

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: VIII. Baugrundforschung

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 13.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

VIII

Baugrundforschung.

Etude des terrains.

Research concerning building ground.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIII 1

Bodenuntersuchungen für den Bau der Storstrøm-Brücke in Dänemark.

L'auscultation du terrain pour la construction du pont Storstrøm, Danemark.

Soil Studies for the Storstrøm Bridge, Denmark.

A. E. Bretting,
Chief Engineer, Christiani & Nielsen, Copenhagen.

Einleitung.

In dieser Abhandlung werden die Bodenuntersuchungen beschrieben, die im Zusammenhang mit der in den Jahren 1933—37 für die Dänischen Staatsbahnen zu bauenden Storstrømbrücke ausgeführt wurden.

Der Unterbau, der nun beinahe vollendet ist, wird von der Firma Christiani & Nielson, Kopenhagen, ausgeführt. Die Firma Dorman, Long & Co. of Middlesborough, England, wurde mit der Konstruktion des Überbaues betraut.

Die Storstrømbrücke hat außer einer eingleisigen Eisenbahn, eine Automobilstraße und einen Gehweg. Die Brücke führt über den Storstrømmen Sund und verbindet damit die zwei Inseln Zealand und Falster.

Die Gesamtlänge der Brücke ist ungefähr 3200 m; sie besitzt 51 Pfeiler. Der Storstrømmen Sund hat eine mittlere Tiefe von 8 m, die Pfeilergründungen, die 2—3 m unter dem Sund-Bett liegen, stehen direkt auf Lehm. Die größte Fundamenttiefe beträgt 16 m.

Der Baugrund der Fundamente besteht aus glazialem Lehm von verschiedener Zusammensetzung, unter der Lehmschicht befindet sich Kreide in größerer Ablagerung, wie aus dem Schnitt der Fig. 1 ersichtlich ist. Auf Grund der geringen Schwankungen der Wassertiefe erwies es sich als zweckmäßig, für die große Anzahl von Pfeilern so gut als möglich die Pfeilergründungen für die Mehrzahl der Pfeiler zu vereinheitlichen.

Da, wo der Lehm, auf welchem die Pfeiler zu stehen kamen, genügende Festigkeit zeigte, wurde die Baugrube leer gepumpt und die Fundationssohle der Pfeiler auf übliche Art und Weise betoniert. Bei weicherem Baugrund wurde die Sohle unter Wasser betoniert und dann erst die Baugrube leer gepumpt, worauf der Pfeiler wieder auf übliche Weise hergestellt wurde.

Von diesen zwei Baumethoden soll hier nur die erste beschrieben werden, da sie die größten Beanspruchungen im Lehm am Grunde der Baugrube und in den Stahlspundwänden des Fangdammes hervorrief. Diese Methode war

außerdem durch den erzielten raschen Bauvorgang (Bau des Pfeilers bis Kote + 3 m in weniger als einem Monat) und durch die an den Stahlspundwänden vorgenommenen Spannungsmessungen bemerkenswert.

Diese Baumethode wurde für 34 Pfeiler verwendet und ergab überall zufriedenstellende Resultate.

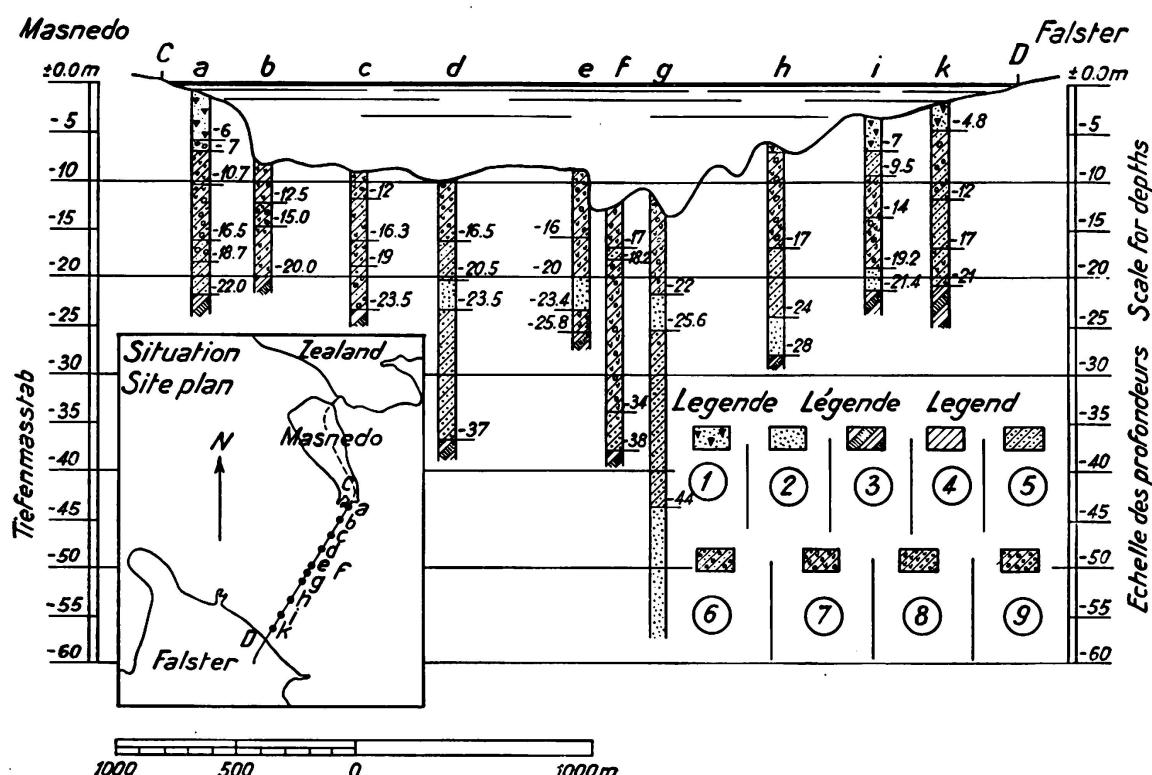


Fig. 1.
Geologischer Schnitt

- | | |
|------------------|-----------------------------|
| 1) Schlamm | 6) Ton mit Sand und Steinen |
| 2) Sand und Kies | 7) Ton mit Kalk und Steinen |
| 3) Kreide | 8) Ton mit Kalk |
| 4) Ton | 9) Ton mit Steinen |
| 5) Ton mit Sand | |

Der in Fig. 2 dargestellte ringförmige schwimmende Fangdamm wird als sogenannte „Einheit“ bezeichnet und fand für den oberen Teil der Baugrube Verwendung. Diese Einheit wurde schwimmend zur Baustelle befördert, wo sie durch Wasserauflast abgesenkt wurde. Als Führung beim Absenken dienten zum voraus, längs des Umfanges, gerammte kurze Holzpfähle.

Die äußere Wand der Einheit stimmt in ihrer Form mit der Sohlenplatte überein. Eine Stahlspundwand wurde zum voraus an dem Umfange der Einheit befestigt. Diese Spundwand wurde unter Wasser mit einem Mac Kiernan Terry-Hammer gerammt, bis ihre obere Kante ungefähr bündig war mit der Unterkante der Einheit. Die keilförmige Fuge zwischen der Außenseite der Einheit und der Stahlspundwand wurde durch Hanfseile abgedichtet; dann wurde

das Wasser herausgepumpt. Bisweilen mußte bei diesen Arbeiten durch Taucher nachgeholfen werden. Die Baugrube wurde trocken gelegt, sodaß mit dem Aushub begonnen werden konnte. Während der Aushub vor sich ging, konnten Spannungsmessungen an den Stahlspundwänden und Festigkeitsmessungen am Lehm der Baugrube ausgeführt werden.

Es wurden keine Verstrebungen eingebaut. Die Einheit war so gebaut, daß sie den gesamten Wasserdruck von außen und den Auflagerdruck der Spundwand aufnehmen konnte. Das untere Ende der Spundwand wurde im Lehm festgehalten.

Nach beendigtem Aushub wurde die Sohle betoniert, die sich an die Spundwand anlegt; diese wurde im Pfeiler als Schutz gegen Auskolkungen belassen.

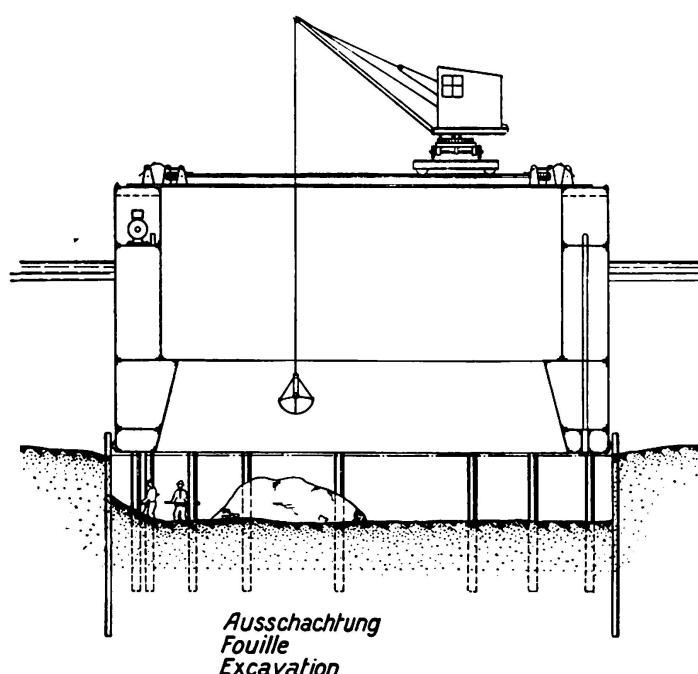


Fig. 2.

Gründung mit Hilfe von versetzbaren Senkbrunnen.

Die innere Wandung der Einheit diente zugleich als Schalung für den unteren Teil des Pfeilers, welcher nur bis 3 m unter Wasserspiegel betoniert wurde. Nach Erhärten des Betons wurde die Einheit entfernt und kam zu neuer Verwendung an einem andern Pfeiler derselben Art.

Derjenige Teil des Pfeilers, welcher 3 m unter und 3 m über Wasserspiegel zu liegen kommt, wurde als unten offener Eisenbeton-Kasten auf einer Ablaufbahn hergestellt und erhielt auf der Außenseite eine Granitverkleidung.

Dieser Kasten wurde mittels eines auf der Ablaufbahn stehenden Wagens ins Wasser gelassen und dann zwischen zwei Pontons aufgehängt und auf diese Weise zur Pfeilerbaustelle befördert, wo er in seine genaue Lage heruntergelassen wurde. Vorgängig dieser Arbeit wurde auf den Kasten bei Kote + 3 m eine Asphaltabdichtungsmasse angebracht, welche erlaubte, daß das Wasser sofort ausgepumpt und hernach der Kasten mit Beton gefüllt werden konnte.

Der obere Teil des Pfeilers wurde auf übliche Weise unter Gebrauch von Stahlschalungen betoniert.

Die statischen Verhältnisse der Spundwand waren, wie oben erwähnt, außerordentlich klar, speziell dadurch, daß die Deformation der Spundwand eine offene Fuge zwischen der Außenseite der Wand und dem Lehm hervorrief, wodurch im Falle des Versagens der Wasserdruck bis ans untere Ende der Spundwand wirken würde.

Dieser Zustand wurde als der ungünstigste betrachtet und die Stahlspundwand wurde für diese Verhältnisse berechnet, einschließlich eines Zuschlages für hohen Wasserstand. Der Berechnung wurden Spannungen in der Nähe der Elastizitätsgrenze zugrunde gelegt.

Der Widerstand des Lehmes konnte natürlich nicht mit so großer Genauigkeit ermittelt werden wie diejenige der Stahlspundwand. Es wurde daher in die aus Laboratoriumsversuchen gefundenen Werte für Schubkräfte im Lehm, ein Sicherheitsfaktor von ungefähr 1,5 eingeführt. Die Laboratoriumsversuche wurden mit dem weiter unten beschriebenen Konus-Apparat bestimmt.

Bohrungen und Muster-Entnahme.

Bevor über die Fundationsart und die Stahlspundwand eine Entscheidung getroffen wurde, wurden mehr als hundert Bohrungen an den Baustellen für die Pfeiler vorgenommen. Jeder Bohrung wurden mehrere Bodenmuster zur Prüfung im Laboratorium entnommen.

Die Bohrungen wurden in herkömmlicher Weise als Waschbohrungen ausgeführt. Zwei Bohrmaschinen befanden sich auf einem großen Ponton, sodaß gleichzeitig zwei Bohrungen vorgenommen werden konnten. Detaillierte Protokolle über die Bohrarbeiten wurden aufgestellt, diese enthalten Angaben über die Bohrgeschwindigkeit unter den verschiedenen Bedingungen und die genaue Lage der Musterentnahme usw. Um die Bodenmuster, welche in kurzen Abständen der Bohrung entnommen wurden, in möglichst ungestörtem Zustande zu erhalten, wurde ein spezielles hydraulisches Lehmentnahmegerät hergestellt. Dieses Gerät ist dargestellt in Fig. 4, während die allgemeine Anordnung der Musterentnahme aus Fig. 3 ersichtlich ist. Das Gerät zur Musterentnahme ist so konstruiert, daß Bodenmuster von ungefähr 48 mm Durchmesser der Bohrung entnommen werden können.

Das Instrument besteht aus einer Stahlschneideröhre, ausgefüllt mit einem dünnen Messingrohr, in welches das Bodenmuster während der Entnahme eindringt. Die Schneideröhre ist mit einem Kolben in Verbindung, welcher sich in einem Zylinder von ungefähr 76 mm Durchmesser bewegt. In der Mitte des Zylinders ist eine feste Führungsstange, welche in einem untern Abschlußzapfen (Abschlußkolben) endigt. Dieser letztere wirkt als Kolben in der Messingröhre, wenn diese Röhre zusammen mit der Stahlschneideröhre und dem Hauptkolben im Zylinder sich durch Wasserdruck, welcher auf die obere Seite des Hauptkolben drückt, sich im Zylinder nach abwärts bewegt. Das Wasser unter dem Hauptkolben entweicht durch die Bohrung der Führungsstange.

Der Musterentnehmer wird durch Druckrohre betätigt, wie in Fig. 5 gezeigt, die mit Hilfe von konischen Gewinden dicht verschraubt sind. Das Ganze wird mit einem Umhüllungsrohr, siehe Fig. 3, heruntergelassen; dabei befindet sich

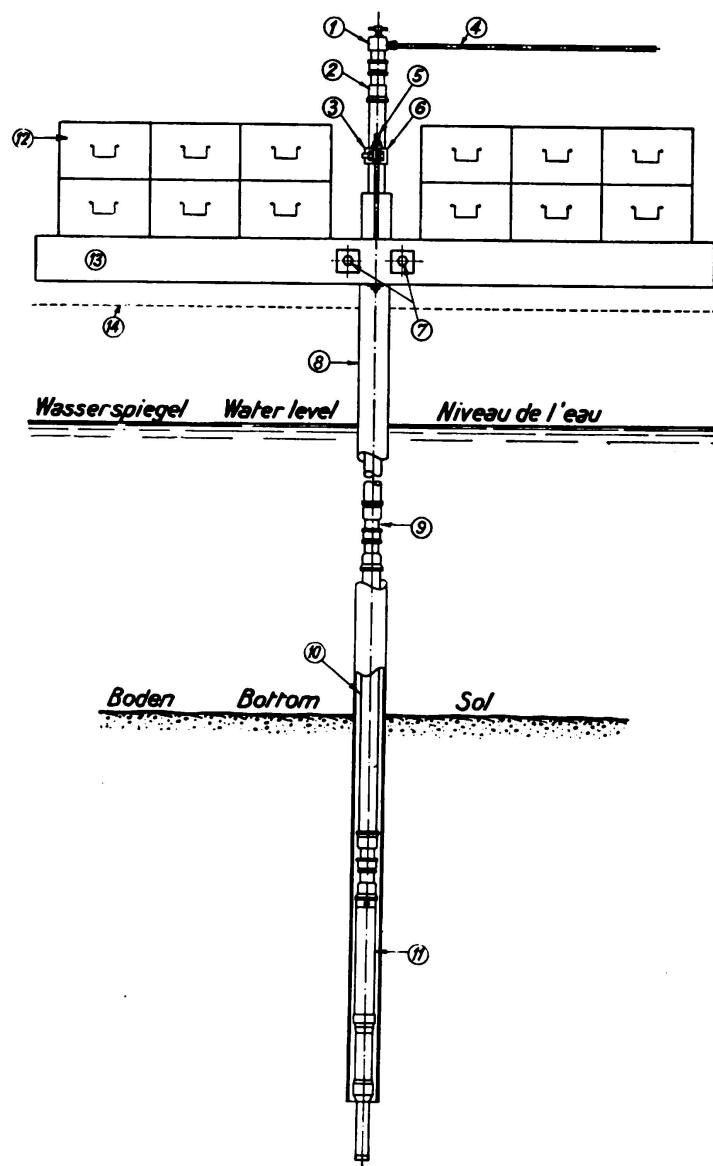


Fig. 3.

Entnahme von Tonproben mit dem hydraulischen Apparat

- | | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| 1) Verschlußkappe mit Luftventil | 8) Mantelrohr. |
| 2) Muffe | 9) Kupplung. |
| 3) Klemmstück | 10) Druckwasserrohr. |
| 4) von Druckwasserpumpe | 11) Hydraulischer Kolbenbohrer. |
| 5) 2 Stück 5/8" Bolzen. | 12) Sandkasten (oder Roheisen). |
| 6) 2 Stück 3/4" Bolzen. | 13) Belastungsbalken. |
| 7) 2 Stück 1" Bolzen. | 14) Deck vom Prahm. |

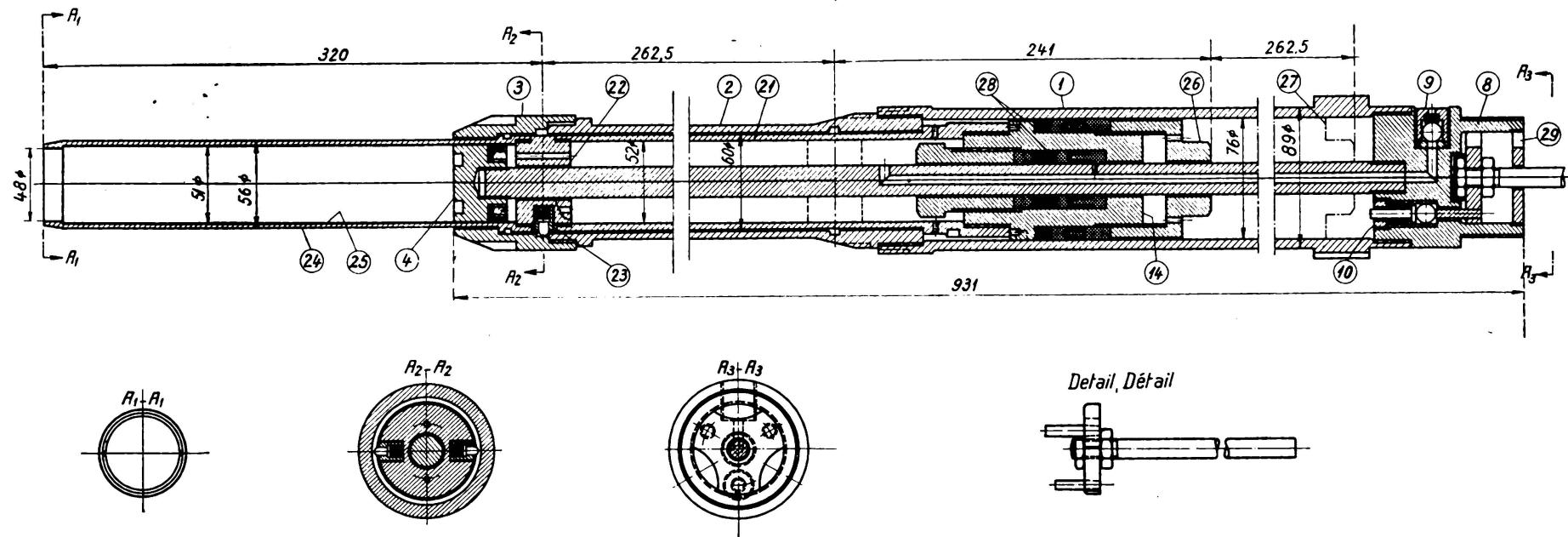


Fig. 4.

Hydraulisches Probe-Entnahmegerät für den Ton.

Hydraulischer Kolbenbohrer. Detail.

Note: Kolben in der niedrigsten Stellung.

Erklärungen:

- 1) Hauptzylinder.
- 2) Zylindervorsatz.
- 3) Kopfmutter.
- 4) Zylinderabschlußstück.
- 8) Zylinderkopf.
- 9) Auslaßventil.
- 10) Einlaßventil.
- 14) Kolbenkopf.

- 21) Kolbenvorsatz.
- 22) Kolbenboden.
- 23) Federbelastete Zapfen.
- 24) Rohrstanze.
- 25) Probeentnahmerohr.
- 26) Sechseckiger Kopf.
- 27) Obere Stellung des Kolbens.
- 28) Hanfpackungen.
- 29) Eintritt des Druckwassers.

der Kolben in seiner obersten Lage und das untere Ende der Schneideröhre ist bündig mit dem untern Zapfen, bis das Ganze den Boden erreicht. Weiches Material am Boden wird auf diese Weise verdrängt. Die Druckröhre wird mit einer Klammer festgeschraubt und mit den Belastungsbalken verbunden, welche ihrerseits mit dem Umhüllungsrohr verschraubt sind. Die Träger werden mit Sand gefüllten Kisten oder Eisenbarren belastet, wodurch der zur Musterentnahme nötige Druck hergestellt wird.

Mit Hilfe einer Druckpumpe wird durch die Zuführungsrohre Wasser in den Zylinder eingeleitet, welches bewirkt, daß sich der Kolben so bewegt, daß die

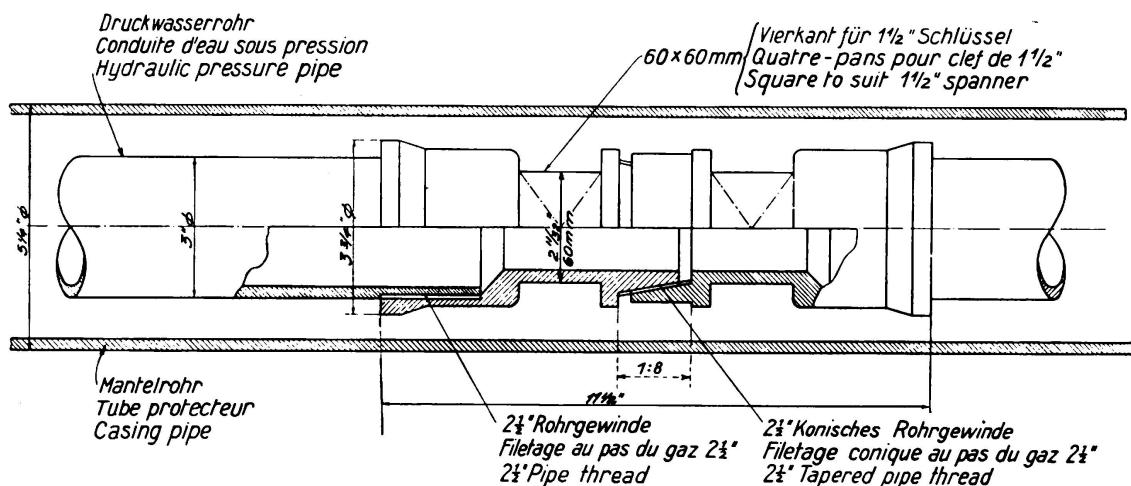


Fig. 5.
Verbindung der Druckwasserrohre.

Schneideröhre in den Boden eindringt und dadurch das Lehmmuster heraus-schneidet.

Hat der Kolben seine unterste Lage erreicht, was durch plötzliche Druckzunahme am Manometer der Pumpe festgestellt werden kann, so wird der Kolben automatisch in dieser Lage festgehalten. Die Apparatur wird dann hochgezogen und die aufgeschraubte Kappe entfernt, wodurch die das Muster enthaltende Röhre entnommen werden kann. Die Beschaffenheit des Musters wird sofort nach der Entnahme durch Prüfung in einem einfachen Konus-Apparat, auch Federwaage Konus genannt, festgestellt, worauf die das Muster enthaltende Messingröhre mittels Kappen und Klebeband an beiden Enden verschlossen wird zur Übersendung und weiteren Prüfung im Laboratorium.

Der Musterentnahmefähigkeits-Apparat wurde für einen normalen Arbeitsdruck von maximum 50 Atm., welcher einem Druck an der Schneide von ungefähr 2 t entspricht, hergestellt.

Es zeigte sich, daß die mit diesem Apparat entnommenen Muster viel weniger Störungen ausgesetzt sind, als Muster die mit einfacherer Apparatur, welche durch Schläge in den Boden eingetrieben wird, dem Boden entnommen werden.

Laboratoriumsversuche.

Die Muster wurden durch den Verfasser im Bauforschungs-Laboratorium der Königl. Technischen Hochschule Kopenhagen geprüft.

Die im Laboratorium vorgenommenen Prüfungen bezogen sich auf: Wassergehalt, Plastizität, Schrumpfung und Fließgrenze, spezifisches Gewicht, granulometrische Zusammensetzung (Kornzusammensetzung), Zusammendrückbarkeit, Durchlässigkeit und Zylinderfestigkeit. Ein Apparat zur direkten Prüfung des

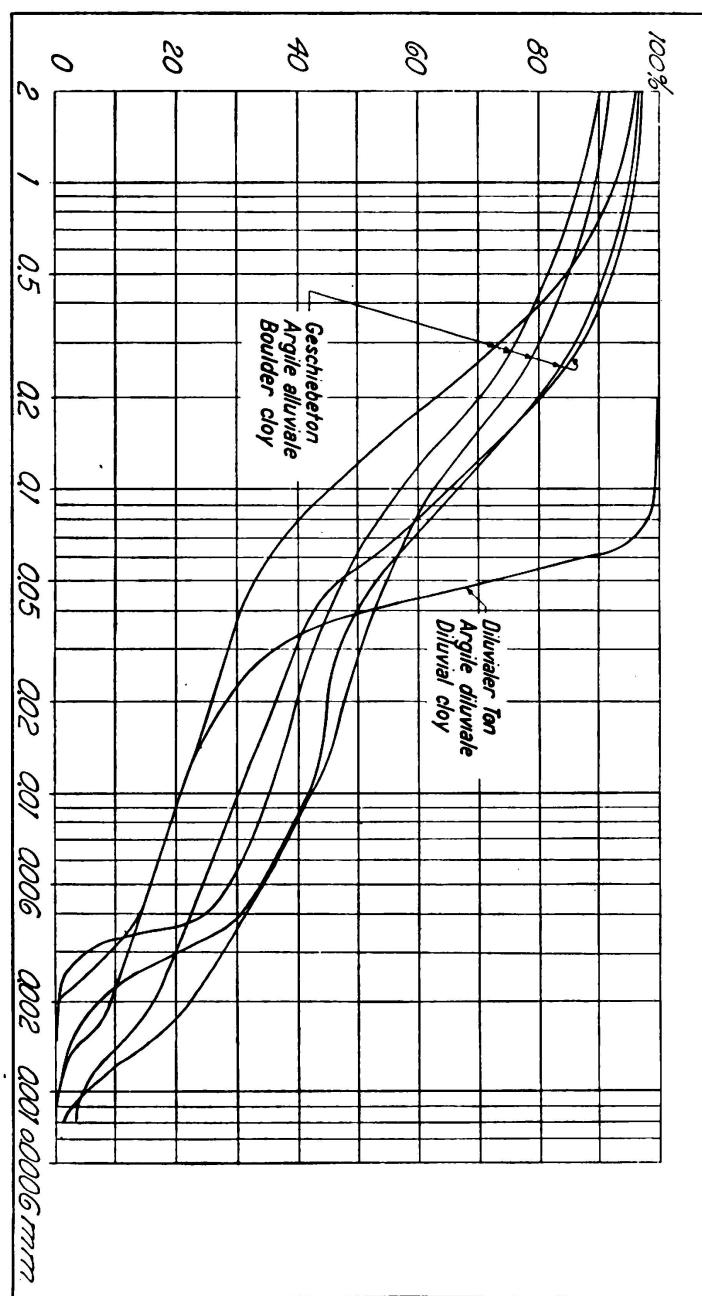


Fig. 6.
Einige typische Kurven der Korngrößen.

Schubwiderstandes war nicht vorhanden, aber einige direkte Prüfungen auf Schub wurden durch das Laboratorium für Schiffbau und Wasserbau in Berlin vorgenommen.

Die Hauptversuche über die Beschaffenheit (Konsistenz) der Muster wurden mit dem vom Autor im Jahre 1930 entwickelten Kegel-Apparat, welcher nachfolgend beschrieben ist, durchgeführt.

Außerdem wurden sämtliche Muster durch Frau *E. L. Mertz* vom dänischen geologischen Dienst, geologisch untersucht. Der Lehm von Storstrømmen ist ein eiszeitlicher Blocklehm der bis zu 50 % Kreide enthält.

In größeren Tiefen wird meistens diluvialer Lehm und diluvialer Sand mit variablem Tongehalt angetroffen. Diese diluviale Ablagerung ist viel weniger tragfähig als der Blocklehm und ist außerdem viel empfindlicher gegen Störungen. Durch Neuaufbereitung des diluvialen Lehmes verringert sich seine Festigkeit im allgemeinen um 15—25 %, verglichen mit dem ungestörten Muster.

Der Wassergehalt des Blocklehmes schwankt zwischen 10 und 15 % des Trockengewichtes, für den diluvialen Lehm beträgt der Wassergehalt 18—26 %.

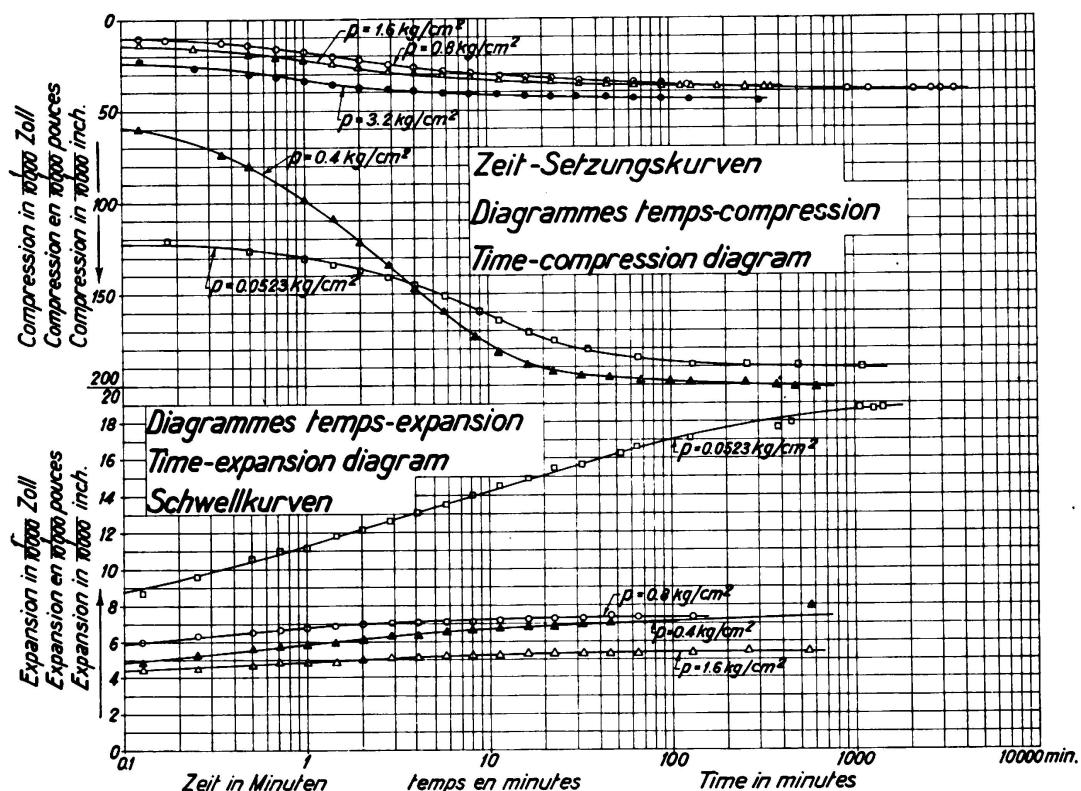


Fig. 7.
Zeit-Zusammendrückungs- und Zeit-Ausdehnungs-Diagramme.

Für Blocklehm wurde die Schrumpfgrenze zu 8—10 % ermittelt und die Grenze der Plastizität zu 10—13 %, während seine Fließgrenze 20—22 % beträgt.

Charakteristische Kurven über die granulometrische Zusammensetzung (Kornzusammensetzung) zeigt Fig. 6, außerdem wurden einige Druckversuche ausgeführt, wovon ein Beispiel in Fig. 7 gezeigt wird.

Da der Wassergehalt des Blocklehms, auf welchen die meisten Pfeiler zu stehen kamen, gering ist, durfte angenommen werden, daß die Setzungen nur klein ausfallen werden, was durch vorgenommene Messungen an einzelnen Pfeilern bestätigt wurde.

Der zur Prüfung der Konsistenz des Lehmes verwendete Kegel-Apparat ist in Fig. 8 und 9 zur Darstellung gebracht.

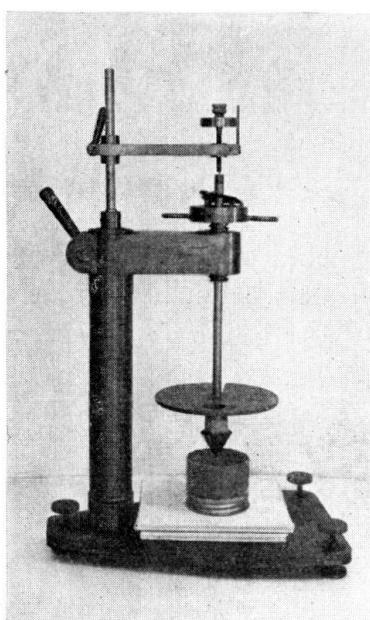


Fig. 8.
Kegelapparat (Photo).

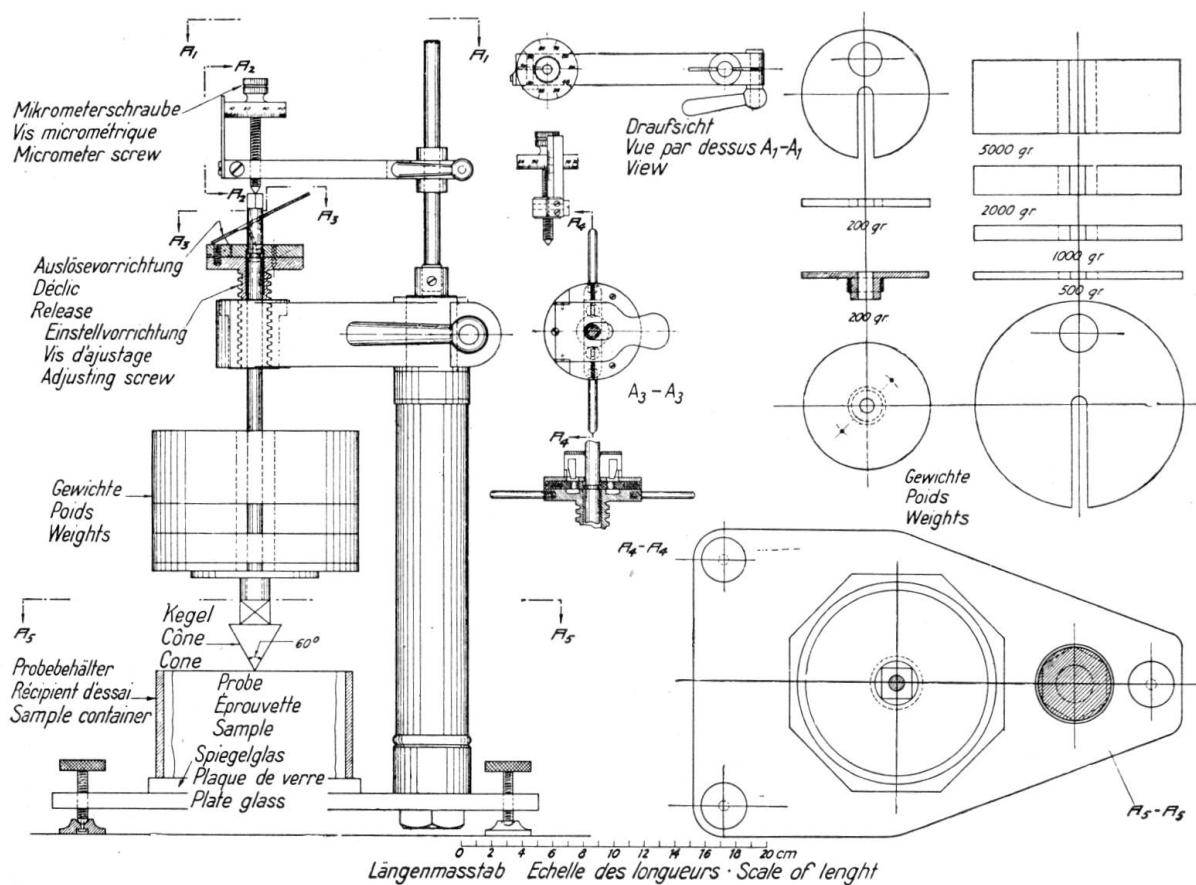


Fig. 9.
Zeichnung des Kegelapparates (Einzelheiten).

Der Kegel mit einem Winkel von 60° wird mit verschiedenen von 0,3 kg bis 12 kg schwankenden Gewichten belastet, und dann heruntergeschraubt bis seine Spitze die Oberfläche des Lehmes berührt. Der das Lehmmuster enthaltende Messingzylinder wird mit einer Säge zerschnitten, so daß der Lehm während des Prüfvorganges durch einen Messingring umhüllt bleibt. Die Mikrometerschraube wird vor Beginn der Untersuchung eingestellt, worauf der mit Gewichten be-

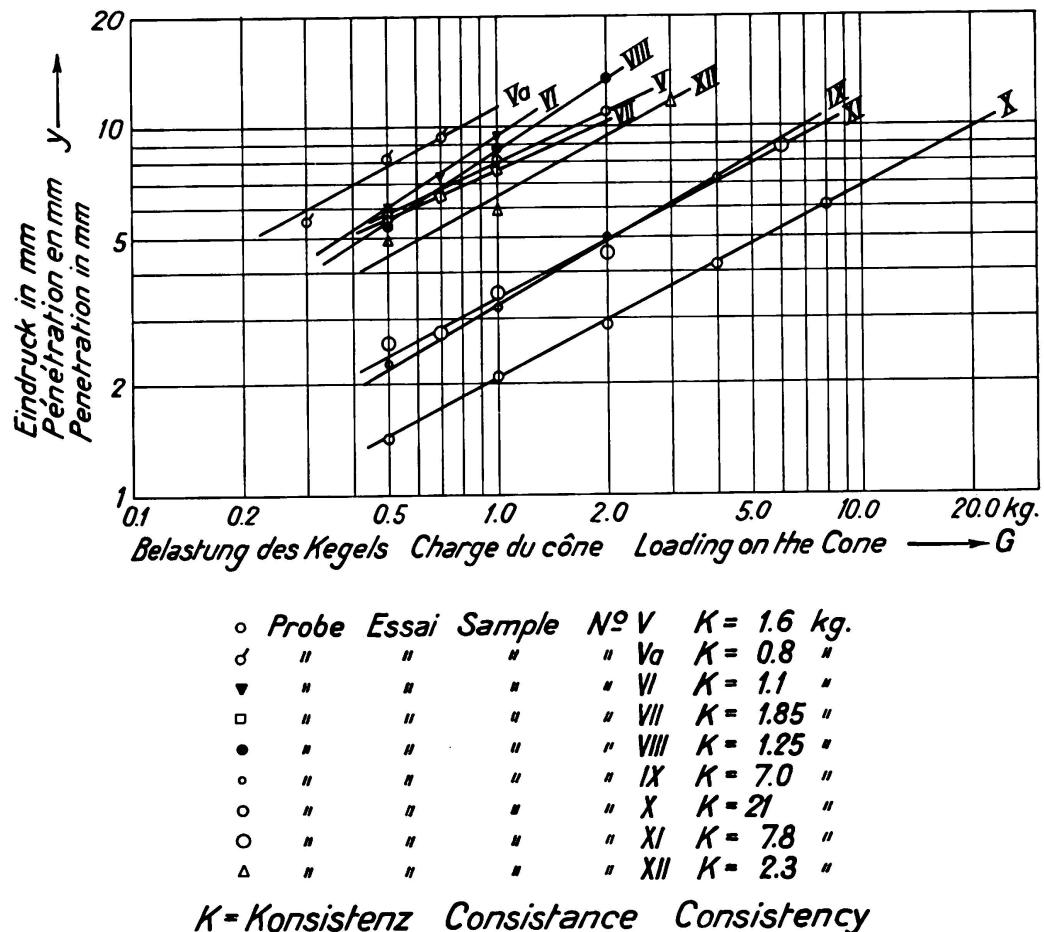


Fig. 10.

Ergebnisse von Versuchen mit dem Kegelapparat.

lastete Kegel gelöst wird. Die dadurch entstandene Eindringung wird mit der Schraube gemessen.

Der Versuch wird mit verschiedenen Gewichten durchgeführt und für jede Belastung werden mehrere Messungen vorgenommen. Die mittleren Eindringungswerte y in mm werden für das verwendete Gewicht auf doppellogarithmischem Papier aufgezeichnet, als Abszissen das Gewicht und als Ordinaten die Eindringung, die Ergebnisse zeigt Fig. 10. Die aufgetragenen Werte ergeben ungefähr eine gerade Linie und die Neigungen dieser Linien zur Horizontalen sind für die gleiche Lehmart ungefähr konstant.

Die Konsistenz des Lehmes wird ausgedrückt als das Gewicht desjenigen Kegels, der eine Eindringung von 10 mm erzeugt.

Die Resultate folgen dem Gesetz:

$$G = K \cdot \left(\frac{y}{10} \right)^n$$

Für den Blocklehm von Storstrømmen hat n einen mittleren Wert von 1,75.

Die Konsistenz K kann ausgedrückt werden in der Form

$$K = G \cdot \left(\frac{10}{y} \right) 1,75.$$

Der Vorteil dieses Apparates liegt darin, daß auf Grund der großen Gewichte Eindrückungen erzielt werden, die leicht zu messen sind, die durch kleine Steine im Lehm verursachten Fehler können leicht eliminiert werden, dadurch, daß eine größere Anzahl von Messungen durchgeführt wird. Die für einige Beispiele durchgeführten Messungen sind in Fig. 11 dargestellt.

Versuche wurden mit ungestörtem und aufbereitetem Lehm durchgeführt. Die Diagramme zeigen ferner auch die Resultate, wie sie mit der Kegelfeder-Waage an der Baustelle gefunden wurden. Dieser Apparat wurde von Herrn Godskesen, Zivil-Ingenieur, konstruiert. Der Vergleich der Versuchs-Resultate der Kegelfeder-Waage mit denjenigen des bereits beschriebenen Kegelapparates ergab, daß für den Federkegelapparat im Mittel 40 % höhere Werte für die Konsistenz erhalten wurden.

