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

Band: 2 (1936)

Artikel: Bodenuntersuchungen für den Bau der Storstrøm-Brücke in Dänemark

Autor: Bretting, A.E.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2756

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: 29.11.2025

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

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.

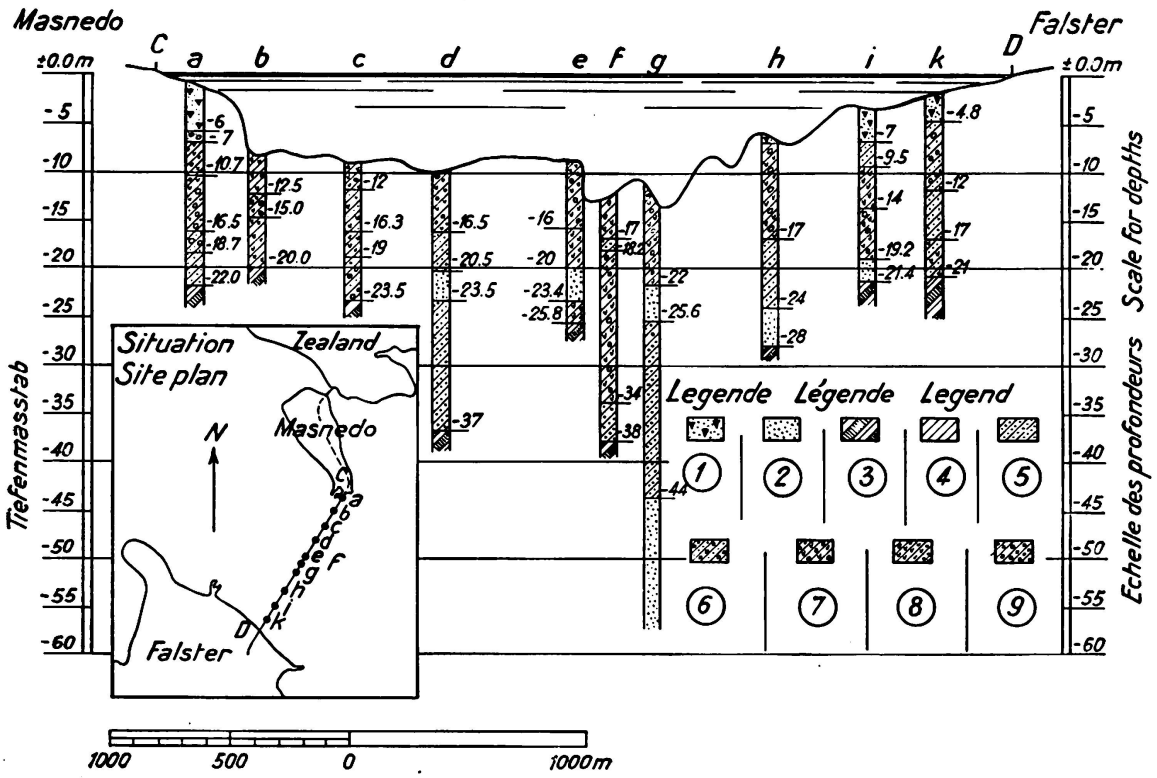

Fig. 1.

Geologischer Schnitt

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

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.

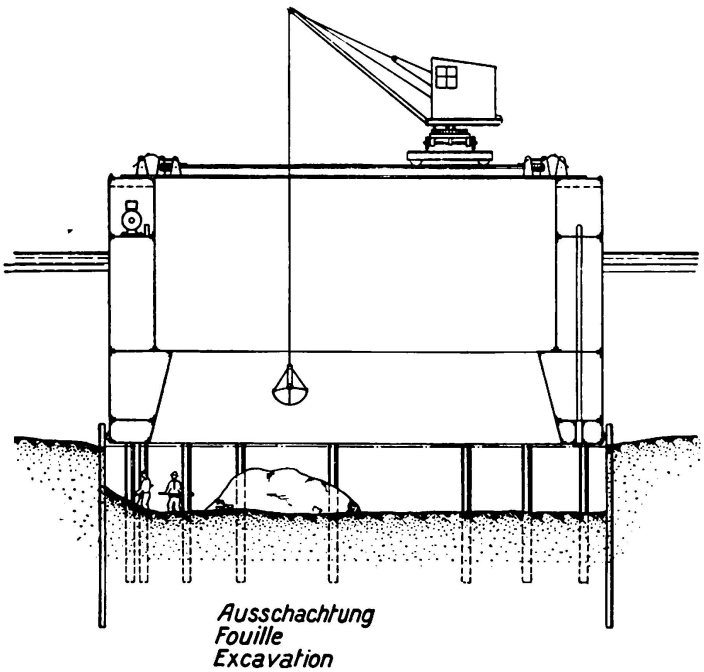

Fig. 2.
Gründung mit Hilfe von versetzbaren Senkbrunnen.

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, ausgefüttert 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

