu haben. Sehr oft verläßt sich nach unserer Erfahrung der verantwortliche Architekt auf den guten Ruf einer Tiefbaufirma, die die Gründung ausführen soll, jedoch auch nur selten mit der neueren Baugrundforschung vertraute Ingenieure haben kann. Die in letzter Zeit bekanntgewordenen Beispiele beabsichtigter oder ausgeführter Fehlgründungen sind reichhaltig genug, um daran die Nützlichkeit der neueren Betrachtungsweise zu zeigen.

Es wird eingewandt, daß man gerade im Hochbau doch früher selten etwas von schweren Schäden durch Setzungen, Rutschungen oder Ausweichen des Bodens gehört habe und deshalb auch heute nicht zu übertreiben brauche. Darauf wäre zu antworten, daß auch unsere Hochbauten an Höhe und Gewicht ständig gewachsen sind, daß die Erschütterungen im Gebäude und auf der anschließenden Straße dauernd zunehmen, daß man aber auch bei Fahrten durch das Land nur die Augen zu öffnen braucht, um alle die Häuser mit schweren relativen Setzungen in der Mitte (von den absoluten gar nicht zu sprechen), schiefstehende Türme und Rathäuser, alte Kirchen mit schweren Strebepfeilern auf den Ecken — die nichts geholfen haben —, Risse zwischen Kirchenschiff und -turm — selbst bei neuen Kirchen — zu sehen. Im Dom zu Worms sieht man z. B. mit bloßem Auge die starke Neigung der Mittelpfeiler, ohne daß auch nur ein Riß im Gewölbe sichtbar ist. Auf Befragen erklärt der Kastellan, daß die Pfeiler 35 cm aus dem Lot stehen, die Risse jedoch bei der Renovierung um 1892 beseitigt wurden. Viele Schäden werden nicht bekannt, nicht gemessen oder aus einer gewissen Schamhaftigkeit verheimlicht.

Der Architekt tut gut daran, schon bei der Wahl des Bauplatzes den Untergrund untersuchen zu lassen. Das gilt für ganze Stadtbebauungspläne. Es hat keinen Zweck, schachbrettartig über alte Moore, alte Flußläufe, Rutschhänge usw. hinwegzubauen. Gute Beispiele dafür finden sich in Berlin und Stuttgart. In der Fritschestraße in Charlottenburg steht ein Haus von 4 Stockwerken, dessen eine Ecke sich um 80 cm mehr gesetzt hat als die andere (Abb. 71), obwohl 16 m lange Pfähle verwandt wurden. An der Stelle soll ein alter Karpfenteich gewesen sein und die Pfähle haben sich bei Verdichtung des sie umgebenden Schlamm- und Moorbodens nach der Auffüllung (also Mehrbelastung) mit dem Boden gesenkt. Eine Anzahl von Häusern in der

näheren Umgebung (Maikowskistraße, Hebbelstraße) zeigen ähnliche Erscheinungen. Sehr schwere Setzungen zeigt auch das „Rote Schloß“ in Berlin, An der Stechbahn (Abb. 72).

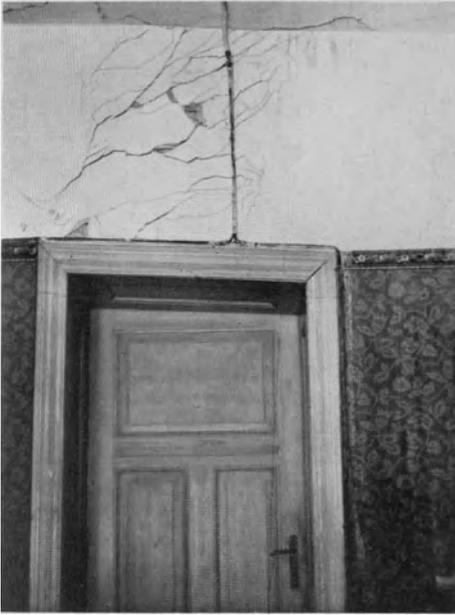


Abb. 71. Zimmertür in einem Gebäude in der Fritschestraße in Charlottenburg.

Der städtische Tiefbauer hat oft darüber geklagt, daß man solche Tümpel und Niederungen bebaut, also auch entwässern muß, statt sie für Teiche und Grünanlagen zu verwenden. Die Wirtschaftlichkeit und Standsicherheit schließen sich also diesem Wunsche mit guten Gründen an und dem Stadtbild käme die Lösung auch noch zugute.

In Stuttgart hat man ausgesprochene Rutschhänge (Mergelschutt) mit großen Kosten bebaut. Starke Schäden an den Häusern, vor allem nach trockenem Sommer bei einsetzenden Regengüssen, waren die Folge (Abb. 73). Ein Architekt aus St. be-

merkte hierzu, daß Grünbänder statt Häuser an diesen Stellen dem Stadtbild nur zugute gekommen wären.

Wenn also eine Wahl des Bauplatzes möglich ist oder ein Gebäude dem Gelände entsprechend verschoben werden kann, soll man sich nach den Bodenuntersuchungen richten.

Ein Trugschluß, dem der Architekt noch manchmal zum Opfer fällt, ist die Angabe der spezifischen Bodenpressung in  $\text{kg/cm}^2$ , unab-



Abb. 72. Teilansicht vom „Roten Schloß“ in Berlin.

hängig von der Größe der Lastfläche. In Abschnitt IV, 3 werden die Zusammenhänge unter „Probebelastungen“ ausführlicher besprochen. Der

Trugschluß kommt meist so zustande, daß ein älteres Haus auf kleinen Fundamentplatten, die den Baugrund mit  $n \text{ kg/cm}^2$  belasten, sich angeblich nicht gesetzt hat. Man plant nun nebenan auf vermutlich ähnlichem Baugrund ein Hochhaus mit derselben spezifischen Boden-

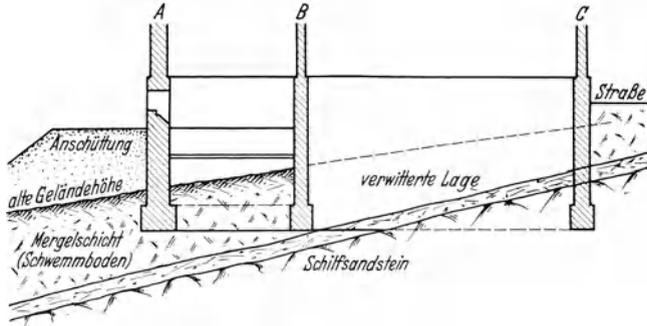


Abb. 73. Gründung eines Hauses am Rutschhang. Die Risse treten meist in der Nähe der Wand B auf.

pressung, auf die durchgehende Fundamentplatte umgerechnet (Abb. 74). Es ist ohne weiteres klar, daß ein 20stöckiges Hochhaus je Einheit der Grundfläche mehr als fünfmal so viel wiegt als ein vierstöckiges Haus. Um diese Tatsache kommt man durch spielerische Ausrechnung der

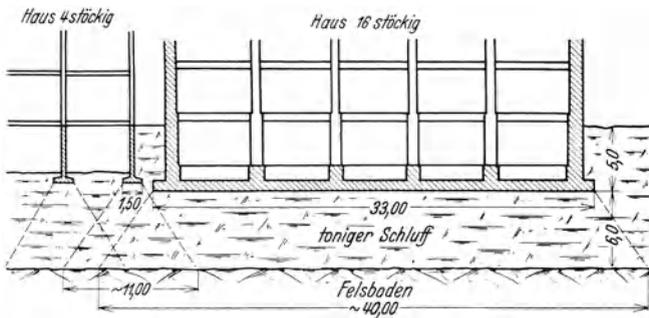
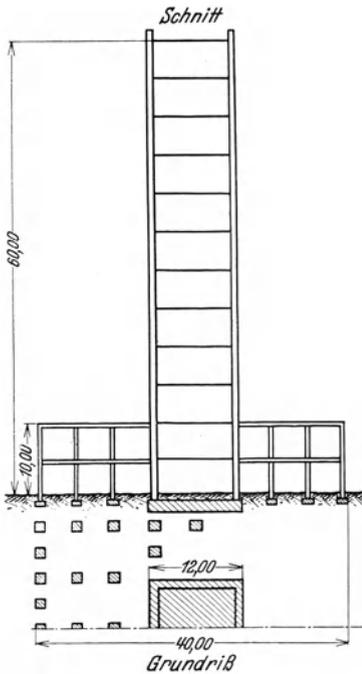


Abb. 74. Gebäude sehr verschiedenen Gewichtes nebeneinander. Die Fundamentpressung ist bei beiden Gebäuden gleich ( $2,5 \text{ kg/cm}^2$ ). Die Pressung auf den Felsboden ist jedoch bei beiden Gebäuden sehr verschieden.

Fundamentplatten auf genau dieselbe spezifische Bodenpressung nicht herum; denn sie gilt nur für die Höhe der Fundamentfuge, während tiefere Bodenschichten durch schnelle Abnahme des Druckes bei kleinen Fundamentplatten sehr verschiedenartig belastet werden. Hierzu zwei Beispiele („Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1935, H. 12, Abb. 5, 6 u. 8) [27]. Bei dem hohen Turm in Abb. 75 kam als weitere Schwierigkeit hinzu, daß der Boden innerhalb des Gebäudegrundrisses ganz und gar nicht gleichmäßig war, obwohl der Untergrund aus dem ortsüblichen Sand

in gleichstarken Schichten bestand. Aus dynamischen Bodenuntersuchungen ergab sich eine so große Verschiedenheit, vermutlich durch ungleiche Dichte der Lagerung, daß die Setzungen einer Ecke des Bauwerkes das Doppelte der gegenüberliegenden betragen mußten. Auch auf anderen Baustellen wurde Ähnliches beobachtet.

Von einem Industriebau, der sich durch Zusammendrückung weicher Schichten im Untergrund im Laufe von etwa 3 Jahren um 12 cm gesetzt



hatte, wurde bekannt, daß man dicht daneben ein gleichschweres Gebäude errichten wollte, obwohl über die eingetretenen Setzungen und ihre nachträgliche Beseitigung noch Auseinandersetzungen stattfanden. Man hatte also trotz der örtlichen Erfahrungen keine Ahnung davon, daß das neue Gebäude, ähnlich wie die in Abb. 80 dargestellten Öltanks, indirekt auch den Boden unter dem vorhandenen zusätzlich belasten würde, wodurch neue und zwar ungleichmäßige Setzungen auftreten mußten.

Aus ungleicher Gewichtsverteilung erklären sich auch die Fälle, in denen angebaute Treppenaufgänge, Veranden, Terrassen und leichtere Anbauten am Übergang abreißen, da die große Masse des Hauptgebäudes sich stärker setzt.

Zwar werden diese Setzungen oft nur zum Teil gemessen und es wird auch dann behauptet, daß die Gebäudesetzungen den Probelastungen

auf kleiner Fläche entsprechen. Erklärlich ist dies dadurch, daß auf Sandboden die Setzungen infolge Mehrbelastung sofort auftreten — also meist während der Bauzeit und solange der Mörtel noch plastisch ist —, während nur die Setzungen durch Zusammendrückung bindiger Böden oder durch Einrüttelung längere Zeit in Anspruch nehmen und nach Fertigstellung des Neubaus gemessen werden.

Aus diesen wenigen Beispielen ersieht man, daß auch der Architekt sich mit den Ansichten der neueren Baugrundforschung befassen muß. Auch die Baupolizei, die in sehr vielen Fällen der einzige Schutz eines Hausbesitzers gegenüber einem benachbarten Neubau von großem Gewicht oder mit unzureichender Gründung ist, sollte zwecks Prüfung der eingereichten Fundamentzeichnungen die beschriebenen Zusammen-

hänge gründlich kennen. Wir haben in mancherlei Beziehung so genaue Vorschriften, daß man an diesen tiefgreifenden Einflüssen nicht vorbeigehen kann.

Es sei noch ausdrücklich hingewiesen auf den kurzen Bericht über einen Hauseinsturz in Hamburg, der unter Pfahlgründungen besprochen wird (V, B 2) und deutlich zeigt, wie ein Hauseigentümer ohne eigenes Verschulden, auf dem Umwege über den Untergrund, das Opfer unbedachter Bau- und Betriebsmaßnahmen seiner Nachbarn werden kann.

## 7. Grundbau für Zwecke der Landesverteidigung.

Bereits während des Weltkrieges hat sich gezeigt, daß im Felde der Boden sowohl als Baugrund wie auch besonders als Baustoff eine weit größere Rolle spielt als bei Friedensbauten.

Dies erklärt sich vor allem daraus, daß dieser Baustoff überall sofort zur Hand ist, allerdings in sehr verschiedener Beschaffenheit, so daß man die Eigenschaften kennen und möglichst einwandfrei beschreiben sollte. Außerdem galt jeder Soldat als einigermaßen gelernter Erdarbeiter. So konnte man Erdbauten sehr schnell und unter großem Einsatz von Menschen ausführen. Hinzu kommt noch die große Dämpfung bei Erschütterungen, die Sicherheit selbst dünner Erdwälle gegen das Durchschlagen von Infanteriegeschossen und die Möglichkeit ziemlich einfacher Wiederherstellung nach starken Beschädigungen.

Es ist nicht angängig, hier praktische Beispiele dafür zu geben, welche Fortschritte man auf diesem Gebiet gemacht hat und wie sich die neuere Baugrundforschung den neueren Anforderungen anpaßt. Es wird jedoch dem Leser klar sein, daß viele der an anderen Beispielen beschriebenen Zusammenhänge auch für die Ausführung von Kriegsbauten, Stellungsbau, beschleunigten Straßenbau und andere Anlagen militärischer Art nützlich sind.

Sehr wichtig ist da bereits die einheitliche Bezeichnung und Beschreibung der Böden aus Abschnitt II, die dem Praktiker zunächst etwas trocken vorkommen mag. Wenn man jedoch Versuche macht, z. B. über die Eindringungstiefe von Geschossen irgendwelcher Art, so muß man die gemachten Erfahrungen festlegen und zu den vorhandenen Bodenverhältnissen in eine eindeutige Beziehung bringen. Mit Verallgemeinerungen wie „Sand“, „Lehm“, „Moor“, „Fels“ usw. kommt man nicht aus, da sich Dichte der Lagerung, Korngröße, Wassergehalt, Verdichtungsfaktor, Durchlässigkeit, Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Erschütterungen usw. in sehr weiten Grenzen bewegen. Man ist in der Lage, die meisten der Eigenschaften, die praktische Großversuche maßgebend beeinflussen, ziffernmäßig festzulegen und sollte es deshalb auch möglichst tun.

Wie man aus technischen Zeitschriften des Auslandes ersieht, schenkt man auch dort diesen Dingen große Aufmerksamkeit, beispielsweise dem Wegebau mit neuartigen und leistungsfähigen Hilfsmitteln, da brauchbare Zufahrtswege bei der draußen bereits im Gange befindlichen Motorisierung und Mechanisierung aller Waffen immer bedeutungsvoller werden.

Der Verfasser überläßt es dem Praktiker, sich die angeführten Beispiele von Zivilbauten, je nach Bedarf, in militärische Formen zu übersetzen.

## B. Gründungen.

### 1. Flachgründungen.

Selbst bei dieser einfachen Gründungsart legt man die Fundamentplatte nie auf die Geländeoberfläche. Man entfernt aus praktischen Gründen den Humus, Wurzelreste, sehr ungleichmäßige Aufschüttungen und geht bei Bauwerken bis auf frostfreie Tiefen herunter, also in Deutschland je nach Lage auf ungefähr 1—1,50 m unter G. O. K. Die Oberfläche eines trockenen Sandes z. B. würde als Unterlage des Fundamentes viel zu locker sein. Auch bei gleichem Aussehen ist der Untergrund auf einem Grundstück nie ganz gleichmäßig dicht gelagert. Man hat also, selbst wenn man in geringer Tiefe bereits sogenannten guten Baugrund antrifft, ungleiche Setzungswerte zu erwarten.

a) **Druckverteilung.** Es soll hier nicht die Berechnung der Platten, Plattenstreifen usw. besprochen werden. Die Wirkungen eines Fundamentes auf den Untergrund sind jedoch wichtige Unterlagen für diese Berechnungen, da sie keineswegs bei allen Böden in gleicher Weise auftreten und durch falsche Annahmen grobe Fehler in die oft sehr genau durchgeführten Berechnungen kommen können. Eine zusammenfassende Darstellung der „Druckverteilung im Baugrunde“ mit ausführlichem Schrifttumsverzeichnis enthält Fröhlich's gleichnamiges Buch [66]. Eine anschauliche Zusammenfassung gibt auch Brennecke-Lohmeyer in „Der Grundbau“, Bd. III, S. 1—14 [67]. Unsere Kenntnisse stützen sich in der Hauptsache auf die Theorie, deren Anfänge und Grundlagen Boussinesq um 1885 ausgearbeitet hat [68]. Durch Modellversuche sind auf vielen Gebieten, in der Hauptsache für Sand, auch versuchstechnische Werte ermittelt worden (Strohschneider, Kögler, Scheidig u. a.) [69, 70]. Die sehr aufschlußreiche Arbeit von Bernatzik [71] liegt leider nur im Manuskript vor. Sie gibt auf Grund ausführlicher Versuche ein gutes Bild der senkrechten und waagerechten Verschiebungen, der Auflockerung, Tiefenwirkung und Druckverteilung sowohl unter starren Platten als auch unter gleichmäßig belasteter Membrane.