Es scheint, daß die Lehmmuster, die sofort nach der Herausnahme aus der Bohrung geprüft wurden, höhere Konsistenzwerte ergaben, als die im Laboratorium mit derselben Methode geprüften Muster. Der Grund dazu ist wahrscheinlich auf inneres Schwellen zurückzuführen. Auf Grund von Beobachtungen während der Bauausführung der Pfeiler ist der Autor jedoch nicht unter dem Eindruck, daß die im Laboratorium gefundenen Werte ein zu ungünstiges Resultat darstellen wie anfänglich angenommen wurde. Es scheint, daß ein ähnliches Schwellen im Lehm der Baugrube stattgefunden hat, zur Zeit als die Baugrube leer gepumpt und daher der Lehm vom Wasserdrucke befreit war. Auch scheint die Geschwindigkeit des Arbeitsvorganges von Wichtigkeit zu sein, indem nämlich der Widerstand des Lehms sich verringerte, wenn die Baugrube aus irgend einem Grunde länger als erwünscht trocken gehalten wurde.

Eine Reihe von Vergleichsversuchen wurden im Laboratorium hergestellt zur Feststellung des Zusammenhangs zwischen Kegelkonsistenz und Zylinderfestigkeit. Die Zahl der Versuche für diesen Zweck kann jedoch kaum als genügend betrachtet werden und weitere Versuche sind daher erwünscht.

Die Zylinderversuche jedoch wurden mit langsam zunehmender Belastung ausgeführt, so daß man annehmen muß, daß sich die innere Reibung mehr oder weniger geltend machte. Für die Bauausführung, wo die Baugrube nur für kurze Zeit trocken blieb, ist dies jedoch kaum der Fall und für die Berechnungen wurde angenommen, daß nur die Kohäsion des Lehmes von Einfluß auf seinen Widerstand war und daß deshalb die innere Reibung vernachlässigt werden kann.

Gemäß der oben erwähnten Zylinderversuche wurde eine Bruchfestigkeit d in kg/cm² von d = 0,5 K (K = Konsistenz in kg) gefunden. Unter Vernachlässigung der Reibung ergab sich eine Schubfestigkeit des Lehmes von e = 0,5 · d und damit c = 0,25 · K.

Praktische Erfahrungen zeigten jedoch, daß dieser Wert der Schubfestig-

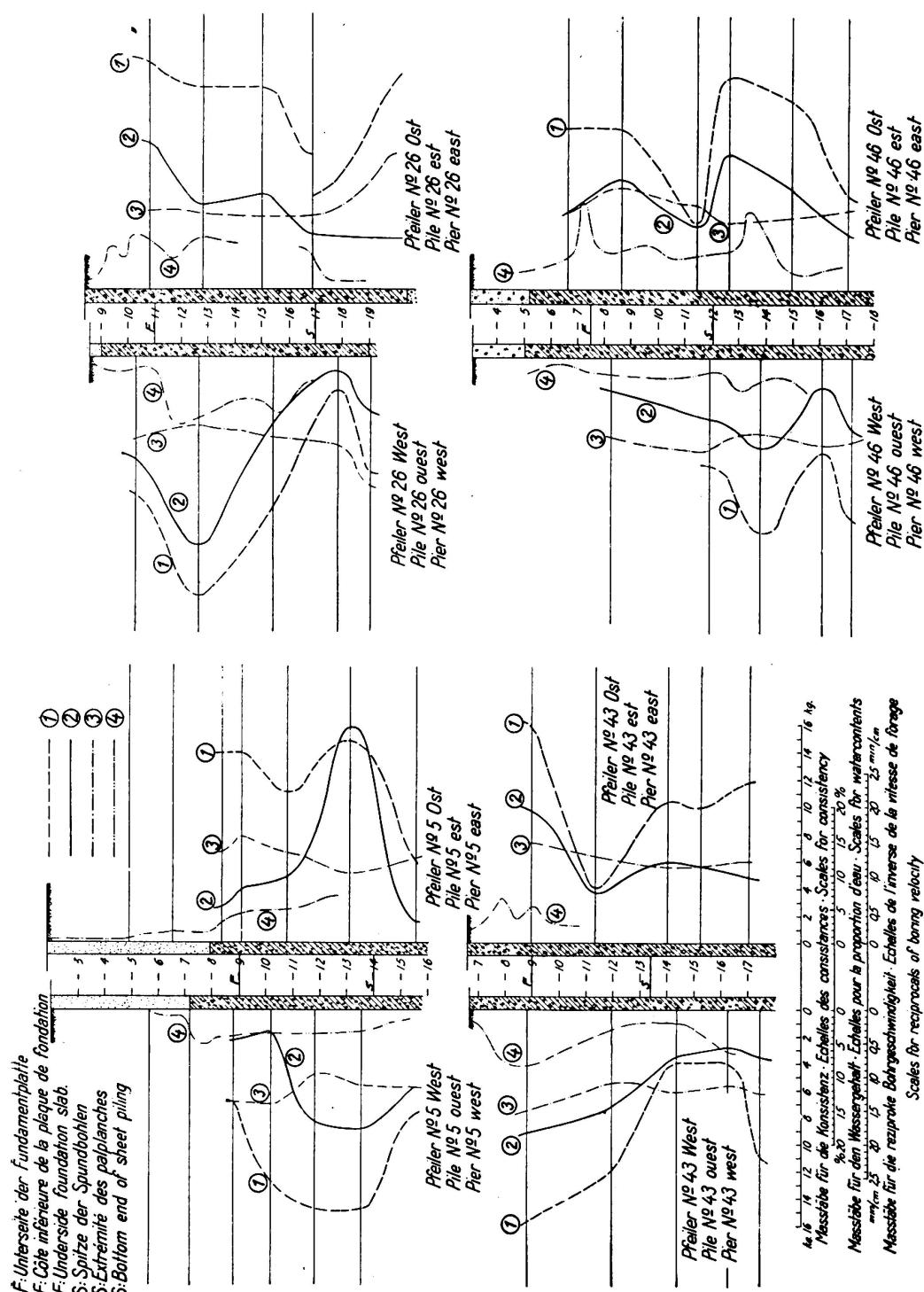


Fig. 11.

Typische Konsistenz-Kurven.

- 1) Konsistenz auf der Baustelle bestimmt (Federkegel).
- 2) Konsistenz im Laboratorium bestimmt.
- 3) Wassergehalt in Prozent der Trockensubstanz.
- 4) Reziproke Bohrgeschwindigkeit.

keit zu hoch ist. Die Erklärung dazu ist teilweise in dem langsamen Vorgang der Zylinderversuche zu suchen und teilweise begründet durch die Tatsache, daß der Lehm in der Baugrube wahrscheinlich während des Auspumpens der Baugrube in seinem Zusammenhang gestört wurde. Versuche mit vollständig neu aufbereitetem Lehm zeigten, daß die Konsistenz sich um ungefähr 45 % der Konsistenz des ungestörten Lehmes reduzierte. Bei den angewandten praktischen Berechnungen wurde jedoch die Schubfestigkeit des Lehmes nur zu

$$c = 0,1 \cdot K,$$

angenommen. Nachprüfungsmeßungen, ausgeführt an der Stahlspundwand, zeigten, daß dieser Wert ziemlich genau mit der wirklichen Widerstandsfähigkeit des Lehmes übereinstimmt.

Nach Auffassung des Verfassers entspricht der an undurchlässigem Lehm durchgeführte Kegel-Versuch der Kohäsion des Lehmes. Auf Grund der großen Schnelligkeit dieser Versuche kann die innere Reibung vernachlässigt werden. Die so erhaltenen Versuche, stimmen mit der aus tatsächlichen Beobachtungen gefundenen Schubfestigkeit überein. Das Verhältnis zwischen Kohäsion und Konsistenz kann nicht als konstant angesehen werden und muß für jede Lehmart neu bestimmt werden.

Statische Berechnung der Stahlspundwand.

Eine einfache Berechnungsmethode zur Bestimmung der benötigten Rammtiefe der Spundpfähle unter Fundamentsohle wurde gesucht, für welche die Schubfestigkeit des Lehmes nicht überschritten wird, außerdem zur Bestimmung der in den Spundpfählen auftretenden Biegemomente.

Wie bereits eingangs erwähnt, erfolgte die Dimensionierung unter der Annahme, daß die Stahlspundwand bis zu ihrem untern Ende nach einwärts gebogen werde und daß auf sie einen Wasserdruck einschließlich 1 m Wasserröhre für außergewöhnliche Verhältnisse auszuhalten habe. Es wird angenommen, daß der Wasserdruck auf der ganzen Höhe der Spundwand zur Wirkung kommt (Fig. 12 a).

Unter diesen Verhältnissen muß angenommen werden, daß der Lehm die Grenze seiner Festigkeit erreicht hat und daß die Biegemomente in der Spundwand ein Maximum sind. In den Berechnungen wurde eine Schubfestigkeit (Kohäsion) des Lehmes von $c = \frac{2}{3} \cdot 0,1 K$, eingeführt, womit ein Sicherheitsfaktor des Lehmes von 1,5 beabsichtigt war.

Innerhalb der Spundwand muß der Wasserdruck in den Poren des Lehmes von seinem vollen Werte am untern Ende der Wand und außen auf Null an der Fundamentsohle abnehmen. Zur Vereinfachung wird der Verlauf dieses Druckes gradlinig angenommen, wie Fig. 12 b zeigt. In dieser Figur sind die Wasserdrücke zu beiden Seiten der Wand angegeben, wie auch ihre Unterschiede. Das Druckgefälle wird ausgedrückt wie folgt:

$$\alpha = \frac{v + d}{d} = 1 + \frac{v}{d}$$

d. h. der innere Auftrieb des Lehmes ist gleich dem gewöhnlichen statischen Auftrieb multipliziert mit $\left(1 + \frac{v}{d}\right)$.

Für den resultierenden Wasserdruk wird die Spundwand gegen den Lehm gedrückt. Die Gleitfläche wird unter 45^0 angenommen. Der in Fig. 12c eingezeichnete Erddruckkeil BDE ist folgenden äußeren Kräften unterworfen: Der horizontalen Reaktionskraft Q der Spundwand, einer vertikalen Kraft G gleich dem Gewicht des Keiles vermindert, um den Auftrieb, der Kohäsionskraft $c \cdot m \sqrt{2}$ längs der Gleitfläche DE wirkend und einer unbekannten Reaktionskraft N normal zu der Ebene DE.

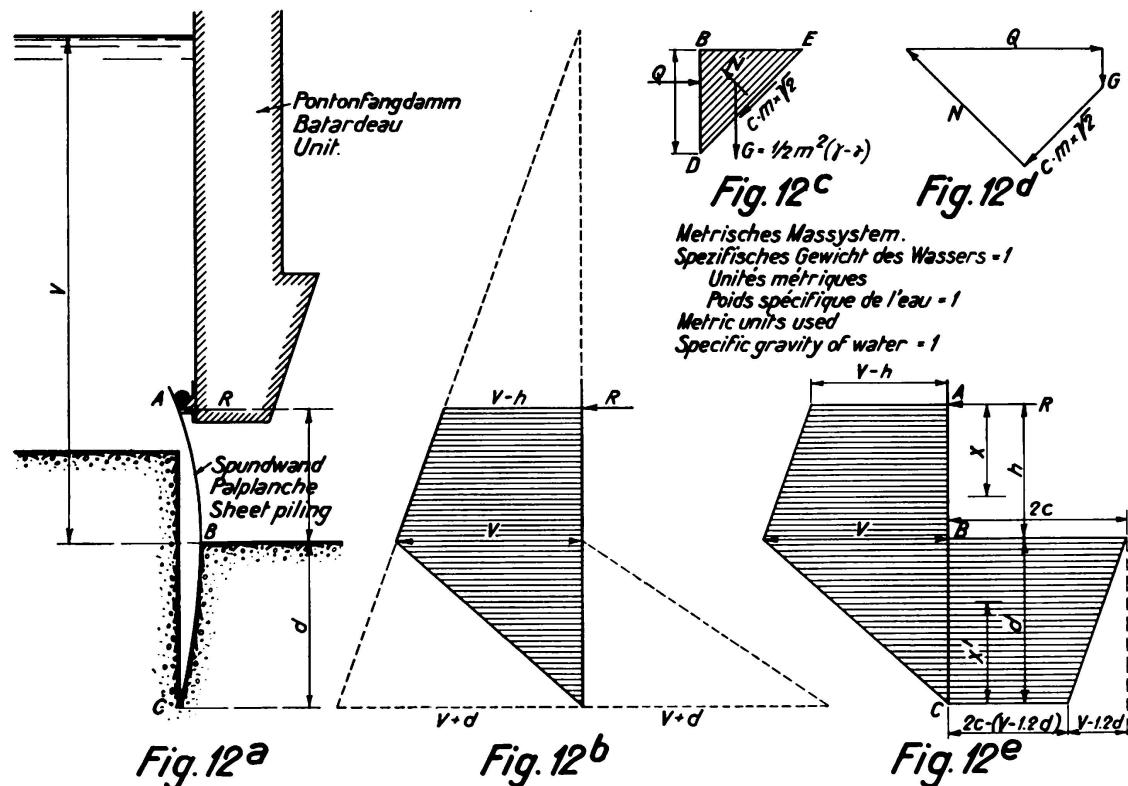


Fig. 12.
Berechnung der Spundwand.

Da das spezifische Gewicht γ des Lehmes für seinen wirklichen Feuchtigkeitszustand als 2,2 (spezifisches Gewicht von Wasser = 1) angenommen werden kann, erhält man für G den folgenden Ausdruck:

$$G = \frac{m^2}{2} \left[2,2 - \left(1 + \frac{v}{d} \right) \right] = m^2 \left(0,6 - \frac{v}{2d} \right).$$

Fig. 12 zeigt das Kräftepolygon und durch Projektion auf eine Linie parallel zur Gleitfläche erhält man

$$\frac{Q}{\sqrt{2}} = \frac{m^2}{\sqrt{2}} \left(0,6 - \frac{v}{2d} \right) + cm \sqrt{2}$$

oder

$$Q = 2cm + m^2 \left(0,6 - \frac{v}{2d} \right).$$

Die Größe des Druckes in der Tiefe m erhält man durch differenzieren:

$$q = \frac{dQ}{dm} = 2c + 2m\left(0,6 - \frac{v}{2d}\right),$$

wobei für $m = 0$, $q = 2c$ und für $m = d$, $q = 2c - v + 1,2d$ wird.

Fig. 12 e stellt das Belastungsdiagramm längs der Spundwand dar.

Für Punkt A als Bezugspunkt der Momente erhält man

$$\frac{1}{2} \frac{h^2}{3} (v - h) + \frac{h^2 v}{3} + \frac{1}{3} d \cdot v \left(h + \frac{d}{3}\right) = 2cd \left(h + \frac{d}{2}\right) - \frac{1}{2} d(v - 1,2d) \cdot \left(h + \frac{2}{3}d\right),$$

woraus

$$c = \frac{v}{2} + \frac{h^2(3v - h) - 1,2d^2(3h + 2d)}{6d(2h + d)} \quad (1)$$

Durch Projektion auf eine horizontale Linie erhält man:

$$R = h \left(v - \frac{h}{2}\right) - d(2c - v + 0,6d). \quad (2)$$

Das Biegunsmoment für eine Tiefe $x \leq h$ unter A ist

$$M_x = Rx - (v - h) \frac{x^2}{2} = \frac{1}{6}x^3 \text{ und erreicht ein Maximum für}$$

$$x_0 = -(v - h) \sqrt{(v - h)^2 + 2R}, \text{ vorausgesetzt daß } x_0 \leq h, \quad (3)$$

Im letzten Falle erhält man:

$$M_{\max} = Rx_0 - (v - h) \frac{x_0^2}{2} = \frac{1}{6}x_0^3. \quad (4)$$

Das Biegunsmoment im Punkte $x' \leq d$ oberhalb C beträgt

$$M'_x = -0,2x'^3 + x'^2 \left(c - \frac{v}{2} + 0,6d\right) \text{ welches ein Maximum wird für:}$$

$$x'_0 = \frac{1}{0,3} \left(c - \frac{v}{2} + 0,6d\right), \text{ vorausgesetzt daß } x'_0 \leq d. \quad (5)$$

Mit den obigen Werten ergibt sich:

$$M'_{\max} = 0,1x'_0{}^3. \quad (6)$$

Die letztere Formel muß angewendet werden wenn $x'_0 \leq d$ und diese Bedingung wird erfüllt, für den Fall daß

$$\left(\frac{d}{h}\right)^3 \geq 5 \left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right).$$

Die Formeln (1) bis (4) lassen sich graphisch darstellen unter Einführung folgender Verhältniszahlen

$\frac{d}{h}$, $\frac{c}{h}$, $\frac{R}{h^2}$, $\frac{x_0}{h}$ und $\frac{M_{\max}}{h^3}$ wodurch die Formeln folgende Form annehmen:

$$\frac{c}{h} = \frac{1}{2} \left(\frac{v}{h}\right) + \frac{3 \left(\frac{v}{h}\right) - 1 - 1,2 \left(\frac{d}{h}\right)^2 \left[3 + 2 \left(\frac{d}{h}\right)\right]}{6 \left(\frac{d}{h}\right) \cdot \left[2 + \left(\frac{d}{h}\right)\right]} \quad (1a)$$

$\frac{c}{h}$ rechtwinklig mit $\left(\frac{v}{h}\right)$ für $\left(\frac{d}{h}\right) = \text{konstant}$.

$$\frac{R}{h^2} = \frac{v}{h} - \frac{1}{2} - \frac{d}{h} \left(2 \frac{c}{h} - \frac{v}{h} + 0,6 \frac{d}{h} \right) \quad (2a)$$

$\frac{R}{h^2}$ rechtwinklig mit $\frac{v}{h}$ für $\frac{d}{h} = \text{konstant}$

Für $\frac{x_o}{h} \leqq 1$ d. h. für $\left(\frac{d}{h}\right)^3 \leqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right)$

$$\frac{x_o}{h} = -\left(\frac{v}{h} - 1\right) + \sqrt{\left(\frac{v}{h} - 1\right)^2 + 2\frac{R}{h^2}} \quad (3a)$$

$$\frac{M_{\max}}{h^3} = \frac{R}{h^2} \cdot \frac{x_o}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{h} - 1\right) \cdot \left(\frac{x_o}{h}\right)^2 - \frac{1}{6} \left(\frac{x_o}{h}\right)^3 \quad (4a)$$

Für $\frac{x'_o}{h} \leqq \frac{d}{h}$ d. h. für $\left(\frac{d}{h}\right)^3 \geqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right)$

$$\frac{x'_o}{h} = \frac{1}{0,3} \left(\frac{c}{h} - \frac{1}{2} \frac{v}{h} + 0,6 \frac{d}{h} \right) \quad (5a)$$

rechtwinklig für $\frac{d}{h} = \text{konstant}$.

$$\frac{M'_{\max}}{h^3} = 0,1 \left(\frac{x'_o}{h} \right)^3. \quad (6a)$$

Die Kurven, die sich durch die Formeln (1a) bis (6a) ausdrücken lassen, sind in Fig. 13 dargestellt und wurden zur Berechnung der Spundwände der verschiedenen Pfeiler verwendet.

Die Messung wirklicher Spannungen in den Stahlspundwänden.

Die zur Verwendung kommenden Spundpfähle waren Krupp Nr. III. Die Spundwände waren im allgemeinen aus gewöhnlichem Flußstahl hergestellt, nur wo lange Pfähle gebraucht wurden und hohe Biegunsmomente vorhanden waren, wurde Chromador-Stahl verwendet mit einer Zugfestigkeit von 5800 kg/cm² und einer Fließgrenze von 3600 kg/cm². Während des Aushubes der Baugrube wurden die Biegungsspannungen nachgeprüft mit der Absicht, die Genauigkeit der gemachten Annahmen festzustellen, hinsichtlich der Festigkeit des Lehmes und der Grundlagen der statischen Berechnung. Da die Möglichkeit bestand, daß einzelne Spundpfähle während des Rammens verbogen werden, hat man es unterlassen die Spundpfähle zum voraus mit Maßlinien zu versehen.

Die Durchbiegungslinien einer großen Zahl von Spundpfählen wurden gemessen und die mittleren Werte dieser Durchbiegungen wurden als Maßstab der durch den Wasserdruck erzeugten Spannungen betrachtet, etc. Die Neigungen der Spundpfähle wurden durch Klinometer-Messungen festgestellt. Der dazu verwendete Apparat ist in Fig. 14 dargestellt, woraus auch seine Verwendung hervorgeht. Wird dieses Instrument an einen Spundpfahl angelegt, so erhält man an der Meßvorrichtung den Durchbiegungsfeil f des Spundpfahles für

eine Länge $L = 1,5 \text{ m}$, daraus läßt sich der Radius der Krümmungskurve mit Hilfe der Formel

$$\rho = \frac{L^2}{8f}$$

bestimmen, wozu ein Biegungsmoment $M = \frac{EI}{\rho}$ gehört.

E = Elastizitätsmodul und I = Trägheitsmoment.

Durch Einsetzen der Werte L , E und I und durch Elimination von ρ ergibt sich ein Biegungsmoment von $M = 12,8 \cdot f$, darin wird M in tm und f in mm ausgedrückt.

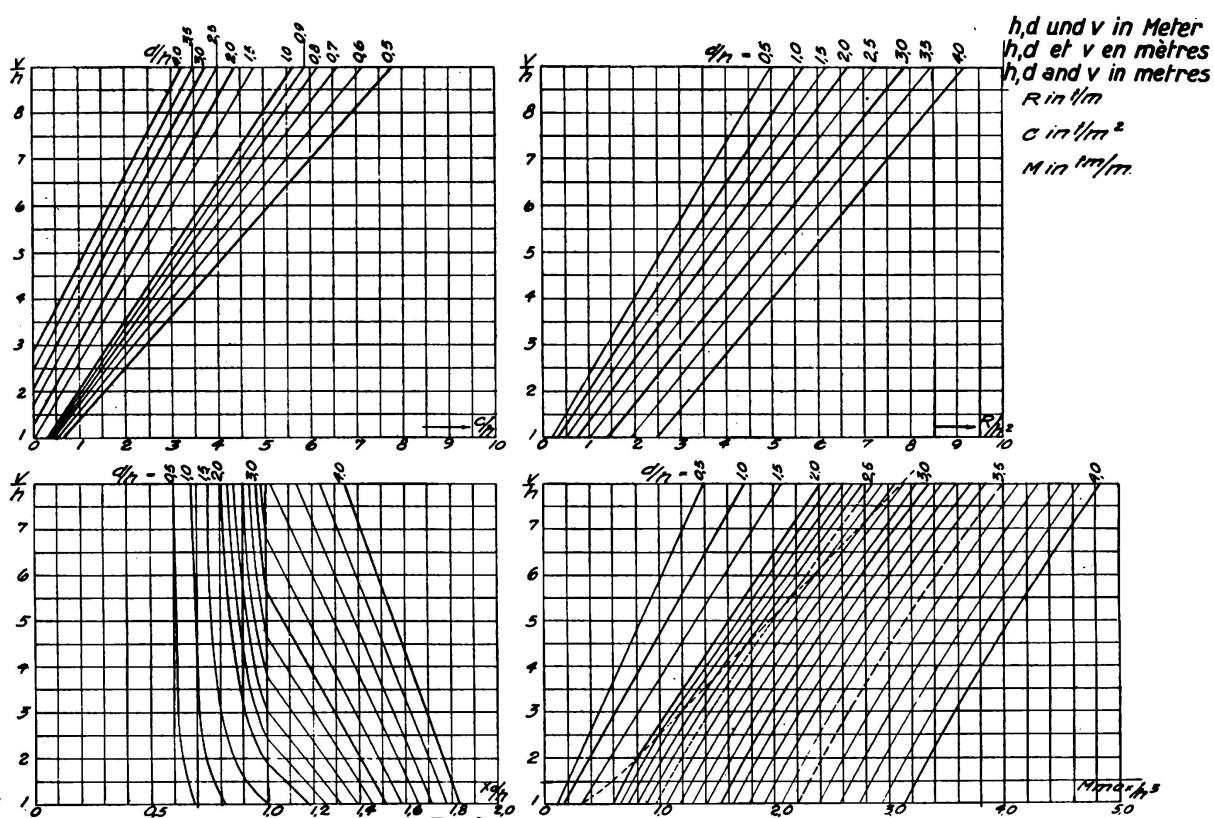


Fig. 13.
Bemessungstafeln für Spundbohlen.

Die Resultate einer vollständigen Untersuchung sind in Fig. 15 dargestellt. Obwohl die einzelnen Messungen mitunter beträchtlich voneinander abweichen, nimmt man an, daß die Mittelwerte ein ziemlich genaues Bild der Spannungen in den Stahlspundwänden ergeben. Die Resultate der an 24 Pfeilern vorgenommenen Messungen sind in einer Tafel zusammengestellt, siehe Fig. 16.

Dazu soll bemerkt werden, daß die theoretische Spannung σ_{\max} und die entsprechende Spannung σ_2 an den Punkten wo Messungen vorgenommen wurden für den richtigen Wasserdruck berechnet wurden, aber unter den gleichen Auflagerbedingungen wie sie der Berechnung und Dimensionierung der Stahlspundwand zugrunde gelegt wurden. Da ein Sicherheitsfaktor von ungefähr 1,5 für den Schubwiderstand des Lehmes eingeführt wurde, ist es wahrscheinlich,

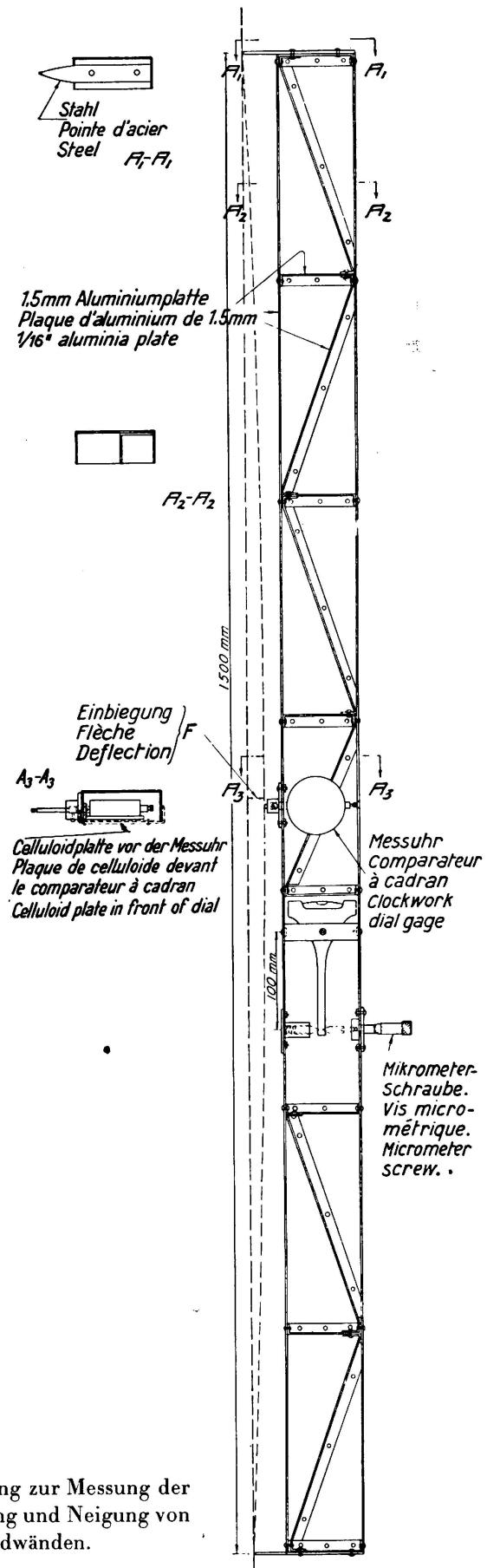


Fig. 14.

Einrichtung zur Messung der
Krümmung und Neigung von
Stahlspundwänden.

daß am untern Ende der Spundwand bis zu einem gewissen Grad eine Einspannung stattgefunden hat während der Vornahme der Messungen und daß daher die für die Berechnung gemachten Annahmen nicht genau den Tatsachen entsprechen.

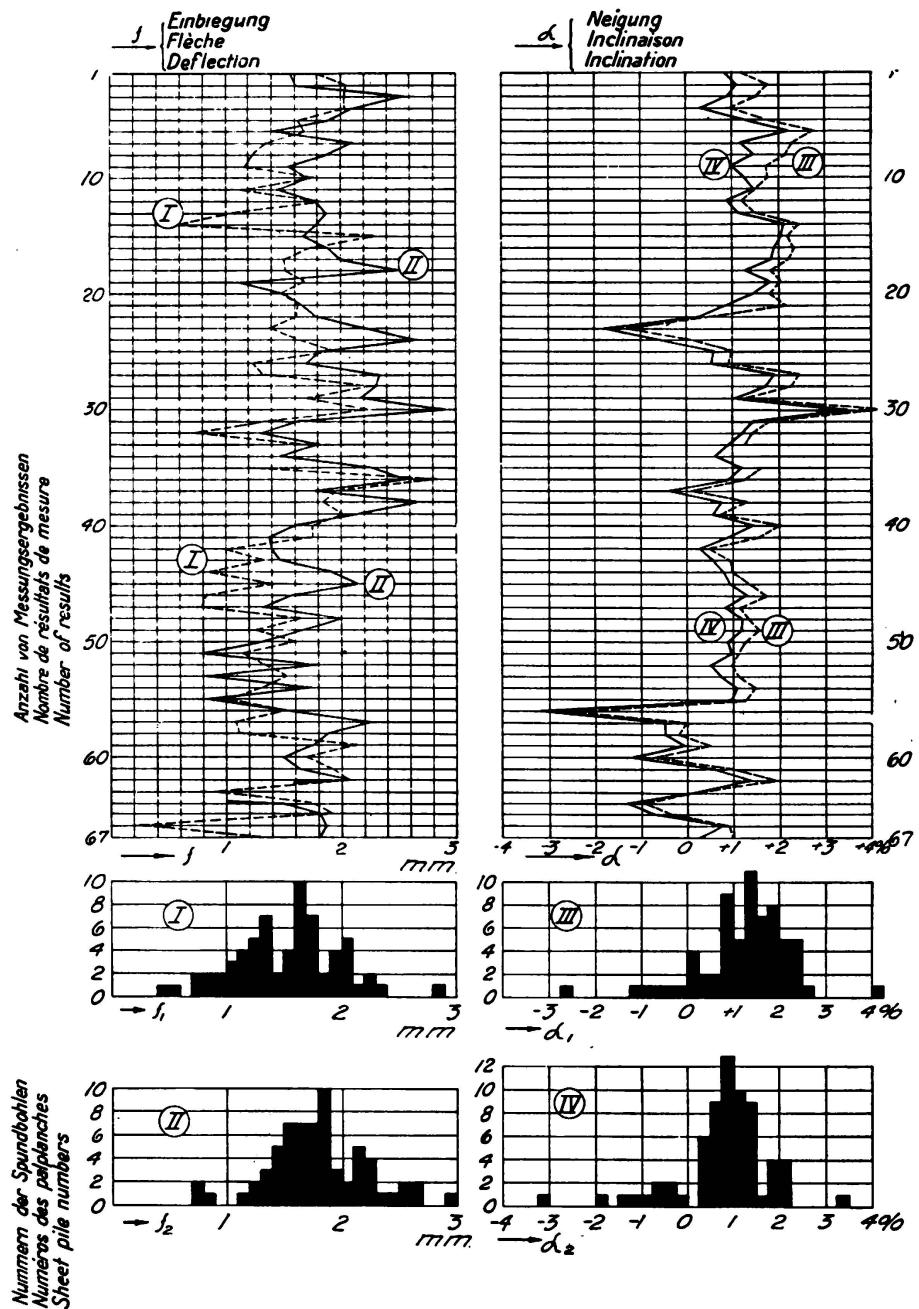


Fig. 15.

Ergebnisse der Kontrollmessungen an Pfeiler Nr. 39; I und III sind Ergebnisse von Messungen zwischen — 6,90 m und — 8,40 m.
II und IV sind Ergebnisse von Messungen zwischen — 7,65 m und — 9,15 m.

In der Regel dürfte man annehmen, daß die wirklichen Spannungen etwas kleiner als die theoretischen ausfallen. Es wäre sicherlich von Interesse, wenn die theoretischen Spannungen genau berechnet worden wären für Auflagerbedin-

PER NO. PREDI- CTION NO.	PART OF SHEET PILING CHECKED. MESSUNGSSTELLEN	DATE DATUM	TOTAL LENGTH OF SHEET PILES, MATERIAL TOTALE LÄNGE DER SPUNDWÖLLEN, MATERIAL	MEAN CONSISTENCY MITTELLCONSISTENZ,	THEORETICAL STRESSES THEORETISCHE SPANNUNGEN AT POINT OF MEASUREMENT DE IMPRUNTE DER MEASUREMENT ORT		OBSERVED STRESS BEOMMTE SPAN- NUNG DE
					at IMPUNTE DER MEASUREMENT ORT	at IMPUNTE DER MEASUREMENT ORT	
13	total circumference jeder Baulinie	11-5-35	8.5 m	Mild Steel	50.0%	1815 kg/cm ²	1700 kg/cm ²
39		12-6-35	7.5		10.7	1960	1900
9					7.2	1600	1600
14					6.3	2050	2000
8					5.6	2050	2300
6					5.0	2000	2600
5	Eastern Hall. Südliche Hälfte	26-10-35	8.5	Mild Steel	6.1	1830	1840
	Westen Hall. Nördliche Hälfte	27-10-35					1510
10	Every other double pile, jeder zweite Stegholz	26-11-35	7.0		8.2	910	890
7	Western Hall. Nördliche Hälfte	21-12-35	12.0	Chromeoder	3.5	3610	3150
13		21-12-35	8.0	Mild Steel	7.5	1520	1500
26	Northwest Hall. Südliche Hälfte	27-2-35	9.5		8.1	2340	2290
12	two minus 35 d unterhalb NW	23-3-35	9.5		5.0	2050	1950
17	Western Hall. Nördliche Hälfte	27-4-35	10.0		6.1	2670	2330
91			12.0	Chromeoder	2.6	3390	2760
16					2.7	3700	3250
14					5.1	1810	1660
11					5.9	3260	2900
46					3.3	1290	1270
10	Southen end. Südliche Seite	1-9-35	12.0	Chromeoder	7.3	3390	1920
	Northern end. Nordliche Seite	3-9-35					1560
45	Western Hall. Südliche Hälfte	8-9-35	8.0	Mild Steel	6.8	1390	1490
25	Eastern Hall. Südliche Hälfte	26-9-35	10.0		7.5	2590	1760
47	Western Hall. Nördliche Hälfte	30-9-35	7.5		5.9	1160	920
59					3.8	1770	1650
37	Western end. Südliches Ende	21-10-35	9.5		7.7		1500
48	Eastern end. Südliches Ende	14-10-35	12.0		3.0	3620	2370
					5.2	2220	2120
							1490

Fig. 16.
Schema der Kontrollmessungen.

gungen, die mit den wirklichen besser übereinstimmen, in welchem Falle ohne Zweifel ein besseres Übereinstimmen der Resultate gefunden worden wäre. Da

das ohne Schwierigkeit gemacht werden kann, beabsichtigt der Verfasser diese Berechnungen in einem späteren Zeitpunkt noch durchzuführen. Es wird jedoch angenommen, daß die gefundenen Resultate nichts destoweniger von Interesse sind, da ähnliche Messungen bis jetzt wahrscheinlich nur selten durchgeführt wurden.

In einzelnen Fällen ergaben die Nachprüfungsmeßungen bedeutend kleinere Werte als erwartet wurden. Der Grund mag darin gesucht werden, daß die Bodenverhältnisse eher besser waren als auf Grund der Laboratoriumsversuche angenommen wurde, aber es muß erwähnt werden, daß für einige Pfeiler wo dies der Fall war, ungewöhnlich lange Spundpfähle zur Verwendung kamen und daß der Aushub zur gleichen Zeit mit außerordentlicher Geschwindigkeit vor sich ging. Aus diesem Grunde hatte der Lehm kaum genügend Zeit den maximalen Wert seiner plastischen Deformation zu erreichen. In verschiedenen Fällen erhielt der Autor den Eindruck, daß höhere Spannungen sich entwickelten, wenn die Arbeit aus irgend einem Grunde sich über eine längere Zeit erstreckte.

Zusammenfassung.

Es wird eine vereinheitlichte Baumethode der Fundamente für die Storstrøms-Brücke in Dänemark beschrieben.

Eine neue hydraulische Vorrichtung zur Entnahme von ungestörten Lehmproben wird bekannt gegeben.

Die Beschreibung eines neuen Kegelapparates zur Prüfung der Konsistenz von Lehm ist erwähnt. Die Konsistenz K in kg, das Gewicht des Kegels G in kg, die Eindringung des Kegels y in mm sind durch folgenden Ausdruck verbunden:

$$K = G \cdot \left(\frac{10}{y} \right)^n.$$

Der Exponent n für den Lehm von Storstrømmen beträgt $n = 1,75$.

Man nimmt an, daß der Wert der Kegel-Konsistenz von fettem Lehm ein Maß bildet für die Kohäsion des Bodens ohne jedoch die innere Reibung in Berücksichtigung zu ziehen.

Für den in Frage kommenden Lehm läßt sich auf Grund praktischer Erfahrung folgende Beziehung angeben:

$$c = 0,1 \cdot K \quad (c \text{ in } \text{kg/cm}^2, K \text{ in kg}).$$

Die Methode der statischen Berechnung der Stahlspundwände wurde angegeben.

Es wurde die Annahme gemacht, daß sich der Lehm reibungslos verhalte während der kurzen Zeit wo die Baugrube trocken gelegt wurde. Die Rammtiefen und die maximalen Biegmomente der Stahlspundwände wurden graphisch dargestellt.

Messungen der tatsächlichen Spannungen in den Stahlspundwänden wurden während des Aushubes der Baugrube vorgenommen. Alle gefundenen Resultate wurden mit den theoretischen Spannungen verglichen.

VIII 2

Setzungsbeobachtungen an Brückenbauten der Reichsautobahnen.

Observations d'affaissement sur les ouvrages d'art du réseau
allemand d'autostrades.

Subsidence in Bridge Constructions on the German State
Arterial Roads.

Dr. Ing. L. Casagrande,*
Berlin.

I. Einleitung.

Den Wert von Bodenuntersuchungen frühzeitig erkennend, hat der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen bald nach seinem Dienstantritt verfügt, daß vor Inangriffnahme neuer Bauabschnitte der Reichsautobahnen der Boden als Baugrund nach dem neuesten Stand der Erdbaumechanik zu prüfen ist. Im Verlaufe des Jahres 1934 erhielt jede der 15 Obersten Bauleitungen der Reichsautobahnen eine eigene Bodenprüfstelle, deren Aufgabe darin bestand, nicht nur den Straßenuntergrund zu untersuchen, sondern durch entsprechende Prüfung der Bodenverhältnisse unter den Kunstbauten auch auf die Wahl der Bauwerksfundierungen bzw. des Brückensystems Einfluß zu nehmen. Dementsprechend sind die Bodenprüfstellen auch mit Apparaten ausgestattet, welche die Ermittlung der Zusammendrückung und Durchlässigkeit ungestörter Bodenproben und damit auch die Setzungsvoraussage ermöglichen. Der Zweck solcher Setzungsanalysen für den Bau der Reichsautobahnen liegt, abgesehen von der Annehmlichkeit, sich im vorhinein ein ungefähres Bild über die Größenordnung der zu erwartenden Setzungen machen zu können, infolge der großen Anzahl der Bauwerke, die in Zukunft auf ganz ähnlichen Böden errichtet werden sollen, vor allem in:

1. der Erfassung der obersten Bodenschichten in ganz Deutschland hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit und Zusammendrückungsfähigkeit,
2. der Nachprüfung der Theorie der Setzungsberechnung durch Vergleich mit den tatsächlich auftretenden Setzungen,
3. der Möglichkeit größerer Wirtschaftlichkeit beim Entwurf neuer Brückensfundierungen.

Punkt 2 und 3 hängen eng zusammen, da die Erzielung größerer Wirtschaftlichkeit beim Bau die Setzungsanalyse zur notwendigen Vorbedingung hat.

Die in den Bodenprüfstellen der Reichsautobahnen tätigen Ingenieure und Geologen haben nur zu einem geringen Teil Gelegenheit gehabt, „Erdbau-

* unter Mitarbeit der bodenkundlichen Sachbearbeiter der Reichsautobahnen.

mechanik“ während ihrer Studienzeit zu hören, da bisher nur wenige Hochschulen dieses Fach in den Lehrplan aufgenommen haben. Dies, sowie der empfindliche Mangel an Hilfskräften und nicht zuletzt das Bautempo selbst macht es verständlich, daß die Setzungsanalyse für die bisher fertiggestellten Bauwerke zum Teil unvollständig ist. Trotzdem ermöglicht die Fülle der verfügbaren Unterlagen schon jetzt interessante Schlußfolgerungen, deren Aufzählung und Auswertung der Zweck vorliegenden Berichts ist.

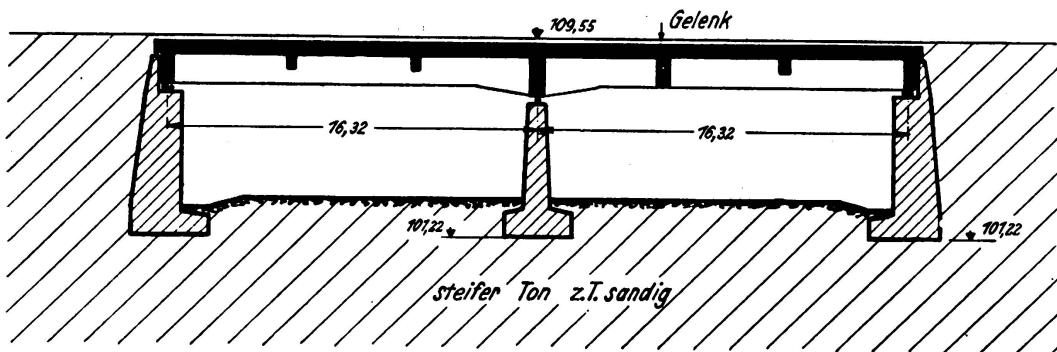


Fig. 1.

II. Theorie der Setzungsvoraussage durch reine Verdichtung des Untergrundes.

Die Verdichtung eines Bodens ist durch Verringerung seines Poreninhaltes bedingt. Hierbei ist vorausgesetzt, daß das einzelne Bodenkorn und das Wasser als relativ unzusammendrückbar angenommen werden dürfen. Mit der Verkleinerung des Poreninhaltes geht die Ausquetschung des Porenwassers Hand in Hand. Je durchlässiger ein Boden ist, desto rascher wird das Austreten seiner

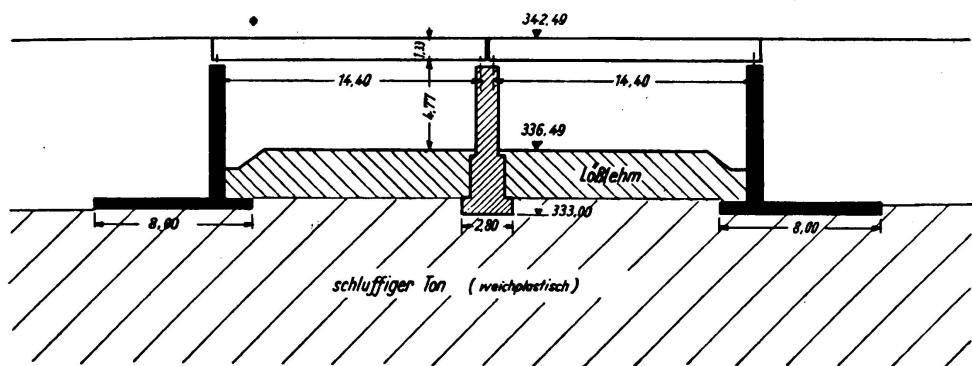


Fig. 2.