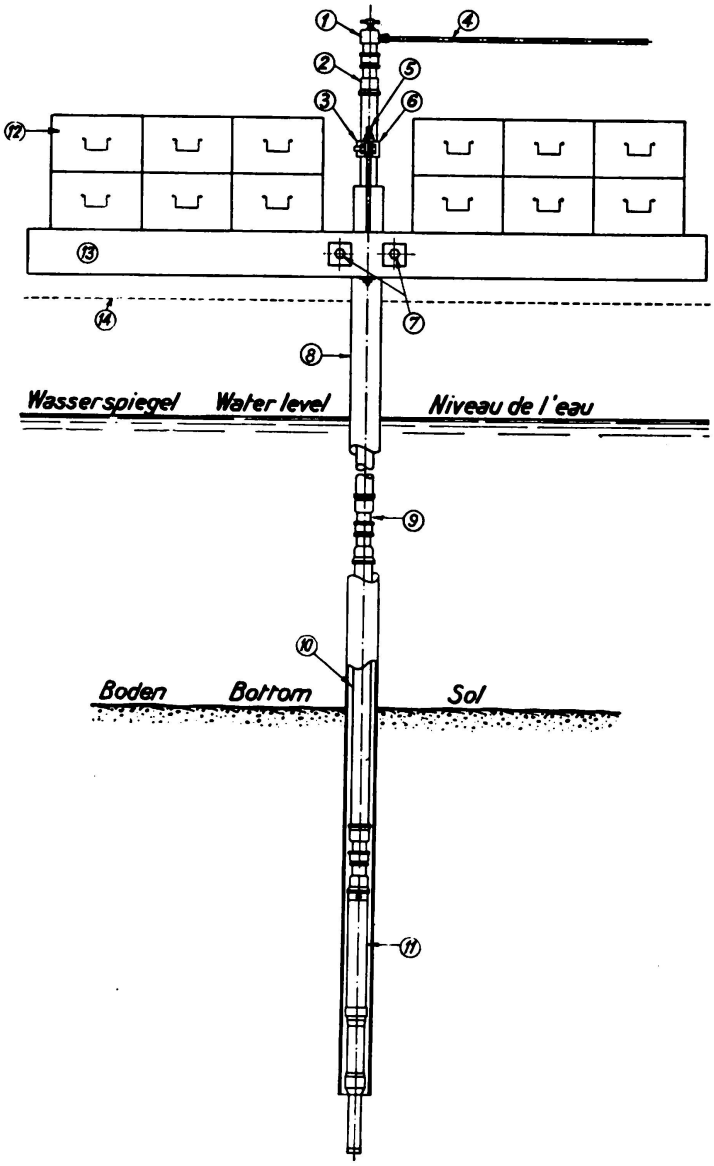

Fig. 3.

Entnahme von Tonproben mit dem hydraulischen Apparat

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

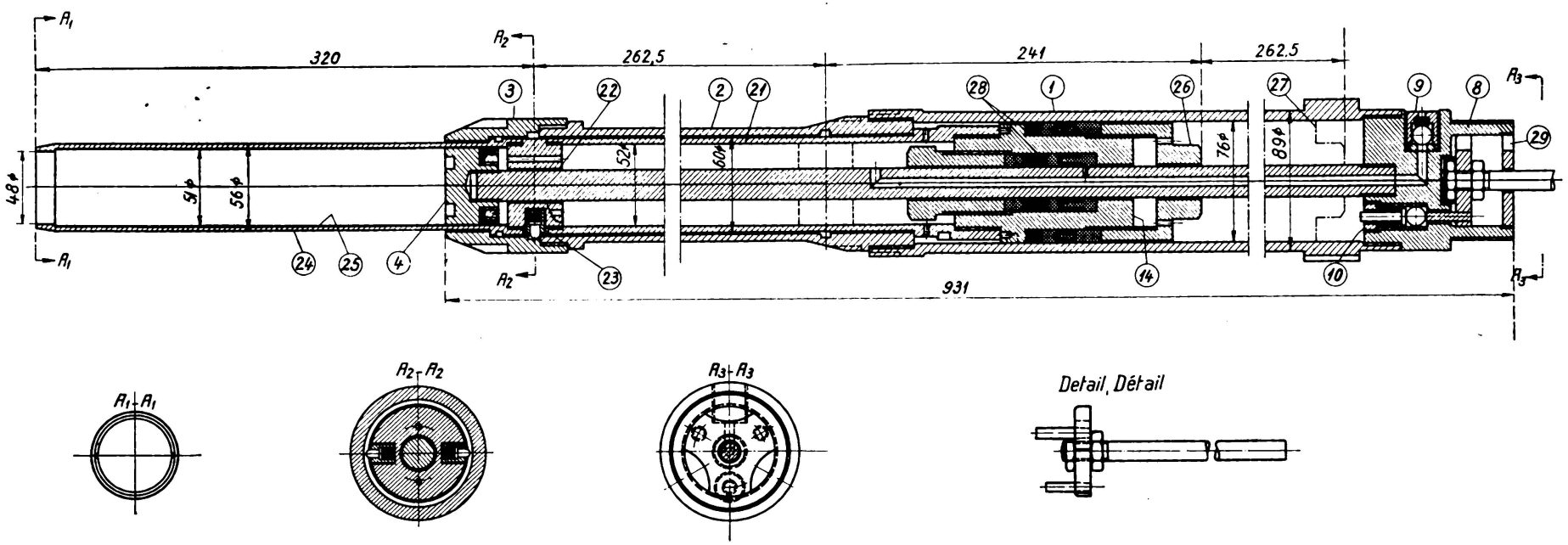

Fig. 4.

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 Zuführungsröhre Wasser in den Zylinder eingeleitet, welches bewirkt, daß sich der Kolben so bewegt, daß die

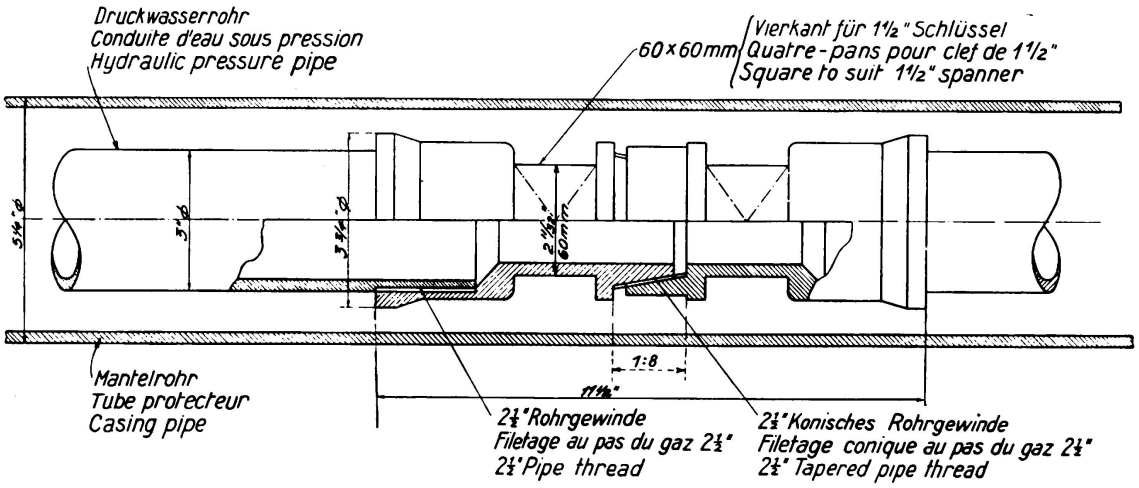

Fig. 5.