In „Proceedings“ vom Mai 1933 gibt die American Society of Civil Engineers, Committee on Earths and Foundations [24] auf S. 815—818 Beispiele der photoelastischen Untersuchungsmethode für die Druckverteilung unter Fundamentplatten. Ein Beispiel ist in Abb. 76 wieder gegeben und zeigt sehr anschaulich zunächst die kleineren Einflußzonen der drei Einzelplatten und darunter die große der Gesamtbelastung. Es soll hier auf die Methode selbst nicht näher eingegangen werden, nur soviel sei gesagt, daß die sichtbaren Streifen verminderte Scher- oder Druckspannung angeben. Aus dem einen Beispiel kann man sehen, daß

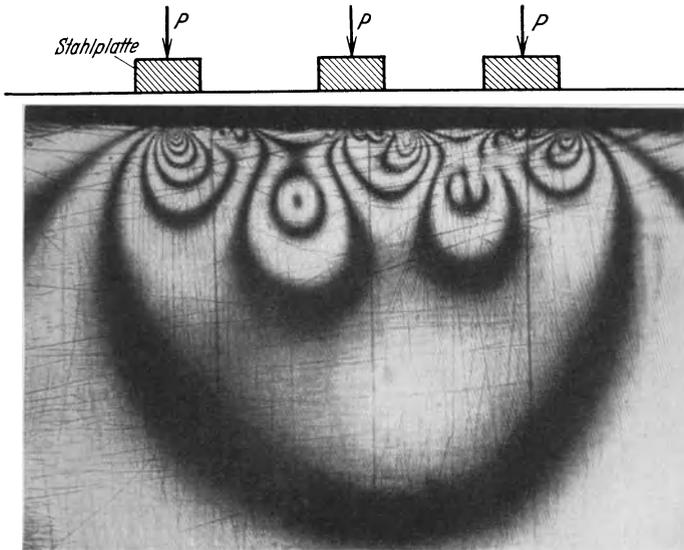


Abb. 76.

mehrere gleich große Fundamente den Boden bis in viel größere Tiefe stören als ein einzelnes von derselben Größe, was auch an anderer Stelle bereits dargelegt wurde.

In der Beilage 6 ist die Berechnung der Pressung für verschiedene Tiefen unter der Lastplatte nach Boussinesq dargestellt. Die von Steinbrenner [72] aufgestellten Tafeln zur Setzungsberechnung ermöglichen große Zeitersparnisse bei der Berechnung.

Die Gesichtspunkte aus den neueren Untersuchungen, soweit sie für den praktischen Fall besonders wichtig sind, seien hervorgehoben:

Der durch die Spannungen erfaßte Bereich ist in Abb. 77 nach Kögler und Scheidig [70] dargestellt. Man ersieht daraus, wie stark bei einem Bauwerk von bekannter Flächenausdehnung bestimmte Lagen des Untergrundes beansprucht werden. Außerdem kann man sich für verschiedene Fundamente oder Gebäude und Schichten in größerer Tiefe



**b) Vorteile der Flachgründung.** Wenn es gilt, die grundsätzliche Entscheidung zwischen einer Flach- oder einer Tiefgründung (Pfähle, Senkbrunnen usw.) zu treffen, sind Flachgründungen vorteilhaft:

Falls die feste Lage erst in großer Tiefe erreichbar ist, also auch durch Pfähle nicht erfaßt werden kann,

die oberen Lagen aus tragfähigen Schichten, z. B. Sand bestehen, das Bauwerk verhältnismäßig leicht ist,

das Baugelände bereits unter Vorbelastung gestanden hat,

die Grundrißgestaltung des Gebäudes gleichmäßig (ohne kleinere Anbauten usw.) ist,

wenn andere Gründungen auf Grund der Bodenuntersuchungen ebenfalls Setzungen erleiden müßten,

wenn der Überbau nachgiebig oder statisch bestimmt ist, so daß gewisse Setzungen nicht schädlich sind und

bei sehr eiligen Bauten, zumal dann, wenn spätere Wiederherstellungen den Betrieb nicht stören.

Gründliche Bodenuntersuchungen sind für das Abwägen der Vor- und Nachteile erforderlich.

Es kann vorkommen, daß feine Sande unter Einwirkung der Grundwasserströmungen (Fließsand, Schwimmsand) bei Aushub der Baugrube große Schwierigkeiten bereiten und deshalb als schlechter Baugrund angesprochen werden. Bleibt jedoch diese Sandschicht im Boden eingeschlossen, dann ist sie wohl sehr tragfähig. Im Versuchsraum läßt sich am Modell zeigen, daß man den gewöhnlichen Berliner Sand, der tragfähig ist, durch aufsteigenden Wasserstrom zum Fließsand machen kann, in dem ein aufgesetzter Modellpfeiler versinkt.

**c) Setzungen.** Die Ursachen der Setzungen sind bei Sanden Zusammendrückung locker gelagerter Schichten zu einer dichteren Lagerung, Einschlämmen durch Wasserbewegung — wozu auch wiederholte Hebungen und Senkungen des Grundwasserspiegels zu rechnen sind —, Einrütteln durch maschinelle Erschütterungen im Gebäude und in benachbarten Baugruben sowie durch den Verkehr.

Bei bindigen Böden wird unter zusätzlicher Last das Porenwasser ausgepreßt. Einen meist nur kleinen Anteil an der Setzung hat die elastische Zusammendrückung und seitliches Ausweichen (wenn es sich wirklich um „Baugrund“ handelt). Die Voraussage von Setzungen der Größenordnung nach kann auf Grund der im Abschnitt IV beschriebenen Versuche erfolgen. Die Beobachtung der auftretenden Setzungen ist die „Fieberkurve“ des Bauwerks und bildet die Grundlage für alle nachträglichen Eingriffe, Wiederherstellungen sowie deren Notwendigkeit und den geeigneten Zeitpunkt dafür (siehe auch V, C).

Es ist zu unterstreichen, daß auch bei Gebäuden (ähnlich wie im Straßenbau) nur ungleichmäßige Setzungen schädlich sind. Infolge-

dessen kann man sehr oft bereits durch die Grundrißgestaltung schädliche Setzungen ausschließen. Beispiel: Bei den eingeschossigen Wohnhäusern auf Java, die im Küstengebiet Setzungen bis zu 50 cm erreichten, waren es immer nur die leichteren Anbauten (Terrassen, überdeckte Verbindungsgänge, Küchengebäude usw.), die infolge ihrer geringeren Setzung am Hauptgebäude abrissen (Abb. 79). Durch Wahl eines geschlossenen quadratischen oder rechteckigen Grundrisses für das ganze Bauwerk ließen sich Risse vermeiden. Die Außenmauern standen auf T-förmigen Eisenbetonplatten, die einen festen Rost bildeten und gewisse Biegun-  
gsspannungen aufnehmen konnten.

Beispiel (Abb. 80) Tankanlage. Wegen der geringen Mächtigkeit der „festen Lage“, der hohen Kosten und der trotzdem wahrschein-



Abb. 79. Abreißen leichterer Anbauten vom Hauptgebäude infolge geringerer Setzung.

lichen Setzungen infolge Verdichtung des sehr jungen weichen Tones ( $W = 114\%$  vom Trockengewicht) sah man von Pfahlgründungen ab.

Das Setzungsbild (ausführlich im Heft 3 der Degebo S. 13) zeigt vor allem die gegenseitige Beeinflussung von Tanks und Gebäude — außer da wo die kleine Spundwand abschirmend wirkt — und das geringe Maß der Setzung unter dem Keller; denn Aushub (Entlastung) ist das beste Mittel zur Verhütung von Setzungen.

**d) Besondere Fälle.** Auch Pfeilergründungen in offener Baugrube gehören zu den Flachgründungen. Durch Meßdosen im Untergrund unter Brückenpfeilern hat man, ähnlich wie im Laboratorium, die Druckverteilung zu ermitteln gesucht („Die Bautechnik“ 1932, S. 597—99) [75]. Auch solche Versuche müssen durch Ermittlung der Kennziffern des belasteten Bodens ergänzt werden, da die Druckverteilung für bindige Böden z. B. ganz anders aussieht als für Sand. Durch die Reichsbahndirektion werden solche Messungen fortgesetzt.

Öltanks in Abmessungen bis zu  $\sim 10000 \text{ m}^3$  Inhalt und über 30 m Durchmesser versucht man ebenfalls auf Platten zu gründen. In den Häfen würde bei einer Lage der festen Schicht in 15—20 m Tiefe eine Pfahlgründung so teuer werden wie der ganze Tank selbst, ohne daß man damit eine ungleichmäßige Setzung ausschließt. Denn nicht alle Pfähle einer solch großen Pfahlgruppe von etwa 200 Pfählen werden sich gleichmäßig setzen, wahrscheinlich die mittleren stärker

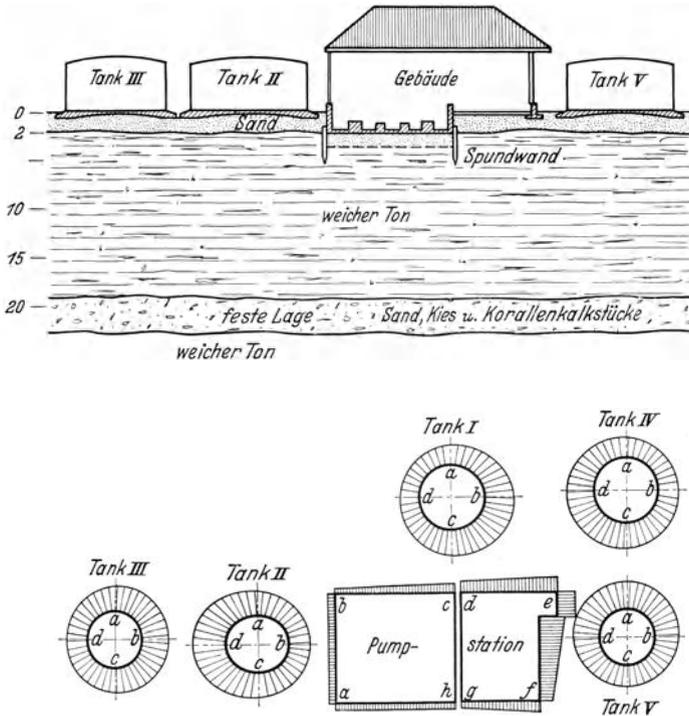


Abb. 80. Tankanlage.

als die äußeren. Durch Messungen an ausgeführten Tanks ist festgestellt, daß der Boden in der Mitte sich um bis zu 30 cm stärker gesetzt hat als an den Rändern [76]. Nach Boussinesq ist dies ohne weiteres erklärlich. Eine biegungsfeste Eisenbetonplatte müßte demnach eine Stärke von etwa 2 m erhalten, während eine viel dünnere Platte zwecklos oder schädlich ist: falls sie Risse bekommt, reißt an diesen Stellen auch der Tankboden, der nur ein Blech von 8—10 mm Stärke ist. Es ist deshalb ratsam, keine Eisenbetonplatte zu machen, sondern da, wo die oberen Lagen aus einigen Metern Sand bestehen, eine dünne Kiesschüttung mit Betonabgleichung für die Montage zu machen, im übrigen den Tank-

boden mit einer Wölbung nach oben zu montieren und die voraussichtliche Setzung zu veranschlagen (Abb. 81). Dadurch treten nicht sofort zusätzliche Spannungen im Tankboden auf, wie es bei horizontaler Montage bald der Fall wäre. Der Betrieb solcher Öllager hat gegen vorausgesagte

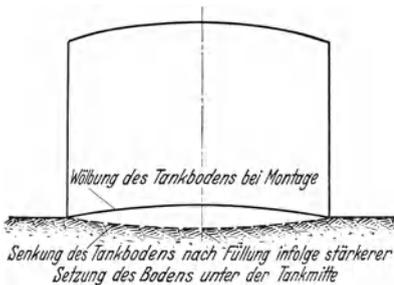


Abb. 81.

langgestreckten Plattenfundamenten oder Stützenreihen großer Hallen, Kaischuppen u. dgl. mehr ist das Abwalzen der Baugrubensohle nützlich. Es gibt zwar nur eine oberflächliche, gleichmäßige Verdichtung, be-



Abb. 82. Eine 8-t-Walze beim Einwalzen einer Lage Kalkschotter unter den Fundamenten eines Kaischuppens (Soerabaya, Java).

sonders bei Sand, hilft jedoch, weiche Stellen, z. B. untief liegende Moor- und Tonlinsen usw. aufzufinden.

Diese Linsen kann man ausheben und dafür Sand einschlämmen, wodurch örtliche, ungleichmäßige Setzungen vermieden werden. Auch alte Gruben, Rohrgräben usw. werden beim Walzen zusammengedrückt.

Man darf dies Hilfsmittel jedoch nicht

überschätzen. Es wird so gut wie keine Verringerung der Setzungen eintreten, die aus tieferen Lagen herrühren, da der Einfluß nur  $\sim 1$  m tief reicht. Auch für die Zusammendrückung von Tonschichten ist die Zeitdauer der Belastung zu klein.

Bei Brückenpfeilern befinden sich im Untergrund auch manchmal Tonlinsen oder infolge nicht ganz senkrecht gerammter Spundwand und verschiedener Wandreibung neigt der Pfeiler zu ungleichmäßiger Setzung. Die Tonlinsen kann man örtlich auskoffern. Die Reibung zwischen

Setzungen von einigen Dezimetern meist nichts einzuwenden. Die Anschlüsse der Leitungen erfolgen durch biegsame Schläuche oder Rohre. Die gegenseitige Beeinflussung benachbarter Tanks (Abb. 80) ist nicht unwichtig und ein gewisser Abstand erforderlich, damit zu starkes Schiefsacken vermieden wird.

Abwalzen der Baugrubensohle. In geeigneten Fällen, z. B. bei

Beton und Spundwand sollte man deshalb nicht dem Zufall überlassen. Es ist deshalb am besten, wenn man durch Verankerungen die Spundwand zum Mittragen zwingt, außer wenn sie in einer unnachgiebigen Lage steckt (Fels).

## 2. Pfahlgründungen.

Der Architekt oder auch der Bauingenieur — wenn er sich nicht gerade mit Pfahlgründungen eingehend beschäftigt hat — steht bei der Entwurfsbearbeitung vor der Wahl aus einer großen Anzahl von Pfahlarten, die ihm unter Schilderung gewisser Vorteile empfohlen werden. Er ist meist nicht in der Lage, sich über die Bedeutung der einzelnen Vor- und Nachteile ein Werturteil zu bilden, läßt manchmal den Preis entscheiden oder wendet auch mitunter eine Pfahlgründung an, wo sie nicht nötig ist, nur weil er meint, das Erreichen einer größeren Tiefe an sich erhöhe die Sicherheit des Bauwerks.

**a) Der Zweck** einer Pfahlgründung soll sein: Tiefere — falls bessere — Lagen zu erreichen, unregelmäßige Schichten und Einlagerungen zu durchfahren sowie die Gefahr der Unterspülung, des Abrutschens u. a. zu verhindern. Wir wollen hier, wie es der Absicht dieses Buches entspricht, die Pfahlgründung vom Untergrund aus betrachten. Jedenfalls ist auch der Pfahl nur ein Zwischenglied, das die Lasten des Bauwerks in tragfähige Bodenschichten überleiten soll.

**b) Hauptarten** der Pfahlgründungen: Wenn es irgend geht, wird man mit dem Pfahlfuß oder der Spitze nach Durchrammen wenig tragfähiger Bodenschichten eine „feste Lage“ zu erreichen suchen.

Im Gegensatz dazu begnügt man sich bei der „schwebenden Gründung“ nur mit der Übertragung der Lasten vom Pfahlmantel durch Mantelreibung auf die umgebenden Bodenschichten und muß sich klar darüber sein, daß dann die Pfähle alle Bewegungen (Verdichtung, Setzung) des umgebenden Bodens mitmachen. Es hat deshalb auch meist keinen Zweck, der Spitze solcher Pfähle eine besondere Form zu geben. Im erstgenannten Fall dagegen wird man gerade den Fuß oder die Spitze des Pfahls, wenn möglich, verbreitern, um in der festen Lage einen großen Anteil der Tragfähigkeit zu erhalten. Für diesen Zweck sind „Ortspfähle“ besonders geeignet.

Manchmal werden auch noch sogenannte „Spickpfähle“ anempfohlen, die, ohne eine festere Lage zu erreichen, in der Hauptsache durch ihr Eindringen den sie umgebenden weichen Boden verdichten sollen. In plastischen Böden ist dies Verfahren zwecklos, da eine sofortige Verdichtung schwach durchlässiger Böden (Tone) nicht möglich ist und der Boden zwischen den Pfählen einfach hochquillt, was allerdings leider oft nicht genügend beobachtet wird.

Nach der Art ihrer Ausführung unterscheidet man hauptsächlich zwei Hauptgruppen:

α) Rammpfähle aus Holz, Eisenbeton, Stahlrohren, Normalprofilen und Spundbohlen.

β) Ortspfähle, die im Boden betoniert werden, mit und ohne Verrohren des Bohrloches, oder indem man den Beton in den Boden hineinstampft oder -preßt.

Sehr oft schließen die örtlichen Verhältnisse eine dieser Pfahlarten aus. Es wird sich z. B. nicht empfehlen, bei stark einrüttelungsfähigem Boden in der Nähe gefährdeter Bauwerke schwer zu rammen<sup>1</sup> oder in aggressivem Grundwasser Ortspfähle frisch zu betonieren, wenigstens nicht ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen.

Auch der Kostenvergleich ist oft recht schwierig, da die Tragfähigkeit der einzelnen Pfahlarten stark voneinander abweicht und einwandfreie Angaben kaum gemacht werden können.

c) Wechselwirkung zwischen Pfahl und Boden. Um die im Vorstehenden angedeuteten Zusammenhänge einigermaßen erfassen zu können, ist es notwendig, den Einfluß der Bodenverhältnisse auf die Arbeitsvorgänge und das spätere Verhalten des Pfahles im Boden eingehender zu besprechen.

α) Bauvorgang. Das Rammen der Fertigpfähle (Holz, Beton, Eisen) geht meist sehr glatt in wenig tragfähigen Schichten, wie z. B. weicher Ton, Schlick und Moor. Muß man jedoch durch Sandlagen hindurchrammen, so wird in vielen Fällen Spülen mit Druckwasser erforderlich sein. Der plastische Boden wird nicht verdichtet, sondern zur Seite gedrückt und dabei sogar gestört. Aus Versuchen und Veröffentlichungen, besonders von A. Casagrande [10], geht hervor, daß durch Störung die Tragfähigkeit weicher Tone stark sinkt, die Setzungsgefahr und das Maß der Setzung also stark steigen.

Durch das Rammen der Pfähle können sandige Böden, falls sie in der Natur locker gelagert sind, stark eingerüttelt werden. Dasselbe gilt für Ortspfähle, die man durch Stampfen des Betons im Boden herstellt. Bei Anschüttungen, sandigen Böden usw. ergibt sich eine Verdichtung, bei plastischen Böden nur ein Verdrängen, unter Umständen sogar Hochquellen des Bodens (bis zu 40 cm beobachtet).