Feuchtigkeit erfolgen können, d. h. umso schneller wird er sich unter einer aufgebrachten Last verdichten. Während dieser Vorgang bei Sanden nahezu plötzlich erfolgt, dauert er bei bindigen Böden (Ton, Lehm usw.) je nach deren Durchlässigkeit und Schichtstärke oft viele Jahre lang. Zwischen den beiden Extremen Sand und fetter Ton liegen eine große Anzahl von verschiedenen Böden und damit von zu erwartenden Setzungsgeschwindigkeiten.

Eine weitere wichtige Eigenschaft ist das Maß der Verdichtungsfähigkeit von Böden. Sande besitzen eine kleine, Tone infolge ihres viel größeren Porenvolumens eine größere Verdichtungsfähigkeit. Belastet man somit einen Sandkörper und eine Tonprobe gleich hoch, so wird sich der Ton im allgemeinen

mehr verdichten wie der Sand. Ausführliche Untersuchungen über den Einfluß der Form des Korns sowie der Struktur des Bodens sind von *Terzaghi* durchgeführt worden¹.

Der Verdichtungsversuch gibt auf zwei Fragen Antwort:

1. um welches Maß sich die Bodenprobe unter einer gegebenen Belastung zusammendrücken läßt und
2. wie der zeitliche Verlauf der Zusammendrückung aussieht.

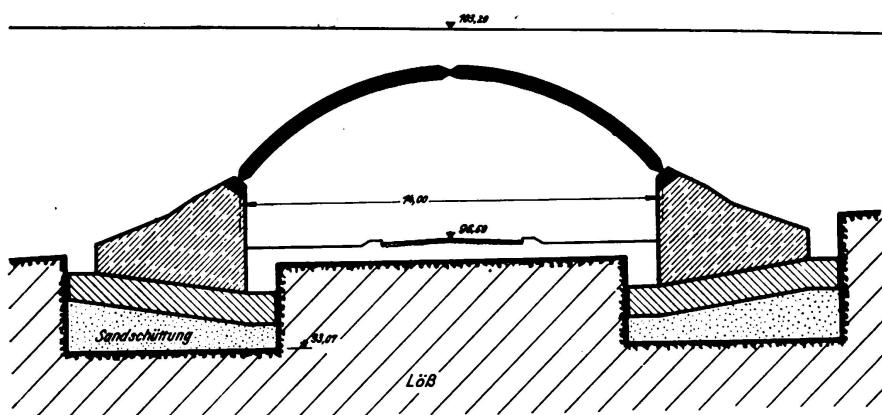


Fig. 3.

Es würde zu weit führen, auf die Setzungsvoraussage näher einzugehen. *Terzaghi-Fröhlich* haben das Wesen der Verdichtung von Tonböden in einem kürzlich erschienenen Werk² ausführlich behandelt und darin für das Maß und den zeitlichen Verlauf der Setzung einfache Formeln und Tabellen aufgestellt.

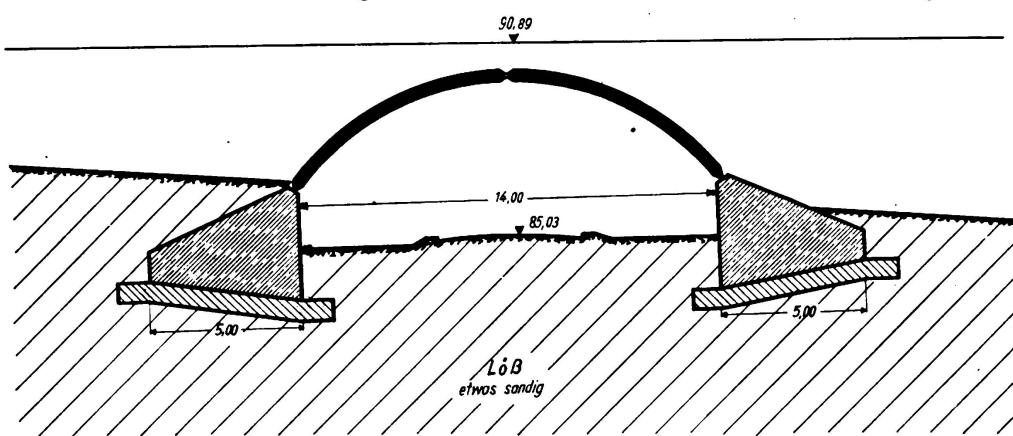


Fig. 4.

III. Setzungsbeobachtungen an einer Anzahl fertiger Brückenbauten der Reichsautobahnen.

Obwohl infolge der früher geschilderten Umstände nur eine verhältnismäßig geringe Anzahl von Setzungsvoraussagen auf Grund entsprechender boden-

¹ K. v. *Terzaghi*: „Erdbaumechanik“, Wien 1925. K. v. *Terzaghi*: „Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele“, Auerbach und Hort, Handbuch der Mechanik, Bd. IV. Leipzig 1931. *Kedlich-Terzaghi-Kampe*: „Ingenieurgeologie“, Wien und Berlin 1929.

² K. v. *Terzaghi* und O. K. *Fröhlich*: „Theorie der Setzung von Tonschichten.“ Leipzig und Wien 1936.

physikalischer Laboratoriumsversuche möglich waren, zeigen doch die weniger vollständigen Setzungsanalysen eine für die Praxis genügend genaue Übereinstimmung zwischen Rechnungs- und Beobachtungswerten. Bemerkenswert ist hierbei, daß die Werte der Setzungsvoraussagen auf Grund der Theorie stets höher liegen, wie die durch Beobachtung gewonnenen Setzungsgrößen. In einigen Fällen betrug der Unterschied im Maximum 100 %, d. h. anstatt 100 mm wie vorausberechnet, traten nur etwa 50 mm Setzungen auf.

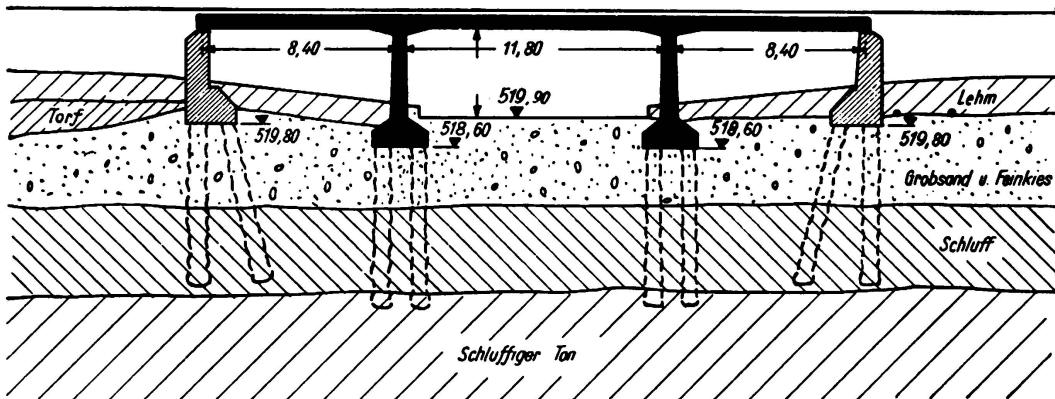


Fig. 5.

Die nachfolgend beschriebenen Beispiele enthalten nur die für das Verständnis und die Vergleichsmöglichkeit erforderlichen stichwortartigen Angaben. Schematische Profilskizzen von Bauwerken und Untergrund, sowie graphische Darstellungen der gemessenen Setzungswerte sind des verfügbaren Raumes wegen nur für die interessanten Fälle entworfen.

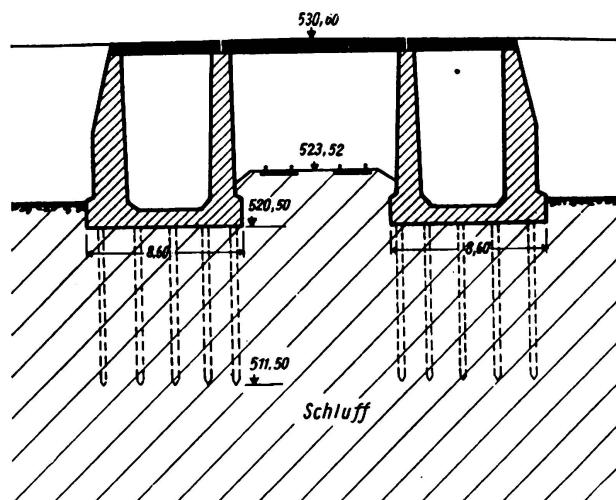


Fig. 6.

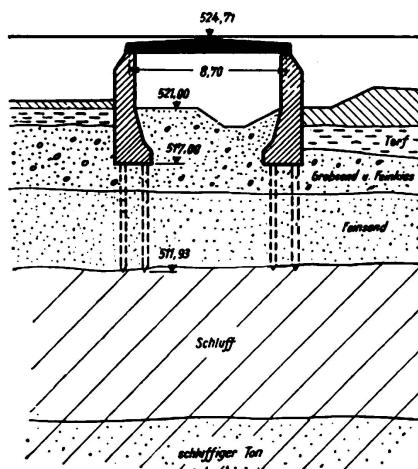


Fig. 7.

1. Bauwerk Nr. 128, km 265,885, Oberste Bauleitung Hannover.

Eisenbeton-Zweifeldkragbalken mit Einhängträgern (Fig. 1). Flachgründung auf tiefgründigem fetten Ton ($40\% < 0,002 \text{ mm}$, nat. Wassergehalt etwa 31 %), mittlere Bodenpressung $1,4 \text{ kg/cm}^2$ unter Widerlager und Pfeiler. Fertigstellung des Bauwerks Juni 1935, Setzungen betrugen im April 1936 max. 54 mm für die

Widerlager und 56 mm für den Pfeiler. Setzungsvoraussage 100—150 mm Gesamtsetzung, Bauwerk bewegt sich weiter, keine Schäden.

2. Bauwerk bei km 28,5, Oberste Bauleitung Köln.

2 Stahlblech-Durchlaufträger über je 6 Felder auf Eisenbetonpfeilern, Gesamtlänge 540 m, Feldlängen je 45 m. Flachgründung auf steifem Ton bis 6 m

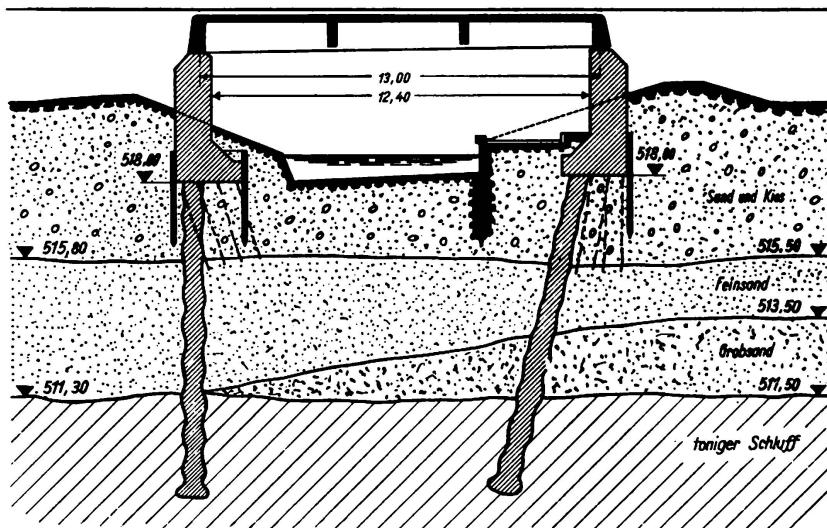


Fig. 8.

Stärke, darunter unregelmäßig gelagerte Kies- und Mergelschichten sowie Fels. Fertigstellung des Bauwerks Dezember 1935, max. Setzung der Pfeiler 52 mm, letzte Messung im März 1936, Bauwerk bewegt sich weiter, keine Schäden.

3. Bauwerk bei km 38,982, Oberste Bauleitung Dresden (Fig. 2).

Eisenbeton-Plattenbalken, 2 Felder zu je 14,4 m Stützweite. Flachgründung auf weichplastischem schluffigem Ton bis zu 12 m Mächtigkeit, nat. Wassergehalt

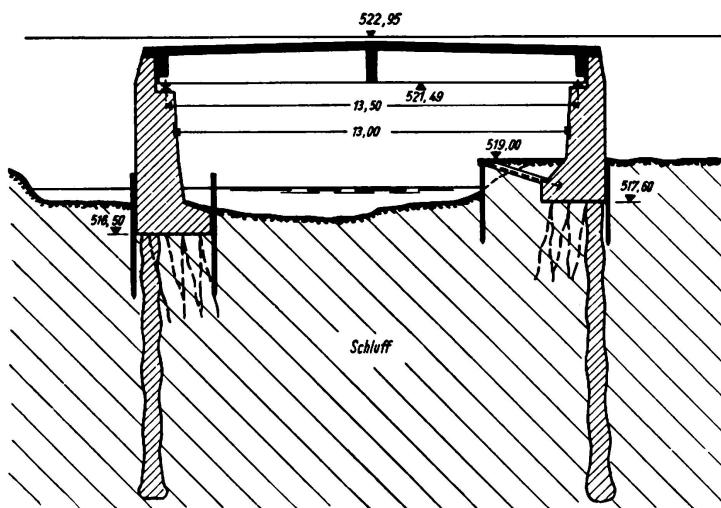


Fig. 9.

16,0—21,3 %, Fließgrenze von 29,9—56,3 %, Rollgrenze von 15,7—18,8 %. Bodenpressung etwa 1,5 kg/cm² für Widerlager und 1,0 kg/cm² für Pfeiler. Bauwerk beendet August 1935, Setzungsvoraussage etwa 150 mm für Widerlager und 60 mm für Pfeiler, eingetretene Setzung etwa 46 mm für Widerlager und 25 mm

für Pfeiler, letzte Messung August 1935, Bauwerk ist zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

4. Bauwerk W 26, km 48,425, Oberste Bauleitung Halle.

Eingespannter Bogen (Gewölbedurchlaß), Flachgründung auf weichem tonigen Schluff von etwa 1,50 m Mächtigkeit, darunter Sand. Bodenpressung 2,75 kg/cm². Bauwerk vollendet im Februar 1936, Setzungsvoraussage etwa 95 mm, eingetretene Setzung 50 mm, Bauwerk ist zur Ruhe gekommen.

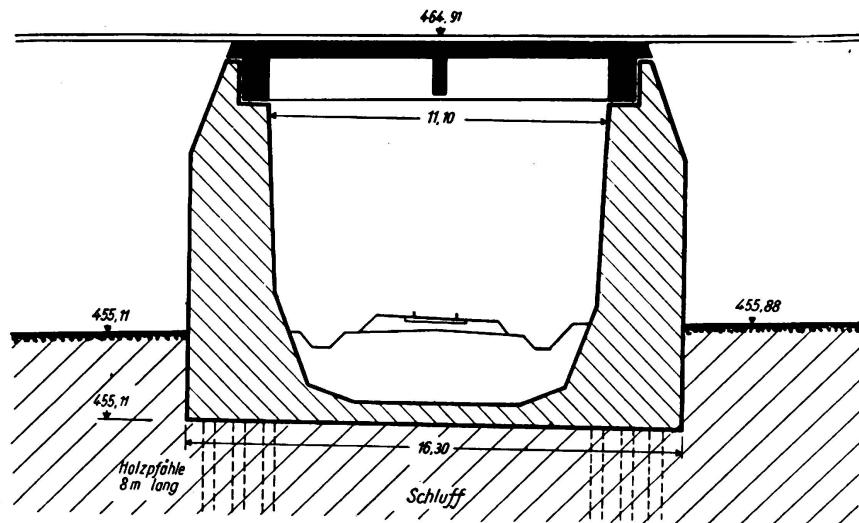


Fig. 10.

5. Bauwerk W 45 a, km 15,135, Oberste Bauleitung Halle.

Geschlossene Eisenbetonrahmen, Flachgründung, Bodenpressung etwa 1,1 kg/cm², Untergrund 8—10 m sandiger Ton, darunter Sand. Fertigstellung des Bauwerks November 1935, Setzungsvoraussage etwa 220 mm, eingetretene Setzung 140 mm, Bauwerk bewegt sich weiter, keine Schäden.

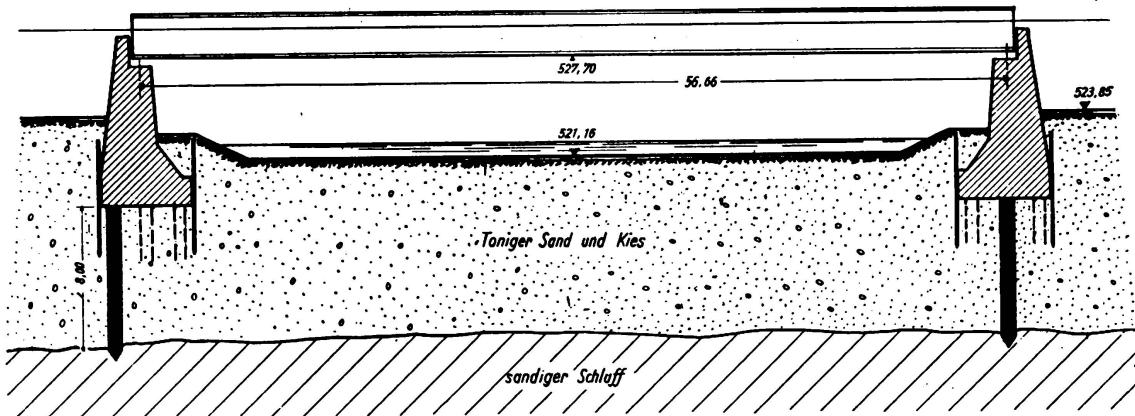


Fig. 11.

6. Bauwerk bei km 40,584, Oberste Bauleitung Stuttgart.

Gewölbter Durchlaß, Flachgründung auf 1,30 m Sand, darunter weicher toniger Schluff (Auelehm), nat. Wassergehalt 43 %, Fließgrenze 54 %, Rollgrenze 31 %. Bodenpressung etwa 1,5 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks Dezember 1935, eingetretene Setzung bis April 1936 etwa 280 mm, Bauwerk bewegt sich weiter.

7. Bauwerk Nr. 66, km 89,515, Oberste Bauleitung Königsberg.

2 Feld-Blechträger von je 16 m Stützweite. Flachgründung $1,4 \text{ kg/cm}^2$ auf Wechselschichten von fettem und schluffigem Ton, fetter Ton: nat. Wassergehalt 35—37 %, Fließgrenze 57—67 %, Rollgrenze 24—26 %, schluffiger Ton: nat. Wassergehalt 25—30 %, Fließgrenze 35—38 %, Rollgrenze 13—23 %. Fertigstellung des Bauwerks Juli 1935, eingetretene Setzungen etwa 35 mm für Widerlager, 70 mm für Pfeiler, letzte Messung August 1935, Bauwerk setzt sich weiter.

8. Bauwerk Nr. 228, km 323,030, Oberste Bauleitung Hannover.

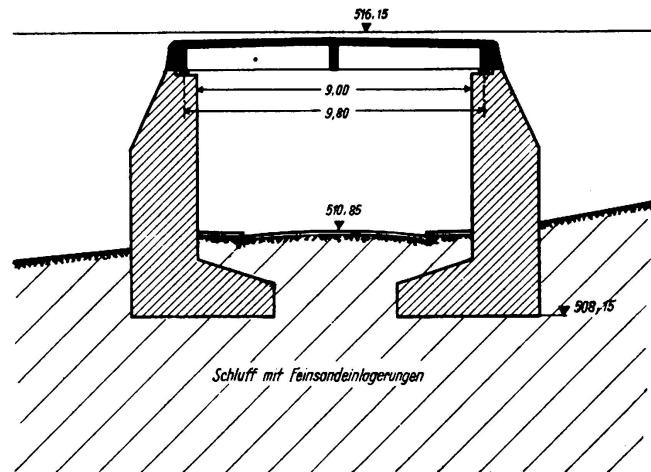


Fig. 12,

Dreigelenkbogen, 14 m Stützweite, Flachgründung auf tiefgründigem Löß (Fig. 24), Bodenpressung $2,6 \text{ kg/cm}^2$. Bauwerk fertiggestellt Juni 1935, Setzung bis April 1936 etwa 40 mm, Bewegung klingt aus, keine Schäden (Fig. 3).

9. Bauwerk Nr. 229, km 323,538, Oberste Bauleitung Hannover.

Dreigelenkbogen, 14 m Stützweite (Fig. 4), Bodenpressung $2,6 \text{ kg/cm}^2$, Flachgründung auf zum Teil sandigem Löß. Fertigstellung des Bauwerks August 1935, Setzungen bis April 1936 etwa 23 mm, Bewegung klingt aus, keine Schäden.

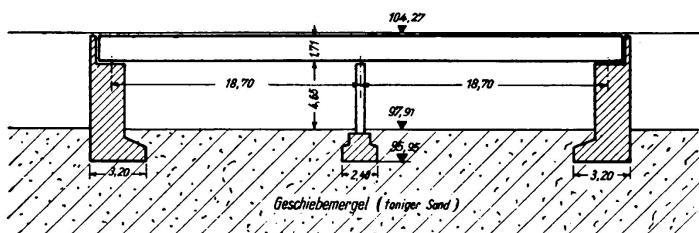


Fig. 13.

10. Bauwerk bei km 89,255, Oberste Bauleitung München.

Eisenbeton-Dreifeldplattenbalken, Mittelfeld als Gerberträger, Spannweiten außen 8,40 m, innen 11,80 m (Fig. 5). Schwimmende Pfahlgründung (Frankipfähle), etwa 10 m lang, mittlere Bodenpressung $1,1 \text{ kg/cm}^2$ unter Widerlager, $1,4 \text{ kg/cm}^2$ unter den Pfeilern. Untergrund Grobsand und Feinkies, darunter Schluff und schluffiger Ton (Fig. 25), Schluff: nat. Wassergehalt 33 %, Fließgrenze 36 %, Rollgrenze 27 %, schluffiger Ton: nat. Wassergehalt 32 %, Fließgrenze 38 %, Rollgrenze 27 %. Fertigstellung des Bauwerks Dezember 1935. Setzungsvoraussage für Widerlager etwa 120 mm, Pfeiler 90 mm, eingetretene

Setzungen bis April 1936 für Widerlager etwa 125 mm, für Pfeiler etwa 60 mm, Bauwerk setzt sich weiter (Fig. 33).

11. Bauwerk bei km 77,695, Oberste Bauleitung München.

Eisenbeton-Dreifeldplattenbalken (Fig. 6), Gründung je eines Widerlagers und einer Pfeilerreihe auf durchgehender Fundamentplatte, Frankipfähle 9 m lang

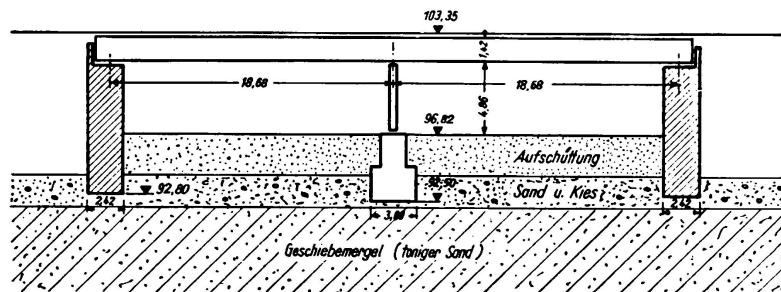


Fig. 14.

(schwimmende Pfahlgründung). Bodenpressung auf Fundamentunterkante etwa $1,1 \text{ kg/cm}^2$, Untergrund besteht aus Schluff von über 40 m Mächtigkeit, nat. Wassergehalt 34—64 %, Fließgrenze 35—72 %, Rollgrenze 8—28 %, Durchlässigkeit $3,7 \cdot 10^{-5}$ — $1,3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/min}$. (Kornverteilung vgl. Fig. 26.) Fertig-

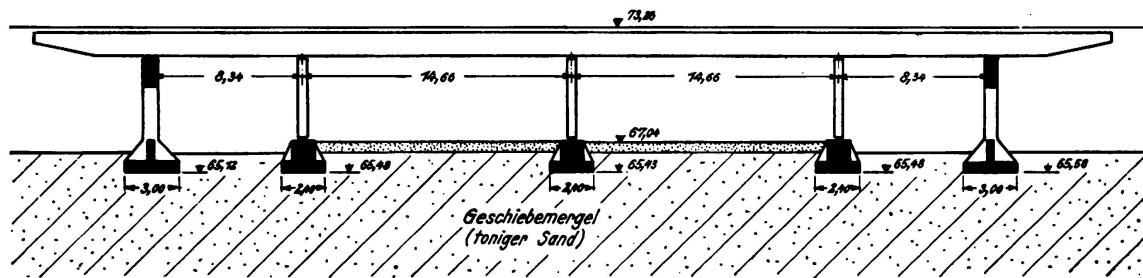


Fig. 15.

stellung des Baues Mai 1936, Setzungsvoraussage etwa 470 mm, eingetretene Setzung etwa 500 mm bis Mai 1936, Bauwerk setzt sich weiter und weist Schäden auf (Fig. 34).

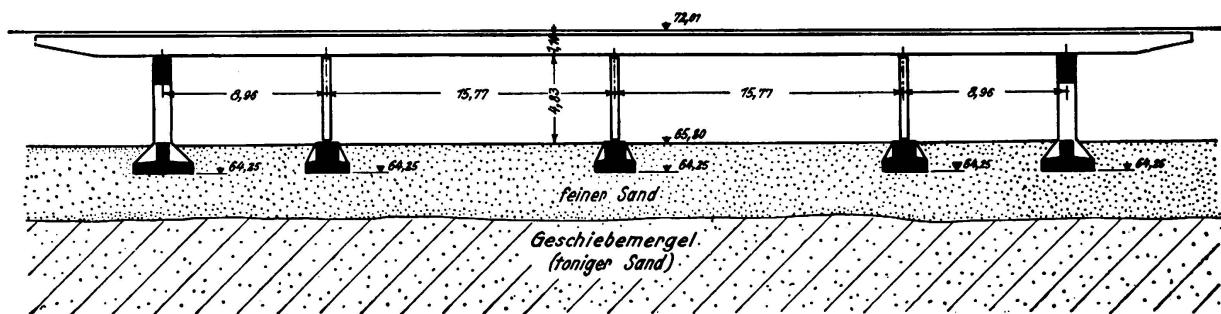


Fig. 16.

12. Bauwerk bei km 89,213, Oberste Bauleitung München (Fig. 7).

Eisenbetonplatte 8,70 m Stützweite, mittlere Bodenpressung etwa $1,50 \text{ kg/cm}^2$. Untergrund Grobsand und Feinkies, darunter Feinsand, darunter Schluff und schluffiger Ton (Fig. 27), Pfahlgründung bis Schluffoberkante. Schluff: nat.

Wassergehalt 33—36 %, Fließgrenze 36 %, Rollgrenze 27 %, schluffiger Ton: nat. Wassergehalt 32 %, Fließgrenze 38 %, Rollgrenze 27 %. Fertigstellung des Bauwerks Dezember 1935, Setzungsvoraussage etwa 200 mm, eingetretene Setzung 150 mm bis Mai 1936 (Fig. 35), keine Schäden.

13. Bauwerk bei km 78,246, Oberste Bauleitung München.

Eisenbeton-Plattenbalken, 13 m Stützweite (Fig. 8), Pfahlgründung (Franki) von etwa 10 m Länge, mittlere Bodenpressung $1,5 \text{ kg/cm}^2$, Untergrund Sand und

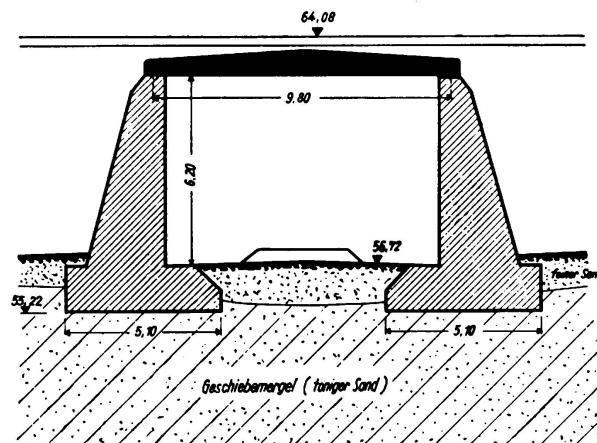


Fig. 17.

Kies, darunter Fein- und Grobsand, darunter toniger Schluff (Fig. 28): nat. Wassergehalt 19—32 %, Fließgrenze 31—39 %, Rollgrenze 16—24 %, Durchlässigkeit $2,6 \cdot 10^{-7}$ — $1,1 \cdot 10^{-6} \text{ cm/min}$. Fertigstellung des Baues August 1935, Setzungsvoraussage etwa 250 mm, eingetretene Setzung bis März 1936 etwa 60 mm (Fig. 36), keine Schäden.

14. Bauwerk bei km 86,455, Oberste Bauleitung München.

Eisenbeton-Plattenbalken mit 13 m lichter Weite (Fig. 9). Widerlager auf etwa 10 m langen Frankipfählen, mittlere Bodenpressung $1,3 \text{ kg/cm}^2$, Untergrund

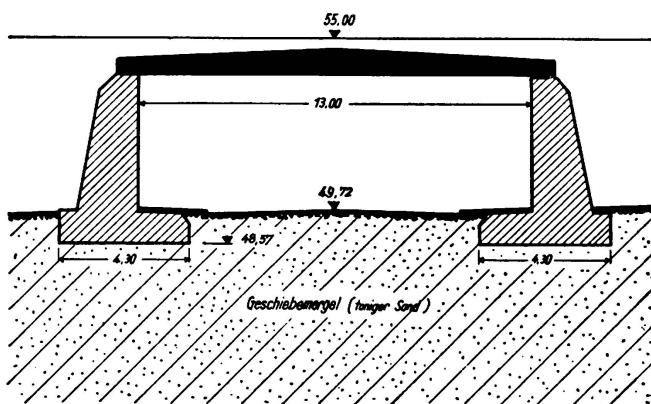


Fig. 18.

Schluffschichten mit Feinsandeinlagerungen bis 20 m Tiefe, darunter festgelagerter Mergel (Fig. 29), Schluff: nat. Wassergehalt 32—54 %, Fließgrenze 32 bis 51 %, Rollgrenze 27—38 %, Durchlässigkeit $1,1 \cdot 10^{-6}$ — $4,0 \cdot 10^{-5} \text{ cm/min}$. Fertigstellung des Bauwerks Oktober 1935, Setzungsvoraussage etwa 350 mm, eingetretene Setzung bis Mai 1935 etwa 230 mm (Fig. 37), Bauwerk setzt sich weiter, leichte Rückwärtsneigung der Widerlager (infolge Dammschüttung).

15. Bauwerk bei km 61,863, Oberste Bauleitung München.

Eisenbeton-Plattenbalken mit 11,1 m lichter Weite (Fig. 10), Widerlager auf gemeinsamer Platte fundiert, Pfahlgründung mit 8—11 m langen Holzpfählen. Bodenpressung im Mittel $1,0 \text{ kg/cm}^2$, Untergrund Schluff mit dünnen Sandadern,

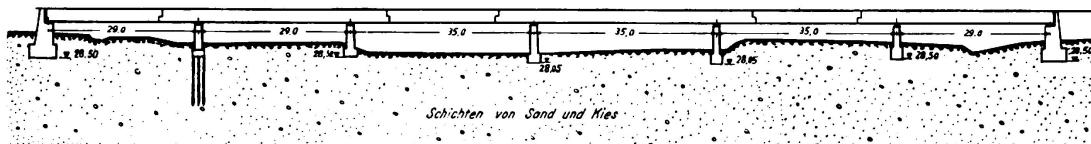


Fig. 19.

Mächtigkeit nicht feststellbar; Schluff: nat. Wassergehalt 24—32 %, Fließgrenze 30—33 %, Rollgrenze 15—22 %, Durchlässigkeit $2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/min}$. (Kornverteilung vgl. Fig. 30). Fertigstellung des Bauwerks November 1935, Setzungsvoraussage etwa 350 mm, eingetretene Setzung bis Mai 1935 200 mm (Fig. 38), Bauwerk setzt sich weiter, keine Schäden.

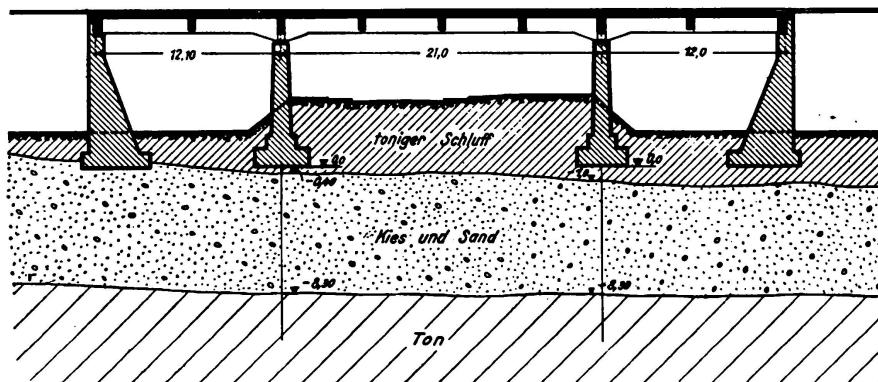


Fig. 20.

16. Bauwerk bei km 88,695, Oberste Bauleitung München.

Blechträger mit 56,66 m Spannweite (Fig. 11), Gründung der Widerlager auf etwa 8 m langen Holzpfählen, mittlere Bodenpressung $2,0 \text{ kg/cm}^2$, Untergrund toniger Sand und Kies, darunter sandiger zum Teil sehr weicher Schluff

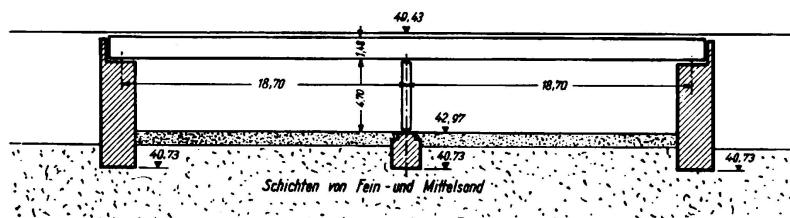


Fig. 21.

(Fig. 31); nat. Wassergehalt 32—48 %, Fließgrenze 23—43 %, Rollgrenze 22 bis 41 %, Durchlässigkeit $8 \cdot 10^{-7}$ bis $4 \cdot 10^{-6} \text{ cm/min}$. Fertigstellung des Bauwerks Juli 1936, Setzungsvoraussage östl. Widerlager 900 mm, westl. Widerlager 500 mm, eingetretene Setzungen im Mittel 300 mm (Fig. 39), Bauwerk setzt sich weiter, Widerlager haben sich nach rückwärts geneigt (infolge Dammschüttung).

17. Bauwerk bei km 65,179, Oberste Bauleitung München.

Eisenbeton-Plattenbalken mit 9,80 m Stützweite (Fig. 12), Flachgründung auf Schluff (Fig. 32) mit Feinsandeinlagerungen bis großer Mächtigkeit, mittlere

Bodenpressung $1,8 \text{ kg/cm}^2$. Fertigstellung des Bauwerks Juli 1935, Setzungsvoraussage etwa 350 mm, eingetretene Setzung 280 mm bis Mai 1936 (Fig. 40), Bauwerk setzt sich weiter, leichtes Rückwärtsneigen der Widerlager und Öffnen der Bauwerksfugen.

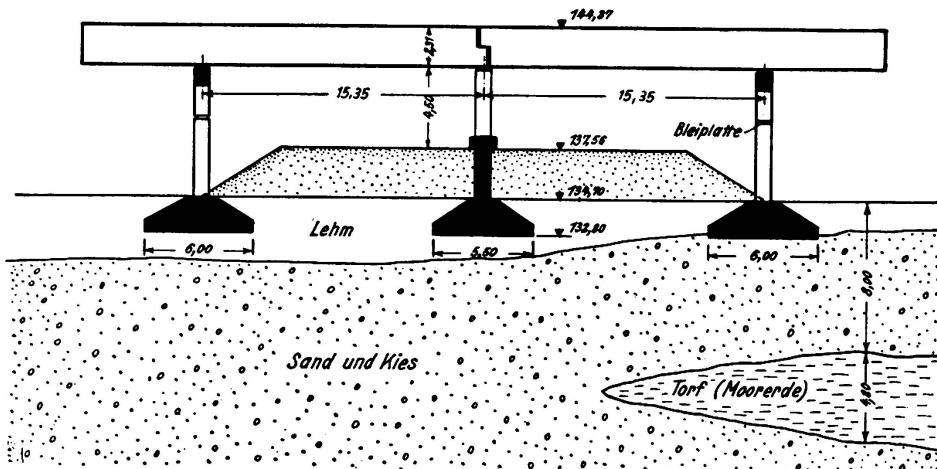


Fig. 22.

18. Bauwerk Nr. 32, km 43,8, Oberste Bauleitung Berlin.

Zweifeldbalken mit je 15,3 m Stützweite (Fig. 13), Flachgründung auf Geschiebemergel (sandiger Ton), nat. Wassergehalt 15 %. Mittlere Bodenpressung $2,5 \text{ kg/cm}^2$. Beendigung des Bauwerks Dezember 1935, Setzungsvoraussage 80–100 mm, eingetretene Setzung bis Dezember 1935 etwa 12 mm, Setzung klingt aus, keine Schäden.

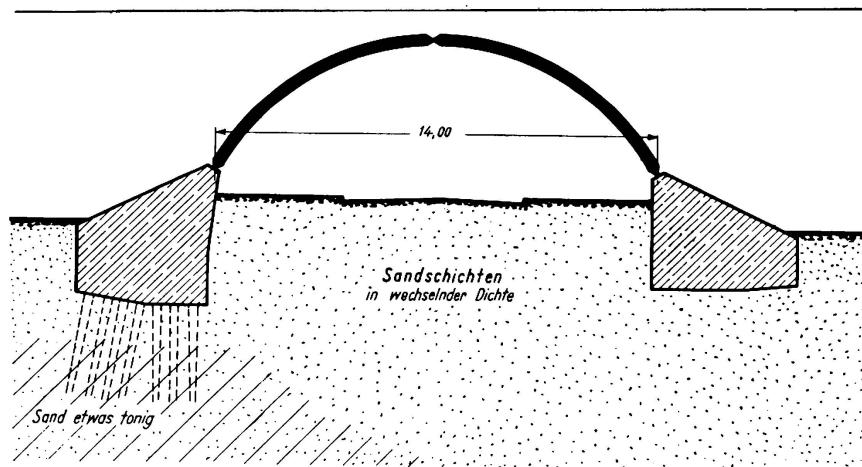


Fig. 23.

19. Bauwerk Nr. 33, km 44,6, Oberste Bauleitung Berlin.

Zweifeldbalken mit je 18,7 m Stützweite (Fig. 14), Flachgründung auf dünner sandiger Kiesschicht, darunter Geschiebemergel von größerer Mächtigkeit. Mittlere Bodenpressung $3,0 \text{ kg/cm}^2$. Fertigstellung des Bauwerks März 1936, Setzungsvoraussage etwa 10 mm, eingetretene Setzung bis März 1936 etwa 14 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

20. Bauwerk Nr. 102, km 6,928, Oberste Bauleitung Berlin.

Vierfeldbalken, Gesamtlänge 46 m (Fig. 15), Flachgründung auf Geschiebemergel: nat. Wassergehalt 12,4 %, mittlere Bodenpressung 3,0 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks November 1935, Setzungsvoraussage etwa 20 mm, eingetretene Setzung etwa 5 mm bis Januar 1936, zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

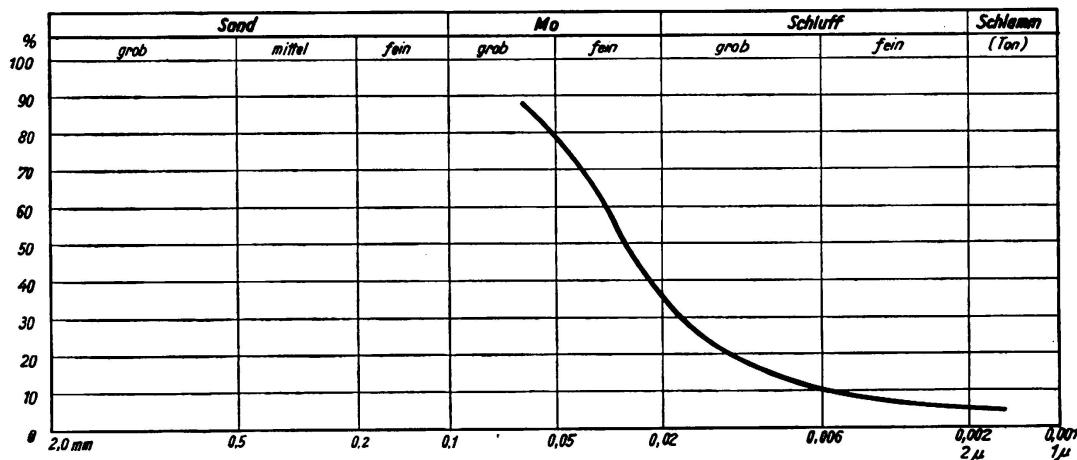


Fig. 24.

21. Bauwerk Nr. 104, km 9,628, Oberste Bauleitung Berlin.

Vierfeldbalken, Gesamtlänge 49,5 m (Fig. 16). Flachgründung auf 3 m Feinsand, darunter Geschiebemergel: nat. Wassergehalt 12 %, mittlere Bodenpressung 3,0 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks November 1935, Setzungsvoraussage etwa 20 mm, eingetretene Setzung bis Januar 1936 etwa 5 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

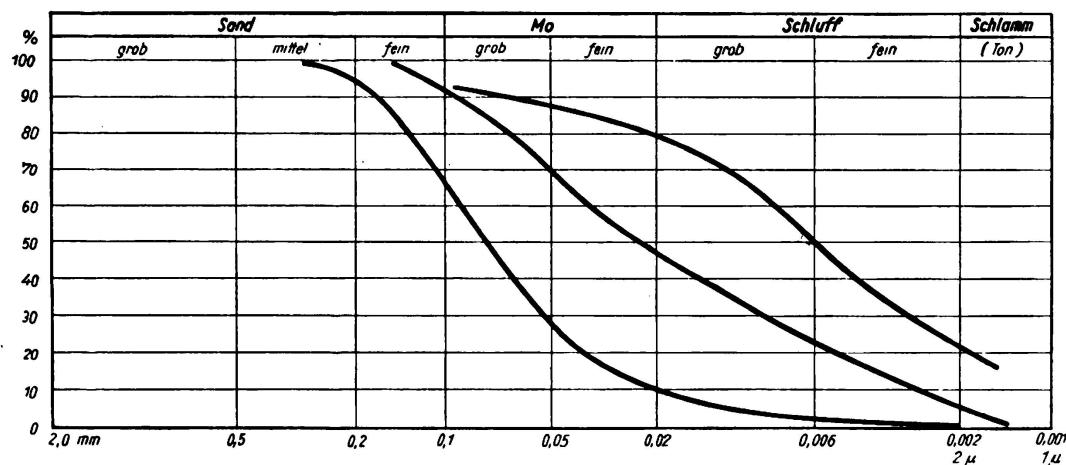


Fig. 25.