Verbindung der Druckwasserrohre.

Schneideröhre in den Boden eindringt und dadurch das Lehmmuster herausschneidet.

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 Musterentnahme-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

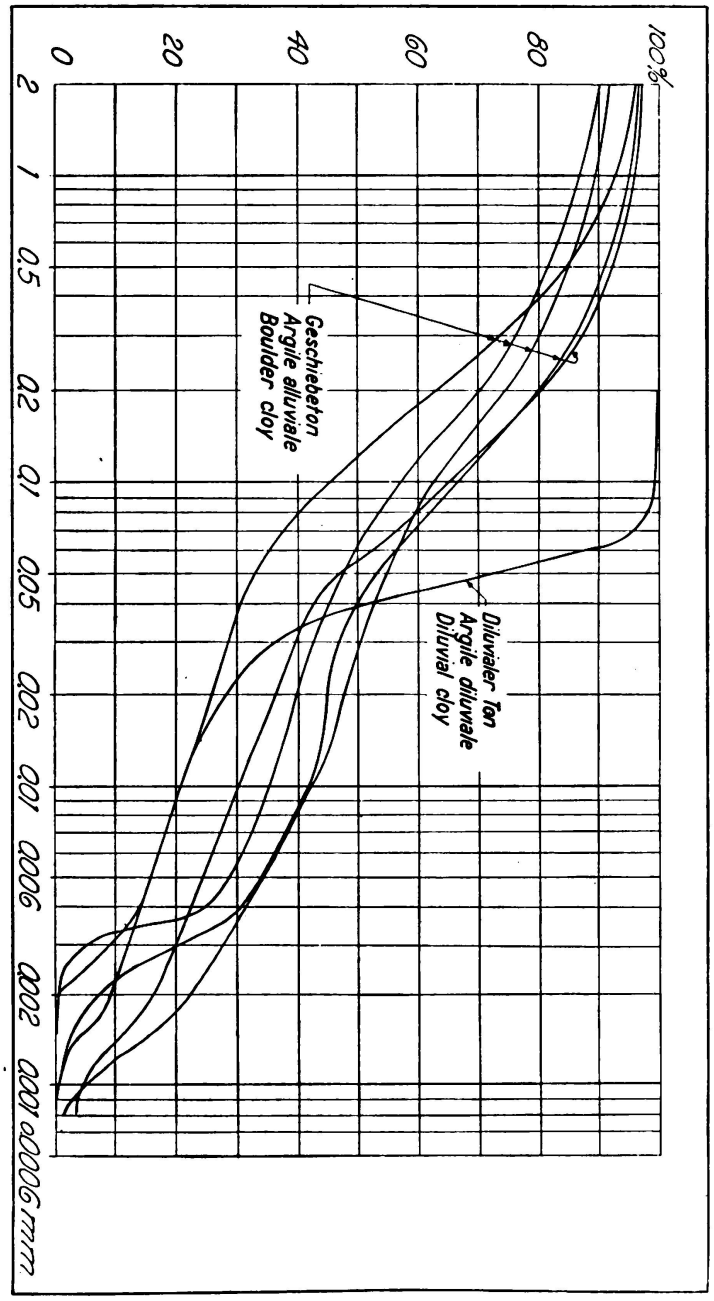

Fig. 6.
Einige typische Kurven der Korngrößen.

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 dänisch 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 %.

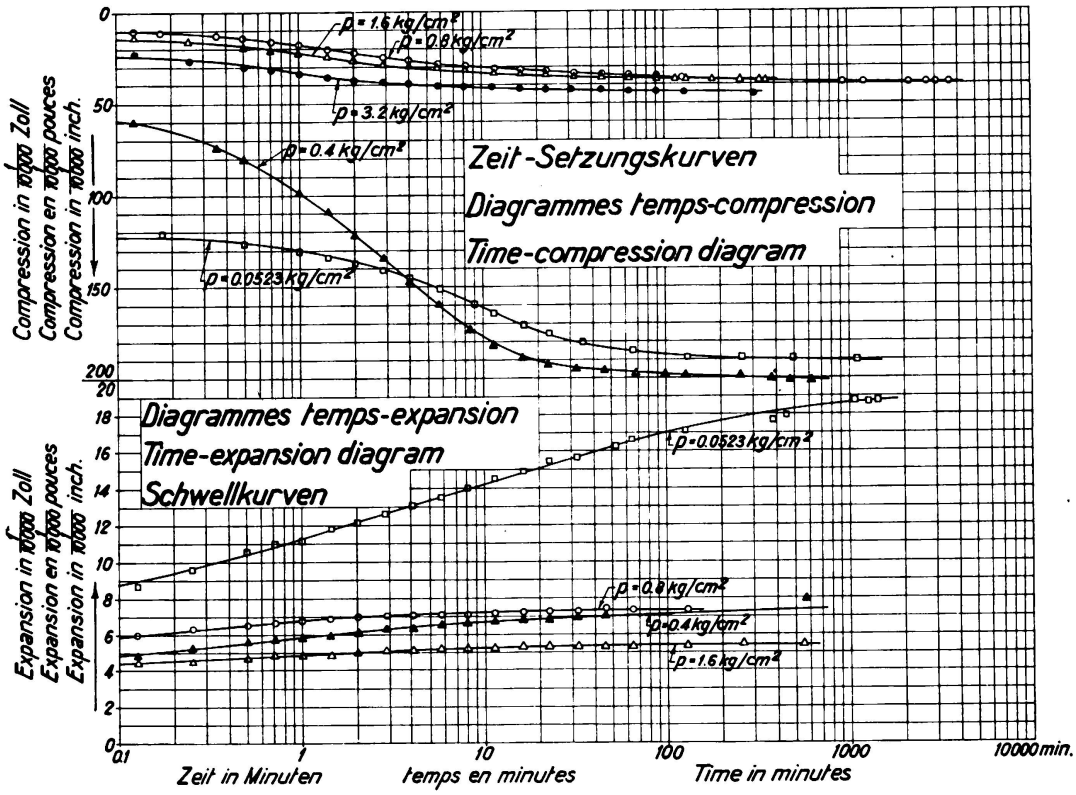

Fig. 7.