Die im Bohrloch ausgeführten Ortspfähle haben den Vorteil, daß man vom Standort eines jeden einzelnen Pfahles eine Probebohrung erhält, während man beim Rammen, selbst auf eingehend untersuchten Grundstücken, immer noch auf örtliche Ton- oder Moirlinsen stoßen kann. Alle „Ortspfähle“ haben den gemeinsamen Vorteil, daß durch das Einpressen oder Einstampfen des Betons eine Anpassung an die

<sup>1</sup> Welche Bärgegewichte und Rammhöhe besonders gefährlich sind, läßt sich durch dynamische Untersuchungen im einzelnen Fall ermitteln (IV, 4 u. S. 115).

verschiedenen Schichten im Boden und dadurch eine große Mantelreibung entsteht, die jedoch nur wertvoll ist, wenn sie dauernd positiv bleibt (d. h. wenn nicht durch nachträgliche Verdichtung der den Pfahl umgebenden Bodenschichten der Pfahl gerade durch diese Mantelreibung nach unten gedrückt wird = negative Mantelreibung).

$\beta$ ) Probelastungen. Wie unter IV, 3 beschrieben, geben Probelastungen von Pfählen ohne Rücksichtnahme auf die Bodenverhältnisse nur Aufschluß über die augenblickliche Tragfähigkeit des belasteten Pfahles, schließen also Setzungen durch Bodenverdichtung, geringere Tragfähigkeit der Nachbarpfähle und ganzer Gruppen nicht aus.

$\gamma$ ) Einfluß der Bodenart. Wenn auch der Eindringungswiderstand des Pfahles kein Maßstab für die dauernde Tragfähigkeit ist, spielen doch der Widerstand der Pfahlspitze [77] und die Mantelreibung — vor allem in den Schichten, aus denen der Pfahl seine Tragfähigkeit herleiten soll — eine große Rolle. Das Problem der Spannungsverteilung um den Pfahl ist trotz verschiedener Versuche noch nicht einwandfrei geklärt. Durch gründliche Untersuchung von Bodenproben lassen sich jedoch feststellen: Das Porenvolumen, der ungefähre Reibungsbeiwert, Verdichtungsbeiwert, aus denen sich dann wieder die Gefahr (oder der Nutzen) des Einrüttelns, von Setzungen durch Verdichtung, von Hebungen usw. beurteilen lassen.

Aus der Praxis wird auch noch die Frage gestellt, ob für Pfähle, die mit der Spitze in der festen Lage stecken und auf große Länge sehr weiche Schichten durchfahren, eine Knickberechnung notwendig sei. Verfasser hat bei solchen Pfählen von über 20 m Länge nie ein Ausknicken beobachtet. Aus dem Bericht der Degebo 1930 (vgl. Anm. auf S. 61) sei hier zitiert:

Pfahlbelastungsversuche bei Göteborg. In der Nähe von Göteborg hatte die Geotechnische Abteilung der schwedischen Staatsbahnen einige Belastungsversuche mit Einzelpfählen durchgeführt, deren Ergebnisse an Ort und Stelle mitgeteilt wurden.

Zwei Einzelpfähle waren durch den 11 m mächtigen Ton bis auf den festen Felsen gerammt. Ein Pfahl war ein fichtenes Vierkantholz von 5 auf 5 cm, der andere eine Rundeisenstange von 19 mm Durchmesser. Das obere Ende beider Pfähle wurde durch einen Sandkasten gehalten. Der Ton besaß die hallfasthetstalet  $H_3 = 60$ , seine Schubfestigkeit war also nach den Erfahrungen der Geotechnischen Abteilung  $\sim 0,15 \text{ kg/cm}^2$ . Der Wassergehalt des Tones wurde mit 45% des Trockengewichtes angegeben.

Der Holzpfehl wurde in zwei Stufen bis 1500 kg belastet.

Für den eisernen Pfahl konnten aus einer zeichnerischen Darstellung folgende Werte entnommen werden:

Belastung . . . . .	1000 kg	Einsenkung . . . . .	2,6 mm
„ . . . . .	2000 „	„ . . . . .	6,2 „
„ . . . . .	3000 „	„ . . . . .	7,5 „

Diese Einsenkung ist nur wenig größer als die elastische Zusammen- drückung des eisernen Pfahls, die sich mit

$$E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ zu } dl = 10 \frac{3000 \cdot 1\,100}{2,84 \cdot 2\,000\,000} = 5,8 \text{ mm}$$

errechnet. Die Knicklast wäre für den vorliegenden Fall nach der Formel  $p_k = 2\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$  (Pfahl einerseits eingespannt durch den Holz- kasten, am anderen Ende gelenkig auf dem Felsen gelagert) mit  $l = 900 + \frac{200}{2} = 1000 \text{ cm}$ ,

$$p_k = 2\pi^2 \cdot \frac{2\,000\,000 \cdot 0,64}{1000^2} = 26,5 \text{ kg}.$$

Der Pfahl hat somit das 113fache (!) seiner Knicklast getragen, ein Beweis dafür, daß auch in weichem Ton ausreichender Widerstand gegen Ausknicken besteht.

Die Erscheinung läßt sich dadurch erklären, daß selbst sehr weicher Boden so viel Scherfestigkeit hat, daß die schwachen horizontalen Kräfte immer noch aufgebracht werden, die das Knicken verhindern.

**d) Tragfähigkeit.** Diese wichtigste Eigenschaft der Pfähle hat man auf verschiedene Weise zu ermitteln und besonders auch vorauszu- bestimmen gesucht [74]. Trugschlüsse und Fehlgründungen sind immer noch recht zahlreich, obwohl stets wieder darauf hingewiesen wird („Die Straße“ 1935, H. 6, S. 197) [13].

$\alpha$ ) Die erste unerläßliche Vorarbeit ist das Bohren. Man stellt die Reihenfolge der Schichten und die Tiefe der festen Lage fest, entnimmt außerdem Proben für gründlichere Untersuchung. Sehr oft hat man sich nur mit dem Bohren begnügt, bestimmte dann aus dem Abstand zwischen Stützenfundament und fester Lage mit 1—2 m Zuschlag die Pfahllänge und war überrascht, wenn ein großer Teil der Pfähle zu kurz oder zum Teil zu lang war. Durch Bohren erhält man eben nur Stich- proben, findet Erhöhungen oder Mulden in der festen Lage nicht, trifft oder vermeidet Tonlinsen, auch Findlinge, und kann außerdem nicht bestimmt sagen, wie tief der Pfahl bei der geforderten Schwere der Rammung eindringen wird. Es empfiehlt sich deshalb, Fertigpfähle reichlich lang anzufertigen, falls man nicht verschiedene Längen in Vor- rat halten kann. Das Absägen oder Kappen des obersten Meters ist vorteilhafter als das Verlorengehen ganzer Pfähle, die zu kurz sind, weil sie beim Erreichen der Geländeoberfläche noch stark ziehen.

In einem Fall wurde nicht tief genug gebohrt, d. h. man ließ die Bohrungen in einer Sandlage auf knapp 10 m Tiefe aufhören, plante zu-

nächst 10 m lange Pfähle (vgl. Abb. 83). Bei späteren tieferen Bohrungen stellte sich heraus, daß zwischen 10 und 16 m Tiefe weiche tonige und moorige Schichten lagen, so daß also die Pfähle durch den tragfähigen Sand hindurch die Bauwerklasten gerade in diese schlechtesten Bodenschichten eingeleitet hätten.

β) Durch Rammformeln hat man die Endtragfähigkeit der Pfähle zu ermitteln gesucht. Es ist sehr verlockend, sofort beim Aufstellen der Ramme aus Bärgewicht, Fallhöhe, Pfahlgewicht und dem Eindringen des Pfahles die Tragfähigkeit ermitteln zu können. Aus dem Vergleich der vielen Rammformeln ergibt sich jedoch, wie stark diese Werte auseinanderliegen. Gewiß, für den ersten Versuch arbeitet man

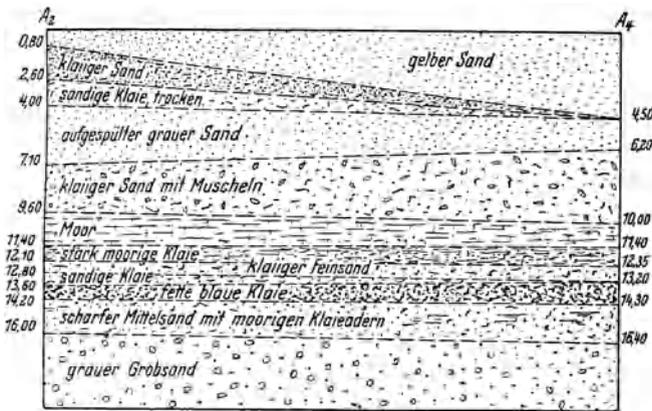


Abb. 83.

nach einer Rammformel. Der dynamische Eindringungswiderstand des Pfahles wird bei den verschiedenen Bodenarten sich zu der Tragfähigkeit auf Dauer sehr verschieden verhalten. Man beobachtet z. B., daß Pfähle in tonigen Böden sehr gut ziehen und trotzdem eine hohe Probelast tragen oder daß sie z. B. bereits beim Weiterrammen nach der Mittagpause sehr fest sitzen und erst langsam wieder in Gang kommen. Alle anderen Zusammenhänge (Setzung der Bodenschichten, Einfluß der Störung, der Zeit usw.), die bereits besprochen wurden, müssen außerdem berücksichtigt werden.

γ) Tragfähigkeitsberechnungen aus dem Druck des Erdreichs gegen die Mantelfläche hat Dörr ausgeführt [78]. Dabei müssen spezifisches Gewicht, Böschungswinkel und Reibungsbeiwerte des Bodens angenommen werden. Solche Berechnungen wurden auch mit Probelastungen verglichen und sollen brauchbare Werte ergeben haben. Aus der Berechnung bekommt Dörr z. B. in dem für den Frankipfahl durchgeführten Beispiel<sup>1</sup> einen sehr hohen Wert für die Mantelreibung

<sup>1</sup> Prospekt der Franki-Pfahl Baugesellschaft VI.

Loos, Baugrunduntersuchungen.

und nur etwa  $\frac{1}{8}$  davon für den Pfahlfuß. Auch in diesem Fall hängt selbstverständlich von der Wahl der verschiedenen Bodenkonstanten sehr viel ab.

d) Der nächste Schritt wäre eine Proberammung mit anschließender Probelastung eines Einzelpfahles. Ohne Zweifel ergibt dies weit zuverlässigere Werte als die Vorausberechnung, kostet aber sehr viel Zeit, falls man das Ergebnis erst abwarten will. Es bleiben jedoch die Einflüsse des umgebenden Bodens im Laufe der Zeit und die geringere Tragfähigkeit der Pfahlgruppen zu berichtigen. Probelastungen auf Pfahlgruppen kann man sich meist nicht leisten. Lehrreiche Schlüsse lassen sich ziehen aus den Versuchen von John Olsson (siehe IV, 3

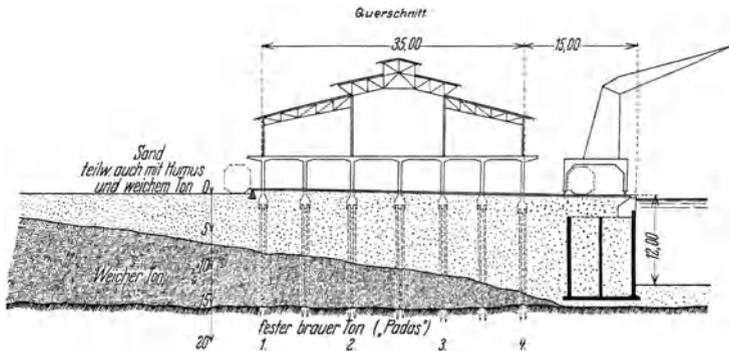


Abb. 84. Querschnitt des Kaischuppens.

und S. 111) und einer Veröffentlichung von Terzaghi [34]. Der günstigste Pfahlabstand wird zwar in einigen Veröffentlichungen angegeben (M. Singer: „Der Baugrund“ S. 210 u. 211) [79], wird jedoch ebenfalls von Pfahllänge, Reibungsbeiwert usw. abhängig sein. Bei langen Pfählen werden sich die Einflußzonen der Mantelreibung, auch bei Pfahlabständen von  $4D$ , noch überschneiden, wie sich aus Modellversuchen des Verfassers ergab. Deshalb trägt eine Pfahlgruppe aus  $n$  Pfählen lange nicht das  $n$ -fache des Einzelpfahles.

Über Pfahlform und Pfahlspitze sind ausgiebige Versuche gemacht worden [80]. Man soll in dieser Beziehung nicht kleinlich sein, denn wohl wird der Rammwiderstand und die Verdrängung hierdurch beeinflußt werden, viel weniger jedoch die Tragfähigkeit der Gründung als Ganzes. Selbst unter einem stumpfen Pfahl wird sich eine Art Spitze selbst bilden und in jedem nachgiebigen Boden sind kleine Neigungen der Außenflächen praktisch ohne Bedeutung.

e) **Bodenuntersuchungen.** Es bleibt also nichts anderes übrig als den Boden um und vor allem unter Pfahlgründungen ebenfalls zu untersuchen, wie dies an anderer Stelle beschrieben wird. Auch die

Wahl der Pfahlart muß hiervon abhängig sein. Für weiche Schichten als Ganzes ist der Größenordnung nach eine Setzungsvorhersage möglich, während man in der Nähe gefährdeter Gebäude durch dynamische Untersuchungen die Eigenfrequenzen des Bodens feststellen und daraus die Entscheidung über Rammen oder Niehrammen oder schädliche Schlagfolge und Bärge wicht ungefähr ermitteln kann.

**f)** Zur Erläuterung des Vorstehenden seien noch einige **Setzungsbeobachtungen** an ausgeführten Pfahlgründungen zitiert:

In „Bautechnik“ 1930, H. 31 [74] gibt Terzaghi einige Beispiele von Setzungsbeobachtungen an Bauwerken, die auf Pfahlgründungen stehen mit Erläuterung der Zusammenhänge für den einzelnen Fall. Auch in „Bautechnik“ 1933, H. 41 [34] wird eine solche Beobachtung ausführlicher beschrieben. Bemerkenswert ist dort vor allem, daß die Setzung der Pfähle unter dem Bauwerk bei derselben durchschnittlichen Belastung ein Vielfaches der Setzung des Probepfahls beträgt.

In Heft 3 der Degebo, S. 6 beschreibt der Verfasser die Setzungsbeobachtung an den vier Stützenreihen eines Kaischuppens, der auf 17 m langen Eisenbetonpfählen steht, die alle beim Rammen beobachtet und von denen einige Probelastungen unterworfen waren, bei denen sich eine ausreichende Tragfähigkeit ergab. Daraus, daß bei der westlichsten Stützenreihe (Landseite) die weichen Tonschichten mächtiger waren als bei den anderen, zeigt sich, daß die bis zu 20 cm betragende Setzung durch die nachträgliche Verdichtung der den Pfahl einschließenden Bodenschichten verursacht wurde. Durch sogenannte „negative Mantelreibung“ wurden die Pfähle tiefer in die Lage eingedrückt, in der sie beim Rammen genügenden Widerstand gefunden hatten (Abb. 84, 85, 86).

**g)** Einige Beispiele ausgeführter oder beabsichtigter Gründungen sollen das Bild ergänzen:

Ein Beispiel für Verstärkung der Spitze gibt Tellegen in „Ingenieur“, Haag 1934, H. 40 [81] (siehe Abb. 87). Er sucht die Mantelreibung, deren negative Richtung infolge Verdichtung der oberen weichen Tonschichten befürchtet wird, gegenüber dem großen Eindringungswiderstand der sogenannten „Flügelspitze“ zurücktreten zu lassen. Solche Pfähle müssen zum Teil eingespült werden, was in der Nähe der höher gelegenen Caisson-Kaimauer nicht unbedenklich ist, wie sich aus dem Querschnitt ergibt (siehe auch Steinkohlenkaje Soerabaya).

Ein ganz überraschendes Beispiel für das starke Hochquellen des durch das Einrammen der Pfähle verdrängten weichen Bodens und gleichzeitig für die Wirkung der Mantelreibung (in diesem Fall nach aufwärts gerichtet) ergab sich im Anfang dieses Jahres in einem unserer Häfen. Eine Pfahlart (im Boden gestampfter Betonpfahl), von der der

Probepfahl 220 t fast ohne bleibende Einsenkung getragen hatte, brachte auf der Baustelle, wo die Pfähle verhältnismäßig dicht beieinander standen, den Boden zum Hochquellen um etwa 40 cm. Die

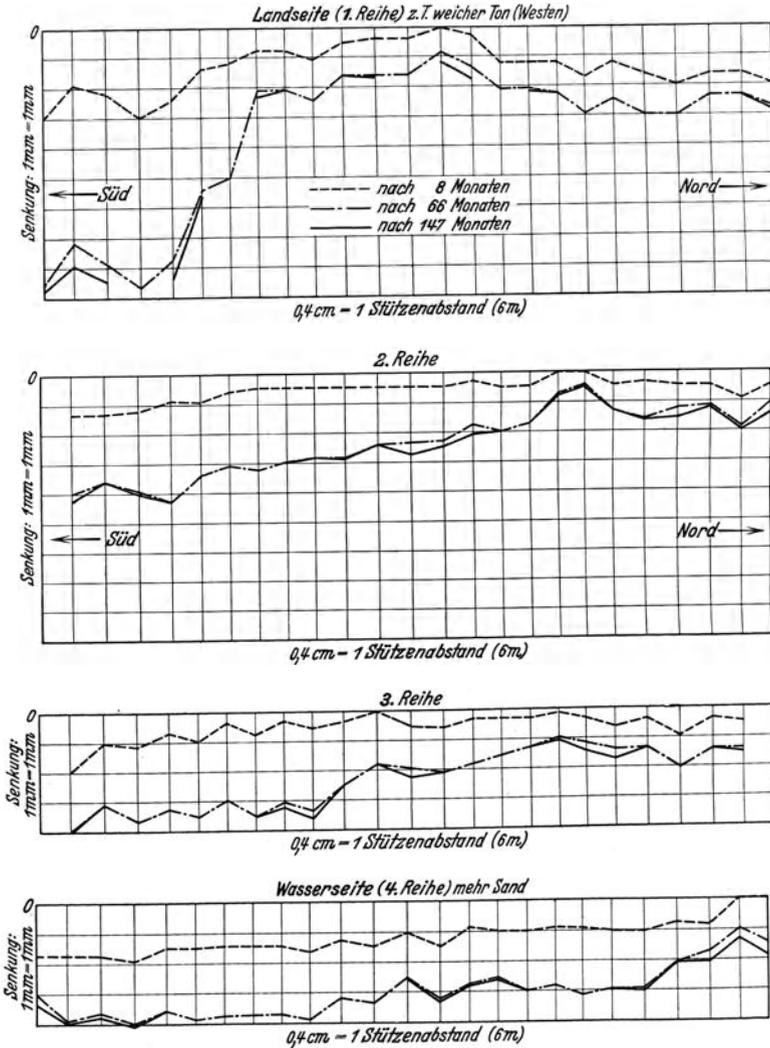


Abb. 85. Zunahme der Setzungen für die 4 Stützenreihen des Obergeschosses des Kaischuppens.

frisch betonierten Nachbarpfähle bekamen durch dieses Hochquellen Zugspannung und mehrere Risse, die später durch Aufgraben an verschiedenen Stellen unterhalb der Armierung festgestellt wurden. Der Vorgang wurde auch am Modellversuch dargestellt.