22. Bauwerk Nr. 111, km 16,553, Oberste Bauleitung Berlin.

Plattenbalken mit 9,8 m Stützweite (Fig. 17). Flachgründung auf Geschiebemergel: nat. Wassergehalt 10,7 %, mittlere Bodenpressung 3 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks November 1935, Setzungsvoraussage etwa 20 mm, eingetretene Setzung bis Januar 1936 etwa 15 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

23. Bauwerk Nr. 115, km 20,560, Oberste Bauleitung Berlin.

Balkenbrücke von 13 m lichter Weite (Fig. 18). Flachgründung auf Geschiebemergel: nat. Wassergehalt 14,7 %, mittlere Bodenpressung 2,5 kg/cm², Fertigstellung des Bauwerks Juli 1935, Setzungsvoraussage etwa 60—80 mm, eingetretene Setzung bis Januar 1936 etwa 16 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

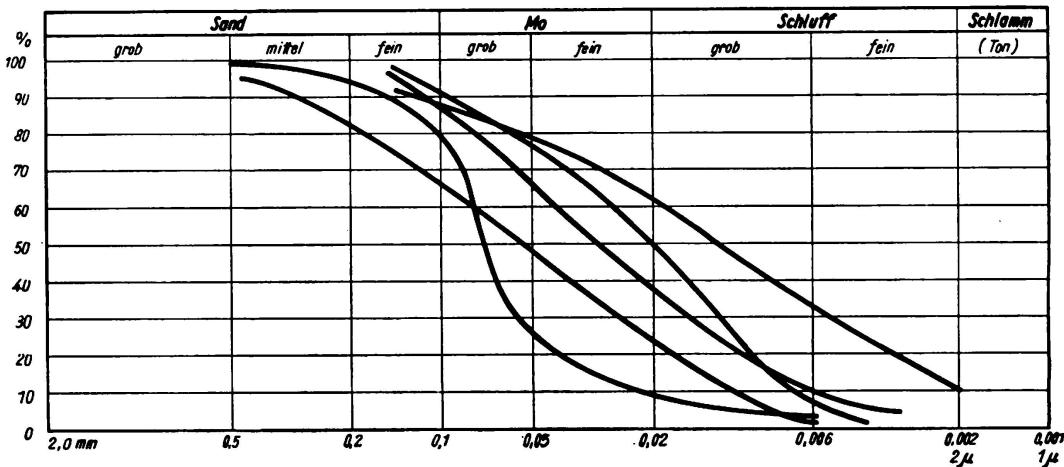


Fig. 26.

24. Bauwerk Nr. 15, km 19,942, Oberste Bauleitung Königsberg.

Vierfeldbalken mit insgesamt 55,8 m Länge, Flachgründung auf Geschiebemergel, mittlere Bodenpressung 2,5 kg/cm² für Widerlager und 3,0 kg für Pfeiler. Fertigstellung des Bauwerks Januar 1935, eingetretene Setzung bis August 1935 etwa 5 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

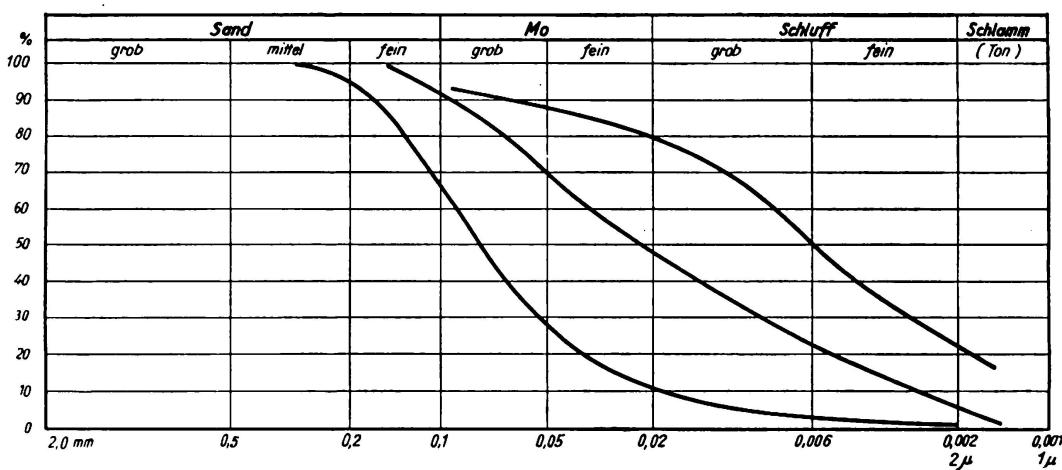


Fig. 27.

25. Bauwerk Nr. 16 a, km 21,658, Oberste Bauleitung Königsberg.

Balkenbrücke mit 4,50 m lichter Weite, Flachgründung auf Geschiebemergel, mittlere Bodenpressung 2,5 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks April 1935, eingetretene Setzung etwa 15 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

26. Bauwerk Nr. 157, km 52,555, Oberste Bauleitung Königsberg.

Geschlossene Rahmen mit 6,0 m lichter Weite, Flachgründung auf 2—3 m Sandschicht, darunter bis zu größerer Mächtigkeit Geschiebemergel: nat. Wassergehalt 15—27 %, Fließgrenze 27—34 %, Rollgrenze 18—20 %, mittlere Bodenpressung 2 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks August 1934, eingetretene Setzung im Mittel etwa 120 mm bis August 1935, Bauwerk zur Ruhe gekommen, Stufenbildung an den Bauwerksfugen (infolge ungleicher Überschüttung).

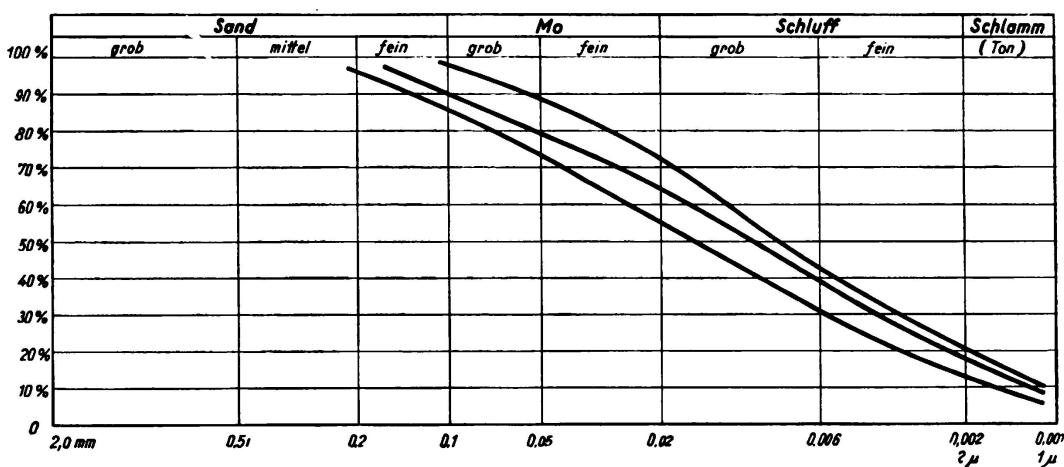


Fig. 28.

27. Bauwerk Nr. 14, km 19,400, Oberste Bauleitung Königsberg.

Zweifeldbalken, Flachgründung auf Geschiebemergel mit Zwischenschichten aus tonigem Feinsand, mittlere Bodenpressung 2,5 kg/cm² für Widerlager, 3 kg/cm² für Pfeiler. Fertigstellung des Bauwerks November 1934, eingetretene Setzung bis August 1935 etwa 12 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

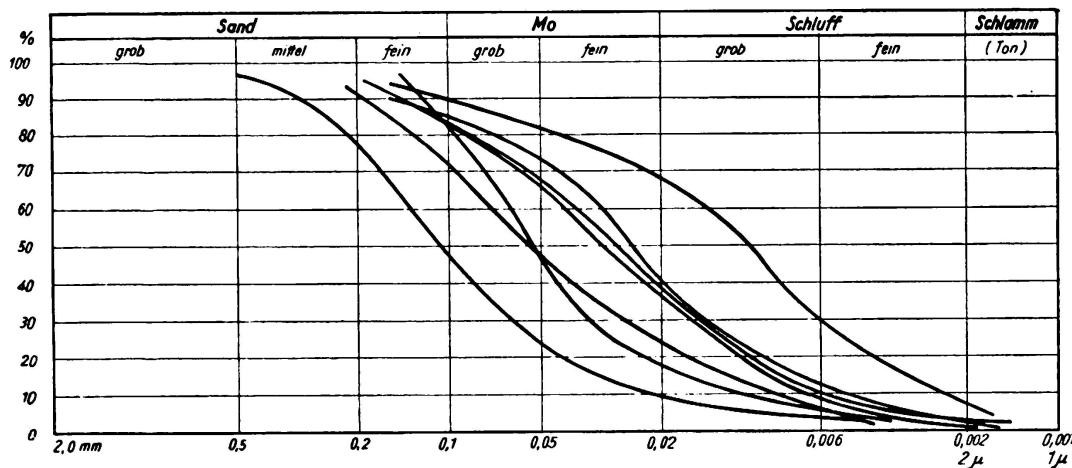


Fig. 29.

28. Bauwerk Nr. 13, km 18,6, Oberste Bauleitung Königsberg.

Zweifeldbalken mit je 14,3 m Stützweite, Flachgründung auf 1,50 m tonigem Feinsand, darunter Wechselschichten von tonigem Feinsand und Geschiebemergel.

Mittlere Bodenpressung $2,5 \text{ kg/cm}^2$ für Widerlager, $3,0 \text{ kg/cm}^2$ für Pfeiler. Fertigstellung des Bauwerks November 1934, eingetretene Setzung bis August 1935 etwa 10 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

29. 5 Bauwerke ohne nähere Lagebezeichnung, Oberste Bauleitung Stettin.

Flachgründungen auf Geschiebemergel, mittlere Bodenpressungen 2,8 bis $3,0 \text{ kg/cm}^2$, keine Setzungen und Schäden.

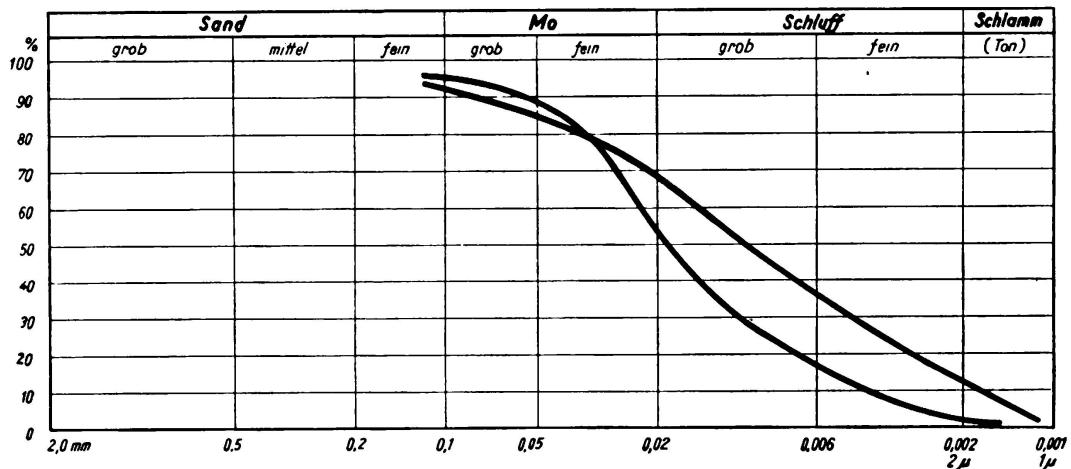


Fig. 30.

30. 9 Zweifeld-Plattenbalkenbrücken, Oberste Bauleitung Stettin.

Flachgründungen auf Geschiebemergel, mittlere Bodenpressungen 2,5 bis $4,0 \text{ kg/cm}^2$, keine Setzungen und Schäden.

31. 3 Zweifeld-Plattenbalkenbrücken, Oberste Bauleitung Stettin.

Flachgründungen auf 2—3 m lehmigem Sand, darunter Geschiebemergel, mittlere Bodenpressung $2,65 \text{ kg/cm}^2$, keine Setzungen und Schäden.

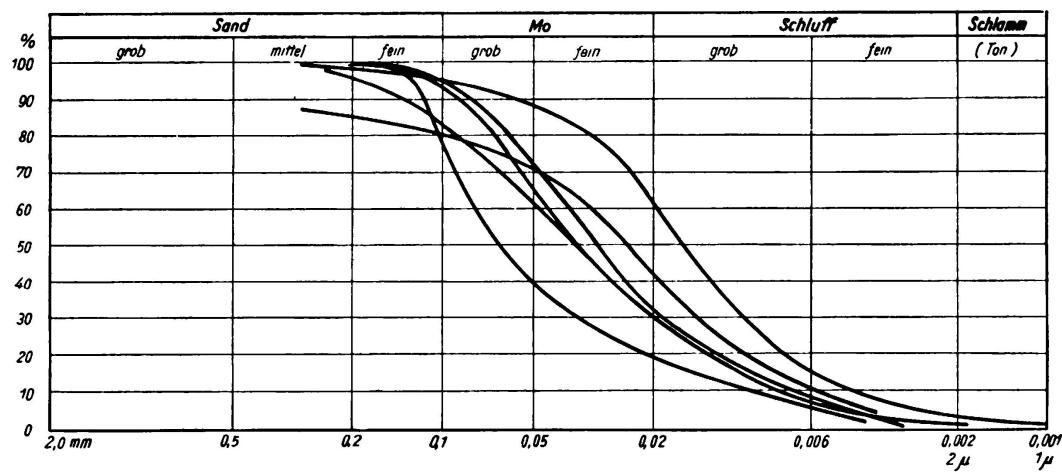


Fig. 31.

32. 3 Zweifeld-Plattenbalkenbrücken, Oberste Bauleitung Stettin.

Flachgründungen auf 2—3 m lehmigem Sand, darunter Sandschichten größerer Mächtigkeit, mittlere Bodenpressungen $2,2$ — $2,5 \text{ kg/cm}^2$, Setzungen zwischen 0 und 5 mm, keine Schäden.

33. Bauwerk Nr. 8, km 12,63, Oberste Bauleitung Königsberg.

Eisenbetonrahmen mit 15,4 m lichter Weite auf 4—6 m langen Eisenbetonpfählen. Untergrund schluffiger und toniger Feinsand und Kies. Fertigstellung des Bauwerks Juni 1935, eingetretene Setzung bis Juni 1935 etwa 10 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

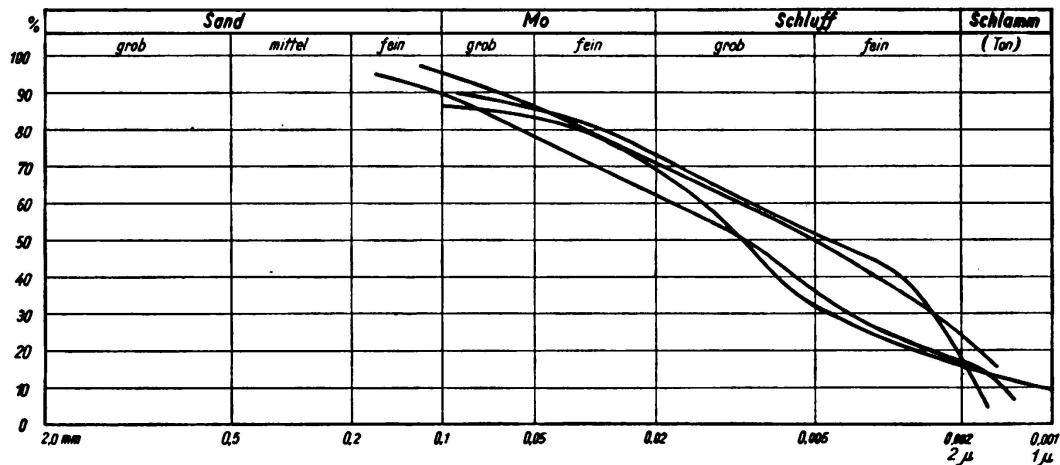


Fig. 32.

34. Bauwerk bei km 69,122, Oberste Bauleitung Dresden.

Durchlaufträger auf 4 Stützen, Flachgründung $2,5 \text{ kg/cm}^2$ auf tonigem Sand: nat. Wassergehalt 21 %, Fließgrenze 35 %, Rollgrenze 30 %. Fertigstellung des Bauwerks August 1935, eingetretene Setzung bis August 1935 etwa 4 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

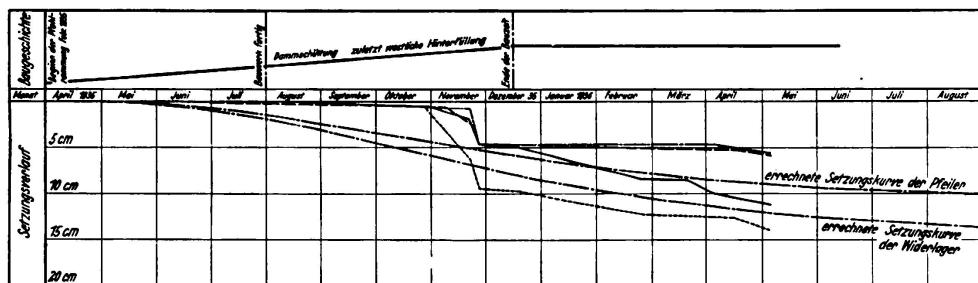


Fig. 33.

35. Bauwerk Nr. 155, km 48,262, Oberste Bauleitung Königsberg.

Fünffeldbalken (Blechträger) von 140 m Länge, 2 äußere Felder zu je 25 m und 3 mittlere Felder zu je 30 m Spannweite. Flachgründungen, mittlere Bodenpressung 2 kg/cm^2 für Widerlager und 3 kg/cm^2 für Mittelpfeiler. Mittelpfeiler zwischen Eisenspundwänden gegründet. Untergrund Sandschichten, zum Teil schwach tonig, in 10—14 m Tiefe Geschiebemergel. Fertigstellung des Bauwerks September 1934, eingetretene Setzung etwa 5 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

36. Bauwerk Nr. 337, km 408,0, Oberste Bauleitung Hannover.

Gerberträger über 6 Felder, Gesamtlänge 190 m (Fig. 19), Flachgründung auf Sand- und Kiesschichten, erster linker Pfeiler Pfahlgründung, da örtliches Auftreten von Ton und Moor. Mittlere Bodenpressung der Widerlager 1,5 bis $1,7 \text{ kg/cm}^2$, der Pfeiler $1,5$ — 3 kg/cm^2 . Fertigstellung des Bauwerks März 1936,

eingetretene Setzungen für Widerlager 16 mm, für Pfeiler 15 mm, für ersten linken Pfeiler 19 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

37. Bauwerk Nr. 252, km 334,7, Oberste Bauleitung Hannover.

Dreifeldplattenbalken, äußere Felder je 12 m, mittleres Feld 21 m Stützweite. Untergrund Kies und Sand bis zu größerer Mächtigkeit, darunter Ton (Fig. 20),

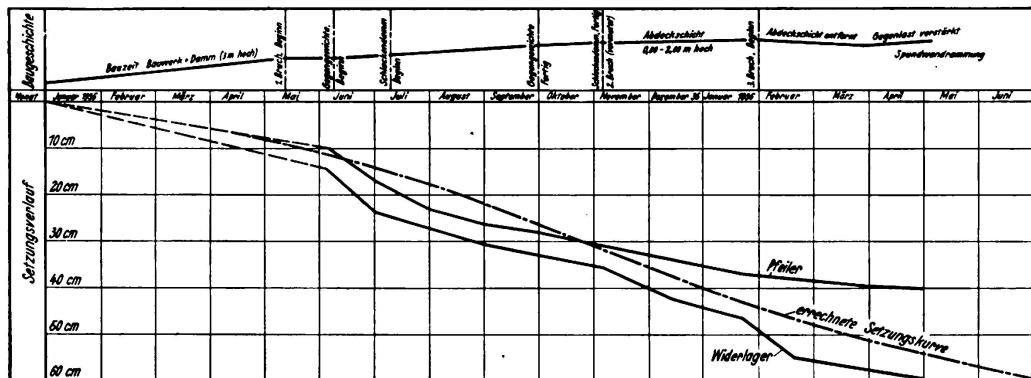
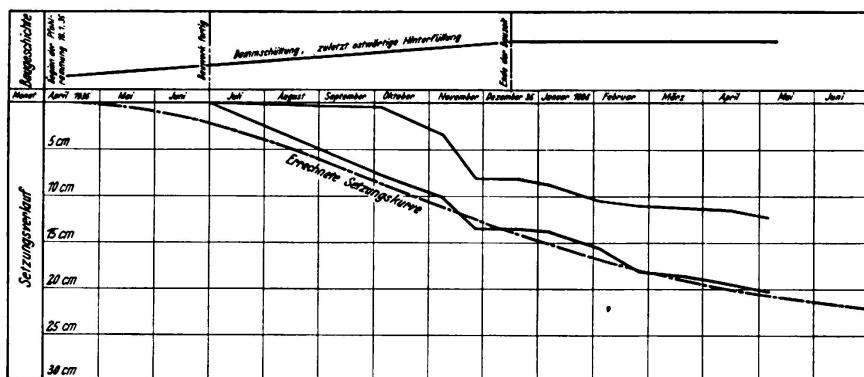


Fig. 34.

mittlere Bodenpressung für Widerlager 1,4 kg/cm², für Pfeiler 1,5 kg/cm². Fertigstellung des Bauwerks August 1935, eingetretene Setzungen westliches Widerlager zwischen 22 und 100 mm (Rollenlager wurde angehoben) und öst-



Fig, 35.

liches Widerlager zwischen 20 und 45 mm, Pfeiler im Mittel 15 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden (starke Setzung der Widerlager durch Hinterfüllung des Bauwerks bedingt).

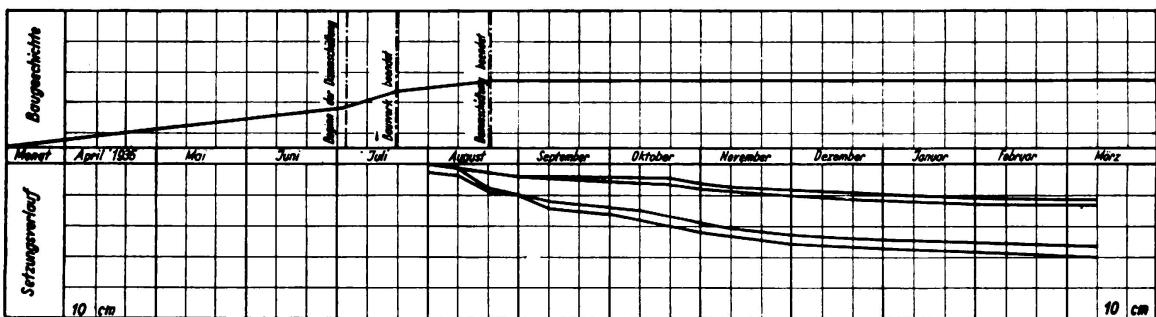


Fig. 36,

38. Bauwerk Nr. 18, km 19,431, Oberste Bauleitung Berlin.

Zweifeldbalken mit je 19,7 m Spannweite (Fig. 21). Flachgründung auf Sandschichten verschiedener Körnung, mittlere Bodenpressung 2,5 kg/cm². Fertig-

stellung des Bauwerks Februar 1936, Setzungsvoraussage etwa 10 mm, eingetretene Setzung bis Februar 1936 etwa 10 mm, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

39. Bauwerk Nr. 7, km 4,863, Oberste Bauleitung Breslau.

Zweifeldbalken mit Gerbergelenk über dem Mittelpfeiler, je 15,35 m Spannweite (Fig. 22), Flachgründung auf Lehm und tiefgründigem Sand und Kies, unter dem rechten äußeren Pfeiler in größerer Tiefe Torf (Moorerde). Mittlere Bodenpressung äußere Pfeiler $1,5 \text{ kg/cm}^2$, mittlerer Pfeiler $2,0 \text{ kg/cm}^2$. Fertigstellung des Bauwerks Oktober 1934, äußere Pfeiler im Mittel um 45 mm nach außen gedreht (März 1935), rechter äußerer Pfeiler außerdem um etwa 30 mm gesetzt, Bauwerk zur Ruhe gekommen, keine Schäden.

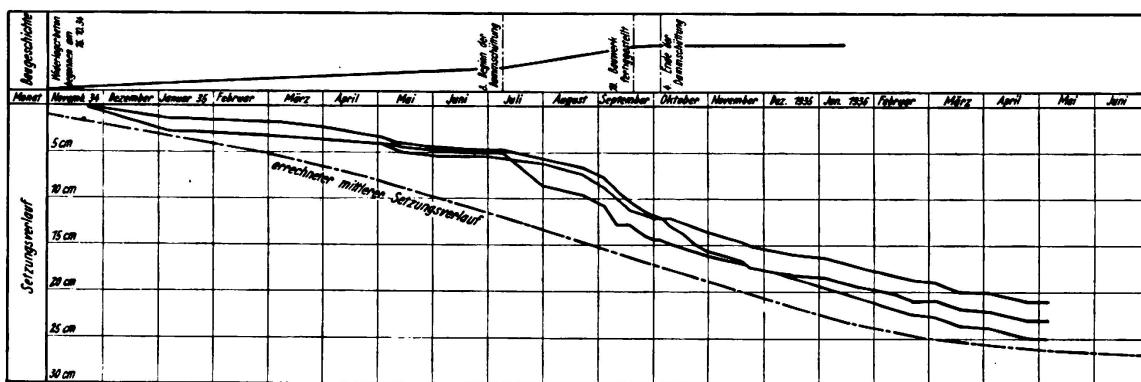


Fig. 37.

40. 13 Balkenbrücken, Oberste Bauleitung Stettin.

Flachgründungen auf zum Teil sehr feinem Sand bis 12 m Tiefe, mittlere Bodenpressungen $2,5 \text{ kg/cm}^2$, keine Setzungen und Schäden.

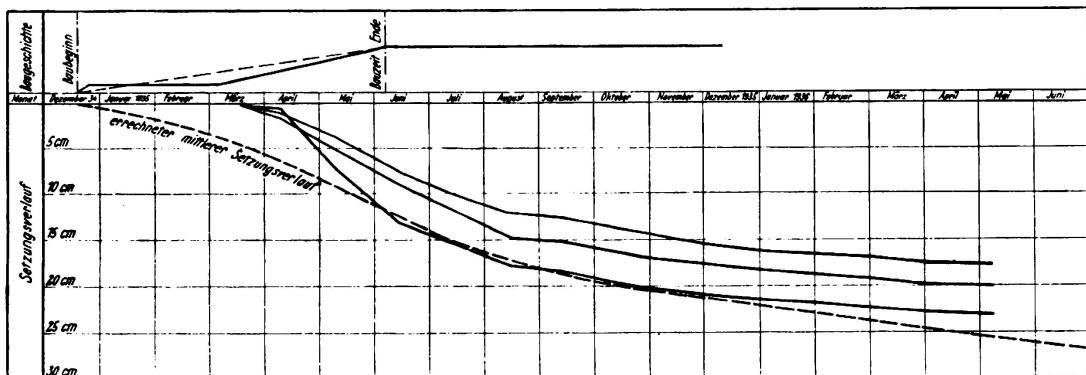


Fig. 38.

41. Bauwerk Nr. 79, km 241,380, Oberste Bauleitung Hannover.

Dreigelenkbogen 14 m Spannweite, Bodenpressung im Mittel $2,7 \text{ kg/cm}^2$ (Fig. 23). Untergrund Sandschichten wechselnder Dichte, unter dem linken Widerlager etwas tonig, daher dort Pfahlgründung. Fertigstellung des Bauwerks April 1935, eingetretene Setzungen westliches Widerlager 4 mm, östliches Widerlager (links) 15 mm bis März 1936, zur Ruhe gekommen, der nördliche Bogen weist Risse auf.

42. Bauwerk bei km 7,167, Oberste Bauleitung Frankfurt a. M.

Eisenbetonrahmen mit 19,55 m Spannweite, Eisenbeton-Rammpfähle 10—11 m lang, Untergrund 5—10 m Sand-Kies, darunter steifer Ton (zum Teil sandig), mittlere Bodenpressung 2,2 kg/cm², keine Setzungen und Schäden.

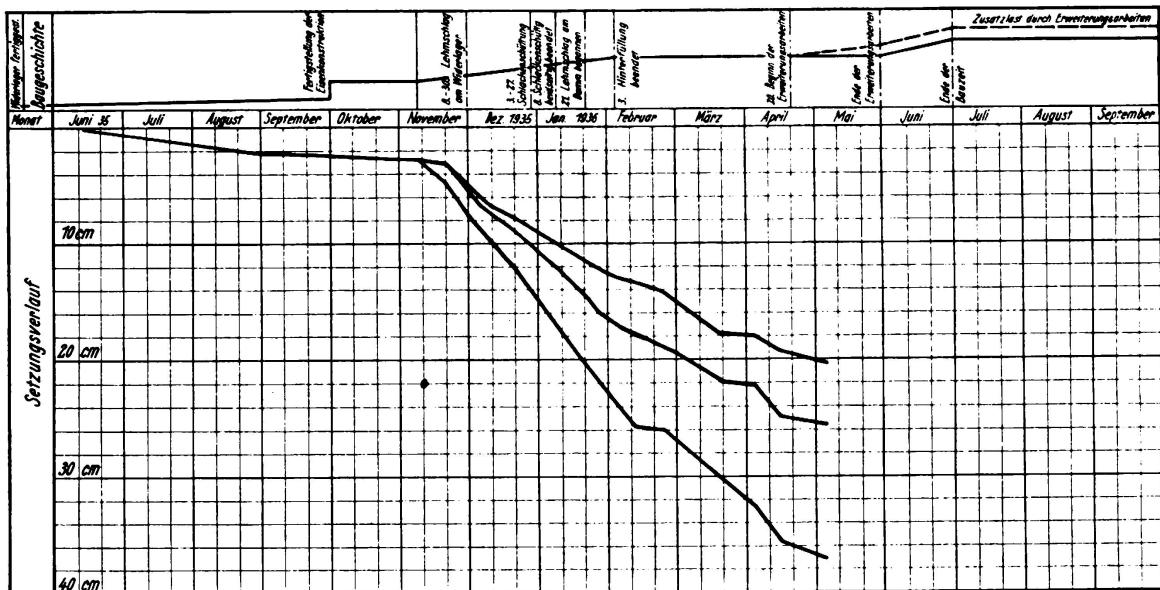


Fig. 39,

43. Bauwerk bei km 7,292, Oberste Bauleitung Frankfurt a. M.

Eisenbeton-Dreifeldbalken, Mittelfeld mit Einhängträger 31,2 m Spannweite, Seitenfelder je 8,6 m. Mittlere Bodenpressung 2,1 kg/cm², seitliche Felder als Rahmen ausgebildet mit durchgehender Plattenbildung zwischen Spundwänden. Untergrund 5—10 m Sand-Kies, darunter steifer Ton (zum Teil sandig), keine Setzungen und Schäden.

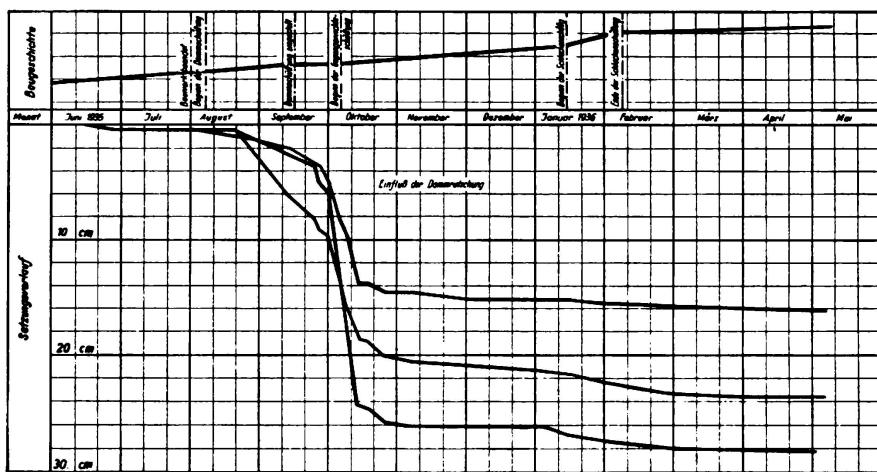


Fig. 40.

44. Bauwerk bei km 6,849, Oberste Bauleitung Frankfurt a. M.

Eisenbetonrahmen mit 12,6 m Spannweite, Flachgründung auf 4—5 m Sand-Kies, darunter steifer Ton (zum Teil sandig) von größerer Mächtigkeit: nat. Wassergehalt 15—21 %, Fließgrenze 25—50 %, Rollgrenze 9—15 %. Mittlere Bodenpressung 2,2 kg/cm². Keine Setzungen und Schäden.

IV. Schlußfolgerungen.

Zur Ermöglichung besserer Übersicht wurden die für eine zusammenfassende Beurteilung der einzelnen Bauwerke maßgebenden Daten in Tabellenform hervorgehoben (Tabelle 1—4). In der Hauptsache lassen sich die vorhandenen Böden in vier Gruppen, Ton und Löß, Schluff, Geschiebemergel, Sand und Kies (zum Teil tonig), gliedern. Vergleicht man die diesen vier Bodengruppen entsprechenden mittleren Setzungen (Tabelle 5) indem man der Einfachheit halber die einzelnen Werte mit Hilfe der theoretischen Setzungskurven ganz roh auf den Zeitpunkt bezieht, in dem der größte Teil der Bewegungen erfolgt ist, so läßt sich auch hier trotz des ungleichen Einflusses eine Reihe von Faktoren, wie Schichtstärke und Bodenpressung, eine gewisse Gliederung erkennen. Um Mißverständnissen vorzubeugen, muß jedoch ausdrücklich betont werden, daß sich die in Tabelle 5 enthaltene Gegenüberstellung und somit auch die sich daraus ergebenden Rückschlüsse ausschließlich auf die Untergrundverhältnisse Deutschlands beziehen.

Von den 72 beobachteten Bauwerken sind etwa die Hälfte auf Geschiebemergel und etwa ein Drittel auf Sand-Kiesschichten größerer Mächtigkeit gegründet. Wie aus Tabelle 5 hervorgeht, betrugen die Einsenkungen der genannten beiden Bodengruppen 0—20 bzw. 0—10 mm. Nachrechnungen haben ergeben, daß die Sicherheit gegen Einbruch der Widerlager und Pfeiler bei den entsprechenden Bodenpressungen von max. 4,0 bzw. 3,0 kg/cm² zwischen etwa 4 und 7 liegt. Die geringen Senkungen in Verbindung mit den hohen Sicherheiten gegen Einbruch würden somit auf Geschiebemergel und Sand-Kies höhere spez. Bodenpressungen zulassen. Bei Annahme von Bodenpressungen in der Höhe von 6 bzw. 5 kg/cm² würden die Sicherheiten bei unwesentlich höheren Setzungen noch immer 2 bzw. 3 betragen. Daß gleichmäßige Senkungen auch bei Eintritt von wesentlich höheren Werten nicht schaden, beweisen die auf tonigen Böden gegründeten Bauwerke, an denen innerhalb verhältnismäßig kurzer Zeit Bewegungen bis zu 200 mm beobachtet werden konnten. Wo sich an Bauwerken Schäden, z. B. Auswärtsneigen der Widerlager, einstellten, waren sie ausnahmslos auf jene Fälle beschränkt, in welchen die Dammschüttung erst nach Vollendung des Bauwerkes erfolgte oder in denen der Hinterfüllungskeil zwischen Widerlager und Damm sehr groß (weit) bemessen war. Dasselbe gilt im wesentlichen auch für die in weichen Schluffschichten gegründeten Bauwerke, soweit sie nicht durch Rutschungen und Einbrüche der anschließenden Damm-Massen ohnehin in Mitleidenschaft gezogen wurden.

Der größte Teil der Bauwerke ist flach gegründet, Pfahlgründungen sind auf jene Fälle beschränkt, in welchen der unregelmäßige Aufbau der Untergrundschichten unterschiedliche Senkungen erwarten läßt oder in weichen schluffigen Schichten gegründet werden mußte.

Als wesentliche Ergebnisse des vorliegenden Berichtes verdienen folgende Gesichtspunkte besonders hervorgehoben zu werden:

1. Geschiebemergel und Sand-Kiesschichten größerer Mächtigkeit lassen höhere Belastungen zu, als bisher üblich war.
2. Dammschüttungen sollen so früh als möglich erfolgen, um nachträglich unregelmäßige Bewegungen der Bauwerke zu vermeiden. Die nach Fertig-

stellung der Bauwerke zu verfüllenden Erdkeile hinter den Widerlagern sollen so weit das Bauwerk auf weichen und wenig durchlässigen Bodenschichten gegründet ist, möglichst klein gehalten sein.

T a b e l l e 1

Nr.	Fun-dierung	mittlere Bodenpress. in kg/cm ²	maßgebliche Bodenschicht	Bau voll-endet	Setzungs-voraussage in mm	Setzung-beobachtung in mm	Anmerkung
1	Flachgr.	1,4	Ton, steif	Juni 1935	—	Widerlag. 54 Pfl. 56 Apr. 1936	setzt sich weiter
2	Flachgr.	2,4	Ton, steif	Dez. 1935	—	Pfl. 52 März 1936	setzt sich weiter
3	Flachgr.	Widerlg. 1,5 Pfl. 1,0	schluffiger Ton, weich	Aug. 1935	Widerlg. 150 Pfl. 60	Widerlg. 46 Pfl. 25 Aug. 1935	zur Ruhe gek.
4	Flachgr.	2,75	tonig. Schluff, weich	Febr. 1936	95	i. M. 50 Apr. 1936	zur Ruhe gek.
5	Flachgr.	1,1	sandiger Ton	Nov. 1935	220	i. M. 140 Apr. 1936	setzt sich weiter
6	Flachgr.	1,5	tonig. Schluff, weich	Dez. 1935	—	i. M. 280 Apr. 1936	setzt sich weiter
7	Flachgr.	1,4	fetter Ton u. schluff. Ton	Juli 1935	—	Widerlg. 35 Pfl. 70 Aug. 1935	setzt sich weiter
8	Flachgr.	2,6	Löß	Juni 1935	—	i. M. 40 Apr. 1936	Setzung klingt aus
9	Flachgr.	2,6	Löß, sandig	Aug. 1935	—	23 Apr. 36	Setzung klingt aus
10	Pfahlgr.	Widerlg. 1,1 Pfl. 1,4	Schluff, schluff. Ton, weich	Dez. 1935	Widerlg. 120 Pfl. 90 Apr. 1936	Widerlg. 125 Pfl. 60 Apr. 1936	setzt sich weiter
11	Pfahlgr. schwimm.	1,1	Schluff, weich	Mai 1936	470 Mai 1936	i. M. 500 Mai 1936	setzt sich weiter

T a b e l l e 2.

Nr.	Fun-dierung	mittlere Bodenpress. in kg/cm ²	maßgebliche Bodenschicht	Bau voll-endet	Setzungs-voraussage in mm	Setzungs-beobachtung in mm	Anmerkung
12	Pfahlgr. schwimm.	1,5	Schluff, schluff. Ton, weich	Dez. 1935	200 Mai 1936	i. M. 150 Mai 1936	setzt sich weiter
13	Pfahlgr. schwimm.	1,5	Schluff, weich	Aug. 1935	250 März 1936	i. M. 60 März 1936	setzt sich weiter
14	Pfahlgr. schwimm.	1,3	Schluff, weich	Okt. 1935	350	i. M. 230 Mai 1935	setzt sich weiter
15	Pfahlgr. schwimm.	1,0	Schluff, weich	Nov. 1935	350	i. M. 200 Mai 1935	setzt sich weiter
16	Pfahlgr. schwimm.	2,0	Schluff, weich	Juli 1936	östl. Wdlg. 900, westl. Wdlg. 500	i. M. 300 Mai 1936	setzt sich weiter
17	Flachgr.	1,8	Schluff	Juli 1935	350 Mai 1936	i. M. 280 Mai 1936	setzt sich weiter
18	Flachgr.	2,5	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Dez. 1935	80—100	12 Dez. 1935	Setzung aus-klingend
19	Flachgr.	3,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	März 1936	10	i. M. 14 März 1936	zur Ruhe gekommen
20	Flachgr.	3,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Nov. 1935	40—60	i. M. 7 Jan. 1936	zur Ruhe gekommen
21	Flachgr.	3,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Nov. 1935	20	i. M. 5 Jan. 1936	zur Ruhe gekommen
22	Flachgr.	3,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Nov. 1935	20	i. M. 15 Jan. 1936	zur Ruhe gekommen
23	Flachgr.	2,5	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Juli 1935	60—80	i. M. 16 Jan. 1936	zur Ruhe gekommen

T a b e l l e 3.

Nr.	Fun-dierung	mittlere Bodenpress. in kg cm ²	maßgebliche Bodenschicht	Bau voll-endet	Setzungs-voraussage in mm	Setzungs-beobachtung in mm	Anmerkung
24	Flachgr.	Widerlg. 2,5 Pfl. 3,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Jan. 1935	—	i. M. 5 Aug. 1935	zur Ruhe gekommen
25	Flachgr.	2,5	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	April 1935	—	i. M. 15 Aug. 1935	zur Ruhe gekommen
26	Flachgr.	2,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	Aug. 1934	—	i. M. 120 Aug. 1935	zur Ruhe gekommen
27	Flachgr.	Widerlg. 2,5 Pfl. 3,0	Geschiebe-mergel, ton. Feinsand	Nov. 1934	—	i. M. 12 Aug. 1935	zur Ruhe gekommen
28	Flachgr.	Widerlg. 2,5 Pfl. 3,0	Ton, Sand, Geschiebe-mergel	Nov. 1934	—	i. M. 10 Aug. 1935	zur Ruhe gekommen
29	Flachgr.	3,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	—	—	keine Setzung	—
30	Flachgr.	2,5—4,0	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	—	—	keine Setzung	—
31	Flachgr.	2,65	Geschiebe-mergel, sandiger Ton	—	—	keine Setzung	—
32	Flachgr.	2,2—2,5	lehmig. Sand	—	—	0—5	zur Ruhe gekommen
33	Flachgr.	3,0	Sand, schluff., tonig	Juni 1935	—	i. M. 10 Juni 1935	zur Ruhe gekommen
34	Flachgr.	2,5	toniger Sand	Aug. 1935	—	i. M. 4 Aug. 1935	zur Ruhe gekommen
35	Flachgr.	Widerlg. 2,0 Pfl. 3,0	Sand, schwach tonig	Sept. 1934	—	i. M. 5 Febr. 1935	zur Ruhe gekommen

T a b e l l e 4.

Nr.	Fun-dierung	mittlere Bodenpress. in kg/cm ²	maßgebliche Bodenschicht.	Bau voll-endet	Setzungs-voraussage in mm	Setzungs-beobachtung in mm	Anmerkung
36	Flachgr.	Widerlg. 1,5—1,7 Pfl. 1,5—3,0	Sand-Kies, Pfl.I , Ton, Moor	März 1936	—	Widerlg. 16 Pfl. 15 Pfl. I. 19 April 1936	zur Ruhe gekommen
37	Flachgr.	Widerlg. 1,4 Pfl. 1,5	Sand-Kies z. T. tonig	Aug. 1935	—	Widerlg. 20—100 Pfl. 15 April 1936	zur Ruhe gekommen
38	Flachgr.	2,5	Sand	Febr. 1936	10	10 Febr. 1936	zur Ruhe gekommen
39	Flachgr.	äuß. Pfl. 1,5 mittl. Pfl. 2,0	dünne Lehm- schicht, Sand-Kies	Okt. 1934	—	horiz. 45 März 1935	zur Ruhe gekommen
40	Flachgr.	2,5	Sand	—	—	keine Setzung	—
41	Flachgr. westl. Widerlg. Pfahlgr. östl. Widerlg.	2,7	Sand, z. T. tonig	April 1935	—	westl. Wider- lager 4 östl. Wider- lager 15 März 1936	zur Ruhe gekommen
42	Pfahlgr.	2,1	Sand-Kies Ton	—	—	keine Setzung	—
43	Flachgr. m. Spund- wänden	2,2	San ies Ton	—	—	keine Setzung	—
44	Flachgr.	2,2	Sand-Kies Ton	—	—	keine Setzung	—

T a b e l l e 5.