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.

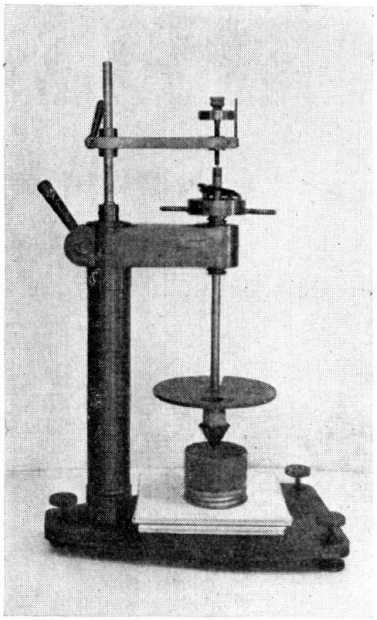

Fig. 8.
Kegelapparat (Photo).

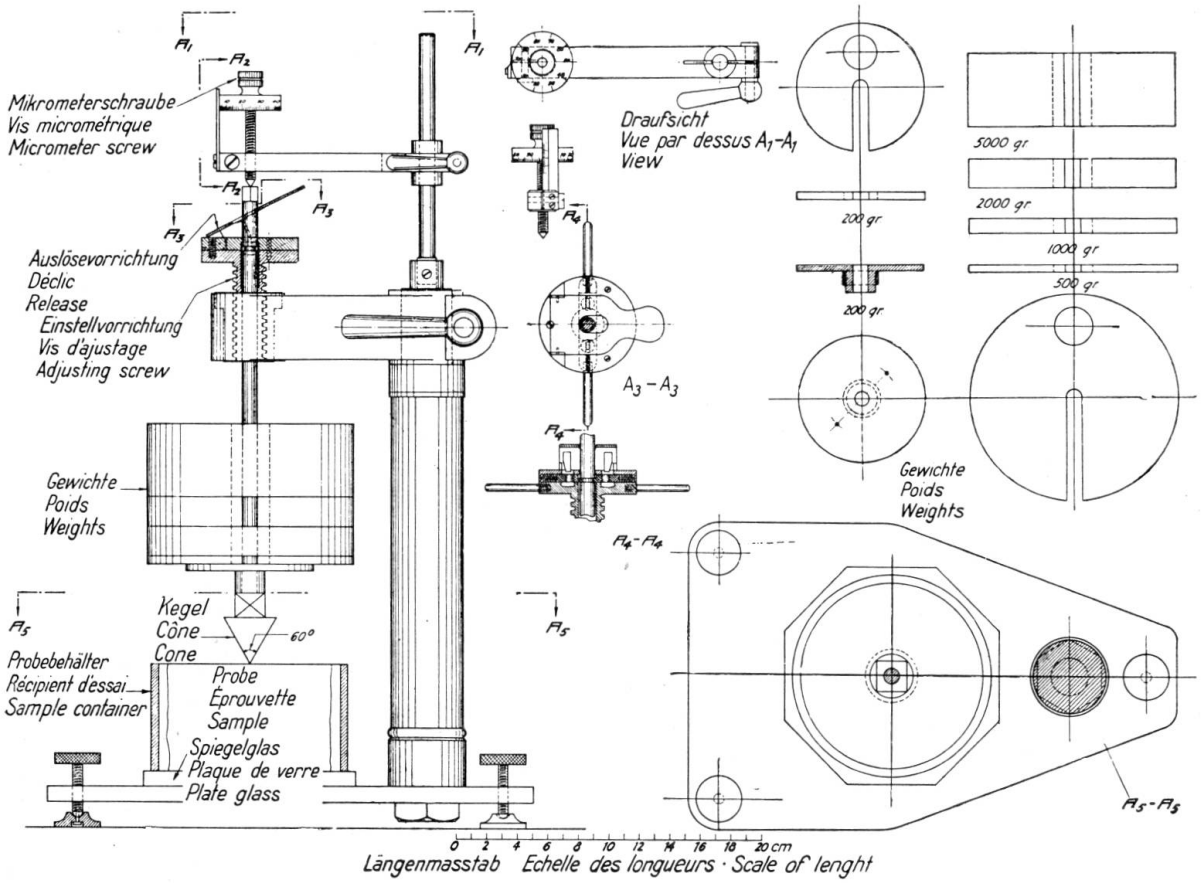

Fig. 9.
Zeichnung des Kegelapparates (Einzelheiten).