Praktische Nutzenanwendung hieraus: Man muß sich über die Bodenverdrängung, die auch bereits unter „Spickpfählen“ besprochen wurde,

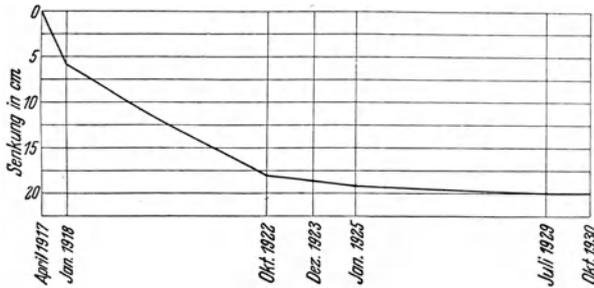


Abb. 86. Setzungen der südwestlichen Ecke des Schuppens.

durch vorherige Bodenuntersuchung Klarheit verschaffen und im plastischen Boden auch eingestampfte Pfähle, die anderswo unbedenklich

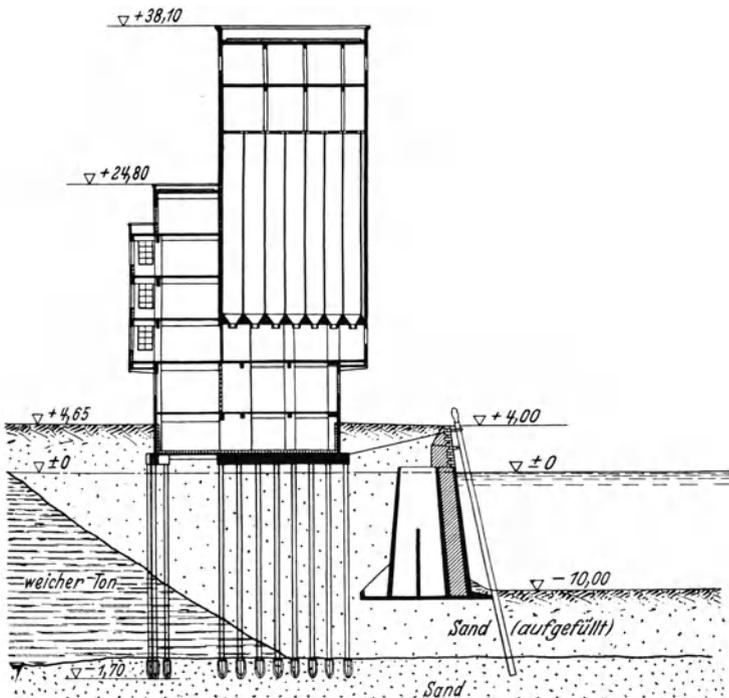


Abb. 87. Gründung eines Gebäudes auf „Flügelspitzenpfählen“.

ohne Armierung ausgeführt werden können, bis etwa zu der tragfähigen Schicht hinab armieren.

Die Ufermauer am Lustgarten in Berlin steht auf einem Schwellrost mit Holzpfählen, die die in etwa 20 m Tiefe befindlichen Sandschichten nicht erreichen. Die sehr starken und ungleichmäßigen Setzungen zeigt Abb. 88. Die schwebende Pfahlgründung hat sich in diesem Fall kaum anders verhalten als die Schwellroste ohne Pfähle. Beim Neubau sollen Pfähle bis auf die tragfähige Schicht angeordnet werden.

Brücke im Zuge eines etwa 8,60 m hohen Dammes. Geplant war zunächst ein Balken auf 4 Stützen. Die Verhältnisse sind in Abb. 63



Abb. 88. Ufermauer im Lustgarten.

schematisch dargestellt. Man war entschlossen, zu rammen, um eine etwa 3,50 m starke Tonschicht im Untergrund zu durchfahren. Die Folge wäre gewesen, daß das ganze Bauwerk, infolge der sehr schwierigen Rammung durch die Sandlagen hindurch, einen starren „Bock“ gebildet hätte, während der anschließende Damm

sich durch Zusammendrückung des Untergrundes stark setzen mußte. Durch diese Setzung wären vor allem die Endwiderlager mit beeinflußt worden. Der zweite Vorschlag ist infolgedessen, überhaupt nicht zu rammen, das Bauwerk statisch bestimmt ohne Zwischenpfeiler auszuführen und die nur wenige Zentimeter betragenden Setzungen des Dammes „mitmachen“ zu lassen.

Einen guten Vergleich bieten zwei gleichzeitig entworfene Gründungen. Bei dem einen Bauwerk bestand der Untergrund aus weichem Ton, 6 m tiefer aus verwittertem Fels. Man wollte  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  zulassen. Beim anderen wurde unter Baugrubensohle ein sehr dicht gelagerter, schwach toniger Sand angetroffen, darunter feiner, toniger Sand mit höherem Wassergehalt. Die Fundamentpressung betrug jedoch nur etwa  $1 \text{ kg/cm}^2$ , die überdies der langjährigen Belastung durch den alten Erdkörper ungefähr entsprach. Im ersten Fall wollte man das Bauwerk auf einer Platte ausführen, im zweiten Pfähle rammen. Das Umgekehrte wäre richtig und wirtschaftlich.

Zwei in ähnlicher Form öfters wiederkehrende Fälle von Pfahl-

gründungen am falschen Platze werden in „Die Straße“ 1935, H. 6, S. 197 besprochen und seien hier zitiert:

Vor Baubeginn einer größeren Straßenbrücke wurden Bohrungen zur Aufschließung des Untergrundes durchgeführt. Diese ergaben, daß sich unter einer etwa 1,50 m starken moorigen Schicht abwechselnd reine Sand- und Kiesschichten größerer Mächtigkeit befinden. Die geringste Stärke dieser durchaus tragfähigen Schichtengruppe beträgt etwa 10 m und wächst gegen das andere Ende der Brücke bis über 25 m an.

Unter dem Sand-Kieshorizont befindet sich schluffiges Material von mehreren Metern Stärke und wesentlich geringerer Tragfähigkeit.

Nach einigem Zweifel über die Art der Gründung entschied man sich für eine Pfahlgründung mit etwa 10—12 m langen Pfählen.

Der Grund für diese Entscheidung lag wie in vielen anderen Fällen in der Unsicherheit, mit der heute noch vielfach das Problem der Tragfähigkeit des Baugrundes behandelt wird.

Gegen die Ausführung von Flachgründungen ist oft ein vollkommen unbegründetes Vorurteil vorhanden. Bei Sand-Kiesschichten von 10—25 m Mächtigkeit besteht nicht die geringste Veranlassung, eine Pfahlgründung auszuführen. Im Gegenteil ergaben sich in diesem Fall gerade aus der Pfahlgründung Schwierigkeiten, die zu ungleichmäßigen Setzungen der einzelnen Pfeiler führen können. Auch wenn die Kosten von Pfahlfundierungen und Flachgründungen sich die Waage halten, sollte, wo es möglich ist, stets die klarere Fundierungsform, nämlich die Flachgründung, zur Ausführung kommen.

Das zweite Beispiel ähnlicher Art, in Verbindung mit einem kleineren Brückenbauwerk, verdient ebenfalls beschrieben zu werden. Hier besteht der Untergrund aus einer etwa 5 m starken Sandschicht, darunter steht plastischer Ton in größerer Mächtigkeit an. Trotzdem die Sandschicht ohne weiteres erlaubt hätte, eine Flachgründung auszuführen, entschied man sich auch für eine Pfahlgründung. Die etwa 8—10 m langen Eisenbetonpfähle konnten nur bis zur Hälfte gerammt werden, der Rest mußte abgeschnitten werden.

In Fällen, in welchen eine mehrere Meter mächtige Sandschicht über einer Bodenschicht geringer Tragfähigkeit liegt, soll man grundsätzlich trachten, die Lasten in möglichst geringer Tiefe unter der Oberfläche in den Erdboden überzuleiten, um jede wesentliche Mehrbelastung und damit auch Setzung der weichen Schicht zu vermeiden. Dies hätte sich in vorliegendem Beispiel nur durch eine Flachgründung erreichen lassen. Die Setzung des Bauwerks bei Ausführung einer Flachgründung würde in vorliegendem Fall nur einen Bruchteil der Setzung bei Ausführung einer anderen Gründungsart betragen.

Ein weiteres Beispiel eines ganz ähnlichen Falles sei des In-

teresses halber durch Übernahme des abschließenden Berichtes der Degebo skizziert:

„Zur Bestimmung der zu wählenden Gründung der Brücke bei . . . wurden unter den Widerlagern und unter jedem der 5 Pfeiler je 2 Bohr-  
löcher angeordnet. Mit Ausnahme des Widerlagers *A* wurde unter allen  
Pfeilern und dem Widerlager *B* fast durchweg guter sandiger, nicht-  
bindiger Baugrund vorgefunden, abgesehen von äußerst kleinen an-  
geblichen „Ton“-Linsen<sup>1</sup> (Pfeiler 2, Bohrloch *P* 3, Tiefe 19,30—20,35 und  
Pfeiler 4, Bohrloch *SBB*, 25,25—25,50) und einer bei Pfeiler 1 von  
Geländeoberkante bis in 6,40 m reichenden Schlickschicht.

Unter dem Widerlager *A* hingegen traf man in 17—19 m Tiefe auf  
Schluffschichten, die zum Teil mit schluffigen Feinsandschichten ab-  
wechselten.

Diese Schichten sind aber verhältnismäßig ungefährlich, wenn sie  
im Erdreich (Sand) eingeschlossen bleiben, vorausgesetzt, daß man den  
Boden nicht stört, etwa durch das Hineintreiben von Pfählen. Für  
das Widerlager *A* wäre demnach eine Flachgründung zweckmäßig. Die  
bereits vorhandene Belastung der fraglichen Schluffschicht beträgt  
durch die natürliche Überlagerung 3—3,5 kg/cm<sup>2</sup>. Wenn die Fundament-  
pressung unmittelbar unterhalb des Fundamentes 2 kg/cm<sup>2</sup> beträgt,  
wird die in 17—29 m befindliche Schicht zusätzlich nur mit 0,6 bis  
0,8 kg/cm<sup>2</sup> belastet, während man bei einer Gründung auf Pfählen eine  
Pfahlänge von 32 m wählen müßte. Bei kürzeren Pfählen liefe man  
Gefahr, die volle Fundamentpressung in den schlechteren Baugrund  
einzuleiten. Auch bei den Pfeilern 2—5 und dem Widerlager *B* bestehen  
keine Bedenken gegen eine Flachgründung. Der sogenannte „feine  
Sand mit Holz“ unter Pfeiler 3, wie er der Degebo in den Probekästen  
zugegangen ist, ist als guter Baugrund anzusehen. Die Bestandteile an  
Holz betragen nur 0,2% (Gewichtsprozente). Die Flachgründungen  
haben stets den Vorteil, daß man den in größeren Tiefen evtl. vor-  
handenen bindigen Schichten möglichst fernbleibt.

Eine Ausnahme bildet die Gründung des Pfeilers 1. Hier wird man  
zweckmäßig das Fundament auf 6—7 m lange Pfähle setzen, um einen  
Aushub der moorigen Schlickschicht zu vermeiden.

Es ist selbstverständlich, daß man auch bei Sandboden mit Setzungen  
rechnen muß. Diese treten aber nach so kurzer Zeit ein, daß sie meistens  
schon während der Bauzeit ihr Ende erreichen. Für ein statisch be-  
stimmtes Bauwerk — wie die bei . . . geplante Brücke — sind Setzungen,  
selbst wenn sie unter den einzelnen Pfeilern um ein geringes Maß ver-  
schieden sein sollten, unschädlich“.

<sup>1</sup> Im Bohrprofil wird jedoch auch z. B. bei Bohrloch *P* 2, Widerlager *A*, ein  
schluffiger Sand als „Ton flüssig“ bezeichnet.

Ein an sich recht verwickelter Fall, aus dem deutlich hervorgeht, wie unzureichende Gründungen und unbedachte Eingriffe in die Bodenverhältnisse auch die Nachbarn schädigen können, läßt sich leider nur auf Grund des Berichtes aus Tageszeitungen einigermaßen darstellen:

Hauseinsturz in Hamburg 1912 (Abb. 89 u. 90)<sup>1</sup>. Zwischen einer Straße und einem Fleet wurden 4 Vieretagenhäuser errichtet. Drei davon stehen auf Eisenbetonplatten, das vierte, am Fleet gelegen, auf Holzpfählen. Neben diesem Haus befindet sich ein Holzlagerplatz, der dadurch hergestellt wurde, daß man am Fleet auf Holzpfählen eine 4—5 m hohe Eisenbetonstützmauer ausführte und dann den Hofplatz auffüllte. Das Ende der Mauer (etwa von dem letzten vertikalen



Abb. 89. Haueinsturz in Hamburg.

Riß bis zu dem beschädigten Haus) gehörte dem Hausbesitzer und wurde an den Fundamenten des Hauses verankert.

Durch den Druck der Holzmassen kam die Ufermauer ins Rutschen, und der Boden wurde sogar im Fleet hochgepreßt. Infolge der Verankerung wurde eine ganze Ecke des Hauses weggerissen. Daß es sich um eine Bodenrutschung handelt, geht daraus hervor, daß der Hof des Holzlagerplatzes auf etwa 50 m Länge und 15 m Tiefe um rund 3 m gesunken ist. Die Zeitungen stellten es so dar, als ob die Konstruktion der Ufermauer zu schwach gewesen sei. Man sieht aus den Abbildungen, daß sie die starken Bodenbewegungen (Wegsacken des Hofes — Aufpressen des Bodens im Fleet) verhältnismäßig gut überstanden hat. Es wird erwähnt, daß das Fleet in den Tagen vor dem Unfall ausgebaggert wurde. Dadurch kann die Rutschung sehr gut ausgelöst worden sein. Einige Tage vor dem Unfall hat man bereits kleinere Be-

<sup>1</sup> Nach Mitteilungen von Dipl.-Ing. Lanzendörfer, der auch die Abbildungen überließ.

wegungen beobachtet und die Lösung der Verankerung erwogen. Ob eine größere Anzahl von Ramppfählen eine solche große Gleichgewichtsstörung verhindert hätte, scheint recht fraglich. Richtig ist die Schlußfolgerung des Berichtes:

„Aus allem, was bisher festzustellen war, geht hervor, daß man bei der Herstellung der Mauer sowie bei der späteren Belastung des Platzes die äußerst schlechten Grund- und Bodenverhältnisse nicht genügend berücksichtigt hat...“



Abb. 90. Hauseinsturz in Hamburg.

**h) Einige der allgemeinen Gesichtspunkte, die für Ausführung einer Pfahlgründung sprechen, seien angeführt:**

Tragfähige Bodenschicht in erreichbarer Tiefe (ungefähr 20 m).

Beschaffenheit der oberen Bodenschichten sehr ungleichmäßig oder aus weichen Bodenarten (Schlick, Moor usw.) bestehend.

Schwere Bauwerke, ungleichmäßige Lastverteilung.

Mauerwerk des Bauwerks ohne Eisen- oder Eisenbetongerippe.

Genügend lange Bauzeit.

Art des Betriebes so, daß selbst kleine Wiederherstellungen störend sind.

Gefahr der Unterspülung.

Falls man Spundwände und Wasserhaltung sparen will.

Wenn auch Pfähle große Rutschungen meist nicht aufhalten

können, so hat man doch in den Vereinigten Staaten Straßenböschungen durch mehrere Reihen von eingerammten Stahlrohren gesichert.

Eine falsche Anwendung von Pfahlgründungen ist unwirtschaftlich und schadet sowohl dem Bauwerk wie den Ausführenden.

Auch bei dieser Gründungsart ist durch Zusammenarbeit zwischen Theorie, Versuchsanstalt und Beobachtung am Bauwerk noch vieles zu klären (Setzungsbeobachtungen). Die häufig durchgeführten Versuche mit Proberammungen verschiedener Pfahlarten und Probelastungen sind bei weitem nicht das Dringendste. Auch ihnen fehlt meist die gründliche Auswertung durch Beziehung zu den vorhandenen Bodenverhältnissen, die durch Aufzeichnen eines Bohrprofils lange nicht genügend genau beschrieben werden. Es ergibt sich sonst leicht eine fehlerhafte Verallgemeinerung oder Überbewertung von Zufälligkeiten, die im Boden liegen.

### 3. Brunnen- und Druckluftgründungen.

Auf den Bauvorgang, der im Schrifttum häufig und ausführlich behandelt wird, brauchen wir nur soweit einzugehen, als besondere Zusammenhänge mit den Bodenverhältnissen hervorzuheben sind. Der Druck des Bauwerks wird auf den Untergrund in derselben Weise übertragen wie bei Flachgründungen (B 1.). Nur ist zu berücksichtigen, daß bei Erreichung tieferer Lagen die frühere Vorbelastung und die seitliche Überlagerung meist größere Bodenpressungen zulassen.

Brunnen- und Senkkästen werden angewandt, um im Wasser oder Grundwasser sogenannte tragfähige Lagen zu erreichen. Die Beurteilung der Tragfähigkeit geschieht bisher meist dadurch, daß man Bodendruckversuche ausführt, die im Senkkasten sehr einfach sind, weil man den Druckstempel oder die Druckpresse gegen die Senkkastendecke abstützen kann. Man muß sich jedoch klar darüber sein, daß man mit den gebräuchlichen Lastflächen (bis zu 1 m<sup>2</sup>) nur Aufschluß über die nächstgelegenen Schichten erhält, während ein schwerer Brückenpfeiler infolge seiner großen Abmessungen noch viel tiefere Lagen des Untergrundes mit seinen Spannungen erfaßt. Handelt es sich um bindige Böden, dann wird auch der Einfluß der Zeit bei solchen Druckversuchen ganz oder teilweise vernachlässigt.