Anzahl der Bauwerke	Bodengruppe	mittl. Bodenpressung in kg/cm ²	Setzungen in mm
9	Schluff	1,1—2,0	200—1000
8 (11)	Ton, Löß, Lehm usw.	1,1—2,6	50—200
31	Geschiebemergel, sandiger u. kiesiger Ton	2,5—4,0	0—20
24 (21)	Sand, Kies	1,5—3,0	0—10

Z u s a m m e n f a s s u n g.

Der Autor beschreibt für eine große Zahl neuer Bauwerke der deutschen Reichsautobahnen die Boden- und Fundierungsverhältnisse, stellt die Ergebnisse der Setzungsbeobachtungen tabellarisch zusammen und vergleicht diese mit den Setzungsvoraussagen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIII 3

Bericht über die dynamischen Bodenuntersuchungen.

Rapport sur l'auscultation dynamique des terrains.

Report on Dynamic Soil Tests.

Geh. Regierungsrat Dr. Ing. A. Hertwig,
Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

Vorbemerkung.

Die statischen Probebelastungen des Bodens durch aufgebrachte Gewichte oder durch Drücke mit hydraulischen Pressen haben bekanntlich verschiedene Mängel. Die Ergebnisse sind sehr stark von der Größe der belasteten Fläche abhängig. Schon *Engesser*¹ (1) hat gezeigt, daß bei gleicher Belastung je Flächeneinheit die Setzungen bei Probebelastungen mit zunehmender belasteter Fläche wachsen. *Kögler* (2), (3), (4) und verschiedene andere haben diesen von *Engesser* behaupteten Satz durch Versuche bewiesen. Bei einer bestimmten Flächengröße hat die Setzung einen Kleinstwert und wächst sehr stark bei abnehmender Fläche und weniger schnell bei zunehmender Fläche. Die Versuche umfassen aber bisher nur Flächengrößen bis zu ungefähr 1 m². Es ist daher außerordentlich schwer, aus solchen Versuchen durch Erweiterung auf belastete Flächengrößen, wie sie in der Wirklichkeit bei Bauwerken auftreten, Schlüsse zu ziehen. Ein weiterer Mangel der statischen Probebelastung besteht in der geringen Tiefenwirkung der Belastung. Hier ist von *Kögler* und anderen gezeigt, daß die Tiefenwirkung ungefähr das fünf- bis sechsfache des Durchmessers der belasteten Fläche erreicht. Man kann daher bei Probebelastungen dieser Art sehr häufig tiefere Schichten, die unter Umständen einen erheblichen Einfluß auf die Setzungen haben, gar nicht erfassen und kann sehr leicht falsche Schlüsse aus der Probebelastung ziehen.

Mit dem Ziel, diese Mängel zu vermeiden, sind in der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) seit sieben Jahren dynamische Verfahren zur Bodenuntersuchung entwickelt worden.

§ 1. Beschreibung der Apparatur.

Auf den zu untersuchenden Boden wird eine Maschine aufgebracht, die sinusförmig verlaufende Kräfte wählbarer Richtung auf den Boden ausüben kann. Bei der einfachsten Ausführung einer solchen Maschine drehen sich Unwuchten auf zwei gegeneinander laufenden Wellen (siehe Fig. 1). Es können sinusförmige Kräfte senkrecht zur Grundfläche, ferner Kräfte beliebiger Richtung

¹ Die Zahlen bezeichnen die entsprechende Nummer des Schrifttumverzeichnisses.

und Drehmomente erzeugt werden. Solche Schwinger baut die Firma Losenhausenwerk, Düsseldorfer Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft, Düsseldorf-Grafenberg. Die Masse der Maschine, die Größe der Zentrifugalkräfte und die Drehzahlen der Wellen können verändert werden.

Die im unendlich ausgedehnten, homogenen elastischen Halbraum entstehenden Wellen unter einer Streifenbelastung oder Punktbelastung sind von *Rayleigh* und *Lamb* (7), (8) untersucht worden. Es entstehen fortschreitende Schiebungs-Wellen, Verdichtungswellen und Oberflächenwellen, deren Fortpflanzungs-Geschwindigkeiten sich angenähert verhalten wie 1,7 : 1 : 0,9. Diese Wellen werden in der Makroseismik fast ausschließlich beobachtet. Die durch die eben beschriebene Maschine mit gegebener Masse und endlicher Grundfläche unter Berücksichtigung der Maschinenmasse erzeugten Schwingungen sind jetzt streng

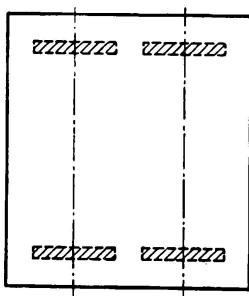
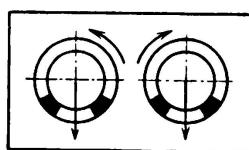


Fig. 1.

Anordnung der Schwungsmassen bei Lotrechterregung.

von *H. und E. Reißner* mathematisch behandelt worden (36). Auf diese Arbeit wird später noch eingegangen. Für die praktische Anwendung der im Boden erzeugten Schwingungen zur Feststellung der Bodeneigenschaften werden vereinfachende Annahmen gemacht.

Bei einem Teil der Versuche wird die Maschine und ein gewisser Teil des Bodens als schwingender Massenpunkt betrachtet, der auf einer mehr oder weniger elastischen Unterlage steht, nämlich dem zu untersuchenden Boden. In der zweiten Gruppe von Versuchen beobachtet man die von der Maschine erzeugten fortlaufenden Wellen.

§ 2. Die Maschine auf elastischer Unterlage.

Erregt man den auf dem Boden stehenden Schwinger durch lotrechte periodische Kräfte, so kann man in erster Annäherung die Maschine als Massenpunkt mit einem Freiheitsgrad in lotrechter Richtung betrachten. Der Boden erzeugt eine lineare Rückstellkraft und besitzt eine Dämpfung, die man in erster Annäherung proportional der Geschwindigkeit ansetzen kann. Dann wird der ganze Bewegungsvorgang durch die lineare Differentialgleichung mit festen Beiwerten beherrscht:

$$M \frac{d^2 x}{dt^2} + b \frac{dx}{dt} + cx = P \sin \omega t,$$

oder durch M dividiert:

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + 2 \lambda \frac{dx}{dt} + \alpha^2 x = \beta \sin \omega t.$$

In dieser Gleichung ist M die schwingende Masse,

$b \frac{dx}{dt}$ die Dämpfungskraft, und

$c x$ die elastische Rückstellkraft,

$P \sin \omega t$ die periodische Erregerkraft mit der Kreisfrequenz ω .

Beim Versuch läßt man nun die Kreisfrequenz alle möglichen Werte durchlaufen. Die Schwingungsausschläge x der Maschine werden durch einen Vibrographen, der auf der Maschine steht, aufgezeichnet. Ferner wird die Phasenverschiebung zwischen der Stellung der Unwucht und der schwingenden Maschine aufgenommen, indem in der Aufzeichnung des Vibrographen auch fortlaufend die Stellung der Unwuchten gekennzeichnet wird. Drittens wird die in die Maschine hineingeschickte Leistung gemessen.

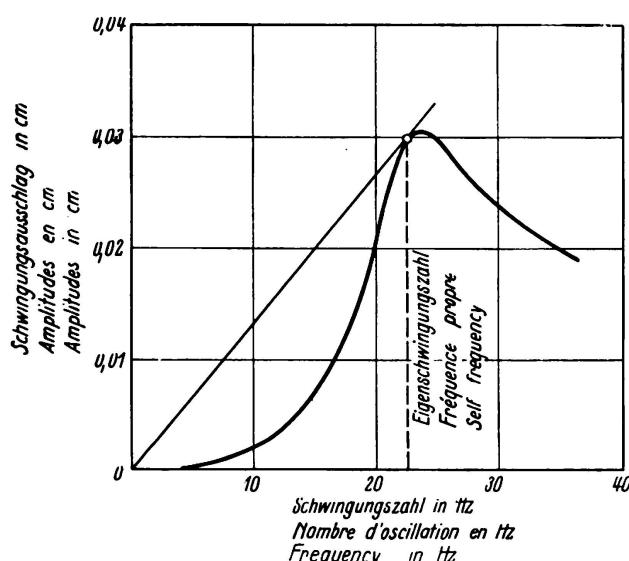


Fig. 2.
Amplituden des Schwingers auf dem Boden in Abhängigkeit der Schwingungszahl.

Bei einem solchen Versuch zeigt sich nun, daß die Amplituden x des schwingenden Massenpunktes bei steigender Drehzahl von 0 an bis zu einem Größtwert anwachsen und bei weiter steigender Drehzahl wieder gegen einen bestimmten Wert asymptotisch abfallen. Die Amplitudenaufzeichnung besitzt also offenbar eine Resonanzstelle, wenn die Erregerfrequenz übereinstimmt mit der Eigenfrequenz α der ungedämpften Schwingung des schwingenden Massenpunktes. Ebenso zeigt sich diese Resonanzstelle in der Aufzeichnung der Leistung und in der Aufzeichnung der Phasenverschiebung (siehe Fig. 2—5).

Die beim Versuch aufgenommenen Amplituden-, Leistungs- und Phasenkurven kann man unter Zugrundelegung der Differentialgleichung des schwingenden Massenpunktes zur Berechnung der Festwerte α und λ der Differentialgleichung benutzen. Die Auswertung, die hier nicht ausführlich dargestellt werden kann, ist in der Veröffentlichung der Deutschen Forschungsgesellschaft

für Bodenmechanik, Heft 1 (14), beschrieben. Da die Amplituden, die Leistung und die Phase mit verschiedenen Instrumenten aufgenommen werden, kann man auch die Genauigkeit der Werte α und λ bestimmen. Der mittlere Fehler der Zahlen α schwankt zwischen 3 und 5 %, der der Dämpfungszahl λ dagegen ist erheblich größer. Auf den Grund dieser geringeren Genauigkeit kann hier auch nicht eingegangen werden.

Die Eigenschwingungszahl $\alpha = \sqrt{\frac{c}{M}}$ hängt von den Eigenschaften des federnden Bodens ab. Die Ergebnisse einer großen Versuchsreihe auf den mannigfältigsten Böden sind in der Zahlentafel Nr. 1 zusammengestellt und nach der steigenden Zahl α geordnet. In der dritten Spalte der Tafel sind die aus der Erfahrung bekannten Belastungen auf die Flächeneinheit eingetragen. Es zeigt sich durch Vergleich der beiden Spalten, daß ein Zusammenhang zwischen der Zahl α und der zulässigen Belastung vorhanden ist. Die Zahlen α steigen entsprechend der zulässigen Belastung, so daß man die Zahl α unmittel-

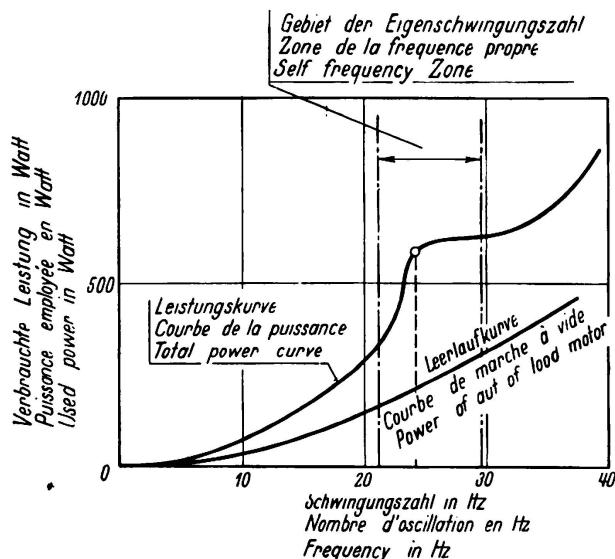


Fig. 3.
Leistung in Abhängigkeit
der Schwingungszahl.

bar als Maßstab für die Bodenbelastung benutzen kann. Die Zahl α zur Kennzeichnung der Bodenträgfähigkeit bietet nun gegenüber der Bestimmung der zulässigen Beanspruchung auf Grund von statischen Probobelastungen den Vorteil, daß bei der experimentellen Bestimmung der Zahl α sehr viel größere Bodenbereiche erfaßt werden als beim statischen Versuch, so daß auch der Einfluß tieferer Schichten erscheint. Ferner spielt bei der Bestimmung die Größe der belasteten Fläche keine so ausschlaggebende Rolle wie beim statischen Versuch. Selbstverständlich sind auch bei dem dynamischen Versuch nur solche Zahlen α unmittelbar miteinander vergleichbar, die mit einer Normalapparatur, d. h. einer Maschine mit bestimmtem Gewicht, bestimmter Grundfläche und bestimmter Zentrifugalkraft ermittelt sind. Es besteht aber die Möglichkeit, Ergebnisse mit Maschinen anderer Grundgrößen aufeinander zu beziehen.

Die Dämpfungszahl λ hängt zusammen einerseits mit der inneren Reibung des Bodens und andererseits mit der Formänderungsarbeit bei den nichtelasti-

schen dauernden Setzungen. Ist die innere Reibung und die Formänderungsarbeit der dauernden Setzungen groß, so ist auch die Dämpfung groß. Da aber diese beiden Umstände, die Reibung und die dauernden Setzungen, die Dämpfung beeinflußen, kann man natürlich nicht den Schluß ziehen, daß Böden großer Dämpfung große dauernde Setzungen haben müssen, weil auch ein Boden mit großer innerer Reibung ohne dauernde Setzungen große Dämpfung haben kann.

In Fig. 5 ist der Setzungsverlauf eines Versuches in Abhängigkeit von der Frequenz der Erregung aufgetragen. Bringt man diesen Setzungsverlauf in Beziehung zur Amplitudenkurve, so zeigt sich bei sehr vielen Böden, daß die Setzungen zunächst langsam ansteigen, im Resonanzbereich sehr stark anwachsen, jenseits des Resonanzbereichs wieder langsam zunehmen. Die dauernden Setzungen bei nichtbindigen Böden entstehen hauptsächlich durch den Zusammenbruch instabiler Kornlagerungen. Erregt man den Boden, so nimmt im Resonanzbereich die Reibung zwischen den schwingenden Kornteilchen so stark

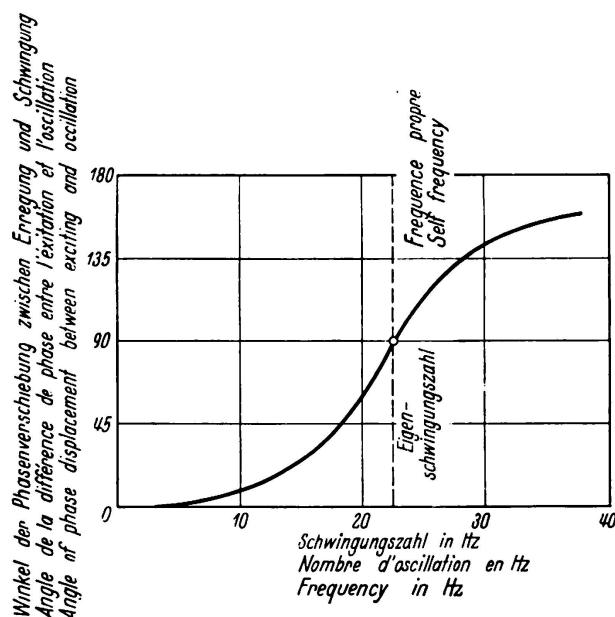


Fig. 4.

Phasenverschiebung zwischen Erregung und Schwingung in Abhängigkeit der Schwingungszahl.

ab, daß die bei statischer Belastung in Selbstsperrung befindlichen Kornlagerungen zusammenbrechen, bis während des Schwingungsvorganges schließlich eine dichteste Packung der Körner erreicht wird.

Aus der Dämpfungszahl und dem Setzungsverlauf zusammen kann man also eine zuverlässige Voraussage über das Verhalten des Bodens bei dynamischen Beanspruchungen und Erschütterungen machen.

Bei stark bindigen Böden kann natürlich diese dynamische Belastung des Bodens allein noch keinen ausreichenden Aufschluß über den Einfluß der Zeit auf die Setzungen liefern. Hier sind selbstverständlich weitere Untersuchungen an ungestörten Proben der bindigen Böden im Laboratorium nach den bekannten Verfahren erforderlich. Auch bei nichtbindigen Böden empfiehlt es sich, zur Ergänzung der dynamischen Versuche ungestörte Proben zu entnehmen, um die Korngrößenverteilung, das Porenvolumen und die Verdichtungsfähigkeit zu bestimmen.

§ 3. Die Geschwindigkeit der fortschreitenden Wellen an der Oberfläche.

Der Charakter der durch die Maschine erzeugten Wellen ist noch nicht vollständig geklärt. Man kann aber folgende Messung durchführen: Durch einen Seismographen zeichnet man in genügend dichten Abständen in einer von der Erregermaschine ausgehenden Geraden die Amplituden eines kleinen Oberflächenstückes des Bodens, also ungefähr eines Oberflächenpunktes, auf, zugleich mit der Stellung der Unwucht in der Erregermaschine. Verfolgt man nun zugleich mit der Unwuchtstellung die Lage z. B. eines Wellenberges, den man bei genügend enger Entfernung der Meßstellen in den verschiedenen Aufzeichnungen leicht herausfinden kann, so sieht man, daß sich dieser Wellenberg mit einer gewissen Geschwindigkeit fortpflanzt. Man kann für diesen Wellenberg (Fig. 6) einen graphischen Fahrplan wie bei der Eisenbahn zeichnen. Im homogenen

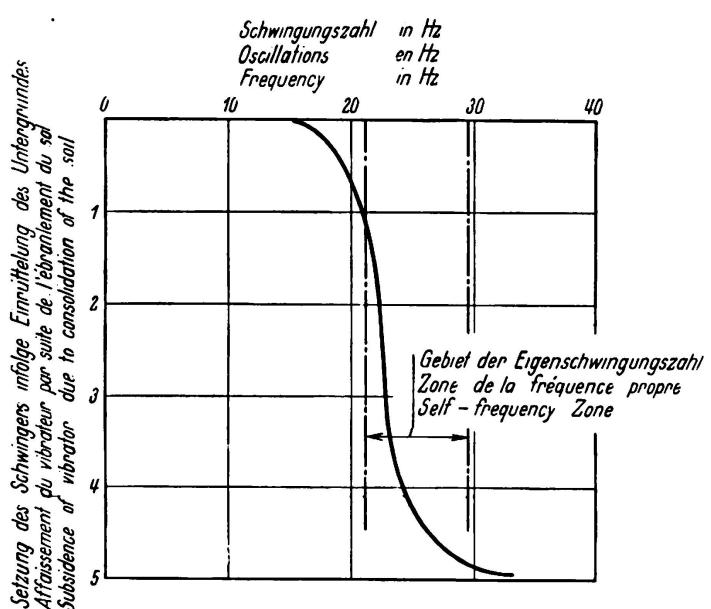


Fig. 5.
Die Setzung des
Schwingers infolge der
Einrüttelung des Bodens
in Abhängigkeit der
Schwingungszahl.

Boden zeigt dieser Plan eine gegen die Zeitachse geneigte gerade Linie (Fig. 6 b). Die Tangente ihres Neigungswinkels gibt die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Wellenberges an. Tritt die Welle beim Fortschreiten in einen Boden anderer Dichtigkeit, dann zeigt diese Laufzeitkurve eine andere Geschwindigkeit; beim Übergang vom einen zum anderen Boden hat die Laufzeitkurve einen Knick (siehe Fig. 6 a).

Diese Versuche sind auf den mannigfältigsten Bodenarten vorgenommen und die Ergebnisse in der obenstehenden Zahlentafel 1 in Spalte 1 eingetragen. Man sieht, daß in dieser Tafel die Geschwindigkeiten ebenfalls nach der Größe geordnet sind, von 80 m/sec bis 1100 m/sec ansteigend. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit dieser Wellen ist also ebenso wie die oben schon ermittelte Federkonstante des Bodens ein Maß für die Güte, d. h. die Tragfähigkeit des Bodens. Dieses Maß ist sogar empfindlicher als die oben gemessene Federkonstante α .

Stellt man nun auf einem Gelände, dessen Bodeneigenschaften an der Oberfläche untersucht werden sollen, die Maschine an verschiedenen Stellen auf und

mißt nach den verschiedenen Richtungen hin die Fortpflanzungsgeschwindigkeiten, so kann man eine Karte mit den Oberflächeneigenschaften des Bodens entwerfen (siehe Fig. 7).

Aus der Größe der Geschwindigkeiten kann man einen Schluß über die Art der erregten Wellen ziehen, wenn man zugleich noch die Wellen mißt, die in demselben Boden bei Stoßerregung durch Fallgewichte oder Explosionen erzeugt werden. Diese Wellen zeigen erheblich größere Geschwindigkeiten und werden

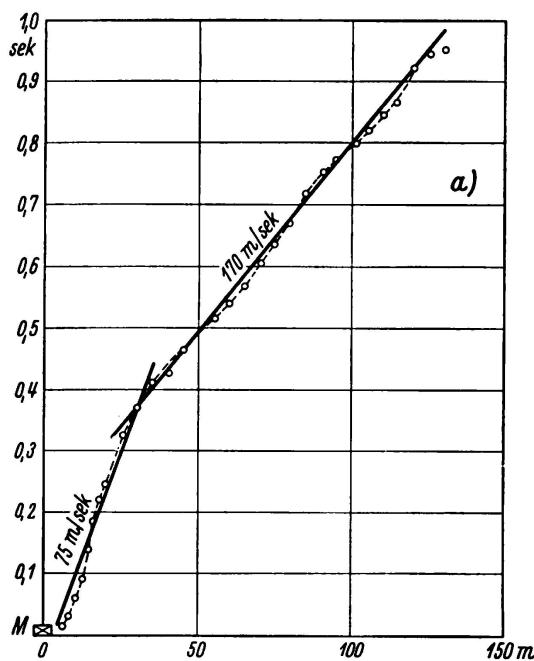
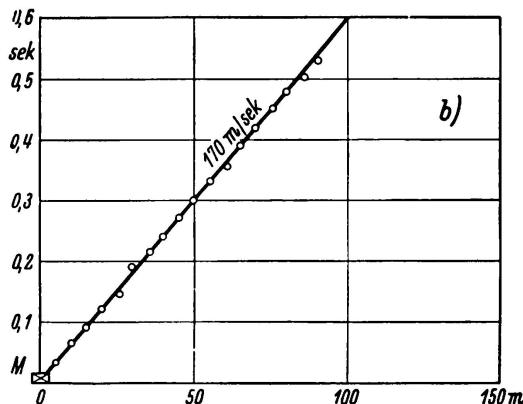


Fig. 6.
Die Laufzeitkurve der vom
Schwinger im Boden erregten
elastischen Wellen.

a) Im geschichteten Boden,
b) im homogenen Boden.



im allgemeinen als reine Kompressionswellen angesprochen. Bei den durch die Maschine erregten und an der Oberfläche gemessenen Wellen sehr viel geringerer Fortpflanzungsgeschwindigkeit wird es sich daher im homogenen Halbraum im wesentlichen um Transversal- oder Rayleighwellen handeln. Es ist eine Aufgabe der weiteren Forschung, den Charakter dieser Wellen genau zu bestimmen.

Zeichnet man den Amplitudenverlauf eines Oberflächenpunktes auf, so sieht man bei sinusförmiger Erregerkraft auch einen rein sinusförmigen Verlauf der Amplituden. Nur in der unmittelbaren Nähe der Maschine ist bisweilen der sinusförmige Verlauf gestört, weil noch andere periodische Kraftverläufe von ge-

rigerer Stärke als die periodisch verlaufende Unwucht einen Einfluß ausüben. Die Größe der Amplitude nimmt, wie Fig. 8 a zeigt, mit der Entfernung von der Maschine schnell ab, ungefähr nach einer Exponentialkurve. Diese Art der Abnahme ist auch schon von vielen anderen Seiten festgestellt worden (37), (38), (39).

Die verschiedenen Bodenarten zeigen eine verschiedene Absorption. Soweit bisher Messungen der Absorption vorliegen, scheint die Absorption von der Wellenlänge abhängig zu sein, und zwar ist sie für kurze Wellen stärker als für lange Wellen.

Auch bei der Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist an manchen Stellen eine Abhängigkeit von der Wellenlänge festzustellen (Dispersion), jedoch sind für eine vollständige Klärung der Absorption und Dispersion noch weitere Versuche erforderlich.

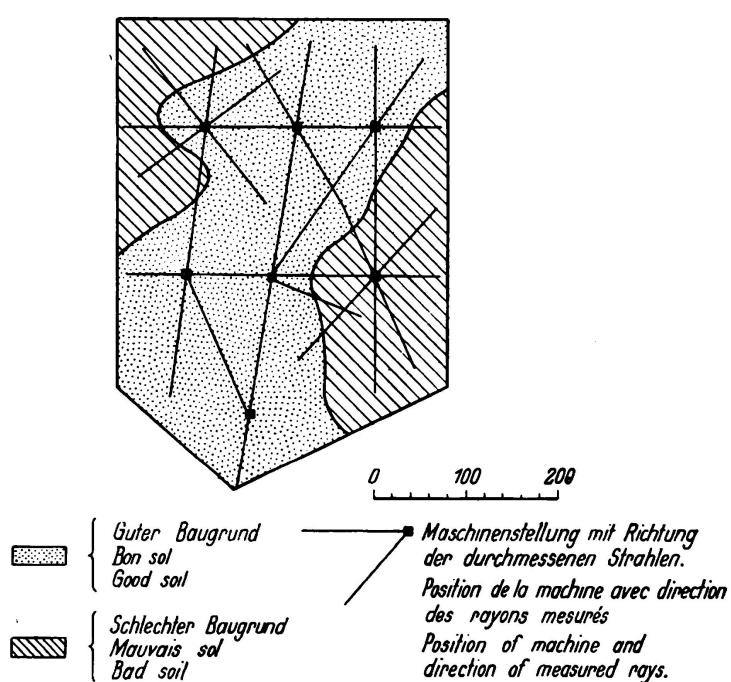


Fig. 7.

Ergebnis einer dynamischen Baugrunduntersuchung:
Feststellung der Grenzen zwischen gutem und schlechtem Baugrund.

§ 4. Die Wellen im geschichteten Boden.

Befindet sich in einer bestimmten Tiefe unter der Oberfläche eine zur Oberfläche parallele Begrenzung gegen einen Boden anderer Eigenschaft und ist die Absorption der Wellen in der Oberfläche eine stärkere als in der darunter liegenden Schicht, dann zeigt die Laufzeitkurve ebenfalls einen Knick, und zwar erscheint in der Nähe der Maschine zunächst die Geschwindigkeit der Oberflächenschicht. In größerer Entfernung taucht die Geschwindigkeit der unteren Schicht auf. Hier ist die Oberflächenwelle bereits absorbiert und es erscheint an der Oberfläche die Schwingung der tieferen Schicht. Diese Deutung der Laufzeitkurve wird durch andere Untersuchungen der oberen und unteren Schichten bestätigt.

Die einzelnen Zweige der Laufzeitkurve sind keine geraden Linien mehr, sondern zeigen über die Geraden gelagerte schwach gekrümmte Sinuslinien. Ihre Bedeutung ist in der Veröffentlichung der Degebo, Heft 4, untersucht. In der Laufzeitkurve kann man bereits aus der Geschwindigkeit die Eigenschaften der tiefer liegenden Schicht erkennen.

Betrachtet man weiterhin die Amplituden der Punkte auf einer von der Erregermaschine ausgehenden Geraden, so nehmen sie im homogenen Boden, wie oben gesagt, von der Maschine aus ungefähr exponentiell ab. Im geschichteten Boden dagegen ist keine gleichmäßige Abnahme vorhanden, sondern an einzelnen Stellen treten wieder ausgesprochene Maxima der Amplituden auf. Solche Maxima können verschiedene Ursachen haben. Die Maxima sind bei vollständiger Homogenität der Schichten in sich nur durch Interferenz zwischen

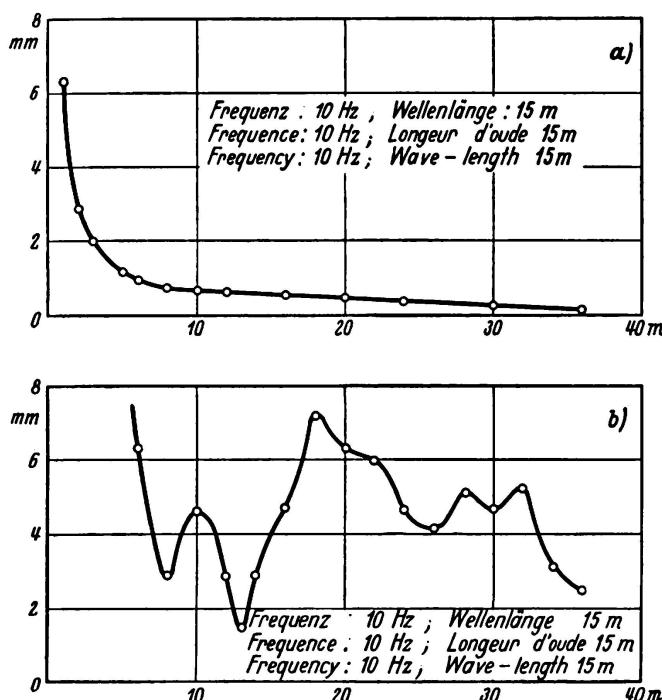


Fig. 8.
Amplituden der Bodenschwingung in Abhängigkeit der Entfernung vom Erreger
a) für lange Wellen,
b) für kurze Wellen.

den Wellen der oberen und der unteren Schicht oder aus der Überlagerung mit Wellen, die an der Grenzfläche zurückgeworfen werden, zu erklären. Bestimmt man die Maxima auf allen möglichen von der Erregermaschine ausgehenden Geraden, so liegen sie auf konzentrischen Kreisen um die Erregermaschine, wenn der Boden homogen und die Grenzebene der Oberfläche parallel ist. Macht man gewisse Annahmen über den Verlauf der Wellen, ähnlich wie in der Seismik bei Lagerstättenuntersuchungen, so kann man aus der Entfernung der Interferenzringe die Tiefe der Grenzebene bestimmen. Ist die Grenzebene nicht parallel der Oberfläche, so entstehen statt der konzentrischen Kreise ellipsenähnliche, konfokale Kurven. Verzerrte Kurven können auch entstehen, wenn der Boden um die Maschine herum nicht homogen ist. Welcher von diesen beiden Fällen vorliegt, ob Inhomogenität oder eine geneigte Grenzfläche, lässt sich ermitteln, wenn man auf einer Geraden von der Maschine weg und umgekehrt zur Maschine hin misst.

Will man den inneren Aufbau des Bodens mit Hilfe des dynamischen Verfahrens untersuchen, so spielt natürlicherweise die verwendete Wellenlänge eine erhebliche Rolle. Fig. 8a—b zeigen den Amplitudenverlauf für zwei Messungen an der gleichen Stelle, einerseits bei einer Wellenlänge von 15 m und andererseits bei einer Wellenlänge von 7,5 m. Die erste Kurve hat einen ziemlich glatten Verlauf, die zweite zeigt eine große Zahl von Maxima und Minima. Hier machen sich Beugungerscheinungen geltend; wenn die Wellenlängen nicht im richtigen Verhältnis zu den Abmessungen der im Boden enthaltenen Teile mit verschiedenen Eigenschaften stehen, so werden die Wellen um diese Unstetigkeiten herum gebeugt. Diese Tatsache spielt auch eine Rolle, wenn man Wellen im Boden abschirmen will.

§ 5. Anwendungen.

In den vorstehenden Paragraphen ist schon an einzelnen Stellen auf die Anwendung der Verfahren hingewiesen. Jetzt sollen einige Beispiele aus der Praxis kurz beschrieben werden.

1. Bestimmung der α -Zahlen und Setzungen.

Auf einem Gelände, bei dem die Bohrungen und die äußerliche Betrachtung des Bodens auf eine große Gleichmäßigkeit des Untergrundes schließen ließen, sollten mit Rücksicht auf dynamische Einwirkungen die zu erwartenden Setzungen an den verschiedenen Fundamentstellen vorausgesagt werden, weil ungleichmäßige Setzungen der Einzelfundamente sich ungünstig auswirken konnten. Der Grundriß des geplanten Gebäudes und die Aufstellungsorte der Schwingungsmaschine sind in Fig. 9 dargestellt. Auf den verschiedenen Standorten wurden Leistungskurven, Amplitudenkurven und Setzungen gemessen. Die α -Zahlen schwankten zwischen 21,7 und 24 Hz, die Setzungen zwischen 7 und 3 mm. Die Untersuchungen sind mit einer Normalapparatur von 1 m² Grundfläche, 2700 kg Gewicht und gleicher Exzentrizität ausgeführt. Die Setzungen beziehen sich alle auf die dynamische Beanspruchung innerhalb einer bestimmten Zeit. Die mit ungestörten Bodenproben im Laboratorium ausgeführten Verdichtungsversuche bestätigten die in den α -Zahlen und in den Setzungen zum Ausdruck kommenden Ungleichmäßigkeiten. Auf Grund der so gewonnenen Unterlagen wurden für alle Pfeiler mit Rücksicht auf die Größe der Fundamentflächen diejenigen zulässigen Belastungen bestimmt, denen eine gleichmäßig zu erwartende Setzung zugeordnet werden konnte. Die festgestellten zulässigen Bodenpressungen lagen für eine Gruppe der Fundamente bei 2 kg/cm², bei der anderen Gruppe bei 2,5 kg/cm². Für Baustellen geringer Ausdehnung genügen Bestimmungen der α -Zahlen und der Setzungen mit gleichzeitiger Beobachtung der Dämpfung, um einen Aufschluß über die Gleichmäßigkeit des Untergrundes zu gewinnen. Zur Vorausberechnung von Setzungen ist die Untersuchung ungestörter Bodenproben im Laboratorium bei bindigen Böden notwendig, bei nicht bindigen Böden erwünscht.

Bei der Gründung von Turbinenfundamenten pflegt man heute die Eigenschwingungszahlen der Maschine auf ihren elastischen Fundamenten aus räumlichen Rahmenkonstruktionen zu berechnen, unter der Voraussetzung, daß dieser ganze Körper mit seiner Grundplatte auf einem starren Boden steht. Dabei wird

angenommen, daß die Nachgiebigkeit des Bodens im Verhältnis zu den Formänderungen des Rahmenfundamentes vernachlässigt werden kann. Diese Annahme ist aber keineswegs immer erfüllt. Wenn also auch schon bei solchen Turbinenfundamenten unter Umständen bei der Schwingungsberechnung die Nachgiebigkeit des Bodens berücksichtigt werden muß, so kommt man bei Blockfundamenten ohne Kenntnis dieser Nachgiebigkeit überhaupt nicht aus. Hier stellt die Maschine zusammen mit dem Fundamentblock einen starren Körper dar, der auf dem Boden auf elastischer Unterlage gestützt ist. Hier hängen die Eigenfrequenzen der sechs Freiheitsgrade des starren Körpers von der Masseverteilung und den Federkonstanten des Bodens ab. Für solche Gründungen sind mehrfach nach dem oben beschriebenen Verfahren die α -Zahlen, die mit schwingende Masse des Bodens und schließlich die Federkonstanten bestimmt worden. Mit Rücksicht auf die meist vorhandene Symmetrie im Körper kann man das Problem als ein ebenes behandeln, sodaß nur eine elastisch gestützte Scheibe mit 2 oder drei Freiheitsgraden, je nach den weiteren Symmetrieeigenschaften, berechnet zu werden braucht (35).

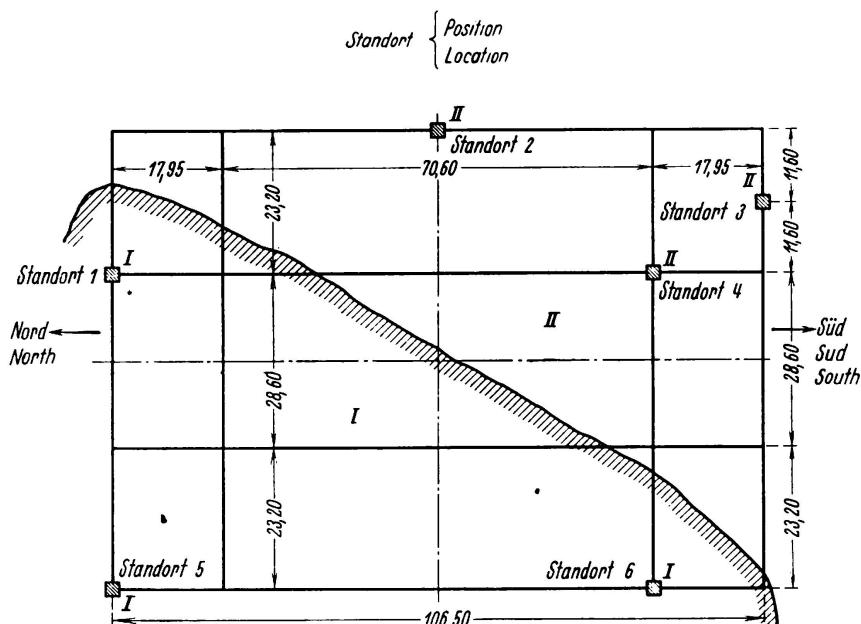


Fig. 9.

Lageplan für eine dynamische Bodenuntersuchung:

Standorte des Schwingers im Grundriß des geplanten Gebäudes. Die schraffierte Linie gibt die Grenze zwischen gutem und weniger gutem Baugrund an.

Die bisherigen praktischen Fälle haben eine außerordentlich gute Übereinstimmung zwischen der Vorausberechnung und den später gemessenen Eigenfrequenzen ergeben. Die Eigenfrequenzen werden auch mit Hilfe eines Schwingers und durch Aufzeichnen der Resonanzkurven in bekannter Weise ermittelt. Hat man genügend feine Meßinstrumente, so kann man selbst an Maschinen und Fundamenten von mehreren tausend Tonnen mit einem Schwinger von 2000 kg Fliehkraft die Resonanzkurven der Amplituden aufnehmen.

Die Wirkung künstlicher Verdichtungen kann man schon durch Messungen der α -Zahlen und der Setzungen allein nachprüfen. In Fig. 10a—b sind

Amplitudenkurven und Setzungskurven wiedergegeben, die auf einem künstlich verdichteten Damm vor und nach der Verdichtung aufgenommen worden sind. Durch die Verdichtung ist die α -Zahl von 22,6 auf 23,0 gestiegen (Fig. 10a), also nicht sehr erheblich. Die Setzungen dagegen sind zurückgegangen von 28 mm auf 8 mm (Fig. 10b). Die Setzungskurven zeigen den oben schon erwähnten Verlauf. Die Setzung spielt sich hauptsächlich innerhalb des Resonanzbereiches ab.

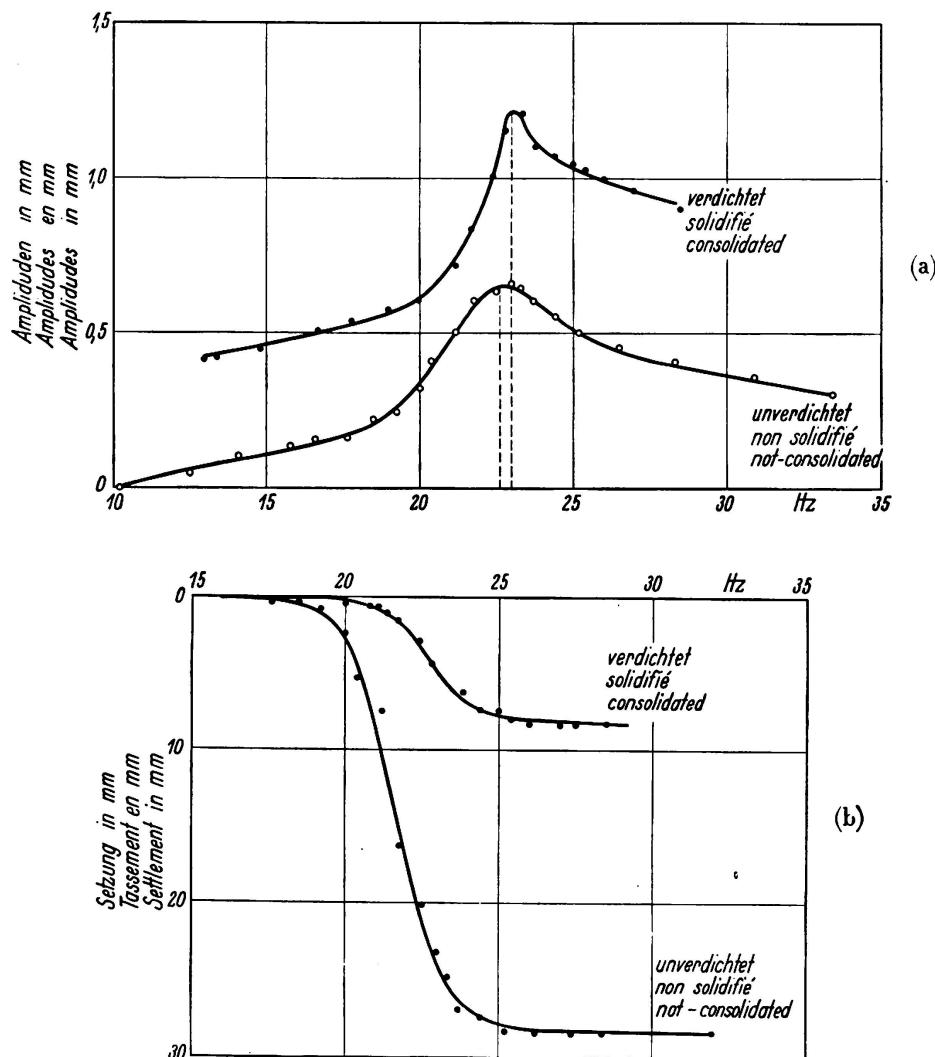


Fig. 10.

- a) Amplituden und
- b) Setzung des Schwingers in Abhängigkeit der Schwingungszahl vor und nach der Verdichtung.

nanzbereiches ab. Die Amplitudenkurve des unverdichteten Bodens zeigt gegenüber dem verdichteten Boden einen bemerkenswerten Unterschied. Das Resonanzmaximum im verdichteten Boden wird wesentlich spitzer, ein Zeichen, daß die innere Dämpfung abgenommen hat. In dem lockerer gelagerten Boden wird während der Schwingung ein größerer Teil der Energie verzehrt als in dem dichteren, elastischer gewordenen.

2. Bestimmung der Geschwindigkeiten.

Handelt es sich um die Aufgabe, auf einem größeren Gelände den Baugrund zu prüfen, so wird man mit Erfolg durch Geschwindigkeitsmessungen die verschiedenen Eigenschaften feststellen können, indem man von verschiedenen Stellungen aus nach den verschiedenen Richtungen auf geraden Linien die Fortpflanzungsgeschwindigkeiten ermittelt (siehe Fig. 7). Ist der Boden vollständig gleichmäßig und unverdichtet, so wird man von allen Stellen aus und nach allen Richtungen hin die gleiche Geschwindigkeit finden. Ist der Boden aber nicht einheitlich, so zeigen die Laufzeitkurven Knicke (siehe Fig. 6b). In der Fig. 7 ist auf Grund dieser Messungen ein Lageplan für die verschiedenen Bodenarten aufgezeichnet. Oben ist schon darauf hingewiesen, daß der Knick in einer Laufzeitkurve auch bei geschichtetem Boden entsteht. Ob der eine oder der andere Fall vorliegt, kann durch Vergleich der Messungen von den verschiedenen Standpunkten in der Fig. 7 entschieden werden.