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-

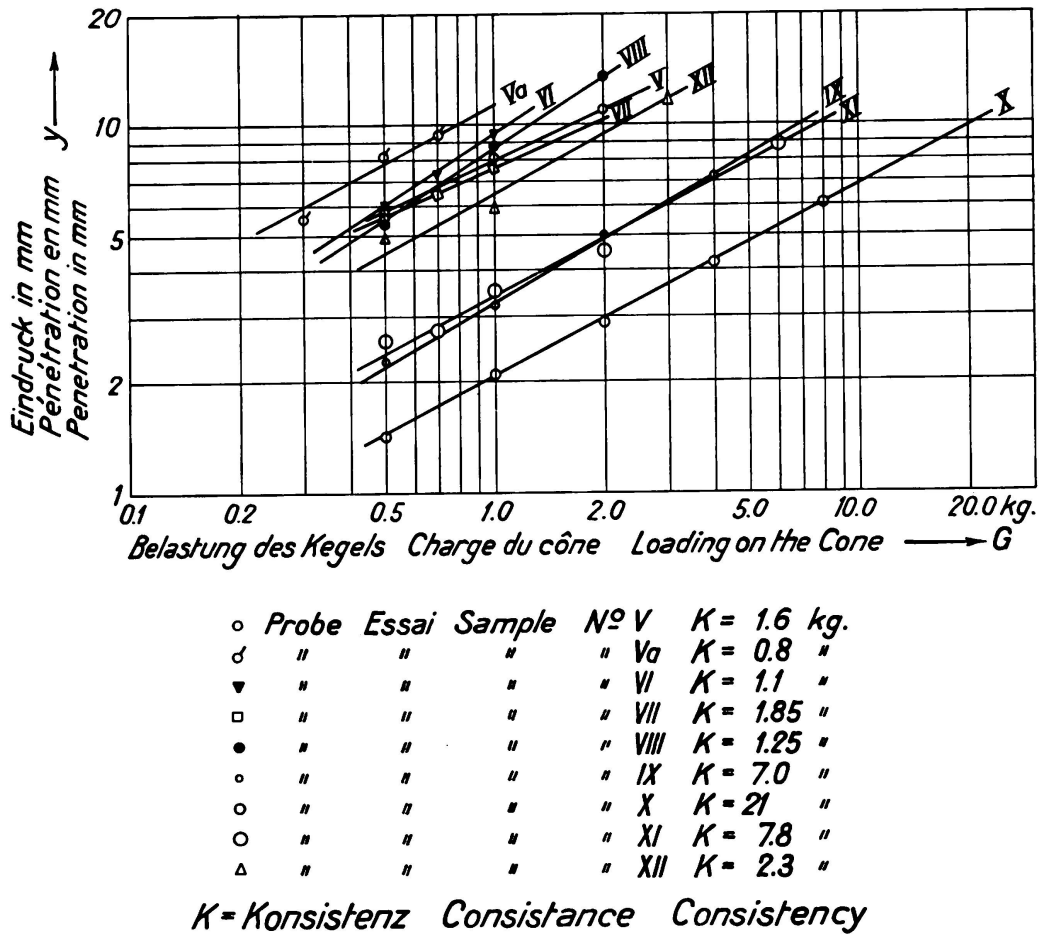

Fig. 10.

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 Zusammenhanges 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/cm^2 von $d = 0{,}5\,K$ (K = Konsistenz in kg) gefunden. Unter Vernachlässigung der Reibung ergab sich eine Schubfestigkeit des Lehmes von $e = 0{,}5 \cdot d$ und damit $c = 0{,}25 \cdot K$.

Praktische Erfahrungen zeigten jedoch, daß dieser Wert der Schubfestig-

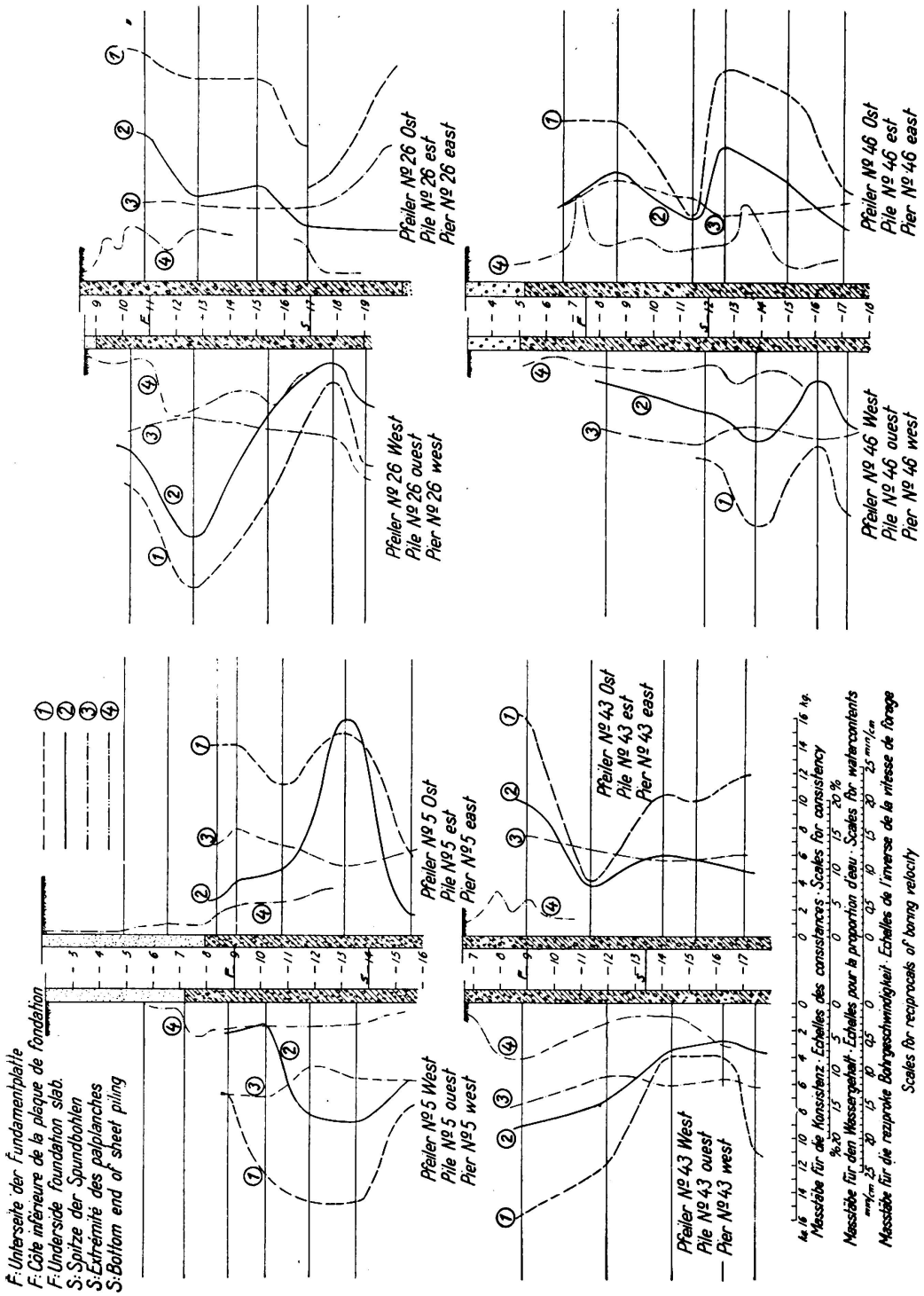

Fig. 11.

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 Ramm-tiefe der Spundpfähle unter Fundamentsohle wurde gesucht, für welche die Schubfestigkeit des Lehmes nicht überschritten wird, außerdem zur Bestimmung der in den Spundpfählen auftretenden Biegungsmomente.