Es ist deshalb notwendig, für Pfeilergründungen viel tiefer zu bohren als die Senkkastenschneide reicht und dadurch vor allem festzustellen, ob etwa vorhandene plastische Lagen überall die gleiche Mächtigkeit haben. Sonst wäre eine ungleichmäßige Setzung des Pfeilers wahrscheinlich, die gewissen Brückensystemen schädlich werden kann und erfahrungsgemäß sogar bei beweglichen Brücken eines Tages das Schließen verhindert. Geeignete Entnahme der Proben, Vornahme der wichtigsten Untersuchungen, Setzungsvorhersage usw. müßten sich anschließen. Gewiß braucht man Probelastungen auf der Senkkastensole nicht zu unterlassen, sie sind auf jeden Fall aufschlußreicher als die Begutachtung mit dem Stiefelabsatz. Das auch angewandte Abrammen der tragenden Schicht mit Rammhämmern hat im Verhältnis zur Gesamtsetzung wenig Zweck. Denn nicht die gerade angetroffene Schicht allein, sondern die darunter folgenden Schichten sind maßgebend für Standsicherheit und Größenordnung der möglichen Setzung.

Während des Bauvorganges spielt beim Senkkasten noch die Auflockerung des Bodens an den Seitenwänden, zum Teil durch Luftaustritt, eine Rolle. Da es außerdem möglich ist, daß bei plastischen Böden auch außerhalb des Senkkastens Nachfließen und Setzungen auftreten, sollte man stets erst die Druckluftgründung und dann erst benachbarte viel höher gelegene Flachgründungen ausführen.

Bei Brunnen, die manchmal auch in einer unten verbreiterten Form

(Arbeitsraum) ausgeführt werden, darf die Mantelreibung längs des Schaftes nicht als mittragend gerechnet werden. Im Gegenteil, durch die erfolgte Störung des umgebenden Bodens (Abb. 91 a) ist eine nachträgliche Verdichtung der gelockerten Massen und das Auftreten einer negativen Mantelreibung wahrscheinlich. Sie kann auch bei ganz senkrechten Außenwänden der Brunnen auftreten (Abb. 91 b). Die Schicht, bis zu der man die Brunnenschnaide absenkt, muß demnach für Eigen-

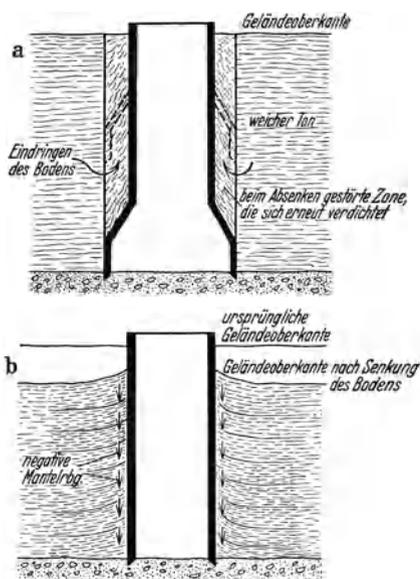


Abb. 91.

**Zweck.** Man will entweder aus einem wenig tragfähigen Boden einen tragfähigen Baugrund machen oder eine Unterbrechung von Grundwasserströmungen erreichen (Schürze, Herdmauer) oder das Abrutschen ganzer Bodenmassen verhindern.

**Verfahren.** Die bisher erprobten Verfahren sind nicht nur von dem Zweck, sondern in erster Linie auch von der Bodenart abhängig.

1. Zementinjektion. Dieses Verfahren wird bereits seit Jahren auf Ölfeldern und besonders im Ausland in großem Maßstab angewandt. Da sich nur einzelne Firmen damit beschäftigen und die Arbeitsmethoden möglichst geheim halten, ist recht wenig veröffentlicht worden<sup>1</sup>. Terzaghi brachte in seinem Kolleg (Sommersemester 1932) eine kurze Darstellung der in den Vereinigten Staaten gebräuchlichen

gewicht plus Nutzlast plus negative Mantelreibung tragfähig genug sein. Außerdem wäre zu untersuchen, ob z. B. bei schweren Gebäuden die Brunnen so dicht stehen, daß sie sich gegenseitig durch Drucküberschneidung unter der Aufstandsfläche stark beeinflussen.

#### 4. Bodenverfestigung.

Aus dem Gedanken heraus, daß man statt Bodenaushub und Einbringen von Stampfbeton auch aus dem Boden selbst durch Einpressen des Bindemittels ein Konglomerat, sozusagen auf der Stelle, bilden könne, haben sich die Verfestigungsverfahren entwickelt, die für verschiedene Zwecke und Bodenarten angewandt werden.

<sup>1</sup> Veröffentlichungen (z. B. Brennecke-Lohmeyer Bd. III, S. 20—22) erwähnen nur Zementinjektion; nennen nur groben Kies und klüftigen Fels als geeigneten Baugrund für Injektionen.

Verfahren und Gerätschaften. Die Ausführung gehört nicht hierher. Die Ausführungsmöglichkeit muß durch Voruntersuchungen geklärt und ebenfalls der Erfolg durch Kontrollbohrungen festgestellt werden. Der Zementverbrauch läßt sich im voraus nur sehr roh angeben, da durchlässige Adern oder Klüfte sehr viel Zementmilch verschlingen oder ableiten können. Terzaghi hat nie Spalten enger als 0,1 mm angetroffen, in die Zement eingedrungen war.

Neuerdings (in den letzten 2 Jahren) sind am Mittellandkanal Zementinjektionen in Bänderton und Geschiebemergel angewandt worden, um rutschgefährliche Böschungen zu verfestigen, ja sogar um anfangende Rutschungen aufzuhalten (siehe auch „Rutschungen“ S. 60). Über diese Ausführungen hat Oberbaurat Trier in der Mitgliederversammlung der Degebo am 26. April 1935 berichtet. Im ganzen wurden 740 000 m<sup>3</sup> Boden verfestigt. Die Kosten betragen 36 Rpf. bis 1 RM. je m<sup>3</sup>. Der Abstand der Bohrlöcher untereinander war etwa 10 m. Diese praktische Ausführung wird hier angeführt [40], da man oft gemeint hat, in bindige Böden könne man nicht injizieren. Wenn der Ton z. B. nicht klüftig ist, so wird zunächst mit Druckluft vorgepreßt, um die Spalten zu erweitern oder ihn klüftig zu machen. Italienische Firmen haben Drücke bis zu 80 at angewandt. Es entsteht im Ton keineswegs ein Konglomerat ähnlich einem Magerbeton, sondern es bilden sich in den Spalten Längs- und Querlamellen aus erhärtetem Zement, die sehr verschieden dicht beieinander liegen und Abmessungen zwischen 0,2 und 20 mm haben. Der Erfolg der Injektion liegt darin, daß die Wasserbewegung innerhalb des Bodens fast gänzlich unterbunden wird und dadurch die weitere Schmierung von Rutschflächen oder das Eindringen des Wassers durch Risse unterbleibt. Außerdem werden bereits vorhandene wasserführende Sandadern ebenfalls ausgefüllt; die Zementlamellen sind an ihren Außenflächen keineswegs glatt, sondern durch das Eindringen des Zementes in kleine Querspalten mit kleinen Rippen und Geraden besetzt (Abb. 92). Durch einfache Druckversuche hat man festgestellt, daß der verfestigte Boden als Ganzes bei derselben Einsenkung etwa die 7—10fache Belastung aushalten konnte wie der nicht injizierte Boden, d. h. der Größenordnung nach wurden Druckfestigkeiten (nicht am Würfel) von etwa 30 kg/cm<sup>2</sup> erreicht, wo man am Ton vorher nur 3 kg/cm<sup>2</sup> beobachtet hatte. Es wäre wünschenswert, wenn die praktischen Versuche mit diesem Verfahren fortgesetzt würden, da die Vorbeugungsmaßnahmen gegen Rutschung noch recht spärlich sind. Übrigens sind praktische Versuche mit der Zementinjektion bereits beschrieben im „Zbl. der Bauverw.“ 1911, Nr. 13 [82] und 1913, Nr. 82 [83]. Die Anregung ging damals von der Firma August Wolfsholz aus. Man beobachtete hierbei, daß im feinen Sand der Zement nicht als Mörtel auftritt und die Sandkörner ver-

kittet, sondern kompakte Zylinder oder Platten aus Zement bildet. Praktisch wird meines Wissens deshalb auch heute die Zementinjektion in Sand und Kiessand nicht angewandt, es sei denn, daß man den Sand durch Wassereinpressen mit aufrührt.

2. Einspritzen chemischer Lösungen. Auch diese Verfahren, die in der Hauptsache zur Verfestigung von Sand angewandt werden, sind durch verschiedene Patente geschützt. In den meisten Fällen werden zwei Lösungen injiziert, die im Boden nach einer längeren oder kürzeren Zeit (durch Wahl der Chemikalien regelbar) Kieselsäuregele

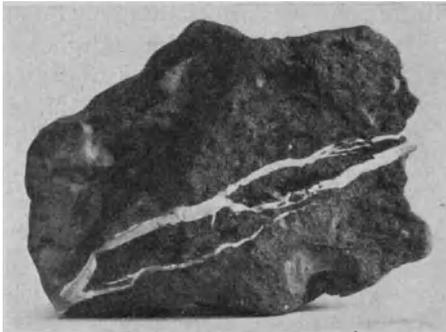


Abb. 92. Mit Zement injizierte Bodenprobe.

bilden. Auch hierbei entsteht kein Konglomerat, das die Festigkeit des Betons erreicht. Trotzdem wird der praktische Zweck (siehe S. 124) erreicht. Falls der Sand zu fein ist, dringen die Lösungen nicht zwischen die Körner ein, sondern drücken den Sand zur Seite. Die praktische Anwendung ist beschränkt durch die hohen Kosten, so daß sie nur für ganz besondere Fälle in Betracht kommt. In „Bautech-

nik“ 1934, H. 33/34 beschreibt Dr.-Ing. Mast die Herstellung einer Schutzwand rings um einen höher gelegenen vorhandenen Pfahlrost durch chemische Verfestigung eines feinen Sandes.

3. Injektion einer Asphaltemulsion. In Holland wurde im letzten Jahr das sogenannte „Shellperm-Verfahren“ zur Verdichtung einer Baugrubensohle im Sand angewandt [84]. Bei diesem Verfahren wird durch Rohre von etwa 100 mm Lichtweite, auf deren Sohle ein Kiesfilter eingebracht ist, die Asphaltemulsion eingepreßt. Gleichzeitig werden Chemikalien zugefügt, die das Koagulieren nach einer gewissen Zeit bewirken. Injiziert wurde ein kugelförmiger Sandkörper von etwa 4 m Durchmesser je Rohr. Über die Kosten wird in der Veröffentlichung nichts gesagt.

4. Elektrolytisches Verfahren. Die Erhöhung der Festigkeit von Tonböden durch elektrische Ströme wird in „Bautechnik“ 1935, H. 18 durch Endell [42] beschrieben. Das Verfahren nach L. Casagrande befindet sich noch im Versuchsstadium und verdient weiter ausgebaut zu werden.

5. Verschiedenes. Ähnlich wie in kleinem Maßstab durch Trocknen hat man auch im Großen die Festigkeit von Tonböden zu steigern versucht. In der Nähe von Los Angeles z. B. wurden in einem rutsch-

gefährlichen Hang, der aus Ton besteht, horizontale Stollen vorgetrieben, von denen aus mit Hilfe von Öfen und großen Ventilatoren der Boden ausgetrocknet wurde. In „Civil Engineering“ Bd. 4 (August 1934) wird angegeben, daß innerhalb der ersten 6 Monate etwa 1400 Liter Wasser je Tag verdampft, also dem Boden entzogen wurden. Der Versuch ist interessant, doch scheint das Verfahren teuer zu sein und muß, sobald einmal die Heizung aussetzt, durch Rissebildung die Rutschgefahr vergrößern, etwa wie sonst am Ende einer Trockenperiode.

In Australien hat man den Ton sogar an Ort und Stelle gebrannt. Auf reinen Tonböden wurde eine von oben her durch Gebläse stark erhitzte Eisenplatte vorwärtsgeschoben, die den darunter liegenden Boden bis in einige Zentimeter Tiefe brannte und dadurch eine feste Wegedecke herstellte. Das Verfahren ist nur anwendbar bei gleichmäßigen, tonigen Böden ohne Steine, erfordert große Mengen Brennstoff (dort Holz) und liefert wohl kaum eine Straße für längere Dauer und schwere Lasten.

Ohne daß die Zusammenhänge im einzelnen aufgezeigt wurden, ersieht man aus der kurzen Beschreibung der Verfestigungsverfahren, daß Erfahrungen von einer Baustelle nicht ohne weiteres auf die andere übertragbar sind und daß die vorherige Untersuchung der Bodeneigenschaften bereits darüber Auskunft gibt, welches Verfahren überhaupt in Frage kommt. Einzelheiten allerdings kann man erst durch Großversuche an Ort und Stelle ermitteln und eine Vorausbestimmung z. B. der erforderlichen Zementmengen zu 1. ist nicht möglich, da selbst benachbarte Bohrlöcher sehr verschiedene Mengen absorbieren. Aber auch für alle Verfestigungsverfahren ist es wichtig, daß die zum Teil recht kostspieligen Versuche und Erfahrungen mit gründlicher Untersuchung der Bodeneigenschaften verknüpft werden. Sonst sind sie anderswo kaum verwertbar.

### **C. Fortlaufende Beobachtungen an Bauwerken.**

Da alles hier Gesagte der Sicherheit, der sparsamen und zweckmäßigen Ausführung der Bauwerke zu dienen hat, bildet ihr Verhalten auch den Wertmesser und Beweis für die Richtigkeit aller Voruntersuchungen und danach getroffenen Maßnahmen. Beobachtungen am Bauwerk sind also die Probe aufs Exempel, und man wird bald finden, wie aufschlußreich und wertvoll sie sind. Ohne sie wäre auch die bisherige Entwicklung der Baugrundforschung kaum denkbar und der Nachweis ihrer Verwendbarkeit nicht zu erbringen.

Meist spricht man nur von Setzungsbeobachtungen, die selbstverständlich in vielen Fällen durch Nachprüfung horizontaler Verschiebungen ergänzt werden müssen. Sie gehören zur Beurteilung des

Bauwerks wie die Fieberkurve zur Diagnose. Die rechtzeitige Vornahme und Art einer Wiederherstellung, die Schlichtung von Streitfällen usw. sind nicht möglich ohne ein klares Bild über den Verlauf der Geschehnisse. Der Verfasser hatte z. B. an Beobachtungen und Messungen von Bauten in den Häfen Niederländisch-Indiens [32] die zunächst ohne Zusammenhang mit Bodenuntersuchungen vorgenommen wurden, ein wertvolles Erfahrungsmaterial, das sich später durch Zusammentragen ergänzender Angaben zum Teil gut auswerten ließ. Besser ist jedoch, von Anfang an alle Erhebungen zu machen.

Terzaghi benutzt jede Gelegenheit, in seinen Aufsätzen auf die große Bedeutung der Setzungsbeobachtungen [85] hinzuweisen. Er ist es, der nicht nur die Ausbildung und Anwendung der bodenphysikalischen Versuche, sondern auch die Praxis der Setzungsbeobachtung stark gefördert hat [34].

**Anordnung der Beobachtungen.** Man soll so frühzeitig wie möglich, am besten vor Baubeginn, den Gang der Nachmessungen festlegen und geeignete Festpunkte anordnen. Liegen diese selbst im Senkungs- oder Rutschgebiet (z. B. Häfen im Schwemmland), so ist Verankerung an zuverlässige Festpunkte und gelegentliche Nachprüfung etwaiger Setzungen notwendig. In gewissen Fällen muß man auch auf horizontale Verschiebungen, z. B. durch Rutschen oder Einrütteln, vorbereitet sein; also ist außer Nivellieren auch das Einmessen und Festlegen der waagerechten Abstände wichtig. Es ist stets verwirrend, wenn man beim Auftreten von Bewegungen nicht mehr genau weiß, wie hoch z. B. Oberkante des Fundamentbetons ausgeführt war und auf primitive Marken des Maurers oder Zimmermanns angewiesen ist. In Brückenpfeilern z. B. sollte man Eisenstäbe einbetonieren, die den genauen Abstand von Caissonschnaide bis an einen über der Wasserlinie einzumessenden Punkt angeben. Mißt man dagegen erst, wenn der Pfeiler fertig ist, so wird die durch das Pfeilergewicht bereits verursachte Setzung ganz oder teilweise vernachlässigt.

Die Hilfsmittel für solche Messungen sind einfach und größtenteils auf den Baustellen vorhanden. Als Beobachtungspunkte wählt man Sockel, Fußplatten, eiserne Stützen, Auflagerquader oder besonders eingesetzte Bolzen. In Hochbauten kann man diese Bolzen unauffällig anordnen [34].

Die Höhenmessung geschieht meist durch Nivellieren; in schlecht zugänglichen Räumen, niedrigen Kellern, Beobachtungsgängen oder unter Brücken mit der Schlauchwaage [34].

Will man die Setzungen von Erdbauten, Verschiebungen von Achsen oder den Anteil gewisser Schichten an der Setzung messen, so muß man Pfähle, Setzungsmarken oder Grundpegel anordnen. Eine solche Marke für Bahndämme, ungefähr nach schwedischem Vorbild, zeigt die Abb. 93.

Dadurch, daß die Eisenstange bis in den Untergrund reicht, kann man die Setzungen  $s$  des Dammes, verglichen mit dem Untergrund, an der Schneide  $a$  mit dem Zollstock messen. Vermutet man auch eine Zusammendrückung der alten Untergrundschichten, so bekommt man deren Setzmaß durch Einnivellieren des Stangenkopfes  $b$  von einem außerhalb des Dammes gelegenen Festpunkt aus.

Die Grundpegel bestehen aus einer in die betreffende Lage reichenden Platte mit aufgesetzter Eisenstange, die in einem Gasrohr möglichst reibungslos nach oben geht, so daß die Reibung der durchfahrenen oberen Schichten ausgeschlossen wird. Näheres über Grundpegel [34, 74].