Die Bestimmung der Fortpflanzungsgeschwindigkeiten kann aber noch bei zahlreichen anderen Aufgaben der Praxis mit Erfolg verwendet werden. Eine heute wichtige Frage ist die Verdichtung geschütteter Dämme für Straßen oder Staudämme. In einem Fall handelte es sich um zwei vor ca. 12 Jahren aus märkischem Sand geschüttete Eisenbahndämme, von denen der eine ohne darüber laufenden Verkehr 12 Jahre lang nur den atmosphärischen Einflüssen unterworfen war, während über den anderen ein regelmäßiger Eisenbahnverkehr läuft. Messungen der Fortpflanzungsgeschwindigkeiten an der Entnahmestelle des Bodens, auf dem nicht befahrenen Damm und dem befahrenen Damm zeigten aufschlußreiche Unterschiede. Der nicht befahrene Damm hat mit 180 m/sec noch nicht die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des gewachsenen Bodens, die an der Entnahmestelle 230 m/sec betrug, erreicht. Im befahrenen Damm ist sie durch die Zusammenrüttelung auf 340 m/sec gestiegen. Leider ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit im frisch geschütteten Damm nicht bekannt. Man kann sie aber im ungünstigsten Fall auf Grund anderer Messungen auf die Hälfte der Geschwindigkeit im gewachsenen Boden schätzen. Die vorstehenden Ergebnisse zeigen, daß beim einfachen Liegenlassen eines geschütteten Damms die Wirkung der atmosphärischen Einflüsse auf die Verdichtung nur sehr langsam erfolgt und niemals die Dichtigkeiten entstehen, die durch Erschütterungen erreicht werden.

Um die Wirkung der verschiedenen künstlichen Verdichtungen von Dämmen durch Schlämmen, Walzen, Stampfen, Schütteln zu prüfen, hat sich die Geschwindigkeitsmessung ebenfalls bewährt. Über solche Versuche ist in der Zeitschrift „Die Straße“ Nr. 18, 1935, berichtet worden.

Auch für die Untersuchung von Straßendämmen aus Dammschüttung und Straßendecke kann die Geschwindigkeitsmessung verwertet werden. Im allgemeinen wird die Wirkung z. B. einer Betondecke auf einem Damm in der Erhöhung einer mittleren Fortpflanzungsgeschwindigkeit aus Decke und Untergrund bestehen. In einem einzigen Fall konnte bisher festgestellt werden, daß Decke und Untergrund als einheitlicher Körper schwingen. Hier handelte es sich um einen Damm aus Kies außerordentlich günstiger Kornverteilung, der in Schichten von ca. 30 cm aufgebracht und durch Walzen und Stampfen ver-

dichtet war. Die elastischen Wellen im Kies hatten an der Entnahmestelle eine Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 420 m/sec, in dem in der beschriebenen Weise behandelten Damm eine Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 560 m/sec. Als eine Betondecke von 25 cm Stärke aufgebracht war, zeigte der ganze Damm bei einer Länge der benutzten Wellen von 22 m keine Änderung in der Fortpflanzungsgeschwindigkeit. An anderen Stellen besaßen die Wellen im geschützten Boden eine Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 125 m/sec, im Damm mit einer Decke von 25 cm Stärke eine Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 270 m/sec. Aus diesen Beobachtungen muß man den Schluß ziehen, daß im ersten Fall Damm und Betondecke als einheitliches Ganzes schwingen, im zweiten Fall die Betondecke auf einer mehr oder weniger elastischen Unterlage Biegungsschwingungen ausführt. Schließlich sind Messungen ausgeführt worden, um die Wirkung der Deckenstärke bei gleicher Unterlage zu prüfen. Die Fig. 11 zeigt die Zunahme der Fortpflanzungsgeschwindigkeit mit zunehmender Deckenstärke auf gleicher Unterlage. Würden genügend Erfahrungen und Meßergebnisse vorliegen, so könnte man es wohl erreichen, bei bestimmter Geschwindigkeit im Damm allein die erforderliche Mindeststärke der Decke zu ermitteln. Natürlich übt der Untergrund des Damms auf das Gesamtergebnis auch noch einen Einfluß aus, der bei der obigen Betrachtung der Einfachheit halber außer acht gelassen wurde.

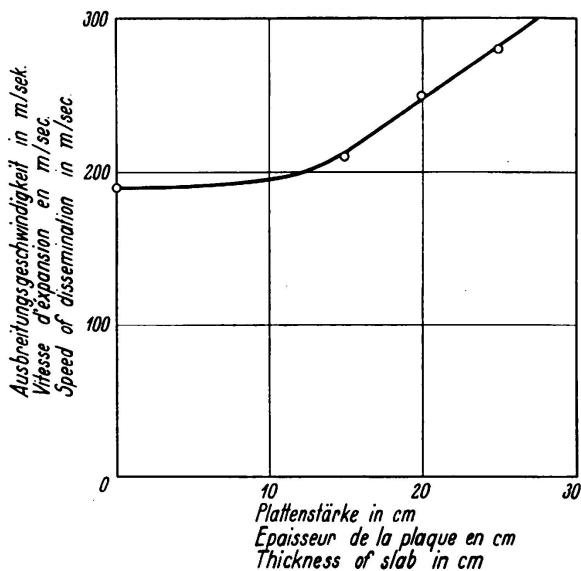


Fig. 11.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Wellen in einem mit Betonplatten belegten Straßendamm in Abhängigkeit der Plattenstärke.

3. Die Untersuchung geschichteter Böden.

Will man die bei geschichteten Böden auftretenden Interferenzen zuverlässig zur Errechnung der Schichtdicken benutzen, so hat man bisher verschiedene, ziemlich willkürliche, Annahmen über die Entstehung solcher Interferenzen gemacht. In einzelnen Fällen führt die eine oder andere Theorie zu richtigen Ergebnissen. In anderen Fällen, namentlich bei mehr als zwei Schichten, sind die Ergebnisse der Rechnungen noch sehr unsicher. Hier kommt man erst weiter, wenn eine größere Klarheit über die verschiedenen Arten der erzeugten Wellen vorhanden ist. Die erforderlichen Arbeiten werden jetzt in Angriff genommen. Über die Ergebnisse und ihre praktischen Anwendungen soll später berichtet werden.

Schlußbemerkung.

Nach der jetzt vorliegenden sechsjährigen Versuchsarbeit, nach den zahlreichen Erprobungen in der Praxis glauben wir, daß die dynamische Bodenuntersuchung ein für die Praxis wertvolles Verfahren ist. Natürlich ist es nicht ein Verfahren, das über alle Eigenschaften des Bodens allein Aufschluß geben kann. Wie oben schon gesagt, sind vor allem bei bindigen Böden die weiteren bekannten Verfahren, wie sie namentlich von *Terzaghi* (20), (40) und seinen Schülern ausgearbeitet sind, erforderlich, um den Einfluß der Zeit auf die Setzung bindiger Böden zu ermitteln.²

Die bisherigen Messungen der Amplituden-, Leistungskurven usw. und die außerordentlich vereinfachte Theorie des schwingenden Massenpunktes mit einem Freiheitsgrad haben eine befriedigende Übereinstimmung und Deutung vieler Erscheinungen ermöglicht. Die Arbeit von *Erich Reißner* (36) über „die stationäre, achsialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingung eines homogenen elastischen Halbraumes, insbesondere in Beziehung zu dynamischen Bodenuntersuchungen“, die demnächst im Heft 5 der Veröffentlichungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik erscheinen wird, hat die Berechtigung der einfachen Theorie weiterhin bewiesen.

Schrifttum.

- (1) *Engesser*: Theorie des Baugrundes, Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.
- (2) *Kögler*: Über Baugrund-Probelastungen. Bautechnik 1931, H. 24.
- (3) *Preß*: Baugrundbelastungsversuche. Bautechnik 1930, H. 42, 1931, H. 50, 1932, H. 30.
- (4) *Görner*: Über den Einfluß der Flächengröße auf die Einsenkung von Gründungskörpern. Zeitschr. f. Geologie und Bauwesen 1932, H. 2.
- (5) *Aichhorn*: Über die Zusammendrückung des Bodens infolge örtlicher Belastung. Geologie und Bauwesen 1932, H. 1.
- (6) *Kögler* und *Scheiding*: Druckverteilung im Baugrunde. Bautechnik 1928, H. 15, 17; Bautechnik 1929, H. 18, 52.
- (7) *Lord Rayleigh*: The theory of sound. London 1894/6.
- (8) *H. Lamb*: Phil. Trans. (A) Bd. 203, 1904. Proc. Roy. Soc. A 93, London 1917.
- (9) *E. Pfeiffer*: Handbuch der Physik IV, Kap. 4, Elastokinetik.
- (10) *G. Angenheister*, Handbuch der Physik IV, Kap. 8, Seismik.
- (11) *H. Martin*: Handbuch der Experimentalphysik XVII, 1, Schwingungslehre.
- (12) *A. E. H. Love*: Probl. of Geodynamics. Cambridge 1911.
- (13) *O. Fröhlich*: Druckverteilung im Baugrund. Jul. Springer, Wien 1934.
- (14) Veröffentlichung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, Heft 1. Jul. Springer, 1933.
- (15) Veröffentlichung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, Heft 4. Jul. Springer, 1936.
- (16) *A. Hertwig*: die dynamische Bodenuntersuchung. Bauing. 12, 1931.
- (17) *A. Hertwig*: Baugrundforschung. Zeitschr. d. V.D.I. 77, 1933.
- (18) *A. Hertwig* und *H. Lorenz*: Das dynamische Bodenuntersuchungsverfahren. Bauingenieur 16, 1935.
- (19) *H. Lorenz*: Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung. Zeitschr. d. V.D.I. 78, 1934.
- (20) *W. Loos*: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen. Jul. Springer 1935.
- (21) *P. Müller*: Druckverteilung und Einsenkungen im Erdreich. Bautechnik 12, 1934.

² Anmerkung: Die dynamischen Bodenuntersuchungen werden zur Zeit besonders von der Gesellschaft Seismos in Hannover für Bodenuntersuchungen angewendet. Diese Gesellschaft besitzt Instrumente und Meß erfahrungen aus ihren Lagerstättenuntersuchungen nach dem Mintropschen Verfahren, die bei den dynamischen Bodenuntersuchungen brauchbar sind.

- (22) *P. Müller*, Tragfähigkeit und Formänderungswiderstand des Bodens. Bautechnik 13, 1935.
 (23) *R. Köhler*: Zeitschr. f. Geophysik 10, 1934.
 (24) *R. Köhler*: Nachr. Geo. Wiss. II. Göttingen 1934, Nr. 2.
 (25) *R. Köhler*: Zeitschr. techn. Phys. 16, 1935.
 (26) *R. Köhler* und *A. Ramspeck*: Zeitschr. techn. Phys. 14, 1933. } Seism. Veröffentl. d.
 (27) *A. Ramspeck*: Zeitschr. Geophys. 10, 1934. } Geophys. Inst. d.
 (28) *G. A. Schulze*: Zeitschr. Geophys. 11, 1935. } Universität Göttingen.
 (29) *A. Ramspeck*: Dynamische Bodenuntersuchungen an der Reichsautobahn Stuttgart-Ulm. Die Straße 18, 1935.
 (30) *A. Ramspeck*: Dynamische Untersuchung von Straßendecken. Die Betonstraße 11, 1936, Nr. 2.
 (31) *R. Müller* und *A. Ramspeck*, Verdichtung geschütteter Dämme, Die Straße 18, 1935.
 (32) *F. Meister*: Die dynamischen Eigenschaften von Straßen. Diss. Stuttgart, Verl. M. Boerner, Halle 1935.
 (33) *K. Schwien*: Über die Ausbreitung von Erschütterungen. Diss. Hannover 1932.
 (34) *Hort, Martin, Geiger*: Zur Frage der Schutzwirkung eines Grabens gegen Erschütterungen. Schalltechnik 2, 1932.
 (35) *R. Rausch*: Berechnung von Maschinenfundamenten als elastisch gestützte schwingende Scheiben. Bauingenieur 11, 1930, H. 13—14. Z. d. V.D.I. 75, 1931.
 (36) *E. Reißner*: Über die stationäre, achsialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingung eines homogenen elastischen Halbraumes, insbesondere in Beziehung zu dynamischen Bodenuntersuchungen. Dissertation, Charlottenburg. (Erscheint demnächst.)
 (37) *L. Mintrop*: Über die Ausbreitung der von den Massendrucken einer Großgasmaschine erzeugten Bodenschwingungen. Dissertation, Göttingen 1911.
 (38) *A. Heinrich*: Über die Ausbreitung von Bodenschwingungen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes. Dissertation, Breslau 1930.
 (39) *G. Bornitz*: Über die Ausbreitung der von Großkolbenmaschinen erzeugten Bodenschwingungen in die Tiefe. Jul. Springer, Berlin 1931.
 (40) *v. Terzaghi*: Erdbaumechanik, Leipzig 1925.

Zahlentafel 1.

Nr.	Bodenart	Ausbreitungs- geschwindig- keit	Eigen- schwingungs- zahl α	Zulässige Bodenpressung kg/cm^2
1	3 m Moor über Sand	80 m/sec	4,0 Hz	—
2	Mehlsand	110 „	19,3 „	1,0
3	Tertiärer Ton, feucht	130 „	21,8 „	—
4	Lehmiger Feinsand	140 „	20,7 „	—
5	Feuchter Mittelsand	140 „	21,8 „	2,0
6	Juraton, feucht	150 „	—	—
7	Alte Anschüttung aus Sand und Schlacke . .	160 „	—	—
8	Mittelsand und Grundwasser	160 „	—	2,0
9	Mittelsand, trocken	160 „	22,0 „	2,0
10	Lehmiger Sand über Geschiebemergel	170 „	22,6 „	2,5
11	Kies mit Steinen	180 „	23,5 „	2,5
12	Lehm, feucht	190 „	23,5 „	—
13	Geschiebemergel	190 „	23,8 „	3,0
14	Feinsand mit 30 % Mittelsand	190 „	24,2 „	3,0
15	Lehm, trocken, mit Kalkbrocken	200 „	25,3 „	—
16	Mittelsand in ungestörter Lage	220 „	—	4,0
17	Mergel	220 „	25,7 „	4,0
18	Diluvialer Löß, trocken	260 „	—	—
19	Kies unter 4 m Sand	330 „	—	4,5
20	Grobkies, dicht gelagert	420 „	30,0 „	4,5
21	Buntsandstein (verwittert)	500 „	32,0 „	2/3 der zulässigen
22	Mittelharzer Keupersandstein	650 „	—	zulässigen
23	Buntsandstein (unverwittert)	1100 „	—	Druckspannung

Zusammenfassung.

Die dynamische Bodenuntersuchung ist nach zwei Richtungen hin entwickelt. Einmal wird eine gewisse Federkonstante des Bodens bestimmt, deren Größe in den verschiedenen Bodenarten ungefähr ebenso wächst wie die auf Grund der Erfahrung zulässige Bodenbelastung. Bei einem zweiten Verfahren wird die Fortpflanzungsgeschwindigkeit erzwungener elastischer Wellen gemessen, die ebenfalls als Maßstab für die Tragfähigkeit des Bodens benutzt werden kann. Bei diesen Messungen wird zugleich der Setzungsverlauf als Funktion der Erregerfrequenz bestimmt, der eine Voraussage über den Setzungsverlauf bei statischer und dynamischer Belastung gestattet. Diese dynamische Untersuchung besitzt nicht die Mängel der rein statischen Probebelastung.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIII 4

Grenzzustände des Gleichgewichtes in Erd- und Schüttmassen.

Etats limites de l'équilibre dans les masses de terre et de dépôt.

Limits of Equilibrium of Earths and Loose Materials.

Dr. M. Ritter,
Professor an der Eidg. Technischen Hochschule, Zürich.

Im Folgenden werden die Bedingungen aufgestellt, denen die Spannungen im Innern einer Erd- oder Schüttmasse genügen müssen, wenn sich der Erdkörper im sogen. Grenzzustande des Gleichgewichtes befindet. Wir beschränken die Betrachtungen auf ebene Spannungszustände unter der drundlegenden Voraussetzung, daß sich die Spannungen mit dem Orte stetig ändern. Es gelte das klassische Reibungsgesetz; alsdann liegt in irgend einem Punkte der Grenzzustand des Gleichgewichtes vor, wenn durch diesen Punkt eine Gleitfläche geht, d. h. eine Fläche, in der die resultierende Spannung q mit der Flächennormalen den Reibungswinkel ϕ einschließt.

Unter den genannten Voraussetzungen hat schon *Rankine* 1857 den nach ihm benannten klassischen Spannungszustand im Innern eines seitlich unbegrenzten Erdkörpers mit ebenem Gelände analysiert; *Winkler*, *Mohr*, *Weyrauch*, *Lévy* u. a. haben diese Theorie später weiter ausgebaut. *Boussinesq* und *Résal*¹ erweiterten die *Rankine*'sche Theorie auf andere Oberflächenbedingungen und versuchten, den Spannungszustand hinter einer Stützmauer anzugeben, wenn der Erddruck von der durch die *Rankine*'sche Theorie geforderte Richtung abweicht. Dieses Problem gab später, besonders im Zusammenhang mit der *Coulomb*'schen Erddrucktheorie, Anlaß zu mehrfachen Diskussionen in technischen Zeitschriften. 1893 gab *F. Kötter* die allgemeine Differentialgleichung für den Druck an einer gekrümmten Gleitfläche bekannt². Obgleich später zahlreiche Ingenieure Erddruckaufgaben unter Annahme gekrümmter Gleitflächen behandelten, fand, soweit bekannt, diese Beziehung keine praktische Anwendung. In einer inhaltsreichen Arbeit nahm 1924 *H. Reissner*³ Stellung zum Erddruckproblem und erläuterte die Schwierigkeiten, die die Analyse des allgemeinen Grenzzustandes bei Berücksichtigung des Eigengewichtes der Erdmasse bietet. Neuerdings hat *A. Caquot*⁴ die Theorie im Zusammenhange dar-

¹ *J. Résal*: Poussée des terres, 2 Bd. Paris 1903.

² *H. Müller-Breslau*: Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart 1906.

³ *H. Reissner*: Zum Erddruckproblem. Sitzungsberichte der Berliner Mathematischen Gesellschaft, Berlin 1924.

⁴ *A. Caquot*: Equilibre des massifs à frottement interne, Paris 1934.

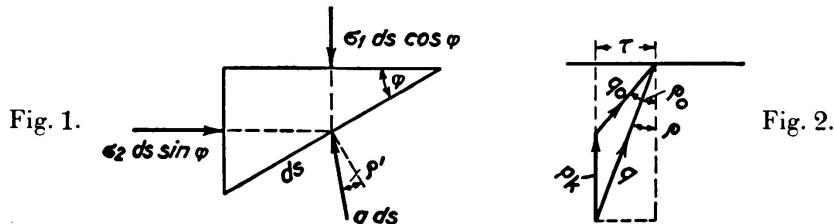
gestellt und auf eine Reihe praktischer Aufgaben angewandt. Als wichtigste Anwendung ist neben der Berechnung der Stützmauern die Bestimmung der Tragfähigkeit der Fundamentsstreifen im Grenzzustande des Gleichgewichtes zu nennen, eine Aufgabe, deren Lösung schon *Rankine* versucht hat. Dank der Klärung des Begriffes der Kohäsion für Erd- und Schüttmassen durch *K. Terzaghi*⁵ kann die Rechnung in gewissen Fällen auch auf bindiges Erdmaterial ausgedehnt werden; so erweitert *Caquot* die Formel für die Tragfähigkeit des Fundamentstreifens auf den Erdkörper mit sogen. scheinbarer Kohäsion.

1. Grundlagen.

Unter der Annahme, daß sich die Spannungen im Innern des Erdkörpers von Punkt zu Punkt stetig ändern, ist der Winkel ρ' , den die Spannung q' irgend eines Flächenelementes mit dessen Normalen bildet, eine stetige Funktion des Winkels φ des Flächenelementes gegenüber einer festen Richtung. In den Gleitflächen erreicht der Winkel ρ' den höchsten Wert ρ ; daher sind die Gleitflächen definiert durch die grundlegende Beziehung

$$\frac{d\rho'}{d\varphi} = 0. \quad (1)$$

Diese Beziehung genügt im Verein mit den Gleichgewichtsbedingungen, um sowohl die Lage der Gleitflächen relativ zur Richtung der Hauptspannungen festzulegen, als auch das Verhältnis der Hauptspannungen anzugeben, das im Grenzzustande des Gleichgewichtes vorhanden sein muß.



Bezeichnen σ_1 und σ_2 die Hauptspannungen, so lauten die Gleichgewichtsbedingungen am unendlich kleinen Erdprisma von der Länge = 1, gemäß Fig. 1

$$\begin{aligned} q \sin \rho' &= (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi \cos \varphi \\ q \cos \rho' &= \sigma_1 \cos^2 \varphi + \sigma_2 \sin^2 \varphi, \end{aligned}$$

woraus

$$\tan \rho' = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \tan \varphi}{\sigma_1 + \sigma_2 \tan^2 \varphi}. \quad (2)$$

Der größte Ausschlag $\rho' = \rho$ entsteht nach Gl. (1) für

$$\frac{d\rho'}{d\varphi} = \frac{d\tan \rho'}{d\tan \varphi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 + \sigma_2 \tan^2 \varphi)}{(\sigma_1 + \sigma_2 \tan^2 \varphi)^2} = 0; \quad (3)$$

daraus folgt zunächst

$$\sigma_1 = \sigma_2 \tan^2 \varphi \quad (3a)$$

⁵ *K. Terzaghi*: Erdbaumechanik, Wien 1925.

und Gl. (2) ergibt für die Gleitfläche

$$\operatorname{tg} \rho = -\operatorname{cotg} 2\varphi.$$

Darnach ist $\varphi = 45^\circ + \frac{\rho}{2}$; die Gleitflächen bilden mit der Fläche, auf die σ_1 wirkt, die Winkel $\pm \left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right)$, schneiden sich also unter dem Winkel $90^\circ - \rho$. Die Beziehung (3a) geht damit über in

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right); \quad (4)$$

dieses Verhältnis der beiden Hauptspannungen muß in jedem Punkte vorhanden sein, der einer Gleitfläche angehört, d. h. sich im Grenzzustand des Gleichgewichtes befindet. Der Druck q an der Gleitfläche läßt sich leicht durch σ_1 oder σ_2 ausdrücken; er beträgt

$$q = \sigma_1 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right). \quad (5)$$

Die abgeleiteten Beziehungen lassen sich leicht auf *Erdmaterial mit Kohäsion* erweitern, unter der Annahme, daß die sogen. scheinbare Kohäsion im Sinne *Terzaghis* vorliegt. Diese kommt durch den Druck des Kapillarwassers zu Stande, der das Material zusammenbackt und es einem räumlichen Spannungszustand mit den allseitigen Druckspannungen p_k unterwirft, die sich den anderen Spannungen überlagern. Der Reibungswinkel ρ bleibt bestehen, sofern man den Spannungszustand mit Einschluß der Drücke p_k betrachtet. Das Reibungsgesetz heißt jetzt

$$\tau = (\sigma + p_k) \operatorname{tg} \rho = p_k \operatorname{tg} \rho + \sigma \operatorname{tg} \rho. \quad (6)$$

Schon *Coulomb* hatte im Grunde mit diesem Gesetze gerechnet, indem er eine Kohäsionsziffer einführte und das Reibungsgesetz mit $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \rho$ anschrieb.

Da die Druckspannungen p_k Eigenspannungen sind und sich in irgend einem Teil der Erdmasse das Gleichgewicht halten, so muß man, wenn man die Spannungen σ_1 , σ_2 und q mit äußeren Kräften in Beziehung bringt, den Anteil der Drücke p_k ausschalten. Die Beziehung (4) schreibt sich daher für Material mit Kohäsion

$$\sigma_2 + p_k = (\sigma_1 + p_k) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right),$$

oder

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right) - p_k \left[1 - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right)\right]. \quad (7)$$

Der Druck q an der Gleitfläche geht nach Abzug der Normalspannung p_k gemäß Fig. 2 über in

$$q_0 = q \frac{\sin \rho}{\sin \rho_0}, \quad \text{worin} \quad \operatorname{tg} \rho_0 = \frac{\operatorname{tg} \rho}{1 - \frac{p_k}{q \cos \rho}}. \quad (8)$$

Es entsteht also an der Gleitfläche ein scheinbarer (größerer) Reibungswinkel

ρ_0 , während der Winkel $45^\circ + \frac{\rho}{2}$ zwischen Gleitfläche und Hauptspannung erhalten bleibt.

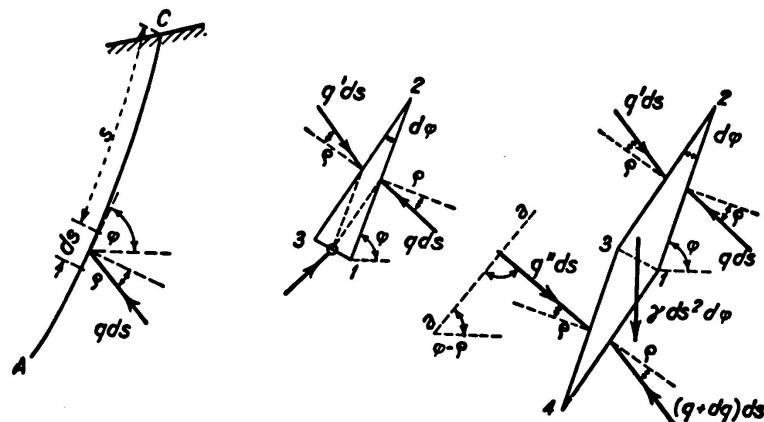


Fig. 3.

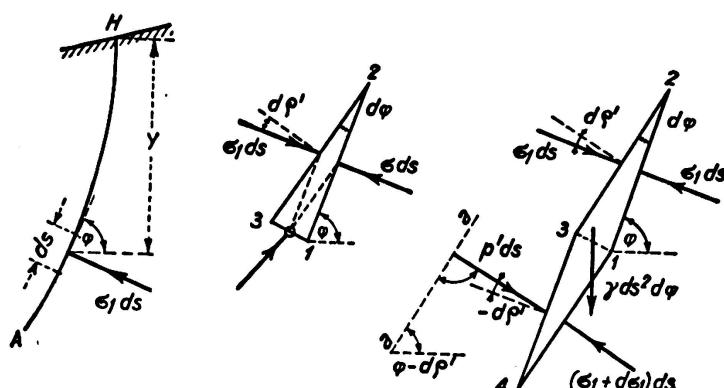


Fig. 4.

Man gewinnt am einfachsten ein Urteil über praktisch mögliche Werte von p_k , wenn man die lotrechten Wände von Baugruben beobachtet, die sich wie bekannt oft auf beträchtliche Höhen h ohne Absprießungen halten. An der Oberfläche einer solchen Wand ist $\sigma_1 = \gamma h$ und $\sigma_2 = 0$, weshalb nach Gl. (7) das Material einen Kapillardruck von mindestens

$$p_k = \gamma h \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - 1} \quad (9)$$

besitzen muß. Bei lehmhaltigem Kiessand sind Drücke p_k von $0,3-0,5 \text{ kg/cm}^2$ häufig zu beobachten.

2. Der Druck an der Gleitfläche.

Im Folgenden soll die Gleichung von F. Kötter für den Druck an einer gekrümmten Gleitfläche in besonders einfacher und für Ingenieure bestimmten Form abgeleitet werden⁶. Wir betrachten ein unendlich kleines Erdprisma, das an

⁶ M. Ritter: Zur Theorie des Erddruckes auf Stützmauern. Schweizerische Bauzeitung 1910. Die damaligen Ausführungen beschränken sich auf kohäsionsloses Material.

einer gekrümmten Gleitfläche AC in der Entfernung s von der Oberfläche C liegt, vgl. Fig. 3. Das Prisma besitze die Länge = 1 senkrecht zur Bildebene. Die eine Fläche 1—2 = ds · 1 liege in der Gleitfläche, die andere Fläche 2—3 sei um den Winkel $d\varphi$ gedreht. Auf die Fläche 1—2 wirkt der Druck $q ds$ unter dem Reibungswinkel ρ , auf die Fläche 2—3 der Druck $q' ds$ wegen Gl. (1) ebenfalls unter dem Reibungswinkel ρ . Die Gleichgewichtsbedingung gegen Drehen um die Achse o in der Fläche 1—3 heißt

$$q ds \cdot \frac{ds}{2} \cos(\rho - d\varphi) = q' ds \cdot \frac{ds}{2} \cos(\rho + d\varphi);$$

daraus ergibt sich

$$q' = q \frac{\cos(\rho - d\varphi)}{\cos(\rho + d\varphi)} = q \frac{\cos \rho \cos d\varphi + \sin \rho \sin d\varphi}{\cos \rho \cos d\varphi - \sin \rho \sin d\varphi}$$

oder mit $\cos d\varphi = 1$ und $\sin d\varphi = d\varphi$

$$q' = q (1 + 2 \operatorname{tg} \rho \cdot d\varphi). \quad (10)$$

Das Eigengewicht des Erdprisma liefert ein unendlich kleines Moment höherer Ordnung und fällt deshalb außer Betracht. Jetzt schließen wir an die Fläche 1—3 das kongruente Prisma 1—3—4 an, mit der Fläche 1—4 in der Gleitfläche. Dann wirkt der Druck $(q + dq) ds$ auf die Fläche 1—4 unter dem Reibungswinkel ρ , der Druck $q'' ds$ auf die Fläche 3—4 mit Rücksicht auf Gl. (1) ebenfalls unter dem Reibungswinkel ρ . Das Prisma 1—2—3—4 besitzt das Eigengewicht $\gamma ds^2 d\varphi \cdot 1$, wo γ das Raumgewicht des Erdmaterials bezeichnet. Wir können q'' leicht eliminieren, indem wir die Gleichgewichtsbedingung gegen Verschieben in Richtung der zur Spannung q'' senkrechten Achse a—a anschreiben; sie lautet

$$(q + dq) ds d\varphi - q (1 + 2 \operatorname{tg} \rho d\varphi) ds d\varphi = \gamma \sin(\varphi - \rho) ds^2 d\varphi$$

und liefert die Differentialgleichung von F. Kötter

$$\frac{dq}{ds} - 2 q \operatorname{tg} \rho \cdot \frac{d\varphi}{ds} = \gamma \sin(\varphi - \rho). \quad (11)$$

Die Integration ergibt

$$q = \gamma e^{2\varphi \operatorname{tg} \rho} \int_0^s e^{-2\varphi \operatorname{tg} \rho} \sin(\varphi - \rho) ds + q_a,$$

wo q_a den Druck q im Punkte C, durch Auflast erzeugt, bezeichnet. Im Falle einer ebenen Gleitfläche verschwindet $d\varphi/ds$ und man erhält

$$q = \gamma s \sin(\varphi - \rho) + q_a. \quad (12)$$

Bei Material mit Kohäsion können aus q und ρ , q_a und ρ_a mit Gl. (8) berechnet werden, wobei zu beachten ist, daß ρ_a sich längs der Gleitfläche mit wechselndem Verhältnis p_k/q ändert; die Verwertung der Gleichung wird dadurch wesentlich erschwert.

3. Die Hauptspannungen.

Für die Hauptspannung σ_1 (oder σ_2) lässt sich in gleicher Weise, wie für den Druck q an der Gleitfläche, eine Beziehung aufstellen, mit der σ_1 in irgend einer Tiefe unter der Oberfläche sehr leicht zu berechnen ist. In Fig. 4 sei AH eine Hauptspannungsfläche, deren Tangenten die Richtung der Hauptspannung σ_2 besitzen mögen. Wir betrachten das unendlich kleine Erdprisma 1—2—3 von der Länge = 1, dessen eine Fläche 1—2 = $ds \cdot 1$ in der Hauptfläche AH liegt und mit der Fläche 2—3 den Winkel $d\varphi$ einschließt. Auf die Fläche 1—2 wirkt die Hauptspannung σ_1 , auf die Fläche 2—3 die Spannung p , die sich von σ_1 nur durch eine unendlich kleine Größe zweiter Ordnung unterscheidet; da nämlich die Hauptspannungen bekanntlich Extremalwerte sind, so ist an der Hauptfläche $d\sigma/d\varphi = 0$. Zu beachten ist, daß p nicht normal zur Fläche 2—3 wirkt, sondern unter einem Winkel $d\rho'$, der sich leicht berechnen lässt. Für ein Erdprisma mit dem beliebigen Winkel φ folgt aus Gl. (2)

$$\frac{d\rho'}{d\varphi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi)}{(\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi)^2},$$

dreht man nun die Fläche $ds \cdot 1$ in die Hauptebene, setzt also $\varphi = 0$, so ergibt sich

$$\left(\frac{d\rho'}{d\varphi} \right)_{\varphi=0} = 1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1 - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right). \quad (13)$$

An die Fläche 1—3 schließen wir das kongruente Prisma 1—3—4 an, dessen Fläche 1—4 in der Hauptfläche AH liegt und die Hauptspannung $\sigma_1 + d\sigma_1$ erhält, während auf die Fläche 3—4 der Druck $p'ds$ unter dem Ausschlag $-d\rho'$ wirkt (man erkennt leicht, daß $d^2\rho'/d\varphi^2$ für $\varphi = 0$ verschwindet). Das Eigen gewicht des Prismas 1—2—3—4 beträgt $\gamma ds^2 d\varphi \cdot 1$. Die Bedingung gegen Verschieben in Richtung der unter dem Winkel $\varphi - d\rho'$ geneigten, zu p' senkrechten Achse a—a lautet

$$(\sigma_1 + d\sigma_1) ds (d\varphi - d\rho') - \sigma_1 ds d\rho' - \sigma_1 ds (d\varphi - 2d\rho') = \gamma ds^2 d\varphi \sin(\varphi - d\varphi);$$

daraus folgt

$$\frac{d\sigma_1}{ds} = \frac{\gamma \sin \varphi}{1 - \frac{d\rho'}{d\varphi}} = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \sin \varphi. \quad (14)$$

Die Integration von der Oberfläche aus ergibt

$$\sigma_1 = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \cdot \int_0^s \sin \varphi ds = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \cdot y + \sigma_{a1}, \quad (15)$$

worin σ_{a1} die (durch Auflast entstandene) Hauptspannung σ_1 an der Oberfläche bezeichnet. Gl. (15) besagt, daß die vom Gewicht γ in der Tiefe y erzeugte Hauptspannung σ_1 dem Drucke einer Flüssigkeit vom spezifischen Gewicht $\gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right)$ entspricht.

In entsprechender Weise läßt sich die Hauptspannung σ_2 berechnen. Die Gleichgewichtsbedingung am unendlich kleinen Erdprisma liefert hier

$$\frac{d \sigma_2}{ds} = \frac{\gamma \sin \varphi}{1 + \frac{d \rho'}{d \varphi}};$$

darin ist

$$\left(\frac{d \rho'}{d \varphi} \right)_{\varphi=90^\circ} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - 1$$

einzusetzen. Man erhält durch Integration

$$\sigma_2 = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \cdot y + \sigma_{a2}, \quad (16)$$

wo σ_{a2} die Hauptspannung σ_2 an der Oberfläche darstellt.

Für Erde mit Kohäsion schreibt sich Gl. (15)

$$\sigma_1 + p_k = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \cdot y + (\sigma_{a1} + p_k).$$

Gl. (15) und ebenso (16) bleiben also erhalten, indem sich die Drücke p_k weghaben; der Einfluß der Kohäsion kommt durch die Änderung von σ_{a1} entsprechend Gl. (7) zum Ausdruck.

4. Tragfähigkeit des Fundamentstreifens.

Die in den Abschnitten 2 und 3 entwickelten Beziehungen ermöglichen die Berechnung der größtmöglichen Belastung eines Fundamentstreifens, die mit dem Gleichgewicht verträglich ist. Es ist dies jene Belastung, bei der infolge Gleitflächenbildung das Erdreich seitlich ausweicht und der Fundamentblock einsinkt. Die Fundamentfläche liege in der Fundationstiefe h unter der Oberfläche, ihre Breite sei gleich $2b$ und ihre Länge so groß, daß die Aufgabe als

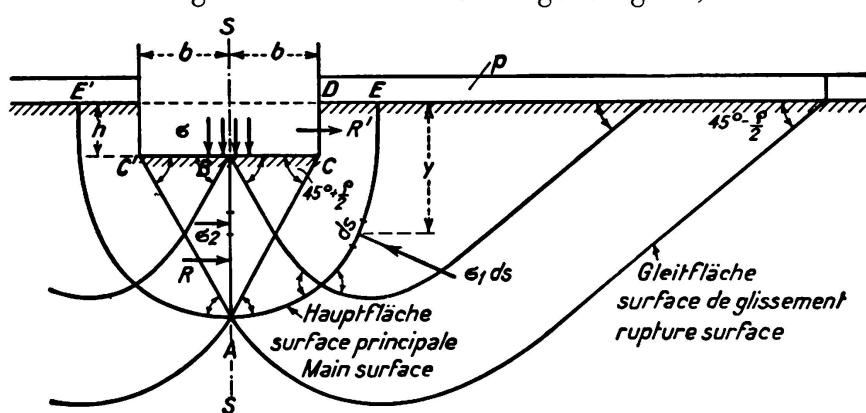


Fig. 5.

ebenes Spannungsproblem behandelt werden kann. In Fig. 5 ist der ungefähre Charakter des Spannungszustandes im Grenzzustand skizziert. Die spezifische Fundamentpressung sei mit σ bezeichnet; außerhalb des Fundamentes sei noch eine Oberflächenbelastung p vorhanden.

Die Ebene $s-s$ ist aus Symmetriegründen eine Hauptfläche im Sinne von

Abschnitt 3, daher wirkt in der Tiefe y gemäß Gl. (16) die waagrechte Hauptspannung

$$\sigma_2 = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \cdot y + \sigma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right). \quad (17)$$

Die Gleitflächen müssen mit der Hauptfläche $s-s$ den Winkel $45^\circ - \frac{\rho}{2}$ und mit der Fundamentsohle den Winkel $45^\circ + \frac{\rho}{2}$ bilden. Unter dem Fundament herrscht also innerhalb der Zone CAC' der klassischen *Rankine'sche* Spannungszustand mit ebenen Gleitflächen und es ist

$$z = b \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right). \quad (18)$$

Außerhalb der Gleitflächen AC und AC' ist das Spannungsbild verwickelt; es entstehen, wie aus Fig. 5 ersichtlich, gekrümmte Gleitflächen, deren eine Schar die freie Oberfläche unter dem Winkel $45^\circ - \frac{\rho}{2}$ schneidet, da die mit p belastete Oberfläche eine Hauptfläche darstellt. Die Hauptfläche der Spannungen σ_1 , die durch A geht, schneidet diese Gleitflächenschar unter dem Winkel $45^\circ + \frac{\rho}{2}$, bildet daher im Schnitt mit der Bildecke die Kurve EAE' , die der Symmetrie wegen bei A eine waagrechte Tangente besitzt und bei E und E' lotrecht an die freie Oberfläche stößt.

Obgleich die Gestalt der Hauptfläche EAE' nicht genau festliegt, kann die Hauptspannung σ_1 aus Gl. (15) leicht berechnet werden, da σ_1 nicht vom Verlauf der Fläche, sondern nur von der Tiefe y abhängt. Nach Gl. (4) besteht an der Oberfläche die Beziehung

$$p = \sigma_{a1} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right),$$

aus der σ_{a1} zu entnehmen und in Gl. (15) einzusetzen ist. Darnach ist in der Tiefe y

$$\sigma_1 = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \cdot y + p \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right). \quad (19)$$

Wir zerlegen den Druck $\sigma_1 ds \cdot 1$ in die waagrechte Komponente $\sigma_1 ds \sin \varphi = \sigma_1 dy$ und die lotrechte Komponente $\sigma_1 ds \cos \varphi$. Die Gleichgewichtsbedingung am Erdkörper $ABCDE$ gegen Verschieben in waagrechter Richtung liefert alsdann die Fundamentspannung σ im Grenzzustande des Gleichgewichtes. Diese Bedingung lautet

$$R + R' = \int_0^{h+z} \sigma_1 dy. \quad (20)$$

Die Resultierende R in der Fläche AB folgt aus Gl. (17) durch Integration zu

$$R = \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) + \sigma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right).$$

Für die Resultierende R' ist dagegen Gl. (18) zu benützen; sie liefert

$$R' = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) + p h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right).$$

Die Summe der waagrechten Kräfte an der gekrümmten Hauptfläche AE ist

$$\begin{aligned} \int_0^{h+z} \sigma_1 dy &= \int_0^{h+z} \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) y dy + \int_0^{h+z} p \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) dy \\ &= \frac{1}{2} \gamma (h+z)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) + p (h+z) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right). \end{aligned}$$

Werden diese Ausdrücke in Gl. (20) eingesetzt, und wird z nach Gl. (18) durch b ausgedrückt, so ergibt sich die Fundamentpressung σ im Grenzzustande des Gleichgewichtes zu

$$\sigma = \frac{1}{2} \gamma b \left[\operatorname{tg}^5 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \right] + (\gamma h + p) \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right). \quad (21)$$

Der erste Summand stellt die Tragfähigkeit dar, wenn das Fundament direkt auf eine freie Oberfläche aufgesetzt wird. Das zweite Glied, das den Einfluß der Fundationstiefe, sowie einer Oberflächenbelastung zum Ausdruck bringt, ist schon von *Rankine* selbst abgeleitet worden und in manchen Lehrbüchern enthalten.

Für Erdmaterial mit Kohäsion muß in Gl. (21) $\sigma' + p_k$ statt σ und $p + p_k$ statt p gesetzt werden. Man erhält damit die erhöhte Fundamentpressung σ' für den Grenzzustand des Gleichgewichtes

$$\sigma' = \sigma + p_k \left[\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) - 1 \right]. \quad (22)$$

Die Benützung der Hauptflächen zur Berechnung der Tragfähigkeit σ bzw. σ' hat den Vorzug, daß der Verlauf der Hauptflächen außerhalb der Zone ACC' nicht genau bekannt sein muß. Man kann indessen auch versuchen, die durch A gehende Gleitfläche AF zur Spannungsermittlung zu benützen. Von *A. Prandtl*, *H. Reißner* und *A. Caquot* (l. c.) wurde für $h = 0$ und unter Vernachlässigung des Gewichtes γ die Beziehung

$$\sigma = p \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \rho} \quad (23)$$

abgeleitet, die für Erdmaterial mit Kohäsion (indem $\sigma' + p_k$ statt σ und $p + p_k$ statt p gesetzt wird) übergeht in

$$\sigma' = \sigma + p_k \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \rho} - 1 \right]. \quad (24)$$

Man gelangt zu diesen Beziehungen, indem man den in Fig. 6 skizzierten Spannungszustand zugrunde legt, bei dem die Forderung des stetigen Verlaufes der Spannungen erfüllt ist. In den Bezirken ACC' und CFG sind die *Rankine'schen* Spannungszustände mit ebenen Gleitflächen vorausgesetzt, im Bereich ACF dient für den stetigen Übergang der von *Résal* angegebene Spannungszustand, bei

dem die eine Gleitlinienschar durch ein Strahlenbüschel, die andere (sie unter dem Winkel $90^\circ - \rho$ kreuzende) durch logarithmische Spiralen dargestellt wird. Man erkennt dann leicht, daß die Drücke an der Gleitfläche AG durch den Punkt C gehen und daß der Winkel ACG ein rechter Winkel ist. Die Momentengleichung für den Punkt C am Erdkörper ABCJG liefert dann ohne weiteres die Beziehungen (23) und (24). Indessen erscheint dem Verfasser diese Berechnung, die zu wesentlich höheren Grenzlasten als Gl. (21) führt, sehr unsicher.

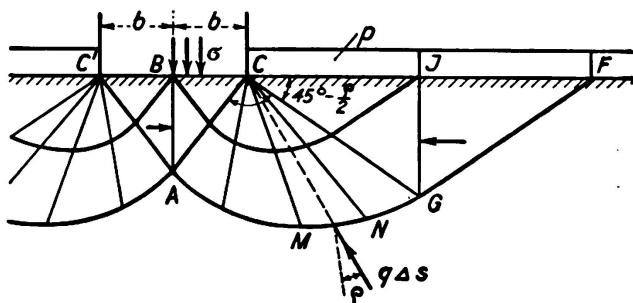


Fig. 6.