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 Wasserhöhe für außergewöhnliche Verhältnisse auszuhalten habe. Es wird angenommen, daß der Wasserdruck auf der ganzen Höhe der Spundwand zur Wirkung kommt (Fig. 12a).

Unter diesen Verhältnissen muß angenommen werden, daß der Lehm die Grenze seiner Festigkeit erreicht hat und daß die Biegungsmomente in der Spundwand ein Maximum sind. In den Berechnungen wurde eine Schubfestigkeit (Kohäsion) des Lehmes von $c = {}^2/_3 \cdot 0{,}1\ K$, 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. 12b 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 Wasserdruck wird die Spundwand gegen den Lehm gedrückt. Die Gleitfläche wird unter 45° 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.

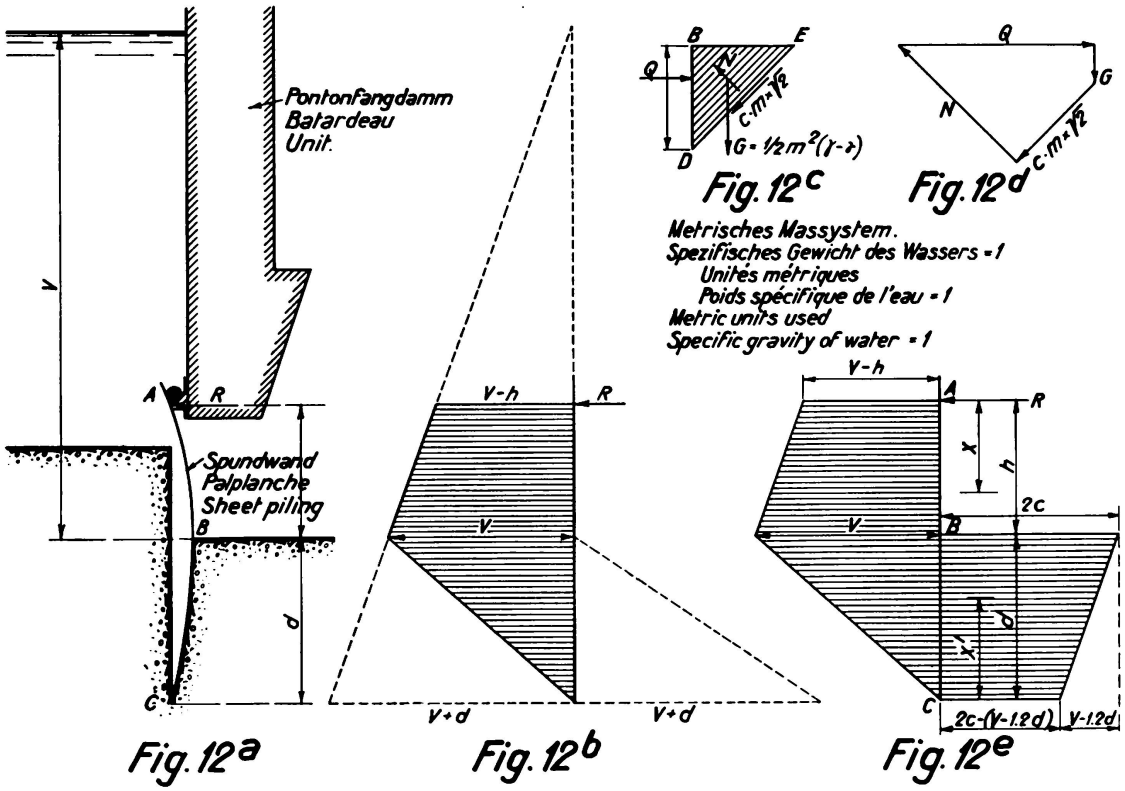

Fig. 12.
Berechnung der Spundwand.

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

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

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. 12e 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

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

Durch Projektion auf eine horizontale Linie erhält man:

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

Das Biegungsmoment für eine Tiefe $x \leqq h$ unter A ist

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

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

Im letzten Falle erhält man:

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

Das Biegungsmoment im Punkte $x' \leqq d$ oberhalb C beträgt

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

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

Mit den obigen Werten ergibt sich:

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

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

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

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:

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

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

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

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

Für $\frac{x_0}{h} \leqq 1$ d. h. für $\left(\frac{d}{h}\right)^3 \leqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right)$

$$\frac{x_0}{h} = -\left(\frac{v}{h} - 1\right) + \sqrt{\left(\frac{v}{h} - 1\right)^2 + 2\frac{R}{h^2}} \tag{3a}$$

$$\frac{M_{max}}{h^3} = \frac{R}{h^2} \cdot \frac{x_0}{h} - \frac{1}{2}\left(\frac{v}{h} - 1\right) \cdot \left(\frac{x_0}{h}\right)^2 - \frac{1}{6}\left(\frac{x_0}{h}\right)^3 \tag{4a}$$

Für $\frac{x'_0}{h} \leqq \frac{d}{h}$ d. h. für $\left(\frac{d}{h}\right)^3 \geqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right)$

$$\frac{x'_0}{h} = \frac{1}{0{,}3}\left(\frac{c}{h} - \frac{1}{2}\frac{v}{h} + 0{,}6\frac{d}{h}\right) \tag{5a}$$

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

$$\frac{M'_{max}}{h^3} = 0{,}1\left(\frac{x'_0}{h}\right)^3. \tag{6a}$$

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 allgemeinem aus gewöhnlichem Flußstahl hergestellt, nur wo lange Pfähle gebraucht wurden und hohe Biegungsmomente 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 Durchbiegungspfeil f des Spundpfahles für

eine Länge L = 1,5 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 · f, darin wird M in tm und f in mm ausgedrückt.