**Gegenstand der Beobachtungen.** Es ist für eine aufschlußreiche Auswertung notwendig, alles zu beobachten, was mit dem Verhalten des Bauwerks irgendwie im Zusammenhang stehen könnte.

a) Ergebnisse von Probebohrungen und anschließende Untersuchungen.

b) Belastungen des Bodens durch zunehmendes Eigengewicht des Bauwerks und Betriebslasten (bei Lagerhäusern, Silos und Tanks auch die Füllung).

c) Zeitpunkt der Belastungsänderungen.

d) Sonstige Einflüsse, wie z. B. Betriebsaufnahme, Rammarbeiten, Erdbeben, starke Verkehrserschütterungen, Überschwemmungen usw.

e) Einmessung der Beobachtungspunkte in zunächst ziemlich kurzen, später größeren Zwischenräumen, und zwar Festpunkte, Punkte am Bauwerk, an der Oberfläche und Grundpegel.

f) Grundwasserstände.

**Auftragen der Ergebnisse.** Aus den Messungen läßt sich eine Darstellung der Belastungszunahme und eine Zeitsetzungskurve aufzeichnen (alternativ auch Horizontalverschiebungen). Außerdem kann man bei Bauwerken den Anteil verschiedener Stützenreihen in Längs- und Querrichtung auftragen („Die Straße“ 1934, Nr. 6, S. 181) (S. 115).

Diese bildliche Darstellung ist nach Besprechung der verschiedenen Einflüsse wertvoll für ähnliche Neubauten, notwendige Wiederherstellungen am beobachteten Bauwerk, besondere Betriebsvorschriften u. dgl. mehr. Nicht umsonst nennt Terzaghi die Setzungsanalyse das Rückgrat der Baugrundforschung.

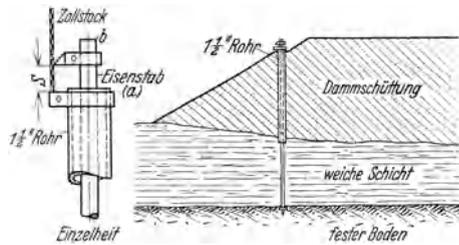


Abb. 93. Grundpegel für Dämme. Messung der Dammsetzung geschieht mit Hilfe eines Zollstocks, wenn der Eisenstab (a) fest im Boden sitzt. Andernfalls wird auch der Kopf des Eisenstabes einnivelliert, um die Dammsetzung und die Setzung des Untergrundes zu bestimmen.

## VI. Zusammenfassung, Ausblick.

Möglichst kurz werden die wichtigsten Zusammenhänge zwischen Boden, Baugrund und Bauwerk aufgezeigt, da wo es ohne Weiterschweifigkeit möglich war, auch an ausgeführten Beispielen. Gründlichere Studien sind durch Hinweise auf Veröffentlichungen und Schrifttumsverzeichnis erleichtert. Jede weitere Anregung, Hinweise auf Lücken usw. sind dem Verfasser willkommen.

Es ist in Baugrundfragen ganz und gar unrichtig, wenn der Fachgenosse draußen auf der Baustelle, der sich als „Nur-Praktiker“ fühlt, die Weitererforschung der Zusammenhänge dem Wissenschaftler oder Spezialisten überläßt. Einerseits ist es für seine eigenen kommenden Arbeiten unerläßlich, daß er sich mit den wichtigsten Zusammenhängen zwischen Baugrund und Bauwerk, deren Kenntnis ihm viel Kosten und Ärger ersparen kann, mehr als bisher befaßt; andererseits ist schon jeder Beitrag aus Beobachtungen am Bau, und sei es nur eine einfache Setzungs- oder Verschiebungsmessung, wertvoll. Unsere Untersuchungsverfahren, auch die nur im Laboratorium angewandten, können ohne gleichzeitige und nachträgliche Beobachtungen am Bauwerk nicht brauchbar bleiben oder werden, soweit sie es überhaupt schon sind. Es ergeht deshalb der Aufruf zur Mitarbeit an alle Fachgenossen, die mit, in, auf und über der Erde bauen.

## VII. Erklärung einiger bodenmechanischer Ausdrücke.

Aräometer (In USA. auch Hydrometer genannt)	Dichtemesser für Flüssigkeiten und Suspensionen (Schlamm-analyse).
Ausrollgrenze	Untere Grenze der Plastizität nach Atterberg.
Bettungsziffer	Setzung in cm bei Belastung in $\text{kg}/\text{cm}^2$ (Einheit $\text{kg}/\text{cm}^3$ ).
Bindiger Boden	Boden, bei dem die Körner durch echte Kohäsion zusammenhaften (z. B. Ton, Letten . . .).
Bodenbeanspruchung (zulässige)	Weiter Begriff, je nach Zweck verschieden, besser ist Angabe der bei bestimmter Belastung zu erwartenden Setzung.
Böschungswinkel (natürlicher)	Winkel, unter dem sich eine Schüttung im Laufe der Zeit einstellt (nicht gleich dem Reibungswinkel!). Abhängig vom Wasserstand.
Dispersion	Lösung der einzelnen Körner voneinander in einer Flüssigkeit, z. B. für die Schlamm-analyse.
Druckporenzifferdiagramm	Ergebnis (graphisch) des Zusammendrückungsversuches.

Durchlässigkeitsbeiwert	Weg des Wassers im Boden in cm/sec.
Feuchtigkeitsgrad $G$	Nach Terzaghi: $G = \frac{w \cdot \gamma (1 - n)}{n}$ .
Fließgrenze	Eine der Konsistenzgrenzen (siehe Beschreibung S. 29).
Flockenbildung (Koagulation)	Durch Ausfällen beim Sedimentieren z. B. Wird gefördert durch Salzsäure, u. a. gehemmt durch Natronwasserglas.
Frostgefährlicher Boden	Boden, der beim Gefrieren starke Eislinsen bildet.
Frostgrenze	Tiefste Trennungslinie zwischen gefrorenem und ungefrorenem Boden.
Frosthebung (z. B. von Straßen)	Hebung der Straßendecke um etwa die Summe der Dicke der Eislinsen im Boden.
Frostschiebel (Boden)	Etwa wie frostgefährlicher Boden.
Gestörte Bodenprobe	Bei Entnahme oder im Laboratorium durchgeknetete, -gerührte oder -gerüttelte Probe.
Ungestörte Bodenprobe	In natürlicher Lagerung entnommen, z. B. durch Ausstechen so, daß die Struktur unversehrt erhalten bleibt.
Halbgestörte Bodenprobe	Bei der die ungestörte Entnahme nur z. T. gelingt.
Gleichförmiger Boden	Ein großer Anteil der Körner von etwa gleicher Größe, also steile Kornverteilungskurve.
Grenzbelastung	Belastung, bei der die Bettungsziffer sehr stark abnimmt, die Proportionalitätsgrenze überschritten wird.
Höhe, reduzierte (einer Probe)	Höhe der festen Phase allein. $h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon}$ .
Höhe, wahre (einer Probe)	$h$ , entspricht dem Raumgewicht.
Kapillarer Wasseraufstieg (im Boden)	Heberwirkung mit Oberflächenspannung als Saugkraft.
Kegelprobe	Schwed. Kegelprobe, beschrieben unter IV, 1.
Klebegrenze	Nach Atterberg Wassergehalt bindigen Bodens, bei dem er gerade noch an einem Neusilberspachtel haftet.
Koagulation	siehe Flockenbildung.
Kohäsion eines Erdstoffes (echte)	Haften der Körner aneinander durch molekulare Anziehungskraft.
Kohäsion eines Erdstoffes (scheinbare)	Haftung der Teilchen durch äußere Kräfte, z. B. Überdruck, Kapillarkraft.
Konsistenzgrenzen	Nach Atterberg: Fließgrenze S. 29, Klebegrenze, Ausrollgrenze S. 29, Schrumpfgrenze S. 29, angegeben in % des Trockengewichtes bei Erreichung der betr. Grenze.

Konsolidierung (bindiger Böden)	Verdichtung eines Bodens durch Abgabe von Porenwasser bis zu einem der Belastung entsprechenden Porenvolumen.
Korngröße (wirkliche)	Durchmesser der Einzelkörner, meist nicht genau bestimmbar.
Korngröße (äquivalente)	z. B. bei der Schlämmanalyse Durchmesser von Kugeln gleicher Sinkgeschwindigkeit.
Mantelreibung	Reibung zwischen Pfahl und Boden.
Mo (zwischen Feinsand und Schluff)	Korn $< 0,1$ und $> 0,02$ mm.
Oedometer	Nach Terzaghi Apparat, in dem die Zusammendrückung einer Probe gemessen wird (S. 37).
Passiver Erddruck	Druck, der der Verschiebung einer Wand gegen das Erdreich widersteht.
Plastizitätszahl	Differenz der Wassergehalte bei Fließ- und Ausrollgrenze (siehe S. 30).
Porenvolumen ( $n$ )	In % = $n$ , Verhältnis der Hohlräume zum Gesamtvolumen.
Porenziffer ( $\varepsilon$ )	$\varepsilon = \frac{n}{1-n}$ Verhältnis der Hohlräume zum Gesamtvolumen der Einzelkörner.
Porenwasser	Wasserfüllung der Hohlräume; bei bindigem Boden = Porenvolumen.
Reibungsbeiwert	Gleich Tangente des Winkels der inneren Reibung.
Scherfestigkeit	Widerstand, den der Boden einem Abscheren (bei Bildung von Rutschflächen) entgegensetzt, gemessen in $\text{kg/cm}^2$ .
Schlämmen	Aufbereitung eines Bodens durch Wasserzusatz.
Schluff	Feines Gesteinsmehl. Korngröße $< 0,02$ und $> 0,002$ .
Schrumpfen	Volumenverminderung des Bodens infolge Austrocknung.
Schrumpfgrenze	Der Wassergehalt einer Probe, unterhalb dessen trotz weiterer Austrocknung das Volumen nicht mehr abnimmt.
Schwellen	Zunahme an Volumen infolge Wasseraufnahme, die durch Entlastung ermöglicht wird.
Schwellbeiwert	$= \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta p}$ , wobei $\Delta \varepsilon$ = Zunahme der Porenziffer und $\Delta p$ = Druckabnahme.
Schwimmsand, Trieb sand, Fließsand usw.	Mittel- und Feinsand $> 0,5$ mm. Bezeichnung ist darauf zurückzuführen, daß Sandschichten bei geringer Wasserbewegung, z. B. beim Aushub von Baugruben aus, „fließen“.
Siebanalyse	Bestimmung der einzelnen Fraktionen durch Sieben mit verschiedener Loch- oder Maschenweite.

Spannungsausgleich	Anpassung des Wassergehaltes an den neuen Druck.
Trockengewicht	Gewicht der bei 105° C getrockneten Probe.
Ungleichförmigkeitsgrad	$\frac{dw}{dw'} = \frac{\text{Korngröße bei 60\%}}{\text{Korngröße bei 10\%}}$ (vgl. S. 28).
Verdichtungsziffer $a = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta p}$	wobei $\Delta \varepsilon$ Abnahme der Porenziffer bei einer Druckerhöhung um $\Delta p$ .
Wassersättigung	Alle Poren mit Wasser gefüllt.
Zeitsetzungsdiagramm	Auftragung der Setzung nach der Zeit (also ohne Lasterhöhung). Meist für einzelne Laststufen aufgezeichnet.
Zylinderdruckversuch	Nach Terzaghi. Druckversuch mit unbehinderter Seitenausdehnung (S. 31).

## VIII. Schrifttumsverzeichnis.

Vor der Bearbeitung dieses Buches wurde eine ausführliche Übersicht des vorhandenen Schrifttums zusammengestellt, die jedoch viel zu umfangreich ist, um sie hier abzdrukken. Im nachstehend aufgeführten Schrifttumsverzeichnis sind deshalb nur die Abhandlungen erwähnt, die im Text irgendwo zitiert werden. Sehr oft hat dies nur Bezug auf ein einzelnes Beispiel oder Verfahren. Mit der Nennung der Abhandlung ist nicht gesagt, daß die betreffende Schrift in allen ihren Teilen den heute gültigen Auffassungen über die Zusammenhänge entspricht.

1. Hultin, S.: Grusfyllningar för kajbyggnader. Tekn. T. 1916 H. 31 S. 292-94.
2. Petterson, K. E.: Kajraser i Göteborg den 5:te mars 1916. Tekn. T. 1916 H. 30 S. 281—287 u. H. 31 S. 289—291.
3. Fellenius, W.: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin: Wilhelm Ernst u. Sohn 1927.
4. Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—22 Slutbetänkande. Stockholm 1922.
5. Terzaghi: 15 Jahre Baugrundforschung. Bauing. 1935 H. 3/4.
6. Terzaghi: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig: Franz Deuticke 1925.
7. Redlich-Terzaghi-Kampe: Ingenieurgeologie. Berlin: Julius Springer 1929.
8. Vorläufige Anweisungen für die einheitliche Benennung der Bodenarten und für die Aufstellung der Schichtenverzeichnisse (Bohrergebnisse). Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.
9. Ekström: Klassifikation av Svenska Åkerjordar. Stockholm 1927.
10. Casagrande, A.: The structure of clay and its importance in foundation engineering. J. Boston Soc. of Civil Engineers Vol. XIX (1932) Nr. 4.
11. Hertwig: Bodenverdichtung. Loos u. Lorenz: Verdichtung geschütteter Dämme. Nachprüfung der auf Baustellen der Reichsautobahn angewandten Verfahren. 1. Bericht (Sand). Die Straße 1934 H. 4.

12. Scheidig: Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften. Dresden: Steinkopff 1934.
13. Kritik an Bauausführungen. Pfahlgründung oder Flachgründung? Die Straße 1935 H. 6 S. 197.
14. Hoffmann, R.: Die geotechnischen Arbeitsmethoden der schwedischen Staatsbahnen. Bauing. 1930 H. 41.
15. Ehrenberg: Geräte zur Entnahme von Bodenproben für bodenphysikalische Untersuchungen. Bautechn. 1933 H. 24.
16. Früh: Ein neues Gerät zur Entnahme ungestörter Tonproben aus Bohr-  
löchern. Bautechn. 1932 H. 49.
17. Burckhardt: Die Aufschließung des Untergrundes. Bautechn. 1931 H. 17.
18. Burckhardt: Entnahme von Bodenproben in ungestörter Verfassung. Bautechn. 1933 H. 1/2.
19. Wegenstein: Einwandfreie Bodenaufschlüsse durch die Bohrpfahlsondierung. Schweiz. Bauztg. Bd. 101 (1933) Nr. 22.
20. Casagrande, A.: Die Aräometermethode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden und anderen Materialien. Berlin: Julius Springer 1934.
21. Geßner: Die Schlämmanalyse. Leipzig: Akadem. Verlagsges. m. b. H. 1931.
22. Terzaghi: Settlement of buildings due to progressive consolidation of individual strata. Publications from the Massachusetts Institute of Technology Vol. 65 (1930) Nr. 83.
23. Scheidig: Neuere Verfahren in der Analyse und Vorhersage von Bauwerksetzungen. Bautechn. 1933 H. 12 u. 15.
24. American Society of Civil Engineers: Progress report of the special committee on earths and foundations. Proceedings May 1933.
25. Kögler: Baugrundprüfung im Bohrloch. Bauing. 1933 H. 19/20.
26. Aichhorn: Über die Zusammendrückung des Bodens infolge örtlicher Belastung. Diss. Freiberg 1931, abgedruckt in Geologie u. Bauwesen 1932 H. 1.
27. Loos: Erkenntnisse der neueren Baugrundforschung bei der Gründung von Bauten. Zbl. Bauverw. 1935 H. 12.
28. Leissler, K., u. W. Keil: Umbau der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz. Bautechn. 1932 H. 46 u. 48; 1933 H. 19.
29. Proefbelasting en draagvermogen van heipalen. Ingenieur, Haag 1934 H. 44.
30. Terzaghi: Praktische Baugrundbelastungsversuche in Europa. Engng. News Rec. 109 Bd. (1932) H. 6.
31. Kögler: Über Baugrundprobelastungen. Alte Verfahren — neue Erkenntnisse. Bautechn. 1931 H. 24.
32. Loos: Kritische Betrachtung von Flach- und Pfahlgründungen besonders in den Hafenplätzen Niederländisch-Indiens. Diss. Berlin 1930, abgedruckt in Heft 3 der Veröffentlichungen der Degebo 1932.
33. Loos: Pfahlgründungen von Kunstbauten. Die Straße 1934 H. 6.
34. Terzaghi: Verbessertes Verfahren zur Setzungsbeobachtung. Bautechn. 1933 H. 41.
35. Hertwig, Früh, Lorenz: Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen. Heft 1 der Veröffentlichungen der Degebo 1933.
36. Lorenz: Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung. Z. VDI Bd. 78 (1934) S. Nr. 12.
37. Kötter: Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Sitzgsber. preuß. Akad. Wiss., Physik.-math. Kl. vom 26. Februar 1903.