Zunächst ist keineswegs bewiesen, daß der (an sich mögliche und widerspruchsfreie) Spannungszustand der Fig. 6 den Grenzwerten von σ bzw. σ' entspricht. Ferner ist eine Erweiterung der Rechnung zwecks Berücksichtigung des Erdgewichtes γ unmöglich, da das Gleichgewicht der Kräfte am Element CMN verloren geht, wenn die Drücke an den Flächen CM und CN nach Gl. (12) bestimmt werden und das Eigengewicht in der Rechnung berücksichtigt wird.

5. Erddruck auf Stützmauern.

Die in den Abschnitten 2 und 3 vorgeführten, allgemeinen Beziehungen ermöglichen die Berechnung des Erddruckes E, der unter einem willkürlichen, d. h. im Sinne Coulombs gegebenen Einfallswinkel ρ' ($\rho' < \rho$) auf die Wand AB einer Stützmauer wirkt, vgl. Fig. 7. Die Annahme ebener Gleitflächen führt bekanntlich bei willkürlicher Verfügung über die Richtung von E zu Widersprüchen im

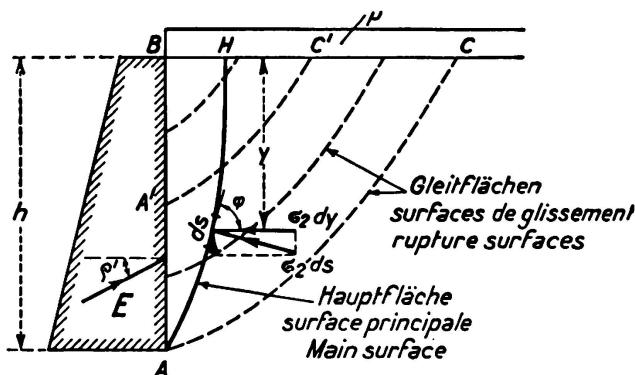


Fig. 7.

Gleichgewicht der Kräfte am abgleitenden Erdprisma, weshalb u. a. H. Müller-Breslau und H. Reißner (l. c.) sich veranlaßt sahen, mit gekrümmten Gleitflächen zu rechnen. Das Hauptproblem, die Bestimmung der Gestalt derjenigen Gleitfläche, die zur Sicherung des Gleichgewichtes den größten Erddruck E erfordert, ist heute noch nicht gelöst.

Wir beschränken uns im Folgenden auf waagrechtes Gelände und lotrechte Stützwand. Die Gleitflächen A C, A' C' von unbekannter Form werden unter dem Winkel $(45^\circ - \frac{\rho}{2})$ von der Hauptfläche A H durchkreuzt, an der die Hauptspannungen σ_2 angreifen, die aus Gl. (16) zu berechnen sind. In der Tiefe y ist somit

$$\sigma_2 = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \cdot y + p \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right),$$

worin p eine gleichmäßig verteilte Auflast bezeichnet. Wir zerlegen $\sigma_2 dy$ in die waagrechte Komponente $\sigma_2 dy \sin \varphi = \sigma_2 dy$ und die lotrechte Komponente $\sigma_2 dy \cos \varphi$. Das Gleichgewicht der Kräfte am Erdkörper A B H gegen Verschieben in waagrechter Richtung liefert

$$E \cos \rho' = \int_A^H \sigma_2 dy = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \cdot \int_0^h y dy + p \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) \cdot \int_0^h dy,$$

woraus

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma h^2 + p h \right) \frac{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)}{\cos \rho'}. \quad (25)$$

Nach dieser Formel, die auf der Bildung gekrümmter Gleitflächen beruht, erhält man merklich höhere Erddrücke, als nach der Coulomb'schen Erddruckformel, die ebene Gleitflächen voraussetzt.

Handelt es sich um Erde mit Kohäsion, so ist in Gl. (25) $p + p_k$ statt p zu schreiben und zu $E' \cos' \rho'$ ist $p_k h$ hinzuzufügen. Damit ergibt sich

$$E' = E - p_k h \frac{1 - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)}{\cos \rho'}. \quad (26)$$

Die Beziehungen (25) und (26) gehen von der Annahme aus, daß in allen Punkten des Erdkörpers A B C der Grenzzustand des Gleichgewichtes erreicht ist. Ob dieser Zustand den größten Erddruck liefert, oder ob der Fall, daß sich nur eine einzige Gleitfläche A C ausbildet, ungünstiger ist, kann vom Verfasser nicht entschieden werden.

Zusammenfassung.

Für den Grenzzustand des Gleichgewichtes, in dem jeder Punkt des Erdkörpers einer (gekrümmten) Gleitfläche angehört, werden die Differentialgleichungen für den Druck an der Gleitfläche und an der Hauptfläche (Hauptspannungen) abgeleitet und integriert. Diese Beziehungen, aufgestellt für Erdmaterial ohne und mit Kohäsion, werden angewendet auf die Berechnung der Tragfähigkeit eines Fundamentstreifens, sowie auf die Bestimmung des Erddruckes auf eine Stützmauer unter Annahme gekrümmter Gleitflächen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Anhang.

Appendice.

Appendix.

Leere Seite
Blank page
Page vide

I 3

Ueber Fließgrenzen und Biegekennlinien.

Sur les limites d'écoulement et les diagrammes de flexion.

Yield Limits and Characteristic Deflection Lines.

Dr. Ing. F. Rinagl,
Professor an der Technischen Hochschule Wien.

I. Einleitung.

Vorliegende Arbeit soll zur Klärung der grundsätzlichen Frage über den Eintritt des ersten Fließens der Randfasern bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung wie bei Biegung, Torsion, gelochtem oder gekerbtem Stab und dgl. beitragen.

Anlaß zum Zweifel an den alten Fließtheorien gaben Versuche, die von verschiedenen Forschern in der Zeit von 1923—1935^{3—14} ausgeführt wurden und die durchwegs wesentlich höhere Fließgrenzen bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung fanden als nach dem Zugversuch mit demselben Werkstoff zu erwarten war. Die Ergebnisse dieser Forschungen werden als bekannt vorausgesetzt. Die verschiedenen Erklärungsversuche der einzelnen Forscher haben bisher keine restlos befriedigende Lösung der auftretenden Fragen gebracht.

Die im Nachfolgenden beschriebenen, vom Verfasser an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien durchgeföhrten Versuche,^{1 2} sowie die daran geknüpften Überlegungen und daraus gezogenen Folgerungen, sollen uns der Klärung des Problemes einen wesentlichen Schritt näher bringen.

II. Kurze Betrachtungen über die theoretische Unmöglichkeit einer wesentlichen Erhöhung der Fließgrenze durch behinderte Formänderung.

Die Höhe der Fließgrenze, das Fließgrenzenbild und die Größe des Streckbereiches ist bei Stahl von bestimmter Zusammensetzung auch nicht angenähert ein Festwert, wie etwa der Elastizitätsmodul, sondern von vielerlei Umständen abhängig. Wir kennen nur einige Einflüsse genau, z. B. die Wirkung der Kaltreckung, so daß wir ohne weiteres Voraussagen machen können. Andere Einflüsse, z. B. Wärmebehandlung, Alterung und dgl., sind, je nach der Vorgeschichte, oft so verwickelt, daß wir erst Vorversuche machen müssen um bestimmte Werte sicher zu erreichen.

Für das Auftreten der sogenannten oberen Fließgrenze mit Lastabfall konnte man bisher überhaupt keine Gesetzmäßigkeit finden. Bei möglichst gleich vorbehandeltem Werkstoff und sorgfältiger Durchführung der Zugversuche streuten die Ergebnisse infolge eines noch unbekannten Einflusses sehr stark, so daß

vielfach behauptet wurde, die obere Fließgrenze wäre gar keine Werkstoffeigenschaft, sondern trete je nach Laune¹⁶ bei höheren oder niedrigeren Spannungen plötzlich auf, ähnlich dem Siedeverzug beim Erhitzen einer Flüssigkeit⁷.

Die von verschiedenen Forschern³⁻¹⁴ gefundene Fließerhöhung bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung wird vielfach durch behinderte Formänderung erklärt^{8 10 13 14}. Meiner Ansicht nach ist die Wirkung der bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung in gelochten oder gekerbten Stäben unter Umständen schon im federnden Bereich auftretende Behinderung der Formänderung geringfügig. Erst nach Überschreiten der Fließgrenze kann es zu starker räumlicher Verspannung kommen, welche die Weiterverformung entsprechend stark behindert. Ein Schluß vom bildsamen Zustand oder gar vom Bruch auf die Verhältnisse beim ersten Fließen ist aber nicht zulässig, weshalb die Versuche von *Ludwik* und *Scheu*¹⁷ mit Dehnungslinien von verschieden stark gekerbten Zugstäben nicht als Beweis für die Fließgrenzenerhöhung, die von den Verfassern gar nicht behauptet wurde, angeführt werden dürfen^{32 33}.

Über zweiachsige Spannungszustände liegen zahlreiche Versuche vor.^{18 19} Versuche mit dreiachsiger Zugbeanspruchung werden demnächst vom Verfasser abgeschlossen. Bei reiner Biegebeanspruchung liegt aber ein geradezu idealer einachsiger Spannungszustand vor, irgend eine Behinderung der Formänderung infolge des Spannungszustandes ist theoretisch nicht möglich. Wir werden später sehen, daß erst nach Überschreiten der Fließgrenze, im federnd bildsamen Zustand, sich die verschiedenen Querschnittsformen entsprechend auswirken.

Nakanishi, *Prager*^{7 8} u. a. behaupten, daß das Fließen erst dann eintritt, wenn das Biegemoment des vollbildsamen Zustandes erreicht worden ist. Sie verallgemeinern daher in unzulässiger Weise die bei Stahl mit hoher oberer Streckgrenze und entsprechenden Querschnittsformen bei Biegebeanspruchung auftretende Erscheinung des ruckartigen Fließens bis nahe an die Nulllinie.

Die Theorie von *Kuntze*¹¹, nach der das Fließen in der Randfaser erst dann eintreten soll, wenn im Inneren des Balkens in einer bestimmten Schichte, dem „Widerstandsmittel“, die Zugfließgrenze erreicht wird, muß auch abgelehnt werden. Das Widerstandsmittel ist nur eine rein geometrische Beziehung ohne physikalische Bedeutung. Die annähernde Übereinstimmung mit den Versuchen von *Thum*⁸ ist übrigens nur zufällig und verschwindet, wenn die Versuche richtig gedeutet werden.

III. Eigene Versuche mit großen Augenstäben.

Die Tragketten der neuen Reichsbrücke über die Donau in Wien^{20 21} werden aus je 25 Gliedern mit 11, bzw. 12 Augenstäben von ungefähr 10 m Länge ausgeführt und mit den Rückhalteketten insgesamt ein Gewicht von etwa 3500 t besitzen. Die Augenstäbe bestehen aus 24 mm dicken und etwa 1200 mm breiten Blechstreifen aus St. 55 mit angenieteten Verstärkungsblechen an den Augen. Durch Versuche in der 250 t Zerreißmaschine der Technischen Hochschule in Wien sollte an Probekörpern von 1 : 3 der natürlichen Größe vor allem die zweckmäßigste Art der Verbindung der Verstärkungsbleche mit dem Mittelblech ermittelt werden. Daß diese Probekörper auch für wissenschaftliche Untersuchungen verwendet werden konnten, ist der weitgehenden Förderung durch das

Österreichische Bundesministerium für Handel und Verkehr zu danken, das die Anschaffung der erforderlichen Meßgeräte ermöglichte.

Die seltene Gelegenheit zu Versuchen an so großen Augenstäben sollte ausgenützt werden, um durch Feinmessungen den Beweis zu erbringen, daß die wiederholt behauptete Erhöhung der Fließgrenze nicht eintritt. Auch *Bierett*⁶ hatte sich nach mündlicher Mitteilung seinerzeit die Aufgabe gestellt, die Versuche von *Eiselin*⁴ zu widerlegen. Auf Grund der erhaltenen Meßergebnisse mußte er sie aber bestätigen, ohne eine theoretische Erklärung hiefür geben zu können. Im Gegensatz zu *Bierett* konnten am Probekörper beiderseits Messungen gemacht werden durch eine entsprechende Versuchsanordnung (Fig. 1). Leider war am Auge das Mittelblech der Messung nicht zugänglich, so daß trotzdem eine gewisse Unsicherheit über die Kraftverteilung auf das Mittelblech und die beiden

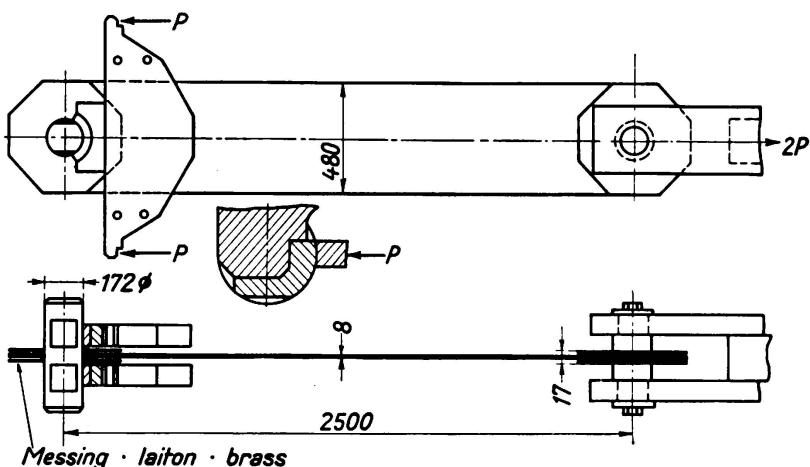


Fig. 1.

Verstärkungsbleche bestand, da infolge Nietverformung die Verstärkungsbleche selbstverständlich stärker nachgaben.

Wegen der verwickelten Spannungsverteilung bei Augenstäben sind nacheinander Messungen an vielen Stellen nach mindestens 3 Richtungen nötig. Da aus Platzmangel nicht an allen Stellen Tensometer auf einmal aufgesetzt werden können, müssen die Messungen nacheinander ausgeführt und die Tensometer oft umgesetzt werden. Kleine, bei Laststeigerung auftretende bleibende Dehnungen an nicht mit Tensometern besetzten Stellen könnten dabei übersehen werden. Aus diesem Grunde wurden an wichtigen Stellen die Dehnungen mit dem Komparatormeßmikroskop gemessen, wobei wegen der örtlich verschiedenen Spannungszustände nur kleine Meßstrecken angewendet wurden.

Es konnten zwar wesentlich früher als von *Bierett* bleibende Formänderungen an den kritischen Stellen festgestellt werden, aber die scheinbare Fließgrenzerhöhung betrug noch immer über 100 %. Früher hat man immer angenommen^{22 23}, daß an der höchstbeanspruchten Stelle des Lochrandes ein Spannungsausgleich durch Fließen bei der Zugfließgrenze eintritt. Wenn nun aber bei der darauffolgenden Entlastung durch die Federkräfte des Augenstabes, diese bildsamen Verlängerungen wieder rückgängig gemacht werden, dann haben wir keine Möglichkeit zu unterscheiden, ob wirkliche oder nur scheinbare Federung der Dehnungsspitzen an diesen Stellen vorliegt.

Um diese Verhältnisse bei einem Fall mit klarer Spannungsverteilung genauer zu studieren, ließ ich einen besonders geformten Biegestab anfertigen, bei dem scheinbar federnde Formänderungen besonders deutlich auftreten mußten. Dieser Stab, vgl. Fig. 2, dessen Querschnitt aus einem breiten Rechteck mit einer in der Biegebene aufgesetzten schwachen Rippe bestand, wurde aus weichem Rundstahl herausgearbeitet, geschliffen und hochglanzpoliert, um die Fließfiguren gut beobachten zu können. Die Belastung des Biegestabes erfolgte durch zwei Einzel-

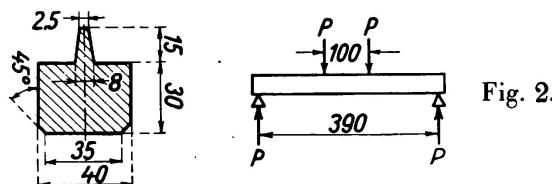


Fig. 2.

lasten symmetrisch zur Mitte und die Dehnungsmessung wurde im mittleren Teil ausgeführt, wo das Moment gleich bleibt. Der Biegestab wurde so lange belastet, bis die am äußersten Rand der Rippe gemessene Dehnung wesentlich größer war als die federnde Dehnung an der Streckgrenze beim Zugversuch, die Fließgrenze in der Rippe also sicher überschritten war. Hierauf wurde der Stab entlastet. Infolge der Federkraft des breiten Rechteckquerschnittes wurde die Rippe so stark rückgestaucht, daß das Tensometer am äußersten Rand der Rippe fast

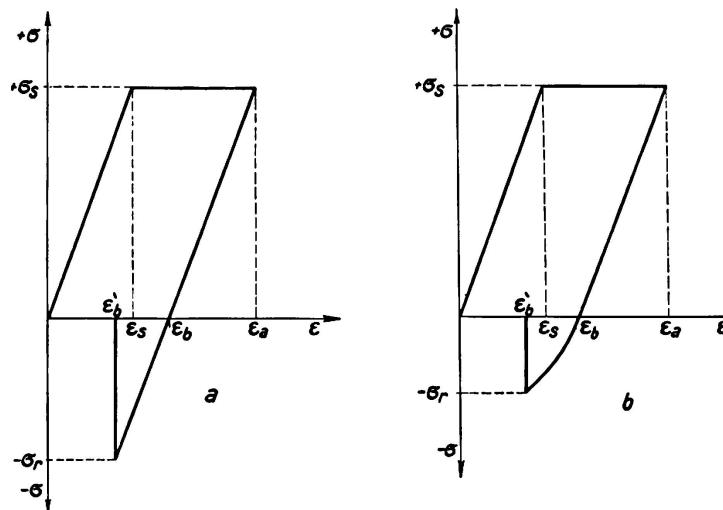


Fig. 3.

keine bleibende Dehnung zeigte. Aus dem Unterschied der nach einer bestimmten Gesamtdehnung auftretenden bleibenden Dehnung beim Biegeversuch und der bleibenden Dehnung, die beim Zugversuch aufgetreten wäre, kann auf die Restspannung geschlossen werden (vgl. Fig. 3 a b).

An eigens für Dehnungsmessungen angefertigten kleinen Augenstäben gelang der Beweis besonders augenfällig, daß keinerlei Erhöhung der Fließgrenze eintritt. Dehnung und Fließen der hochbeanspruchten Fasern erfolgt bei der Belastung so frei wie beim sogenannten einachsigen Spannungszustand. Es tritt keine Formänderungsbehinderung bei der Belastung, sondern im Gegenteil eine erzwungene Formänderung bei der Entlastung ein, weil die am meisten gedehnten Fasern wieder so stark zusammengestaucht werden, daß sie fast die ursprüngliche

Länge erreichen und die theoretisch noch verbleibenden Formänderungen so winzig klein sind, daß sie unterhalb der Meßgenauigkeit liegen. Bei reiner Biegung von Rechteckstäben kann auch im federnd bildsamen Zustand aus Dehnungs- oder Durchbiegungsmessungen auf die Spannungen geschlossen werden. Beim Augenstab aber sind die Verhältnisse im federnd bildsamen Bereich so undurchsichtig, daß aus den üblichen Dehnungsmessungen nach drei Richtungen keinerlei Schlüsse mehr gezogen werden können. Es kann dabei nicht einmal erkannt werden, ob an einer Stelle die Fließgrenze überschritten ist.

Nur ein gewaltsamer Eingriff, eine radikale Operation konnte helfen, die folgendermaßen ausgeführt wurde:

An einem eigens für Dehnungsmessungen angefertigten Augenstab wurde die Höhe der größten Spannungsspitze durch Feinmessungen im verlässlich federnden Bereich ermittelt. Hierauf wurde die Belastung so weit gesteigert, bis an der höchstbeanspruchten Stelle die Fließgrenze zuverlässig überschritten wurde. Die dort vorher eingeritzten Meßmarken zeigten nach der Entlastung noch keine Abstandsänderung. Nun wurde der Augenstab im Scheitel und in den Wangenschnitten bis nahe an den Lochrand eingesägt, sodaß die Wirkung der Rückfederkraft ausgeschaltet war. Die nach der Entlastung unter Druckspannung stehende Stelle konnte sich nun frei ausdehnen, was an der Verlängerung des Markenabstandes einwandfrei festgestellt werden konnte. Dadurch ist der unwiderlegbare Beweis erbracht worden, daß tatsächlich im Kerbgrund bildsame Verformungen aufgetreten sind.

Gleichzeitig mit dem Augenstab wurden auch einfache Biegestäbe mit verschiedenen Querschnittsformen untersucht, die im Folgenden behandelt werden. Vorerst wollen wir uns wieder über die theoretischen Beziehungen im federnd-bildsamen Bereich Klarheit verschaffen.

IV. Bezeichnungen.

Den Ableitungen, die im nächsten Abschnitte folgen, sollen die gewählten Bezeichnungen vorangestellt werden.

$M \dots \dots \dots$	veränderliches Biegemoment	
$M_s \dots \dots \dots$	Biegefleßmoment (Rechnungswert $M_s = \sigma_s \cdot W$)	[cmkg]

$M/M_s \dots \dots \dots$	Biegekennlinienwerte	[1]
---------------------------	----------------------	-----

$M_{0,2} M_{0,03} \dots$	usw. 0,2 % Biegegrenzmoment usw.
--------------------------	----------------------------------

$M_{so} \dots \dots \dots$	oberes Biegefleßmoment	[cmkg]
----------------------------	------------------------	--------

$M_T \dots \dots \dots$	Biegetragmoment (Biegeverformungsmoment)
-------------------------	--

$M_n \dots \dots \dots$	Moment am Ende des Fließbereiches
-------------------------	-----------------------------------

$\varepsilon \dots \dots \dots$	bezogene Dehnung (Stauchung)
---------------------------------	------------------------------

$\varepsilon_a \dots \dots \dots$	Verformung der Randfasern
-----------------------------------	---------------------------

$\varepsilon_b \dots \dots \dots$	bleibende Verformung der Randfasern
-----------------------------------	-------------------------------------

$\varepsilon_s \dots \dots \dots$	Verformung der Randfasern bei der unteren Fließgrenze, bei Biegung, Zug oder Druck	[1]
-----------------------------------	---	-----

$\varepsilon_n \dots \dots \dots$	Verformung am Ende des Fließbereiches
-----------------------------------	---------------------------------------

$n \varepsilon_s \dots \dots \dots$	Fließbereich
-------------------------------------	--------------

σ_s	untere Fließgrenze bei Biegung, Zug oder Druck [kg/mm ²]
σ_{so}	obere Fließgrenze bei Biegung, Zug oder Druck
$\sigma_{0,2}$	usw. 0,2 % Dehngrenze
e	Verhältniszahl $e = \epsilon_s/\epsilon_a$
k	Verhältniszahl $k = \sigma_{so}/\sigma_s$
S	Statisches Moment des halben Querschnittes bezogen auf die Nulllinie [cm ³]
W	Widerstandsmoment

Zur Erläuterung der angewendeten Bezeichnungen vgl. die Zugdehnungsschaulinien Fig. 4 a b und die Momenten-Randdehnungsschaulinie Fig. 5. Beim rein federnden Spannungszustand wächst das Biegemoment M geradlinig mit der Randdehnung ϵ_a , bis beim Biegefließmoment M_s , das erste Fließen in den Randfasern bei einer Randdehnung ϵ_s eintritt, wenn der Werkstoff nur eine untere

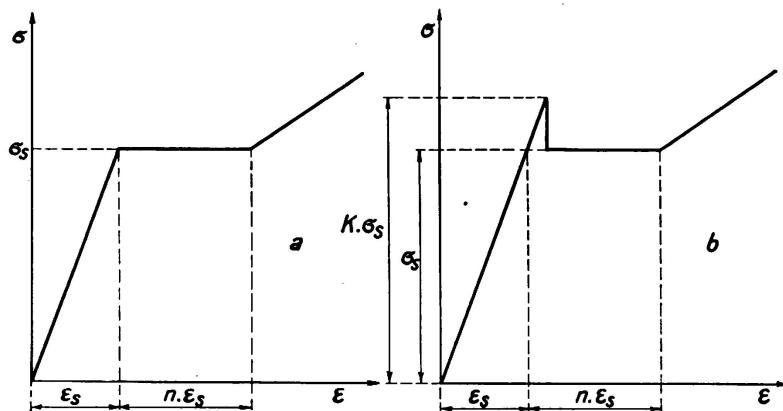


Fig. 4.

Fließgrenze σ_s besitzt (vgl. Fig. 14a). Im Bereich der federnd bildsamen Verformungen (Fig. 14b) nimmt das Biegemoment nach den später angeführten Gleichungen zu, sofern über den ganzen Fließbereich $n\epsilon_s$ die Fließspannung σ_s gleichbleibt (Fig. 4a). Die errechnete Momenten-Randdehnungslinie strebt asymptotisch einem Grenzwert M_T zu, dessen Höhe von der Querschnittsform abhängt. Tatsächlich hat sie nur bis zum Moment M_n Gültigkeit, bei welchem Verfestigung und ein rascheres Ansteigen des Momentes eintritt. Je nach Größe der zugelassenen bleibenden Verformungen $\epsilon_b = 0,2, 0,03$ und $0,01\%$ ergeben sich verschiedene Grenzbiegemomente $M_{0,2}$, $M_{0,03}$ und $M_{0,01}$.

Besitzt der Werkstoff eine ausgeprägte obere Fließgrenze (vgl. Fig. 4b), dann tritt die erste bleibende Formänderung erst beim oberen Biegefließmoment M_{so} auf. Das Biegefließmoment M_s nach der Gleichung $M_s = \sigma_s W$ aus der unteren Fließgrenze berechnet, hat in diesem Falle nur theoretische Bedeutung. Der Verlauf der Momenten-Randdehnungslinie ist gestrichelt dargestellt und lässt sich unter bestimmten Voraussetzungen für verschiedene $k = \sigma_{so}/\sigma_s$ berechnen. Auf die Höhe des Biegetragmomentes M_T hat aber die obere Fließgrenze keinen Einfluss, wie später gezeigt wird. Auf Fig. 7 und 8 ist eine von der unteren Fließgrenze σ_s unabhängige Darstellung verwendet dadurch, daß die Verhältniswerte

M/M_s nach oben und ϵ_a/ϵ_s nach rechts aufgetragen wurden. Die so erhaltenen Linien werden kurz „Biegekennlinien“ der betreffenden Querschnitte genannt und z. B. als „Biegekennlinie für $k = 1,3$ “ bezeichnet, wenn eine obere Fließgrenze $\sigma_{so} = 1,3 \sigma_s$ berücksichtigt wurde.

V. Ableitung von idealen Formänderungslinien bei reiner Biegung (Biegekennlinien).

Für einen Werkstoff, dessen Formänderungslinie für Zug- und Druckbeanspruchung ganz gleich ist und zwar bis zur Fließgrenze rein federnd und im Fließbereich rein bildsam, vgl. Fig. 4a, kann unter der Annahme, daß auch bei der bildsamen Formänderung die Querschnitte eben und senkrecht zur Stabachse bleiben, die Formänderungslinie bei reiner Biegung verhältnismäßig einfach für

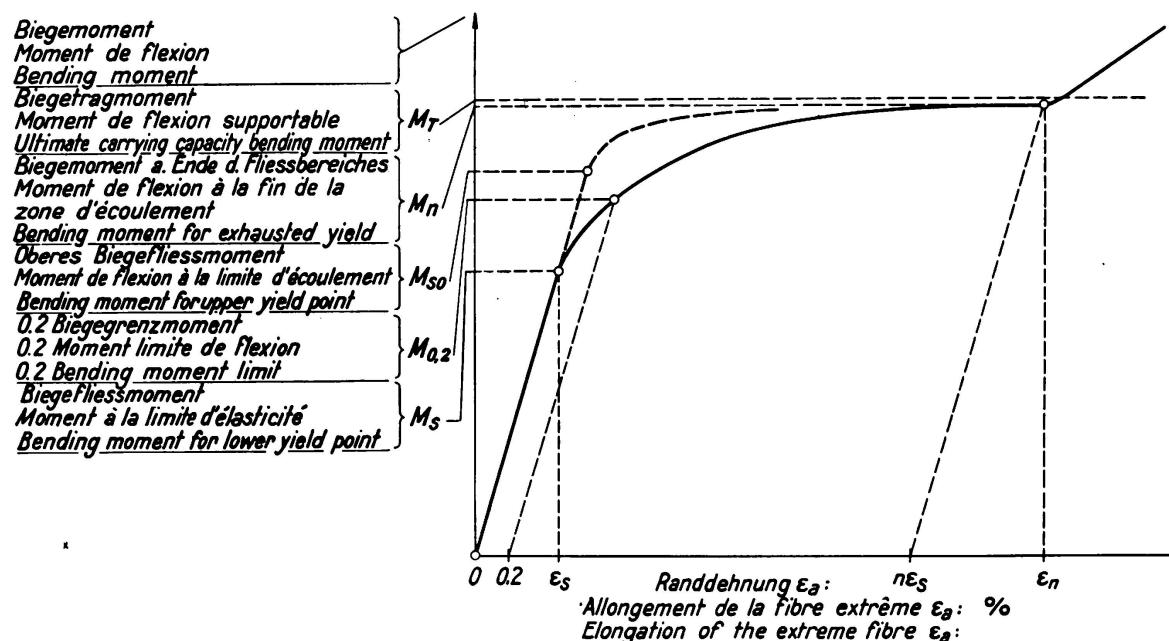


Fig. 5.

einige Querschnittsformen bestimmt werden. Bei einem Biegebalken mit Rechteckquerschnitt von der Höhe h und der Breite b wäre die bildsame Formänderung bei einer Fließgrenze σ_s von außen herein bis auf den Nulllinien-Abstand z (vgl. Fig. 6) vorgedrungen, während der innere Teil mit der Höhe $2z$ sich noch im rein federnden Zustand befindet. ϵ_a bedeutet die jeweilige bezogene Dehnung der äußersten Randfaser und ϵ_s die bezogene Dehnung beim Erreichen der Fließgrenze σ_s . Dann gilt folgende Beziehung für das veränderliche Biegemoment M :

$$M = b \cdot \left(\frac{h}{2} - z \right) \cdot \left(z + \frac{h}{2} \right) \sigma_s + \frac{b \cdot 4z^2}{6} \sigma_s = b \cdot \sigma_s \left(\frac{h^2}{4} - \frac{z^2}{3} \right)$$

und nach Einführung des $z = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_a} \cdot \frac{h}{2}$ ergibt sich

$$M = \frac{bh^2}{12} \sigma_s (3 - \epsilon_s^2 / \epsilon_a^2). \text{ Vergleiche Fritsche 24).}$$

Um bei derselben Querschnittsform für Werkstoffe mit verschiedenen großen Fließgrenzen dieselben Vergleichslinien zu erhalten, wurde in Fig. 7, 8 nach oben das Verhältnis M/M_s und nach rechts das Verhältnis ϵ_a/ϵ_s aufgetragen, wobei M das jeweils veränderliche Biegemoment und M_s jenes beim Übergang vom rein federnden in den federnd bildsamen Zustand bedeutet. Es ergibt sich dann für den Rechteckstab, gleichgültig ob flach- oder hochkant gebogen, folgende Beziehung:

$$\frac{M}{M_s} = \frac{1}{2} \cdot [3 - (\epsilon_s/\epsilon_a)^2] \text{ die eine Kurve dritter Ordnung von der Form } y = a - \frac{b}{x^2}$$

darstellt, mit einer Asymptote im Abstand $y = 1,5$ und der *Hooke'schen* Geraden als Anfangstangente.

Bei einem Streckbereich von $\epsilon_a = 5\epsilon_3$ ($\sim 1\%$ bei weichem Stahl) nähert sich der Wert M/M_s bereits genügend genau der Grenze 1,5 (vgl. Fig. 8). Die ab-

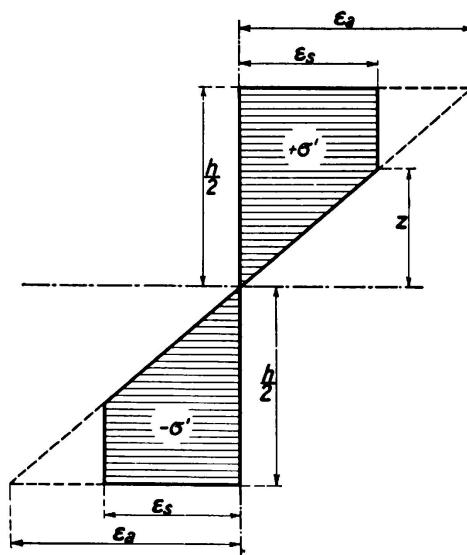


Fig. 6.

geleitete Kurvengleichung behält ihre Gültigkeit solange die Außenrandfaserdehnung ϵ_a den tatsächlichen Fließbereich nicht überschreitet, der bei Stahl 1,5—2 % und mehr betragen kann.

In derselben Weise ergeben sich für einige einfache Querschnittsformen die Gleichungen der Formänderungslinien, die natürlich nur soweit gelten, als keine Verfestigung eintritt. Mit der vereinfachenden Schreibweise $\epsilon_s/\epsilon_a = e$ gelten folgende Beziehungen für die Biegekennlinien (vgl. Fig. 7):

Rechteckstab, gleichgültig ob flach- oder hochkant gebogen.

$$\frac{M}{M_s} = \frac{1}{2} (3 - e^2)$$

$$\text{Grenzwert } \frac{M}{M_s} = 1,5.$$

Quadratstab, übereck gebogen.

$$\frac{M}{M_s} = 2 \left(1 - e^2 + \frac{1}{2} e^3 \right)$$

$$\text{Grenzwert } \frac{M}{M_s} = 2,0.$$

VI. Der Grenzfall der rein bildsamen Biegung.

Die Grenzwerte $\frac{M_F}{M_s}$ für den rein bildsamen Spannungszustand, bei welchem im ganzen Querschnitt die Fließgrenze σ_s (vgl. Fig. 14c) erreicht wird, kann man in bekannter Weise unmittelbar ableiten. Aus Gleichgewichtsgründen fällt Nulllinie und Flächenhalbierende zusammen. Es gilt allgemein für das Moment M der inneren Kräfte (vgl. Fig. 9):

$$M_T = \int_0^{h_1} \sigma_s \cdot b_1 \cdot z_1 \cdot dz_1 + \int_0^{h_2} \sigma_s \cdot b_2 \cdot z_2 \cdot dz_2 = \sigma_s (S_1 + S_2)$$

wenn S_1 und S_2 die statischen Momente der halben Querschnittsflächen ober- und unterhalb der Nulllinie bedeuten. Es ergeben sich für Biegestäbe mit Recht-

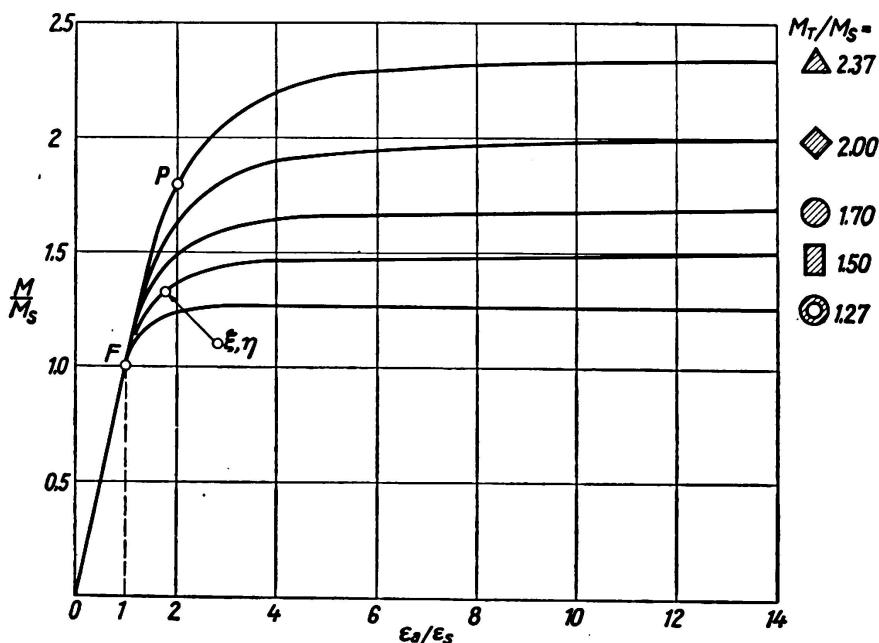


Fig. 7.

eck-, Quadrat-, Kreis- und Dreieckquerschnitt folgende einfachen Momentengleichungen:

Rechteckstab, gleichgültig ob flach- oder hochkant gebogen.

Breite b , Höhe h .

$$M_T = \frac{bh^3}{4} \sigma_s \text{ für rein bildsamen Zustand,}$$

$$M_s = \frac{bh^3}{4} \sigma_s \text{ für rein federnden Zustand,}$$

$$\text{daher } \frac{M_T}{M_s} = 1,5.$$

Quadratstab, übereck gebogen. Diagonale d .

$$M_T = \frac{d^3}{12} \sigma_s \quad M_s = \frac{d^3}{24} \sigma_s \quad \frac{M_T}{M_s} = 2.0,$$

VII. Biegefließgrenze.

Aus den berechneten Biegekennlinien (Fig. 7) geht hervor, daß eine genaue Bestimmung der Biegefließgrenze aus dem Biegeversuch nicht möglich ist, da bei verschiedenen Querschnittsformen der Verlauf vom rein federnden in den federnd-bildsamen Zustand im Punkt F ganz allmählich erfolgt. Dies trifft auch für Werkstoffe mit ausgeprägter Zug- oder Druckstreckgrenze nach Fig. 4 a zu; die

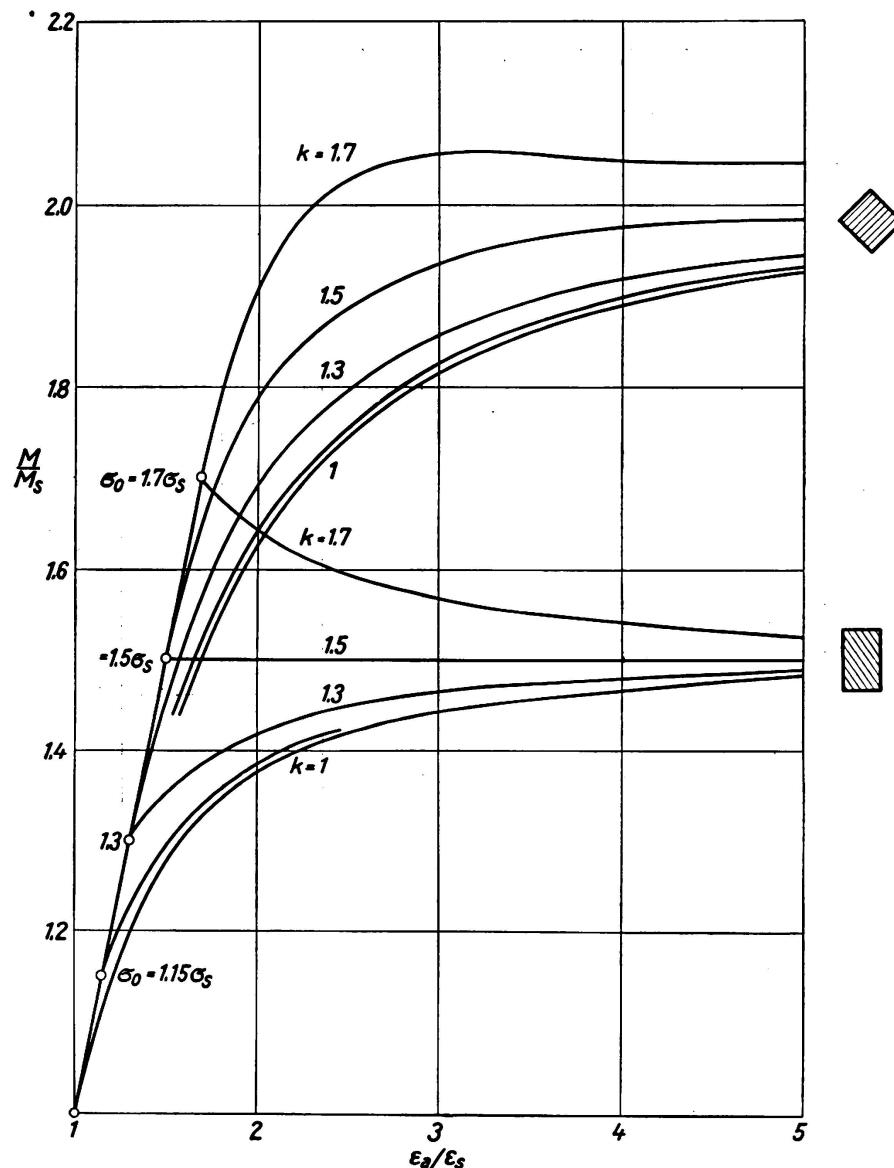


Fig. 8.

berechneten Biegekennlinien bauen sich gerade auf diesen Grenzfall auf. Bei Zugversuchen mit undeutlicher Streckgrenze, bei welcher kein deutlicher Knick in der Spannungsdehnungslinie, sondern ein allmäßlicher Übergang erfolgt, hat man sich auf die 0,2 % Dehngrenze als Ersatz für die Streckgrenze geeinigt, um ein einheitliches, von Willkür freies Prüfverfahren anwenden zu können. Dieses Hilfsmittel versagt beim Biegeversuch, wie folgende Überlegung zeigt:

Da Stähle ein angenähert gleiches Dehnmaß E aufweisen, hängt die Randdehnung ϵ_s bei Erreichung des Biegefließmomentes M_s geradlinig von der Höhe der Fließgrenze σ_s ab. Wählt man ein bestimmtes Biegegrenzmoment (z. B. $M_{0,2}$) entsprechend einer zulässigen bleibenden Biegeverformung (z. B. $\epsilon_b = 0,2\%$) sowie den einer bestimmten Zug-Druckfließgrenze σ_s entsprechenden Dehnungswert, so kann mit dem für diese Annahmen gültigen Dehnungsverhältnis ϵ_b/ϵ_s in der Fig. 7 die *Hooke'sche* Entlastungsgerade gezeichnet werden. Für die betrachtete Querschnittsform folgt im Schnitt mit deren Biegekennlinie das Momentenverhältnis (z. B. $M_{0,2} : M_s$) und damit die scheinbare Biegefließgrenzen-

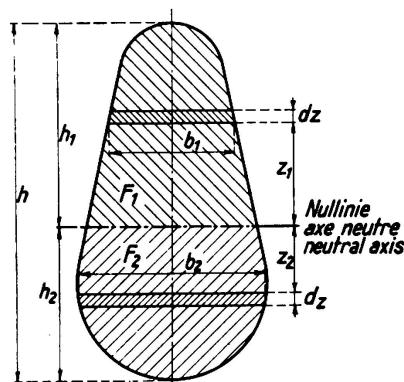


Fig. 9.

erhöhung. Etwas größere Werte würden sich ergeben, wenn bei der Entlastung der Bauschringeffekt (vgl. Fig. 3b) berücksichtigt würde. Der Einfachheit halber wurde davon abgesehen und in Zahlentafel 1 die Ermittlung der scheinbaren Fließgrenzerhöhung bei verschiedenem σ_s und ϵ_b zusammengestellt. Dabei wurde angenommen, daß die Zug-Druckfließgrenze genau ermittelt werden konnte. Muß statt ihrer die 0,2%-Dehgrenze verwendet werden, so treten weitere Unsicherheiten auf.