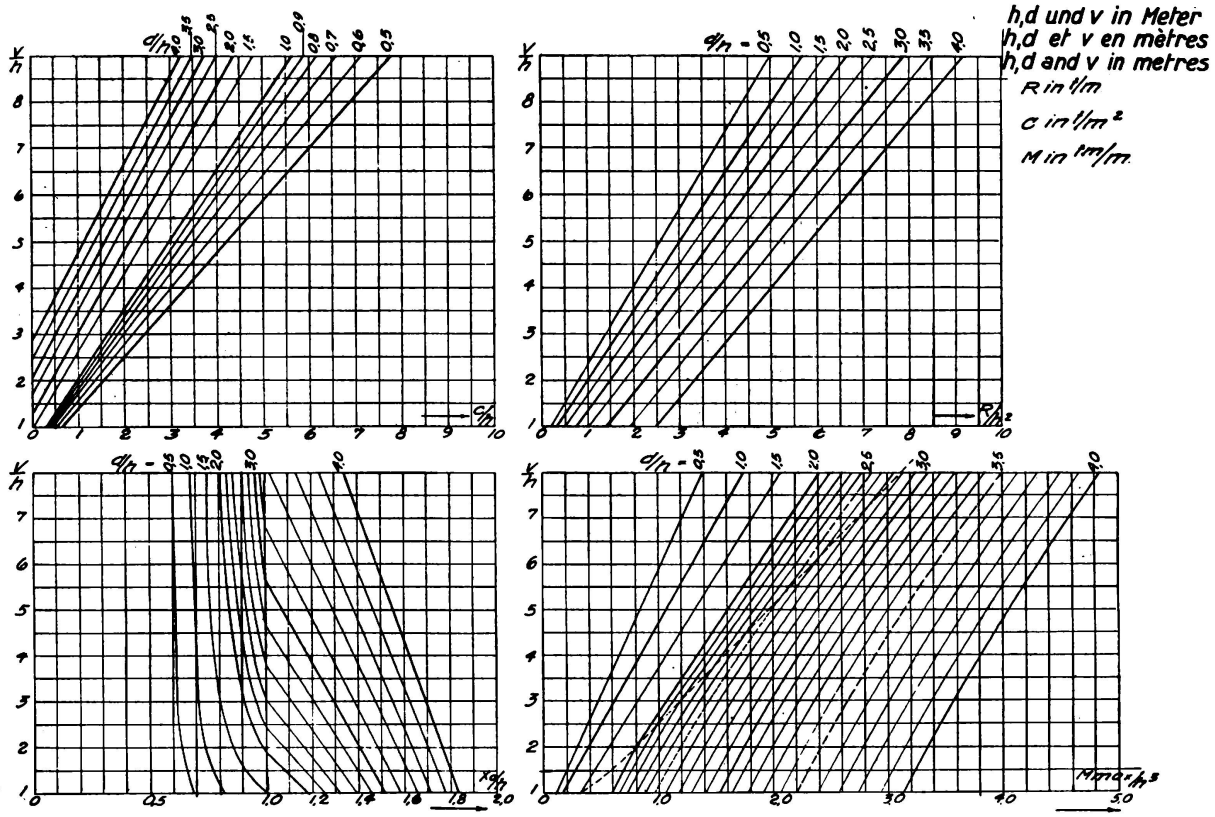

Fig. 13.
Bemessungstafeln für Spundbohlen.

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,

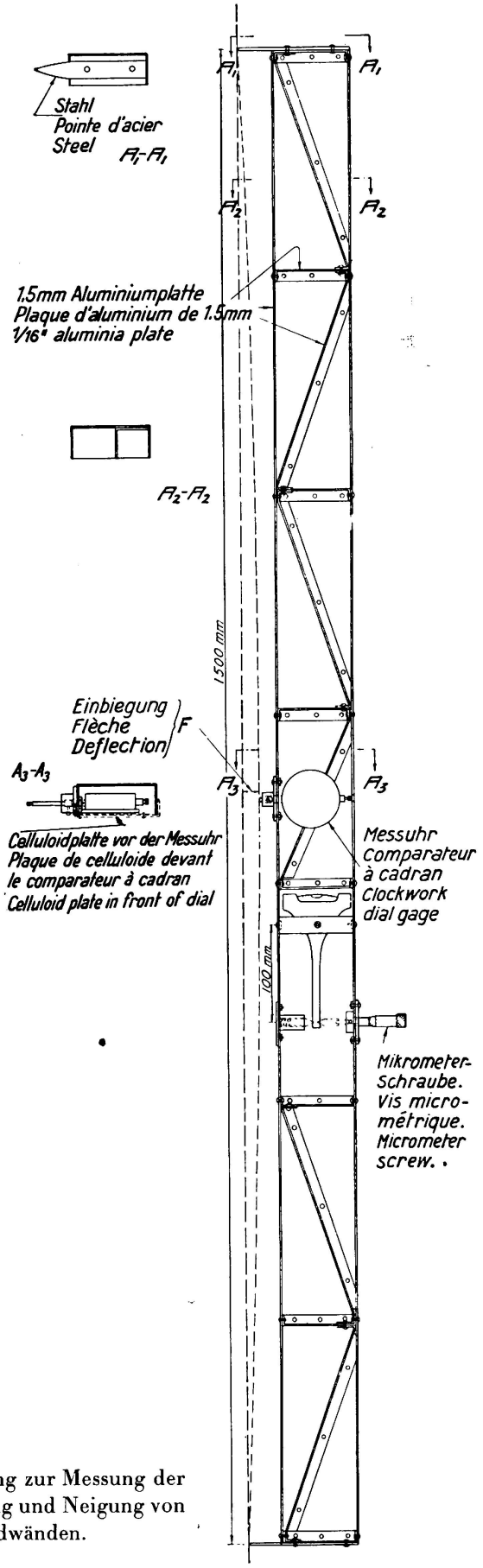

Fig. 14.

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.