38. Krey: Erddruck, Erdwiderstand. 4. Aufl. Berlin: Wilhelm Ernst u. Sohn 1932.
39. Ehrenberg: Das Ausfließen einer Sandkippe in einer Braunkohlengrube. Bautechn. 1933 H. 19.
40. Verfestigungsverfahren an Tonböschungsrutschungen. Forschungsbericht des Mineralog. Geolog. Institutes der Techn. Hochschule Braunschweig Sept. 1933.
41. Kirchhoff: Untersuchungen über die Ursachen von Böschungsrutschungen in Jura- und Kreidetonen bei Braunschweig. Diss. Braunschweig 1930, abgedruckt in Geologie u. Bauwesen 1930 H. 2.
42. Endell: Beitrag zur chemischen Erforschung und Behandlung von Tonböden. Bautechn. 1935 H. 18.
43. Keinhorst: Betrachtungen zur Bergschädenfrage. Berg- u. hüttenm. Z. „Glückauf“ 1934 H. 7.
44. Terzaghi: Sickerverluste aus Kanälen. Wasserwirtsch. 1930 H. 18—19.
45. Kyrieleis-Sichardt: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1930.
46. Wouter Cool: Technische lessen en vraagstukken op het gebied van den Indischen havenbouw. Ingenieur, Haag 1919 Nr. 8.
47. Elenbaas, W.: Technische lessen en vraagstukken op het gebied van den Indischen havenbouw. Ingenieur, Haag 1919 Nr. 45.
48. Meijers, A. A.: Technische lessen en vraagstukken op het gebied van den Indischen havenbouw. Ingenieur, Haag 1920 Nr. 3.
49. Todt: Fehlerquellen beim Bau von Landstraßendecken aus Teer und Asphalt. Halle: Martin Boerner 1932.
50. Schönleben: Linienführung und Ausgestaltung neuerzeitlicher Autostraßen. Die Straße 1935 H. 5.
51. Loos: Verdichtung geschütteter Dämme. Nachprüfung der auf Baustellen der Reichsautobahnen angewandten Verfahren. 2. Bericht. Die Straße 1935 H. 13.
52. Loos: Moorstrecken bei Straßenbauten oder Modellversuche mit Mooreinlagerungen in Sand. Straßenbau 1934 H. 17 und 1935 H. 5.
53. Bierbaumer: Vorschläge für die Beurteilung von Flach- und Pfahlgründungen. Wien 1929.
54. Casagrande, L., u. Wheeler: Sprengen, ein einfaches Hilfsmittel zur raschen Stabilisierung von Straßendämmen auf weichem Untergrund. Die Straße 1934 H. 7.
55. Taber: Freezing and thawing of soils as factors in the destruction of road pavements. Public Roads 1930 H. 6.
56. Hogentogler: Subgrade soil constants, their significance, and their application in practice. Public Roads 1931 Nr. 4.
57. Schönleben: Frostschäden. Straßenbau 1930 H. 31.
58. Schönleben: Frostschäden und ihre Verhütung. Straßenbau 1931 H. 17.
59. Schönleben: Beobachtungen über Frostschäden auf Landstraßen. Straßenbau 1934 H. 17 u. 23.
60. Loos: Anwendung der Baugrunderforschung im Großstraßenbau. Z. VDI Bd. 78 (1934) S. 35.
61. Backofen: Frosthügel und Schlagstellen im Eisenbahnbau. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1930 S. 1—5.
62. Blum: Ursachen der Frosthügel im Eisenbahn- und Straßenbau und Mittel zu deren Verhütung. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1931, S. 102—105.
63. Kegel: Die Frosthügel im Gleise.
64. Wieland: Der Bau bituminöser Eisenbahnoberbau-Schutzdecken in Theorie und Praxis. Zeitschrift für Bitumen 1931 S. 144—149.

65. Wieland: Neuartige Befestigungen und Abdichtungen im Eisenbahn- und Wasserbau. Geologie und Bauwesen 1934 H. 2.
66. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde mit besonderer Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen. Wien: Julius Springer 1934.
67. Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau. Bd. III. 4. Aufl. Berlin: Wilhelm Ernst u. Sohn.
68. Boussinesq: Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris 1885.
69. Strohschneider: Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen. Sitzgsber. Akad. Wiss. Wien, Math.-naturwiss. Kl. Bd. CXXI (1912) Abt. IIa.
70. Kögler u. Scheidig: Druckverteilung im Baugrunde. Bautechn. 1927 H. 29 u. 31, 1928 H. 15 u. 17, 1929 H. 18 u. 52.
71. Bernatzik: Formänderungen von Schüttungen unter kreisförmigen Lastflächen. Diss. Wien Okt. 1931.
72. Steinbrenner: Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Straße 1934 H. 4.
73. Scheidig: Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrundforschung. Bautechn. 1931 H. 19 u. 20.
74. Terzaghi: Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen. Bautechn. 1930 H. 31 u. 34.
75. Burger: Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)-Mannheim. Bautechn. 1931 H. 38, 1932 H. 6, 8 u. 45.
76. Berichte Freiberg (nach einem Bericht von Prof. Terzaghi auf einer Zusammenkunft in Freiberg [Sa.], 27. Okt. 1932).
77. Buisman: De weerstand van paalpunten in zand. Ingenieur, Haag 1935 Nr. 14 u. 18.
78. Dörr: Die Tragfähigkeit der Pfähle. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1922.
79. Singer: Der Baugrund. Wien: Julius Springer 1932.
80. Zimmermann: Die Rammwirkung im Erdreich, Versuch auf neuer Grundlage. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1915.
81. Tellegen: Gewapend beton paalfundeeringen voor zware belastingen. Ingenieur, Haag 1934 Nr. 40, S. 79.
82. Neue Gründungsverfahren. Zbl. Bauverw. 1911 Nr. 13 S. 82.
83. Über einen Versuch zur Herstellung einer Herdmauer durch Einspritzen von Zement. Zbl. Bauverw. 1913 Nr. 82 S. 456.
84. Hulst, J. van: Dichting van den bodem van een kwellenden bouwput door injectie met aspaltemulsie volgens het shellperm procédé. Ingenieur, Haag 1935 Nr. 17.
85. Terzaghi: Settlement analysis — the backbone of foundation research. World Engineering Congress, Tokyo 1929, Paper Nr. 337.
86. Loos: Anwendung der neueren Baugrundforschung bei der Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Bautechn. 1935 H. 15.

## DIN 4022. Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse. (Bohrergebnisse.)

**Inhalt.** 1. Zweck der Norm „Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse“. — 2. Anwendungsgebiet der Schichtenverzeichnisse. — 3. Aufsteller der Schichtenverzeichnisse und Wahl der Benennungen. — 4. Ausfüllung der Schichtenverzeichnisse.

**1. Zweck der Norm „Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse“ (Bohrergebnisse).** Die Norm soll dazu dienen, eine einheitliche Benennung der durchbohrten Boden- und Gesteinsarten und eine einheitliche Darstellung der Bohrergebnisse in den Schichtenverzeichnissen in der Praxis zu erreichen. Eine umfassende Einteilung der Bodenarten vom wissenschaftlichen oder technischen Standpunkt aus soll nicht gegeben werden. Vielmehr wird bezweckt, in den Schichtenverzeichnissen, die der Bohrmeister oder die Bohrfirma liefern, und die die Grundlagen der weiteren Auswertung der Bohrungen bilden, anstatt einer Unzahl der bisher üblichen Benennungen nur wenige, klare und eindeutige erscheinen zu lassen und diesen Schichtenverzeichnissen eine einheitliche und übersichtliche Form zu geben.

**2. Anwendungsgebiet der Schichtenverzeichnisse.** Die Schichtenverzeichnisse sollen nicht nur zu Bohrungen für Baugrunduntersuchungen, sondern auch für Zwecke des Brunnenbaus, Bergbaus, Wasserbaus, der Kulturtechnik, der Steinbruch- und Sandgrubenindustrie u.a. verwendet werden. Um einheitliche Schichtenverzeichnisse zu erreichen, mußte auch auf die Belange dieser Fachgebiete Rücksicht genommen werden. Die Vordrucke nach den Anlagen lassen sich sinngemäß auch bei Schürfungen verwenden.

**3. Aufsteller der Schichtenverzeichnisse und Wahl der Benennungen.** Stets ist damit zu rechnen, daß die meisten Schichtenverzeichnisse nicht von Ingenieuren, Geologen und Bodenkundlern aufgestellt werden, sondern vom Bohrmeister oder der Bohrfirma. Daher wurden nur solche Benennungen gewählt, die der Bohrmeister ohne Schwierigkeiten anwenden kann und auch willig anwenden wird. Weitergehende wissenschaftliche oder technische Benennungen, wie sie für den Bearbeiter der Bohrungen auf Grund besonderer Untersuchungen in Frage kommen, wurden daher nicht berücksichtigt.

**4. Ausfüllen der Schichtenverzeichnisse.** Für die Ausfertigung der Schichtenverzeichnisse sollen ausschließlich die nach den Anlagen 1 und 2 hergestellten Vordrucke verwendet werden. Dabei sind die in Anlage 3 gegebenen Anweisungen genau zu beachten. Das Kopfblatt des Schichtenverzeichnisses (Anlage 1) dient zur Kennzeichnung der Bohrung nach Lage, Zeit, Zweck, Ausführungsart, Name des Ausführenden wie des Auftraggebers, sowie zum Vermerken sonstiger wichtiger Feststellungen. Das eigentliche Verzeichnis zur Eintragung der erbohrten Schichten (Anlage 2) soll den Bohrmeister durch die tabellenmäßige Anordnung zur Einhaltung einer bestimmten Reihenfolge und durch das Vorhandensein einer besonderen Spalte für jede einzelne Eigenschaft zur vollständigen Aufzeichnung aller wesentlichen Eigenschaften zwangsweise veranlassen.

Für beide Blätter werden je nach dem Verwendungszweck verschiedene Vordrucke<sup>1</sup> hergestellt:

<sup>1</sup> Die Vordrucke können vom Beuth-Verlag GmbH., Berlin SW 19, bezogen werden.

Vor- druck	For- mat	Anordnung des Vordrucks nach	Ausführung	Verwendung
B 1	A 4	Anlage 1	einseitig bedruckt auf tintenfestem Papier	zur Ausfüllung im Büro bestimmt
B 2	B 4	Anlage 2	einseitig bedruckt auf tintenfestem Papier	zur Ausfüllung im Büro bestimmt
B 3 <sup>1</sup>	A 5	Anlage 1	vierseitig bedruckt mit Kopfblatt (Anl. 1) auf der ersten Seite und mit Schichtenverzeichnis (Anl. 2) auf den übrigen Seiten, auf wasser- und tintenfestem Papier	zur Ausfüllung an der Bohrstelle im Freien durch den Bohrmei- ster bestimmt
B 4 <sup>1</sup>	A 5	Anlage 2	zweiseitig bedruckt mit Schichtenverzeichnis (Anl. 2), auf wasser- und tintenfestem Papier	als Einlageblatt zu Vordruck 1 b be- stimmt

<sup>1</sup> In den Vordrucken B 3 und B 4 sind des kleineren Formats wegen die Spalten 1 und 3 der Anlage 2 als für den Bohrmeister entbehrlich fortgelassen.

Die Beachtung der Anweisungen in Anlage 3 soll die richtige Ausfüllung der Schichtenverzeichnisse im einzelnen und die Anwendung der festgelegten einheitlichen Benennungen sicherstellen. Der Bohrmeister muß deshalb die Anweisungen jederzeit zur Verfügung halten. Zu diesem Zweck werden sie als Sonderdrucke zweiseitig auf Normformat A 5 gedruckt (Bestellnummer B 5)<sup>1</sup> und sind so, auf die Hälfte (Normformat A 6) gefaltet, als Einlage in ein Notizbuch geeignet.

### Schichtenverzeichnis (Bohrergebnis).

Ergebnis der Bohrung: .....  
Schürfung<sup>1</sup>:

Ort und Lage (Kreis, Provinz usw.)	
Höhenlage des Bohrpunktes an der Erdoberfläche zu einem Fixpunkt oder N. N.	
Zeit der Ausführung	
Zweck	
Bohrverfahren (Verrohrung, Anfang- und Enddurchmesser)	
Ausführender	
Auftraggeber	
Bemerkungen (Erfolg, Aufbewahrungsort der Proben)	

Ort: Datum: Name:

Raum für Lageplan, Schichtungsprofil, Untersuchungsergebnisse oder Sonstiges.

<sup>1</sup> Die Bohrergergebnisse können nur an Hand der vorschriftsmäßig entnommenen und aufbewahrten Bodenproben ausgewertet werden (vgl. DIN Vornorm 4021 — „Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben“ bei Bodenuntersuchungen).

Ort: ..... Bohrloch Nr.: ..... Datum: .....  
 oder Kennzeichen:

Nr.	Bis ..... m unter Bohr- punkt	Erbohrte Mächtigkeit in m	a) Hauptbodenart			a) Beschaffenheit			a) Ortsübliche Benennung b) Geolog. Be- zeichnung	Bemerkungen
			b) Farbe	c) Art der Beimengungen		b) Wassergehalt	c) Kalkgehalt			
1	2	3	4	5		6		7		

Allgemeine Bemerkungen:

## Anweisung

für die Ausfüllung der Schichtenverzeichnisse (Bohrergebnisse).

### Beachte!

Alle Proben sind in **frischem** Zustande bei Tageslicht zu beurteilen.

Boden- und gegebenenfalls Wasserproben für chemische Untersuchungen sind sorgfältig zu entnehmen und aufzubewahren. Vergleiche DIN Vornorm 4021 — Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben.

Alle Spalten sind auszufüllen. Liegt keine Feststellung vor, so ist ein Strich, bei unsicherer Beurteilung ein Fragezeichen zu setzen. Sehr wichtig ist die Angabe des Grundwasserstandes und seiner etwaigen Änderungen (Spalte 7). Der Grundwasserstand ist erst etwa 12 Stunden nach Unterbrechung bzw. Beendigung der Bohrarbeit einzumessen, da vorher keine Gewähr vorhanden ist, daß sich der Wasserstand im Bohrloch auf den Grundwasserstand eingestellt hat.

Werden Angaben über die Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes gefordert, so muß das Ansteigen des Wasserspiegels im Bohrloch vom Augenblick der Beendigung der Bohrarbeit an mehrmals einige Stunden hindurch beobachtet und der jeweilige Wasserstand zusammen mit der zugehörigen Uhrzeit aufgeschrieben werden.

Die Wasserspiegel benachbarter Brunnen und etwa in der Nähe gelegener offener Wasserläufe sind ebenfalls einzumessen.

Alle Messungen sind auf eine Vergleichshöhe (möglichst auf NN) zu beziehen.

Bei Tiefenbohrungen und bei Wechsel von durchlässigen und undurchlässigen Schichten ist auf das etwaige Vorhandensein verschiedener Grundwasserstockwerke zu achten.

Künstlich aufgeschütteter Boden ist als solcher in Spalte 7 kenntlich zu machen, seine Beschaffenheit ist wie sonst anzugeben.

Die Lage der Bohrpunkte ist in einer Skizze anzugeben.

Für jede Bohrung ist ein besonderes Blatt zu verwenden.

Anweisung für die in den einzelnen Spalten anzuwendenden Benennungen.

1 Nr.	2 Bis m unter Bohrpunkt	3 Erhöhte Mächtigkeit in m	4			5			6		7 Bemer- kungen
			a Hauptbodenart	b Farbe	c Art der Bei- mengenungen	a Beschaffen- heit	b Wasser- gehalt	c Kalk- gehalt	a Ortsübliche Benennung	b Geologische Bezeich- nung oder Formation	
			<b>Mutterboden</b> Steine über 70 mm <sup>1</sup> Grobkies 30 bis 70 mm Mittelkies 15 bis 30 mm (bis Walnußgröße) Mittelkies 5 bis 15 mm (bis Haselnußgröße) Feinkies 2 bis 5 mm (etwa Erbsengröße) Grob sand 1 bis 2 mm (Korngröße wie Grob- siefel) Mittelsand 0,2 bis 1 mm wie feiner Grieß Feinsand 0,1 bis 0,2 mm (Körner eben er- kennbar) <b>Sehr feiner Sand</b> (Mehlsand) unter 0,1 mm (Körner nicht er- kennbar, fühlt sich mehlig oder staubig an) Lehm Mergel Ton Schlick Moorerde Fauchschlamm Torf Braunkohle Steinkohle Sandstein Kalkstein Gips Steinsalz Mergelschiefer Schieferton Granit Basalt Porphyr und andere	Stets boden- feuchtange- ben. (Farb- änderung beim Lagern unter Be- merkungen) weiß, grau, rot, grün, braun, schwarz usw. graugelb, braunrot, hellgrün, dunkelblau, roststreifig, grüngerfleckt bunt usw.	rein, humos moorig sandig lehmig, tonig usw. feinsandig, grobkiesig, usw. stark tonig, schwach lehmig usw. mit viel Mit- teilsand; mit wenig Grob- kies, mit groben Steinen usw. mit Kohlen- spuren, mit Pflanzen- resten mit Muschel- schalen wichtig usw. Versteine- rungen mit genauer Hiefen- angabe der Fundschieht gut aufbe- wahren.	fließend, schwimmend weich, lo- se gelagert, fest gelagert schmierig, knetbar, plastisch, zäh, fest, hart locker, brüchelig, klüfflig, porös mager, fett eckig, kantig, flach, rund, kantenge- rundet usw. (Vorsicht bei Spül- bohrungen!)	trocken, feucht, naß Im Grund- wasser liegend Grundwas- serstand ist in Spalte 7 anzugeben. (Bei Spül- bohrungen ist hier keine Angabe zu machen.)	Es ist anzugeben: Kalkhaltig, nicht kalkhaltig [Prüfung stets aus- führen mit einigen Tropfen Salzsäure (1 Teil handels- übliche Salz- säure mit 1—2 Teilen Wasser ge- mischt.) Kalkgehalt gibt sich durch Auf- brausen zu erkennen.] (Salzsäure kann in Hartgummi- fläschchen für Füll- feder mit- geführt werden.)	Die Angabe ist hier er- wünscht, da- gegen nicht in Spalte 4a. Beispiele: Klet Schiefsand usw.	Nur aus- füllen, wenn bekannt! Z. B. Löß, Wiesenlehm (Geschiebe- lehme, Mo- räne, Bän- kerton, Sep- tarianton, Muschelkalk Kohlen- schiefer usw.	Hierher ge- hören Ab- gaben über: <b>Grundwas- serstand</b> Wasser- auftrieb, Boden- auftrieb, Gasaus- brüche, Nachsacken oder Ver- drücken der Rohre, Schwierig- keiten beim Bohren, Wechsel des Bohrgeräts, Bohrzeit, Unter- brechungen der Bohr- arbeit. Witterung. Bei Kern- bohrungen Fallwinkel angeben. Auch ist hier anzugeben, ob es sich um aufgeschüt- teten Boden handelt.

<sup>1</sup> Die Korngrößen entsprechen den „Körnungen“ (Siebdurchgang und Rückstand) nach DIN 1179.

Wiedergegeben mit Genehmigung des Deutschen Normenausschusses. Verbindlich ist die jeweils neueste Ausgabe des Normblattes im Normformat A 4, das beim Beuth-Verlag, GmbH., Berlin SW 19, erhältlich ist.

## Merkblatt.

### Vorarbeiten für Baugrunduntersuchungen und ähnliche Arbeiten.

(Für Ingenieurbauten verschiedener Art.)

#### Gang der Feststellungen:

#### I. Allgemein.

Lagepläne, Karten,  
Geologische Verhältnisse, Vorgeschichte des Geländes,  
Anschüttungen, Abgrabungen, alte Teiche, Flußläufe usw.,  
Stollen, Bergwerke,  
Fixpunkte, frühere Messungen,  
Niederschläge, Grundwasserstände, Brunnen.