Zahlentafel 1

Rechtecksquerschnitt $\epsilon_b = 0,002$, $E = 2,10^6 \text{ kg/cm}^2$

Ausgeprägte Zugfließgrenze $\sigma_s \text{ kg/mm}^2$	Fließgrenzen-dehnung ϵ_s	Bleibende Dehnung: Fließgrenzen-dehnung ϵ_b/ϵ_s	Momenten-verhältnis $M_{0,2} : M_s$	scheinbare Biegefließ-grenzen-erhöhung %
20	0,001	2	1,47	47
40	0,002	1	1,42	42
60	0,003	0,66	1,37	37
80	0,004	0,5	1,35	35
$\epsilon_b = 0,0003, E = 2,10^6 \text{ kg/cm}^2$				
20	0,001	0,3	1,30	30
40	0,002	0,15	1,24	24
60	0,003	0,1	1,20	20
80	0,004	0,075	1,18	18
$\epsilon_b = 0,0001, E = 2,10^6 \text{ kg/cm}^2$				
20	0,001	0,1	1,20	20
40	0,002	0,05	1,16	16
60	0,003	0,033	1,13	13
80	0,004	0,025	1,11	11

VIII. Die obere Fließgrenze beim Zug- und Biegeversuch. Folgen einer geringen Ausmittigkeit.

*Ludwik*²⁵ hat sich eingehend mit den verschiedenen Einflüssen auf die Höhe der Streckgrenze beim Zugversuch und die Art des Streckgrenzenbildes beschäftigt und hat als Erster den Knick und Abfall an der Streckgrenze durch Ausscheidungsvorgänge erklärt. Für die Höhe der oberen Streckgrenze ließ sich jedoch keine Gesetzmäßigkeit feststellen, da Zugversuche mit Probestäben, die unmittelbar aufeinanderfolgend aus einer sorgfältig geglühten Stahlstange entnommen worden waren, in bunter Folge ganz verschiedene obere Streckgrenzen oder gar keinen Lastabfall zeigten. Diese nicht veröffentlichten Versuche wurden mit derselben Prüfmaschine und derselben Probestabform möglichst gleichartig und besonders sorgfältig durchgeführt. Irgend ein nicht zufassender, unbekannter Einfluß bewirkte diese widersprechenden Ergebnisse, so daß keine Gesetzmäßigkeit gefunden werden konnte. Auch *Moser*¹⁶ berichtet über ähnliche Erscheinungen und erklärt, daß Stahl geradezu „Launen“ haben könne, wenn es sich um die Bestimmung der oberen Streckgrenze handelt. *Körber* und *Pomp*²⁶ untersuchten den Einfluß der Form des Probestabes, der Art der Einspannung, der Größe der Versuchsgeschwindigkeit und der Art der Prüfmaschine auf die Lage der oberen und unteren Streckgrenze des Stahles beim Zugversuch. Hierzu wurden sorgfältig ausgewählte Stahlproben an 4 Versuchsanstalten in Deutschland vergleichsweise geprüft. Nur die untere Streckgrenze wurde an allen Stellen mit geringen Abweichungen gleich groß festgestellt, die obere Streckgrenze zeigte überaus große Streuungen. Die einzelnen Einflüsse ließen sich nicht widerspruchsfrei einordnen, so daß die Verfasser mit Recht zu dem Schluß kamen, die obere Streckgrenze sei für Übernahmsproben ungeeignet.

Da bei unseren Biegeversuchen die obere Streckgrenze mit großer Regelmäßigkeit in gleicher Höhe auftrat und fast immer um mehr als 20 % größer war als beim Zugversuch, mußte die Ursache im Wesen oder irgend einem Mangel des Zugversuches liegen. Wir streben beim Zugversuch möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt an, wissen aber auch, daß dies fast nie vollkommen erreicht wird. Bei der Ermittlung des Dehnmaßes müssen immer an zwei gegenüberliegenden Seiten des Probestabes die Feindehnungen gemessen werden, weil diese an beiden Seiten recht verschieden sind. Erst durch Mittelbildung erhalten wir die mittlere Dehnung, die der rechnungsmäßigen Schwerpunktsspannung entspricht und damit das richtige Dehnmaß. Die ungleichen Dehnungen werden durch zusätzliche Biegebeanspruchungen verursacht, die durch kleine Ausmittigkeiten hervorgerufen werden, deren Ursache teils in der Probestabeinspannung, teils im Werkstoff selbst liegt.

Betrachten wir nun den Übergang vom federnden zum bildsamen Zustand. Wenn nicht die geringste Ausmittigkeit oder Unregelmäßigkeit besteht, so wird die obere Streckgrenze auch beim Zugversuch richtig angezeigt werden. Die jedoch meist vorliegende kleine Ausmittigkeit kann bewirken, daß auf der einen Seite des Probestabes die Spannungen um 10—30 % größer sind als auf der anderen Seite. Dann kann bei einer mittleren Spannung, die der unteren Streckgrenze entspricht, auf einer Seite schon die obere Streckgrenze erreicht werden und der Fließvorgang vorzeitig eingeleitet werden. Nun interessiert uns die

Größe der entsprechenden Ausmittigkeit (e), die sich leicht berechnen läßt. Der Probestab habe kreisförmigen Querschnitt mit Durchmesser (d) oder Rechteckquerschnitt mit Breite (b) und Dicke (h) und wäre durch die Zugkraft P so beansprucht, daß auf einer Seite des Probestabes gerade die obere Streckgrenze σ_o erreicht wird, die 20 % über der unteren Streckgrenze des Werkstoffes liegt, während die Schwerpunktspannung erst die untere Streckgrenze erreichen würde. Dann gilt für außermittige Zugbeanspruchung beim Rechteckquerschnitt beim Kreisquerschnitt

$$\sigma_{so} = 1,20 \sigma_s = \frac{P}{b \cdot h} + \frac{P \cdot e}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = \frac{P}{b \cdot h} \cdot \left(1 + \frac{6e}{h}\right)$$

$$\text{daraus folgt } \frac{6e}{h} = 0,2 \text{ oder } e = \frac{h}{30}$$

Beim gewöhnlichen Zugversuch ist also eine obere Streckgrenze von 20 % nicht mehr zu erkennen, wenn bei einer Probestabdicke d bzw. h von 10 mm eine Ausmittigkeit von $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ mm vorhanden ist. Bei der häufig angewendeten Einspannung mit Beißkeilen ist eine derartige Ausmittigkeit nicht zu vermeiden. Zur Bestimmung der oberen Streckgrenze beim Zugversuch sind Rundstäbe mit einer leicht einstellbaren Kugelbewegung nach meinem seinerzeitigen Vorschlag²⁷ empfehlenswert. Am besten gelingt der Versuch mit Probestäben, die lange konische Übergänge und nur einen kurzen mittleren Stabteil besitzen.

Bisher hat niemand an die Folgen der geringen Ausmittigkeit gedacht, da, wie schon erwähnt, bei Feinmessungen im federnden Bereich immer die Mittel aus der Dehnung gebildet wurden und die Randspannungen nicht interessiert haben und nach Überschreiten der Fließgrenze die anfängliche Ausmittigkeit belanglos ist.

Beim Biegeversuch scheint nach den bisherigen Versuchen die obere Fließgrenze sozusagen ungeschwächt in den Stab hineinzutwandern (Fig. 14) und die untere Fließgrenze ihr nachzufolgen. Bei einigen Versuchen ergaben sich jedoch Störungen, an deren Aufklärung noch gearbeitet wird.

Wir können, wie im Abschnitt VIII, für einen idealen Werkstoff unter Grundlegung von $\sigma_{so} = k \sigma_s$ den theoretischen Verlauf der Biegekennlinie berechnen. Es gelten folgende Beziehungen:

Rechteckstab:

$$\sigma_o = 1,20 \sigma_s = \frac{\frac{P}{\pi d^2}}{\frac{4}{32}} + \frac{P \cdot e}{\frac{\pi d^3}{4}} = \frac{P}{\pi d^2} \left(1 + \frac{8e}{d}\right) \quad \text{und } e = \frac{d}{40}$$

Quadratstab übereck gebogen:

$$\begin{aligned} \frac{M}{M_s} &= \frac{1}{2} \left[3 - e^2 k^2 (3 - 2k) \right] \\ \frac{M}{M_s} &= 2 \left[1 - e^2 k^2 (3 - 2k) + e^3 k^3 (4 - 3k) \right] \end{aligned}$$

Entsprechend diesen Gleichungen wurden in Fig. 8 die Kennlinien für $k = 1,15, 1,3, 1,5, 1,7$ für flach- und übereckliegendes Quadrat dargestellt.

Wie zu erwarten war, hat die obere Fließgrenze σ_{so} keinen feststellbaren Einfluß auf das Biegetragmoment im rein bildsamen Zustand. Ihr Einfluß ist bei verschiedenen Querschnittsformen, wie leicht einzusehen ist, sehr verschieden.

IX. Möglichkeit eines labilen Biegevorganges.

Bei Stahl ohne oberer Fließgrenze steigt die Biegekennlinie aller Querschnittsformen stetig an. Einem bestimmten Biegemoment entspricht stets eine eindeutig bestimmte Randdehnung, bzw. Durchbiegung. Bei Vergrößerung des Biegemomentes durch Laststeigerung breitete sich der bildsame Zustand weiter gegen die Nulllinie aus, bis durch die geänderte Spannungsverteilung ein neuer Gleichgewichtszustand erreicht wird und die Durchbiegung allmählich zum Stillstand kommt.

Anders bei Stahl mit oberer Fließgrenze. Liegt diese genügend hoch, so kann das Biegemoment beim ersten Fließen der äußersten Faser (oberes Biegefließmoment) gleich oder größer als das Biegetragmoment im voll bildsamen Zustand werden. Vgl. Fig. 8, welche die Biegekennlinien für flach und übereck liegenden Quadratstab bei oberen Fließgrenzen zeigt, die 15, 30, 50 und 70 % über der unteren Fließgrenze liegen ($k = 1,15, 1,3, 1,5, 1,7$). Beim übereck liegenden Quadrat steigen alle gezeichneten Biegekennlinien an, beim flachliegenden Quadrat jedoch nur jene mit oberen Fließgrenzen kleiner als 50 %. Liegt die obere Fließgrenze höher, so fällt die Biegekennlinie im federnd bildsamen Bereich mehr oder weniger rasch zum Wert des vollbildsamen Zustandes ab. In diesem Falle wird beim Überschreiten der oberen Fließgrenze an einer Stelle des Biegestabes plötzlich der ganze Querschnitt vom äußersten Rand bis nahe an die Nulllinie fließen, vorausgesetzt, daß die Versuchseinrichtung so beschaffen ist, daß keine selbsttätige Entlastung möglich ist, was am einfachsten durch unmittelbare Gewichtsbelastung vermieden wird. Der Gleichgewichtszustand wird erst wieder erreicht, wenn der ganze Fließbereich durchlaufen ist und an den Randfasern Verfestigung eintritt. Ausgeföhrte Belastungsversuche bestätigten diese Überlegungen in eindrucksvoller Weise. Bei reiner Biegebeanspruchung ist bis zum Biegefließmoment die Federungslinie (elastische Linie) ein Kreisbogen. Wird aber die obere Streckgrenze an einer Stelle überschritten, so verformt sich der Biegestab nur mehr an dieser Stelle, es bildet sich dort ein Knick mit schärferer Rundung aus, während an den übrigen Stabteilen die beim Biegefließmoment erreichte Krümmung erhalten bleibt. Nachdem die verformte Stelle sich verfestigt hat, kommt eine andere Stelle zum Fließen und wieder bildet sich an dieser Stelle ein ausgerundeter Knick. Der Vorgang kann sich an weiteren Stellen wiederholen. Fig. 10 zeigt zwei Biegestäbe nach der Entlastung. An den ausgerundeten Ecken sind die kleinen bildsam verformten Zonen deutlich durch den abgefallenen Walzzunder zu erkennen. An den übrigen Stabteilen wurde die Fließgrenze nicht überschritten, sie haben sich beim Entlasten wieder gerade gestreckt.

Damit haben wir auch eine ohne weiters einleuchtende Erklärung dafür, daß nach einer scheinbaren Verzögerung die Fließlinien plötzlich auftreten und ruckartig den ganzen Querschnitt bis nahe an die Nulllinie durchsetzen. Die Beobachtung mehrerer Forscher war also ganz richtig, nur die Erklärung von Prager¹⁰ war unglaublich und traf nicht zu.

Bei I-Profilen ist das Biegetragmoment nur etwa 18 % größer als das Biegefließmoment, vergleiche die Berechnungen von Fritsche²⁴. Da bei weichem Stahl eine obere Fließgrenze bis zu 20 % über der unteren fast die Regel ist und Stahl ganz ohne obere Fließgrenze eine seltene Ausnahme bildet, so müssen wir bei I-Profilen fast immer damit rechnen, daß nach Überschreiten der Fließgrenze der bildsame Zustand sehr tief vordringt (vgl. auch die Versuche von Kollrunner²⁸).

Die infolge der oberen Fließgrenze unter Umständen eintretenden labilen Vorgänge und die örtliche Beschränkung der Formänderung kann auch bei

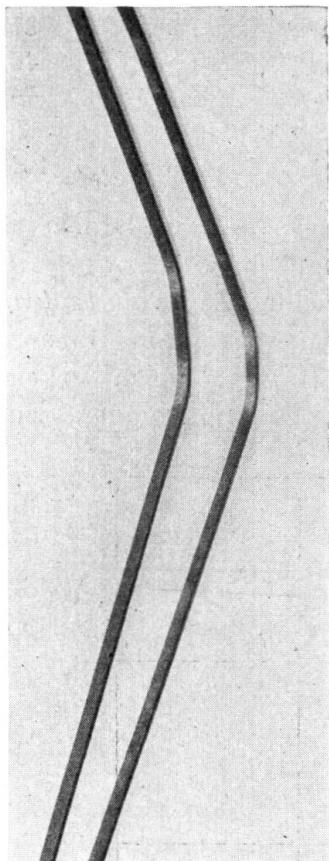


Fig. 10.

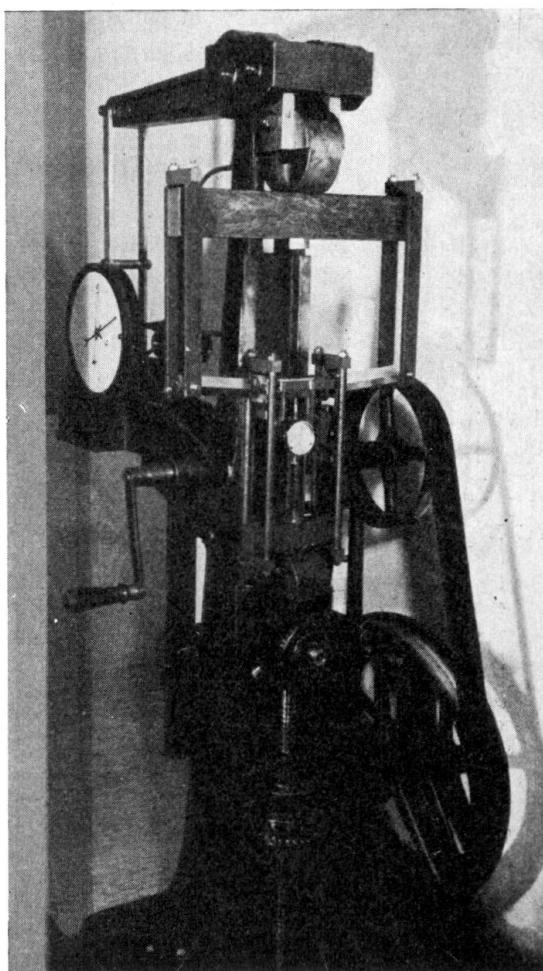


Fig. 11.

anderen Versuchen von großer Wichtigkeit sein. Die äußerst geringe Kerbzähigkeit von Stahl mit hoher oberer Streckgrenze ist unter anderem darauf zurückzuführen. Bemerkenswert ist, daß die Dauerbiegefestigkeit von Stahl mit hoher oberer Streckgrenze sowohl von polierten als auch von gekerbten Stäben wesentlich größer ist als man nach der beim Zugversuch ermittelten unteren Fließgrenze erwartet. Rechteckstäbe aus Stahl ohne obere Streckgrenze zeigten beim Biegeversuch mit Gewichtsbelastung auch nach Überschreiten der Fließgrenze bis zum vollbildsamen Zustand gleichbleibende Krümmung über die gleichbeanspruchte Stablänge und keinerlei labile Zustände.

X. Eigene Biegeversuche mit Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen.

Für die Versuche wurden Stähle mit verschiedenen kennzeichnenden Eigenchaften gewählt, vergleiche Zahlentafel 2 und womöglich alle Zug-, Druck- und Biegestäbe aus einer einzigen Stahlstange entnommen, deren gleichmäßige Härte über die ganze Länge durch Kugeldruckversuche auf vier Seiten in Abständen von 20 zu 20 cm vorher festgestellt wurde. Bei der Bearbeitung der Probestäbe wurde die Randzone entfernt.

Zahlentafel 2.

Stahlart	Untere Zug-Streckgrenze	untere Stauchgrenze	Streckbereich	Stauchbereich	Zugfestigkeit
	kg/mm ²	kg/mm ²	%	%	kg/mm ²
Kohlenstoff A	22,0	22,0	15	10	37,4
" B	21,7	22,0	15	9	37,5
" R	20,3	21,7	10	10	40,6
" S	36,0	36,7	8	6	74,6
3% Nickel M	50,5	51,2	10	10	69,2
VCN 35 C	94,0	94,0	5	5	104,5

Für die Zugversuche wurden Rundstäbe mit Schultern, für die Druckversuche Zylinder $h = 3d$ und für die Biegeversuche prismatische Stäbe von 470 mm Länge verwendet. Die Biegeversuche wurden in der seiner Zeit von *Ludwik* mit Vorliebe benützten 2 t-Zerreißmaschine mit Neigungswaage von *Amsler* ausgeführt. Zu diesem Zweck wurde das im Lichtbild (Fig. 11) leicht erkennbare Schneidengehänge angefertigt, das auch bei großen Durchbiegungen den Fall

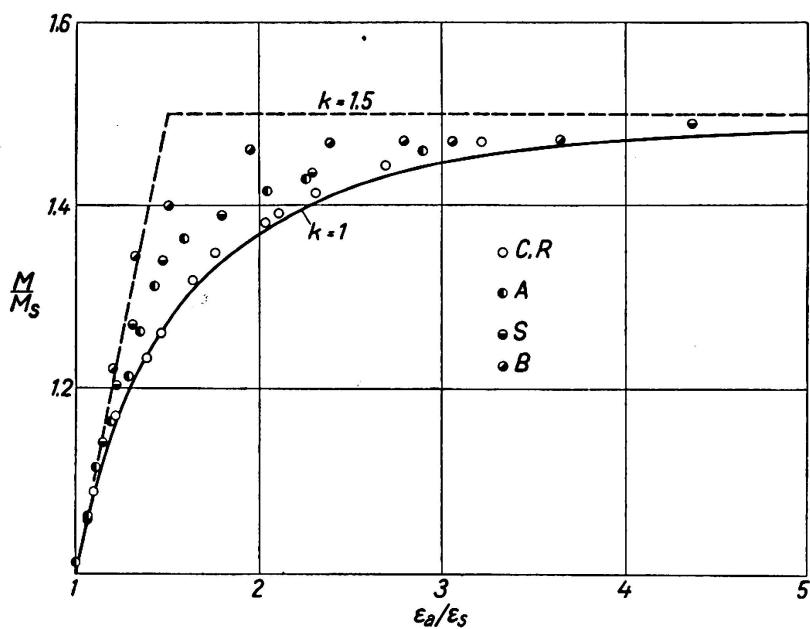


Fig. 12.

der reinen Biegung im mittleren Stabteil ohne störende Auflagerlängskräfte gut verwirklichen ließ. Über zwei Punkte der neutralen Achse wurde die Durchbiegung mit einer Zeiß-Meßuhr und an den Stabaußenrändern die Dehnung

bzw. Stauchung mit 2—4 Huggenberger Tensometern gemessen. Die Belastung erfolgte stufenweise und nur vereinzelt wurden Entlastungen vorgenommen. Im Fließbereich mußte unter derselben Last oft sehr lange zugewartet werden, bis die Meßgeräte still standen. Bei lang andauerndem Nachfließen konnte dies wegen der sonst zu befürchtenden Alterungserscheinungen nicht abgewartet werden und wurde deshalb einheitlich die Weiterbelastung vorgenommen, wenn die Durchbiegung in 10 Minuten um weniger als 0,01 mm zunahm. Fig. 12 zeigt

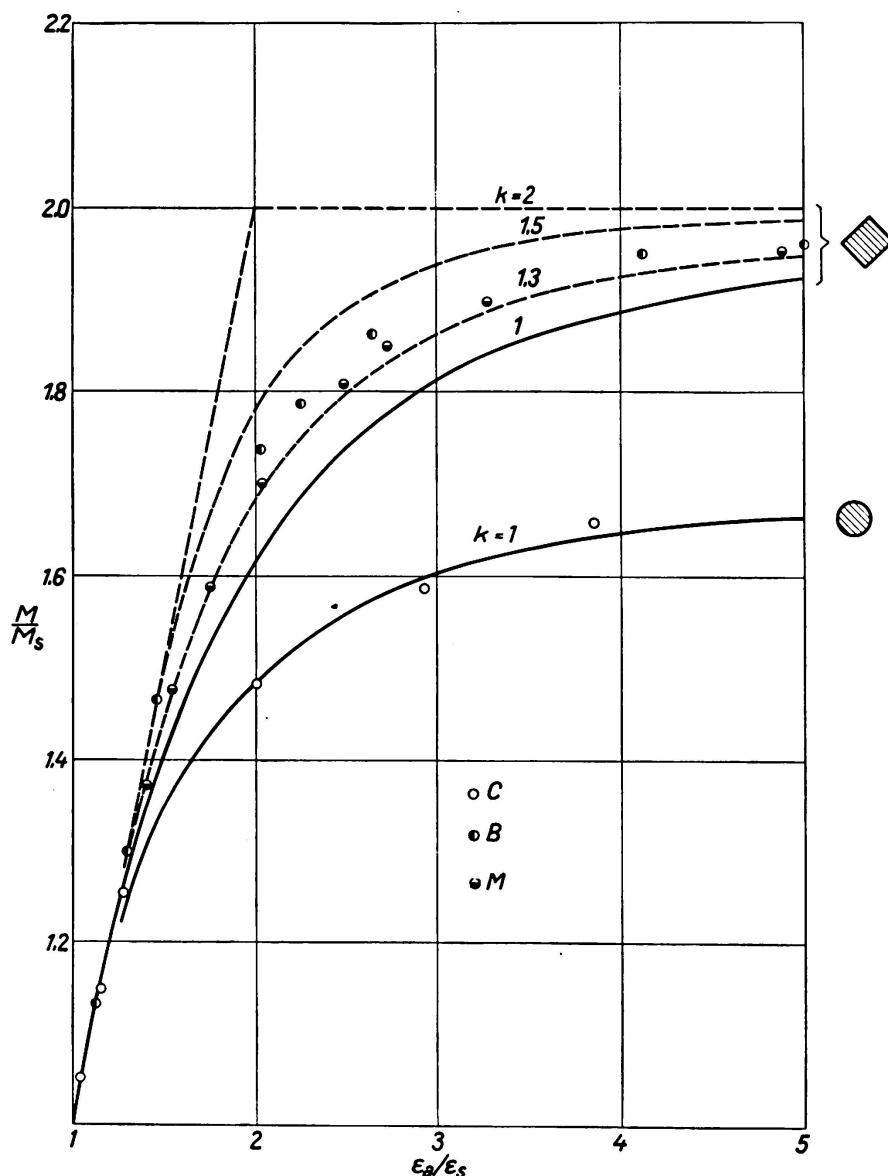


Fig. 13.

die Ergebnisse der Biegeversuche mit flachliegenden Rechteck- und Quadratstäben, Fig. 13 mit übereck gestelltem Quadrat und Rundstäben. Man beachte, daß zwecks Raumersparnis wie in Fig. 8 nur der federnd bildsame Bereich, ausgehend von $M/M_s = 1$ und $\epsilon_a/\epsilon_s = 1$ abgebildet wurde. Der besseren Übersicht wegen wurden meist nur jene Versuchswerte eingeringelt, die mehr als 1 % von den theoretischen Linien abwichen.

Es war ein glücklicher Zufall, daß zwei Werkstoffe keine *obere Streckgrenze* auch beim Biegeversuch zeigten, also genau den Biegekennlinien für $k = 1$ entsprachen. Die übrigen Werkstoffe, die beim Zugversuch auch keine obere Streckgrenze erkennen ließen, zeigten jedoch beim Biegeversuch gesetzmäßige Ab-

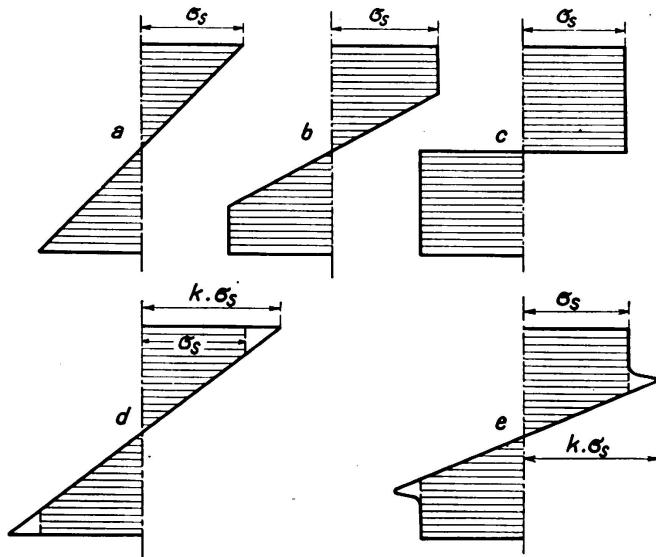


Fig. 14.

weichungen, die als die Wirkung einer oberen Streckgrenze des Werkstoffes erkannt wurden. Bei weichem Kohlenstoffstahl scheint eine obere Streckgrenze die Regel zu sein, während Stahl ganz ohne obere Streckgrenze eine Ausnahme bildet. Der weiche Kohlenstoffstahl R und der vergütete Chromnickelstahl C ergaben sowohl beim flachliegenden Rechteck- bzw. Quadratquerschnitt (Fig. 12),

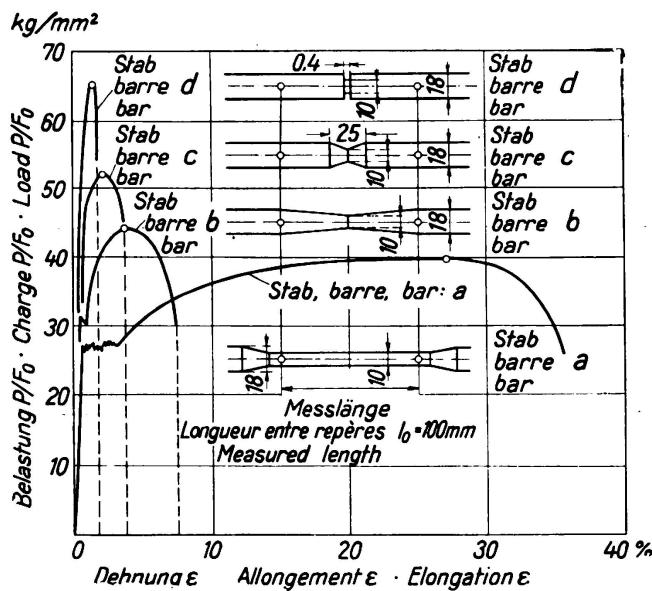


Fig. 15.

als auch beim übereck gestellten Quadrat (Fig. 13) Versuchswerte, die fast genau der Biegekennlinie $k = 1$ entsprechen, desgleichen beim Rundstab aus Stahl C. Diese beiden Stahlsorten hatten also keine obere Streckgrenze. Es gelang sehr leicht durch entsprechende Glühbehandlung Korngrenzenzementitausscheidungen

zu erhalten und dem Stahl R eine hohe ($k = 1,5$) obere Streckgrenze zu verleihen. Die obere Streckgrenze stieg dabei auf $23,9 \text{ kg/mm}^2$, die untere Streckgrenze fiel auf $16,0 \text{ kg/mm}^2$. Die Rückbildung des ursprünglichen Zustandes ist aber nicht mehr so vollkommen gelungen. Diese Versuche werden noch fortgesetzt.

Stahl A, B, M und S, die beim Zugversuch keine, oder nur eine geringe obere Streckgrenze gezeigt hatten, besaßen durchwegs obere Streckgrenzen, die sich in gleicher Höhe beim flachliegenden Quadrat als auch beim übereck gestellten Quadrat äußerten. Stahl A und S entsprechen vollkommen den Biegekennlinien für $k = 1 \cdot 3$, sowohl in Fig. 12 als auch in Fig. 13. Stahl M entspricht in Fig. 12 der Kennlinie $k = 1 \cdot 3$, in Fig. 13 liegen aber die Werte durchwegs etwas höher. Stahl B zeigt bei beiden Querschnittsformen mit geringen Abweichungen eine 40 %ige obere Streckgrenze ($k = 1 \cdot 4$).

Stahlstangen mit Eigenspannungen, die von der Wärmebehandlung oder vom Geraderichten und dergleichen herrühren, zeigen selbstverständlich auch beim Biegeversuch große Abweichungen. Ein ausführlicher Bericht über die Versuche wird als Mitteilung der Technischen Versuchsanstalt erscheinen.

An dieser Stelle möchte ich meinen Mitarbeitern, insbesondere den Herren Ing. Dr. Wilhelm Blauhut, Ing. Dr. Josef Stich und Ing. Dr. Stefan Sztecsny den Dank für ihre Bemühungen und genaue Versuchsdurchführung aussprechen.

XI. Stellungnahme zu den früheren Versuchen.

*Eugen Meyer*¹⁵ hat die Biegefließgrenze um 47 % höher als die Zugstreckgrenze gefunden, war sich aber bewußt, daß die nach der nur im rein federnden Bereich gültigen Gleichung $\sigma = M/W$ berechnete Biegespannung nur eine rechnungsmäßige oder scheinbare Spannung sein kann. Auch *Preuß*²⁹ hat bei seinen Versuchen an gekerbten und gelochten Zugstäben die großen Dehnungsspitzen des besseren Vergleiches wegen auf Spannungen umgerechnet, die so erhaltenen Werte jedoch eingeklammert und betont, daß es sich nicht um wirkliche Spannungen, die größer als die Fließgrenze wären, handelt. *Lasche*³⁰ hat hingegen bei Versuchen mit Rundscheiben Spannungen größer als die Fließgrenze ausgewiesen.

Thum und *Wunderlich*⁸ berechneten aus dem Biegemoment bei welchem größere Durchbiegungen auftraten nach der Gleichung $\sigma = M/W$ die Biegefließgrenze und fanden sie, da schon sehr weitgehende bildsame Verformungen eingetreten waren, höher als die Zugfließgrenze. Die schon erwähnte Nachrechnung durch *Prager*¹⁰ zeigte, daß bei I-Stäben schon der vollbildsame Zustand erreicht worden war. Dieser Zustand wurde auch bei den flachliegenden Quadrat- und Rundstäben fast erreicht, hingegen sind bei einigen Rechteckstäben und den übereck gebogenen Quadratstäben die Versuche früher abgebrochen worden. Die Gestalt des Biegebalkens hat nach den neueren Erkenntnissen, zumindest beim statischen Biegeversuch, keinen Einfluß, wohl aber auf den weiteren Verlauf des Fließvorganges.

*Chwalla*¹² bestimmt aus dem Verlauf der Randdehnungen unter Verwendung von Ausgleichslinien die tatsächlich auftretenden Randspannungen.

Da beim größten Biegemoment des Versuches 2, vergleiche Fig. 3 der Abhandlung, eine bezogene Randdehnung von über 1 % gemessen wurde, können

wir auf Grund unserer Fig. 7 erwarten, daß fast das Biegetragmoment M_T entsprechend dem rein bildsamen Zustand erreicht wurde. Wir können daher

$$\text{auch die Spannung nach der Gleichung } \sigma = \frac{M}{2S} = \frac{140250 \text{ kgcm}}{43,6 \text{ cm}^3} = 32,2 \text{ kg/mm}^2$$

berechnen, was sehr gut mit dem von *Chwalla* für die untere Fließgrenze für Biegezug und Biegedruck gefundenen Wert $32,4 \text{ kg/mm}^2$ übereinstimmt. Nach unseren Überlegungen und Versuchen muß dies auch die untere Zugstreckgrenze sein, die aber beim Zugversuch an Normalstäben aus derselben Charge nur mit $24,7 \text{ kg/mm}^2$ festgestellt wurde. Diese Unstimmigkeit mit dem Zugversuch wurde mittlerweile von *Chwalla* durch Ungleichmäßigkeit des Werkstoffes von Zug- und Biegestäben aufgeklärt³¹. Die nachträglich aus den Biegestäben entnommenen Zugstäbe ergaben eine untere Streckgrenze von $29,6 \text{ kg/mm}^2$. Dieses Ergebnis weicht also nur mehr 10 % ab und rechtfertigt nicht mehr den Schluß auf eine auffallende Erhöhung dieser Spannung.

Siebel und *Vieregge*¹³ haben bei ihren Biegeversuchen mit verschiedenen Werkstoffen die Durchbiegung gemessen und aus der plötzlichen Richtungsänderung des Durchbiegungsschaubildes die Fließgrenze bestimmt und als „obere Biegestreckgrenze“ bezeichnet. Die „untere Biegestreckgrenze“ wurde aus dem Moment bei Erreichen des rein bildsamen Zustandes berechnet und praktisch gleich groß wie die untere Zugstreckgrenze gefunden, was mit unseren Versuchen sehr gut übereinstimmt. Die aus den Torsionsversuchen berechnete „untere Fließgrenze“ liegt zwischen den bekannten Werten 0,50 bis 0,57 der Zugstreckgrenze. Hingegen dürfte die ermittelte verschiedenartige Erhöhung der oberen Fließgrenze bei Stählen mit verschieden hohen Streckgrenzen nur scheinbar sein, vergleiche unsere Ausführungen: VII. Biegefließgrenze, Zahlentafel 1.

L i t e r a t u r v e r z e i c h n i s .

¹ *F. Rinagl*: Keine Erhöhung der Fließgrenze bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung, Biegekennlinien und die Bestimmung der oberen Fließgrenze.

St. Szteacsny: Zeichnerische Ermittlung von Biegekennlinien, Einfluß von Eigenspannungen auf das Fließgrenzenbild. Wien, 1936, Julius Springer.

² *Rinagl*: Akad. Anzeiger 12 und 18 Akademie der Wissenschaften in Wien. Sitzung 4. Juli 1935 und 14. Mai 1936.

³ *A. Kennedy*: Exp. on the yield point of steel under transverse test. Engg. 115 (1923), S. 736.

⁴ *O. Eiselin*: Untersuchung am einfach gelochten Zugstab, Beitrag zum Problem der Spannungsstörungen in Eisenbauten, Bauing., 1924, S. 250.

⁵ *W. Scoble*: Reinforcement by understressed material. Engg. 123 (1927), S. 65.

⁶ *G. Bierett*: Mitt. d. deutsch. Materialprüfanst., Sonderheft XV, 1931.

⁷ *Nakanishi*: Rep. Aeron. Res. Inst. Tokio, 1931, S. 83.

⁸ *A. Thum* und *F. Wunderlich*: Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung, Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1932, S. 261.

⁹ *O. Cook*: The yields Point on initial stages of plastic strain in mild steel subjected to uniform or non-uniform stress distributions. Phil. Transact. Roy. Soc. London, Ser. A 230 (1932), Nr. 4, S. 121.

¹⁰ *W. Prager*: Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung. Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1933, S. 95.

¹¹ *W. Kuntze*: Ermittlung des Einflusses ungleichförmiger Spannungen und Querschnitte auf die Streckgrenze. Der Stahlbau 1933, S. 49.

- ¹² Chwalla: Über die Erhöhung der Fließgrenze in prismatischen Balken aus Baustahl. Der Stahlbau, 1933, S. 149.
- ¹³ Siebel und Vierregge: Abhängigkeit des Fließbeginns von Spannungsverteilung und Werkstoff. Archiv für Eisenhüttenwesen 7, (1933/34), Heft 12, S. 679/82.
- ¹⁴ Hessler: Dissertation Stuttgart 1934, zitiert von O. Graf, Dauerversuche mit Nietverbindungen, S. 49, Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Ausgabe B, Heft 5, Berlin 1935, Springer.
- ¹⁵ Eugen Meyer: Berechnung der Durchbiegung von Stäben deren Material den Hookeschen Gesetzen nicht folgt. Z. V. D. I., 1908, S. 167.
- ¹⁶ Moser: Grundsätzliches zur Streckgrenze, Forschungsarbeiten d. V. D. I., Heft 295.
- ¹⁷ Ludwik-Scheu: Über Kerbwirkungen bei Flußeisen, Stahl und Eisen 1923, Heft 32.
- ¹⁸ Lode: Forschungsarb. a. d. Gebiete des Ing.-Wesens 1928, Heft 303.
- ¹⁹ Roš und Eichinger: Versuche zur Klärung der Bruchgefahr, Zürich 1926.
- ²⁰ Hartmann: Zur Theorie und Ausführung der Hängebrücken. Z. d. Österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1934, Heft 51/52, S. 293.
- ²¹ Wagner: Über den Umbau der Reichsbrücke in Wien. Z. d. Österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1935, Heft 1, S. 1.
- ²² Hencky: Zur Theorie der plastischen Deformation, Zeitschr. f. angew. Math. und Mechan., 1924, S. 323.
- ²³ Klöppel: Aus d. techn. wiss. Tätigkeit d. Deutschen Stahlbau-Verbandes, Stahlbau 1935, Heft 4.
- ²⁴ Fritsche: Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Formänderungsvermögens, Bauing. 1930, S. 851.
- ²⁵ Ludwik und Scheu: Über die Streckgrenze von Elektrolyt- und Flußeisen. Werkstoffausschußbericht Nr. 70, d. Ver. Deutsch. Eisenhütteleute.
- ²⁶ Körber-Pomp: Einfluß der Form des Probestabes, der Art der Einspannung, der Versuchsgeschwindigkeit und der Prüfmaschine auf die Lage der oberen und unteren Streckgrenze von Stahl. Mitt. d. Kais. Wilhelm Inst. f. Eisenforschung, 1934, S. 179.
- ²⁷ F. Rinayl: Neue Zugprobestabformen und Einspannvorrichtungen. Maschinenbau 1923/24, S. 770.
- ²⁸ Kollrunner: Schichtweises Fließen in Balken aus Baustahl, Abhandlung der Intern. Vereinigung f. Brückenbau und Hochbau 3 B. 1935, S. 222.
- ²⁹ Preuß: Versuche über die Spannungsverteilung in gekerbten und gelochten Zugstäben. Z. VDI. 1912, S. 1349, 1780, und 1913: S. 664, sowie Forschungsarb. Ing.-Wes. Nr. 126.
- ³⁰ O. Lasche: Konstruktion und Material im Bau von Dampfturbinen und Turbodynamos. Springer, Berlin 1920, S. 56.
- ³¹ Chwalla: Zuschrift an die Schriftleitung, Stahlbau 1936, S. 8.
- ³² Thum: Die „Gestaltfestigkeit“ der Einfluß der Form auf die Festigkeitseigenschaften. Schweiz. Bauzeitung, Bd. 106 (1935), S. 26, Abb. 4.
- ³³ Klöppel: Bestimmung der Schnellzugfestigkeit voller, gelochter und genieteter Stäbe aus St 37 und St 52. Stahlbau 1936, S. 109, Abb. 37.

Zusammenfassung.

In den letzten zehn Jahren wurden von verschiedenen Forschern auffällige Erhöhungen der Fließgrenze des Stahles bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung beobachtet und meist durch behinderte Formänderung zu erklären versucht. Die verschiedenen Ursachen dieses Irrtumes werden klargestellt:

- Bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung kann an einer Stelle der ganze Fließbereich des Werkstoffes durchlaufen sein, ohne daß eine entsprechende Stufe in der Gesamtformänderungslinie bei Biegung und dergleichen zu erkennen ist. Eine solche Stufe kann aber auftreten, wenn z. B. bei Biegung

die Querschnitte bis nahe an die Nulllinie in den bildsamen Zustand gekommen sind. Das dann erreichte Biegemoment wurde irrtümlicherweise dazu verwendet, um nach der Gleichung $\sigma = M/W$ die Spannung beim ersten Fließen zu berechnen. Es kann dann nur mehr die untere Fließgrenze nach der für den vollbildsamen Zustand geltenden Gleichung $\sigma = \frac{M}{2S}$ annähernd ermittelt werden.

2. Der ganz allmähliche Übergang der Formänderungslinie aus der *Hooke'schen* Geraden in den federnd-bildsamen Bereich bei Biegung, Torsion, gelochter Stab und dergleichen erschwert unter Umständen eine genaue Ermittlung der Fließgrenze außerordentlich.
3. Auch durch Messung der bleibenden Formänderungen nach wiederholten Be- und Entlastungen ist die Fließgrenze nicht sicher zu ermitteln, da die auf einem kleinen Gebiet aufgetretenen großen bildsamen Verformungen durch die im übrigen Probekörper wirkenden starken Federkräfte fast vollständig rückgängig gemacht werden (scheinbare Federung an den Dehnungsspitzen besonders bei Augenstäben).
4. Das Auftreten und die Länge der Fließlinien sind kein sicheres Kennzeichen für das Überschreiten der technisch bedeutsamen Fließgrenze.
5. Eine etwaige obere Fließgrenze des Werkstoffes kann bei dem bisher üblichen Zugversuch nicht mit Sicherheit festgestellt werden.

Die obere Fließgrenze, die mehr als 50 % über der unteren Fließgrenze liegen kann, ist eine wirkliche Werkstoffeigenschaft, die sich beim Biegeversuch fast ungestört auswirkt und unter Umständen die Ursache von labilen Vorgängen sein kann.

6. Spannungsermittlungen aus Dehnungsmessungen nach 3 Richtungen (Dehnungsellipse) sind nur dann zulässig, wenn von einer etwaigen Vorbehandlung keine Restspannungen zurückgeblieben sind, bzw. wenn Klarheit über die im System wirkenden Innenkräfte (Federkräfte) besteht.

Durch neue Versuche, bezw. entsprechende Deutung der bisherigen Versuche wird die Theorie, die einen allmählichen Übergang vom rein federnden Spannungszustand über federnd bildsame Zustände und unter Umständen bis zum rein bildsamen Zustand annimmt, bestätigt. Eine Erhöhung der Fließgrenze tritt nicht ein, sondern im besonderen Falle ein gesetzmäßiger Abbau einer oberen Fließgrenze. Die abgeleiteten Gleichungen der „Biegekennlinien“ für verschiedene Querschnitte ermöglichen die Überprüfung von Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen und die Ermittlung der oberen Streckgrenze des Werkstoffes.

Mit Rücksicht auf die äußerst knappe zur Verfügung stehende Zeit zur Durchführung der redaktionellen Vorarbeiten, der Übersetzungen und des Druckes war eine Zusammenstellung der Berichtigungen und Druckfehler nicht möglich. Sinnstörende Fehler können indessen im Schlußbericht des Kongresses berichtigt werden. Diesbezügliche Mitteilungen sind erbeten an die Redaktion der I. V. B. H., c/o K. Hofacker, Eidg. Techn. Hochschule, Zürich.

Druck: Universitätsbuchdruckerei Dr. C. Wolf & Sohn, München

Leere Seite
Blank page
Page vide