#### II. Im besonderen.

##### a) Bei Neubauten:

Pläne, Gewichte und Belastungen, Breite, geplante Gründungsart,  
Gründungstiefe über N. N., benachbarte Bauten und ihr Verhalten,  
Für Maschinenfundamente auch Umdrehungszahlen.

##### b) Begutachtung vorhandener Bauten oder Erweiterungen usw.:

Vorhandene Pläne und Messungen (Höhe, Verschiebungen),  
Nutzlast, bei Tanks Füllungen,  
Äußere Einflüsse, Erdbeben, Erschütterungen, Art des Betriebes,  
Frühere Hebungen, Anbauten, Wiederherstellungen usw.  
Eingriffe in den Boden in der Nähe (z. B. Schachtbauten, Rammen,  
Grundwasserabsenkungen usw.).

#### III. Auf der Baustelle.

Probelöcher und -schächte,  
Probebelastungen oder dynamische Versuche,  
Bohrungen (Art), Probeentnahme,  
Bezeichnen und Verpacken der Proben (siehe Entnahmeanweisung),  
Anbringen von Bolzen für Nivellement oder Schlauchwaage,  
Einmessen der Fixpunkte und Bolzen (Von Zeit zu Zeit wiederholen!),  
Bei Staudämmen Feststellen der Wasseraustritte und -verluste.

#### IV. Im Laboratorium.

##### a) Von allen Proben:

Nat. Wassergehalt,  
spezifisches Gewicht und meist auch mechanische Analyse,  
Atterbergsche Grenzen bindiger Bodenarten.

##### b) Für Setzungsanalyse oder -Vorhersage:

Wie zu a), Kompressions-Durchlässigkeitsversuch,  
Porenziffer, Zylinderdruckversuch,  
Ermittlung der Druckverhältnisse im Untergrund,  
ferner des Druckanstieges durch Lasterhöhung,

Berechnung des Maßes und der Geschwindigkeit der Setzung (nach Terzaghi),

Nachprüfen, ob Einbruchgefahr vorhanden (Terzaghi, Krey).

c) Für Rutschungen, Dämme usw.:

Versuche nach a), ferner Zylinderdruckversuch, Reibungsversuch, Durchlässigkeitsversuch, Böschungswinkel,

Ermittlung der gefährlichsten Gleitfläche nach Berechnungen (Krey, Fellenius u. a.),

Berücksichtigung des Strömungsdruckes nach Terzaghi.

### Beilage 3.

## Besondere Anweisung zur Entnahme von ungestörten Bodenproben aus Bohrlöchern mit dem Entnahmegesetz nach A. Casagrande (Abb. 6).

### Vorbedingungen.

Innerer Futterrohrdurchmesser  $\geq 150$  mm.

Der Durchmesser der Schappe, mit der vorgebohrt wird und die gestörten Proben entnommen werden, muß dem Durchmesser des Bohrrohres entsprechen, sonst klemmt sich das Entnahmegesetz beim Einbringen leicht fest.

### Arbeitsvorgang.

1. Gerät an das Gestänge anschrauben.

Das Entnahmegesetz ist mit einem  $1\frac{1}{2}$ '' Whitworth-Gewinde, 6 Gang je Zoll, versehen. Deshalb ist allenfalls, entsprechend dem vorhandenen Bohrgestänge, ein Zwischenstück anzufertigen.

2. Mit Hilfe einer Holzschablone ist aus 0,5 mm starkem Klaviersaitendraht (*h*) eine Drahtschlinge zu formen und in die in der Schneide (*c*) vorgesehene Nut einzulegen. Etwas mit Ton „verkitten“! Die beiden je 1 m langen freien Enden des Drahtes sind an der Außenwand des Mantelrohres (*a*) in der Nut (*i*) hochzuführen und dann an dem Drahtseil (*g*) so zu befestigen, daß sie beim Einbringen in das Bohrloch noch keinen Zug bekommen.

3. Die Vacuumpumpe (*d*) an das Gerät anschließen. (Ansatz im Kopfstück (*b*)!)

4. Drahtseil (*g*) und Schlauch (*e*) sind lose an das Bohrgestänge anzubinden, um zu verhindern, daß sich der Schlauch oder das Seil zwischen Entnahmegesetz und Rohrwandung einklemmt und vorzeitig die Schlinge (2.) gezogen wird.

5. Während des Absenkens des Gerätes ist das obere Schlauchende zu verschließen bzw. abzuklemmen, damit die in dem Gerät vorhandene Luftsäule ein Eindringen des Grundwassers in das Gerät möglichst verhindert. Erst wenn die Schneide eingedrückt oder mit wenigen leichten Schlägen etwa 3—4 cm in den Boden der Bohrlochsohle gerammt worden

ist, so daß ein Abschluß entsteht, wird die Luft mit Hilfe der Vacuum-pumpe aus dem Entnahmerohr abgesaugt.

6. Eindrücken des Gestänges mit dem Entnahmegesäß geschieht mit einer Presse oder durch Rammen mit einem leichten Fallbär oder schweren Meißel.
7. Während des Eindrückens oder Einrammens Luft pumpen.
8. Nachdem das Gerät etwa 40—45 cm in den Boden eingedrungen ist, wird das Drahtseil um etwa  $\frac{1}{2}$  m gezogen, so daß die im Gerät vorhandene Probe unten abgeschnitten wird.
9. Das Gerät vorsichtig anheben; besondere Vorsicht beim Heben über den Grundwasserspiegel. Während des Hebens muß noch gepumpt werden.
10. Kopf (b) und Schneide von dem Gerät, am besten liegend, abschrauben, die Probe aus dem Mantelrohr nehmen oder vorsichtig ausdrücken und entsprechend der „Entnahmeanweisung“ einparaffinieren, bezeichnen und versenden.

Von bindigen Böden werden auch Proben mit einem einfachen „Entnahmestutzen“ entnommen. Die Handhabung ist der des Entnahmegesäßes nach Casagrande ähnlich, nur wird kein Vacuum durch Pumpen erzeugt und die Schneide ist nicht abschraubbar. Auch das Abschneiden der Probe durch Draht fällt fort. In der Regel sind dann mehrere Stutzen (Rohre) im Gebrauch. Die Bodenprobe bleibt in dem Entnahmerohr, wird nur oben und unten mit Paraffin vergossen, beschriftet, verpackt, an die Untersuchungsstelle eingesandt und dort vorsichtig herausgedrückt. (Abb. Schraubenspindel im Gebrauch.)

## Beilage 4.

### Umrechnungstabelle zur Bestimmung des Wassergehaltes.

in % des Trocken- Gewichts	in % des Gesamt- Gewichts	Wassergehalt		
		in % des Gesamt-Volumens		
		$\gamma = 1,35$	$\gamma = 2,0$	$\gamma = 2,65$
5	4,76	6,3	9,1	11,8
10	9,1	11,9	16,7	21,1
20	16,7	21,3	28,6	34,8
30	23,1	28,8	37,4	44,4
40	28,6	35,1	44,5	51,4
50	33,3	40,2	50,0	56,8
60	37,5	44,8	54,5	61,3
70	41,1	48,6	58,4	65,0
80	44,5	52,0	61,5	68,0
90	47,3	54,9	64,1	70,3
100	50,0	57,5	66,7	72,5
200	66,7	73,1	80	84,3
300	75	80,2	85,7	89,0
500	83,3	87,0	91	93,0
800	88,9	91,5	94	95,5
1000	90,9	93,0	95,2	96,3

## Beilage 5.

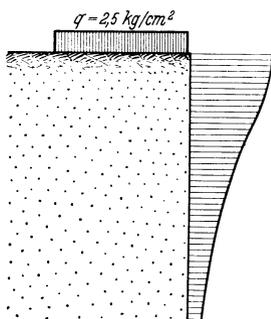
### Tabelle zur Bestimmung der Porenziffer aus dem Porenvolumen.

Porenvolumen in % des Gesamtvol.	Porenziffer	Porenvolumen in % des Gesamtvol.	Porenziffer
5	0,053	50	1,0
10	0,111	55	1,22
15	0,177	60	1,50
20	0,250	65	1,86
25	0,333	70	2,33
30	0,429	75	3,00
35	0,540	80	4,0
40	0,667	90	9,0
45	0,819	100	$\infty$

### Beispiel für die Berechnung der Druckverteilung im Baugrund mit Hilfe der Kurven von Steinbrenner<sup>1</sup>.

Die Steinbrennerschen Kurven gelten nur für Eckpunkte von Rechtecken. Soll also die maximale Beanspruchung des Baugrundes in Fundamentmitte bestimmt werden, so ist der Grundriß des Fundamentes in 4 gleiche Rechtecke zu unterteilen und die für einen Eckpunkt ermittelte Spannung mit 4 zu multiplizieren.

<sup>1</sup> Aus Aufsatz Steinbrenner, „Tafeln zur Setzungsberechnung“, Die Straße, 1934, H. 4.



Grundriß der Belastungsfläche

Abb. 94.

Es seien:

$$a = 4 \text{ m}$$

$$b = 2 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = 2$$

$$q = 2,5 \text{ kg/cm}^2.$$

c	$\frac{c}{b}$	$\frac{\sigma}{49}$	$\sigma$
1,0	0,5	0,238	2,38
2,0	1,0	0,2	2,0
3,0	1,5	0,157	1,57
5,0	2,5	0,093	0,93
8,0	4,0	0,047	0,47

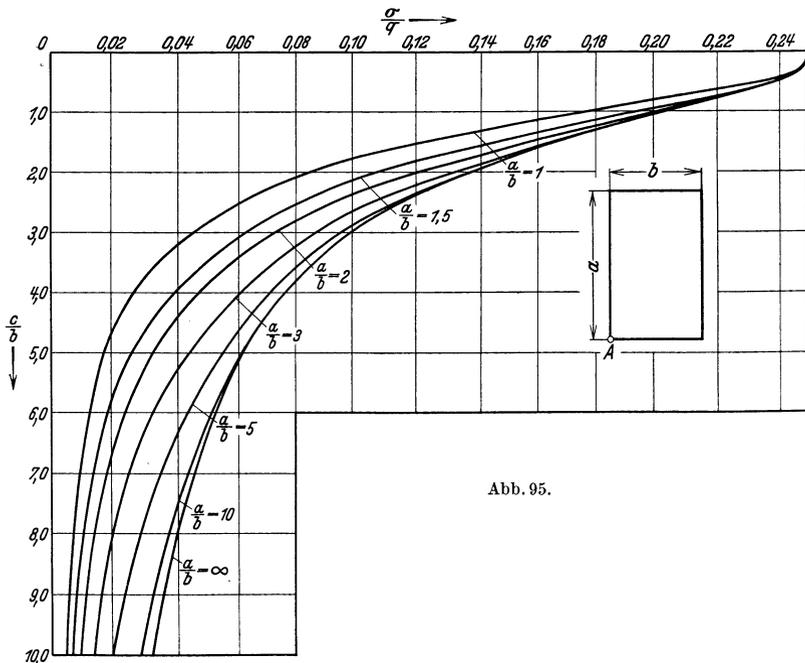


Abb. 95.

## IX. Stichwortverzeichnis.

- Abwalzen der Baugrundsohle 108.  
 Amplitude der Bodenschwingungen 49.  
 Anschluß der Straßendecke an Bauwerke 76.  
 Antikuagulationsmittel 27.  
 Aräometer 27.  
 Atterbergsche Konsistenzgrenzen 8, 23, 28.  
 Ausbildung der Bauingenieure für Baugrunduntersuchungen 57.  
 Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwingungen im Boden 49.  
 Ausrollgrenze 8, 23, 28.  
 Baugrundfragen 91.  
 Baugrunduntersuchung, Reihenfolge der 11.  
 Belastungen 92.  
 Beobachtungen an Bauwerken 127.  
 Bergbausenkung 65.  
 Bindige (kohäsive Böden) 7.  
 Bodenart, Bezeichnung der 3, 4, 12.  
 Bodenphysikalische Versuche 22.  
 Bodenpressungsdiagramm 104.  
 Bodenproben, Aufbewahrung der 21.  
 —, Bezeichnung der 18.  
 —, Entnahme von 13, 15, 17.  
 —, Verpackung der 19.  
 Bodenverfestigung 124.  
 Bohrgeräte 13.  
 Bohrverfahren 13.  
 Böschungswinkel 12.  
 Brückenbau 90.  
 Brückenverbreiterung 94.  
 Brunnengründung 123.  
 Chemische Zusammensetzung des Bodens 8.  
 Dämme 88, 92.  
 Dammschüttung 59.  
 Dreigelenkbogen 94.  
 Druckluftgründung 123.  
 Druckporenzifferdiagramm 37.  
 Druckversuch mit behinderter Seitenausdehnung 23, 35.  
 — mit unbehinderter Seitenausdehnung 7, 23, 31.  
 Druckverteilung 11, 44, 102.  
 Durchlässe 83, 93.  
 Durchlässigkeit 5.  
 — bindiger Böden 8.  
 — von Löß 9.  
 — von Sand 6.  
 Durchlässigkeitsversuch 24, 37.  
 Dynamische Bodenuntersuchung 4, 48.  
 — Festigkeit 52.  
 Eigenfrequenz 50.  
 Einrüttelungsfähigkeit 4, 6.  
 Einrüttelungsversuch 24, 25.  
 Einschlämmen 6.  
 Eisenbahnbau 84.  
 Elastische Eigenschaften des Bodens 48.  
 Elastizitätsmodul 23, 31, 52.  
 Entnahme von Bodenproben 13, 15, 17.  
 Entnahmegesetz 20.  
 Erdbau 58.  
 Erddruck 7, 92.  
 Erklärung bodenmechanischer Ausdrücke 130.  
 Erschütterungen 54.  
 Federkonstante 51.  
 Feldlaboratorium 56.  
 Festigkeitszahl 23, 30.  
 Flachgründungen 102.  
 Fließgrenze 8, 23, 28.  
 Fließsand 105.  
 Flügelspitzenpfähle 115.  
 Frostaufbruch 3.  
 Frosthebung 3, 79.  
 Frostschäden 8, 15, 74, 78.  
 Gleitflächen 72, 87.  
 Glimmergleichwert 6.  
 Grundpegel 129.  
 Gründungen 102.  
 Grundwasserabsenkung 14.  
 Grundwasserstand 4, 14.  
 Hauseinsturz 121.  
 Hochbau 97.  
 Industriebau 97.  
 Injektionen 66, 124.  
 Kaimauern 67.  
 —, Unfälle an 68.  
 Kanäle 66.

- Kapillare Steighöhe 8, 9.  
 Kapillarimeter 39.  
 Kapillaritätsversuch 24, 39.  
 Kegelprobe, schwedische 8, 23.  
 Klassifizierung von Böden 28.  
 Klebegrenze 8.  
 Kohäsion 7, 31, 35.  
 —, scheinbare 6.  
 Kohäsionslose Böden 5.  
 Kolloidschlamm 7.  
 Kombinierte Analyse 7, 27.  
 Kompressionsapparat 36.  
 Kompressionsversuch 35.  
 Korndurchmesser 4.  
 Kornform 4, 6.  
 Korngröße 4, 5, 6, 7, 9.  
 —, wirksame 28.  
 Kornverteilung 4, 7.  
 Löß 9.  
 Mantelreibung 47.  
 Mechanische Analyse 27.  
 Modellversuch 24, 54.  
 Moor 8, 77.  
 Moränenschutt 87.  
 Murgänge 87.  
 Negative Mantelreibung 47.  
 Oeltanks 107.  
 Organische Stoffe in Böden 8.  
 Ortopfähle 110.  
 Pfahlbelastungsversuche 111.  
 Pfahlgründungen 109.  
 Plastizitätsgrenze 8, 23, 28.  
 Plastizitätsziffer 23, 30.  
 Porenvolumen 4, 5, 22, 24.  
 — bindiger Böden 7.  
 Porenziffer 7, 23, 25.  
 Probelastung 11, 40.  
 — von Pfählen 46, 111.  
 — von Platten 41.  
 Probeentnahme 10.  
 Quarzsand 6.  
 Rammformeln 113.  
 Rammfähle 110.  
 Raumbgewicht 7, 23, 26.  
 Reibungsversuch 4.  
 Reibungswinkel 31, 33.  
 Resonanz 51.  
 Rutschungen 7, 8, 14, 15, 60, 74, 84, 85.  
 Sand (kohäsionslose Böden) 5.  
 Scherapparat 34.  
 Scherfestigkeit 6, 7, 23, 35.  
 Scherversuch 33.  
 Schlämmasanalyse 6, 7, 23, 27.  
 Schlick 4, 8.  
 Schluff 7.  
 Schrifttum 133.  
 Schrumpfgrenze 8.  
 Schubmodul 52.  
 Schürfen 13, 16, 17.  
 Schwellbeiwert 7.  
 Setzung (s. a. Zusammendrückung,  
 Verdichtung) 4, 8, 73, 74, 105.  
 Setzungsbeobachtungen 12, 105, 115.  
 Siebanalyse 23, 27.  
 Sondbohren 42.  
 Spezifisches Gewicht 7, 23, 25.  
 „Spickpfähle“ 109.  
 Staudämme 65.  
 Straßenbau 8, 73.  
 Tankanlage 106.  
 Tiefdrainagen 82.  
 Ton 4.  
 Tragfähigkeit 51.  
 — von Pfählen 112.  
 Tunnelbau 64, 89.  
 Ueberführungen 95.  
 Ungleichförmiger Sand 5.  
 Ungleichförmigkeitsgrad 28.  
 Verdichtung von Dämmen 64.  
 Verdichtungsbeiwert 7.  
 Verdichtungsfähigkeit von Sanden 5,  
 6, 7.  
 Verdichtungsnachprüfung 18, 75.  
 Verpackung von Bodenproben 19.  
 Versuchseinrichtung für dynamische  
 Versuche 50.  
 Volumenbeständigkeit 8.  
 Vorarbeiten für Klärung der Bodenver-  
 hältnisse 9.  
 Wasser- und Hafenbau 65.  
 Wassergehalt, natürlicher 7, 22, 24.  
 Wasserhaltung 67.  
 Winkel der inneren Reibung 7.  
 Zeitsetzungsdiagramm 37.  
 Zementinjektion 124.  
 Zusammendrückung (s. a. Setzung,  
 Verdichtung) 3, 7, 15.  
 Zylinderdruckversuch 31.

**Druckfehlerberichtigung.**

Auf S. 146 muß es in der Tabelle, Spalte 3 von links,  
statt  $\frac{\sigma}{49}$  richtig heißen:  $\frac{\sigma}{4q}$ .