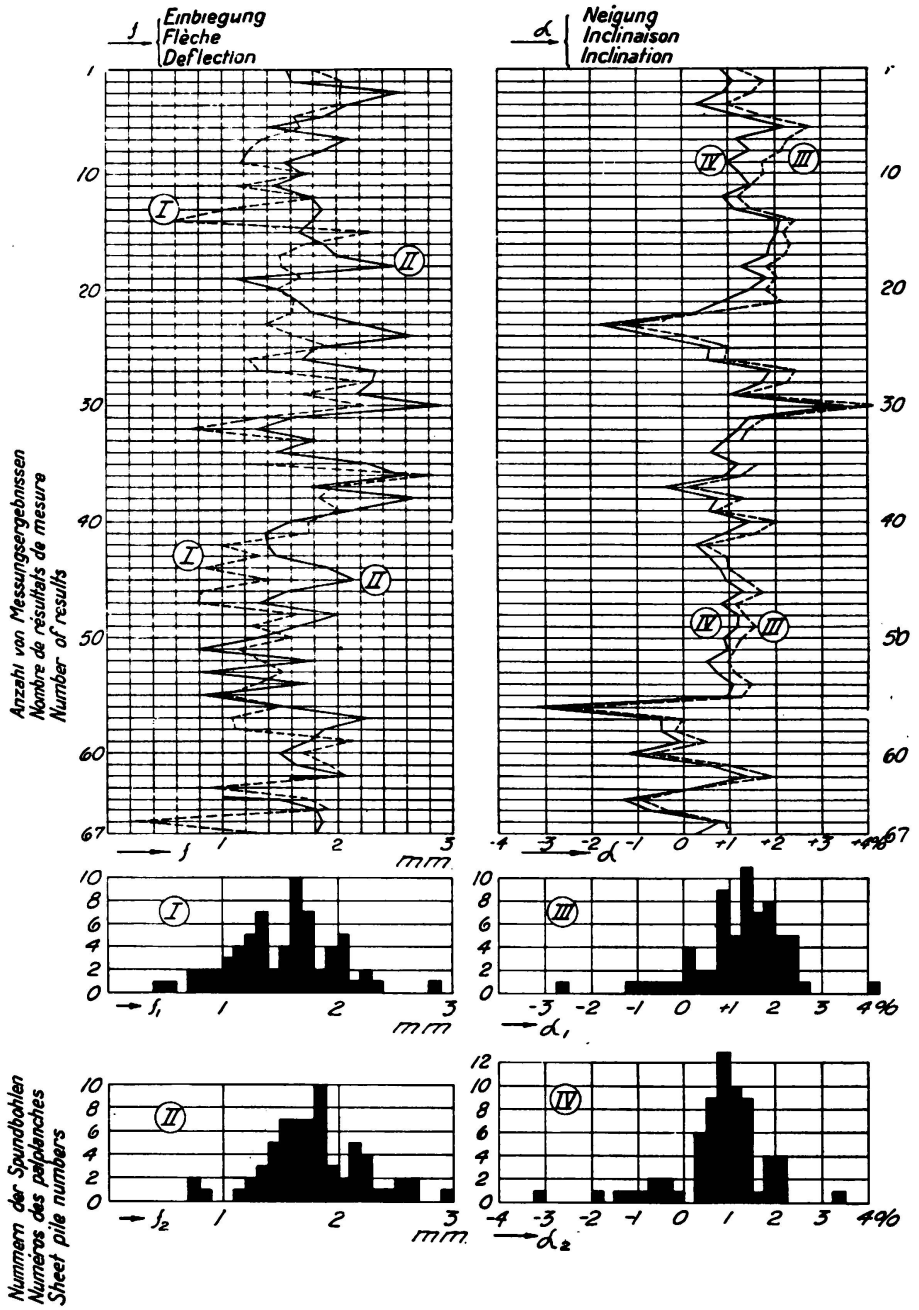

Fig. 15.

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-

PIER No PFEILER No	PART OF SHEET PILING CHECKED. MESSUNGSSTELLEN.		DATE DATUM.	TOTAL LENGTH OF SHEET PILES. TOTALE LÄNGE DER SPUNDBOHLEN	MATERIAL	MEAN CONSISTENCY MITTELKONSISTENZ.	THEORETICAL STRESSES THEORETISCHE SPANNUNGEN. σ_{max}	σ_z AT POINT OF MEASUREMENT σ_z IM PUNKTE DER MESSUNGEN	OBSERVED STRESS BEOBACHTETE SPANNUNG σ_z
13	Total circumference.	Jedes Doppeleisen	11-6-34	8.5 m	Mild Steel	5.0 Kg.	1815 Kg/cm²	1700 Kg/cm²	1880 Kg/cm²
39	" "	" "	12-6-34	7.5 "	"	10.7 "	1460 "	1400 "	1600 "
9	" "	" "	27-6-34	7.5 "	"	7.2 "	1600 "	1590 "	2080 "
14	" "	" "	10-8-34	8.5 "	"	6.3 "	2050 "	1970 "	2340 "
8	" "	" "	10-9-34	11.0 "	Chromador.	5.6 "	2860 "	2660 "	2290 "
5	Eastern half	Östliche Hälfte	26-10-34	8.5 "	Mild Steel	8.8 "	1650 "	1640 "	1450 "
	Western half	Westliche "	27-10-34			6.1 "			1510 "
40	Every other double pile.	Jedes zweite Doppeleisen	26-11-34	7.0 "	" "	8.2 "	910 "	890 "	830 "
7	Western half	Westliche Hälfte	21-12-34	12.0 "	Chromador.	3.5 "	3610 "	3150 "	2110 "
43	" "	" "	21-12-34	8.0 "	Mild Steel	7.5 "	1520 "	1500 "	1720 "
26	Northwestern half	Nordwestliche Hälfte	27-2-35	9.5 "	" "	8.1 "	2340 "	2250 "	2290 "
42	" " two thirds	2/3 d. Umfanges N.W.	23-3-35	9.5 "	" "	5.0 "	2050 "	1950 "	1440 "
17	Western half	Westliche Hälfte	27-4-35	10.0 "	" "	6.1 "	2670 "	2550 "	1030 "
41	" "	" "	3-5-35	12.0 "	Chromador.	2.6 "	3390 "	2760 "	1290 "
16	" "	" "	28-5-35	12.0 "	"	2.7 "	3700 "	3250 "	1980 "
44	" "	" "	3-6-35	9.0 "	Mild Steel	5.1 "	1810 "	1660 "	1480 "
11	" "	" "	26-6-35	11.5 "	Chromador.	5.9 "	3260	2900 "	1810 "
46	" "	" "	16-7-35	8.0 "	Mild Steel	3.3 "	1290	1270 "	1480 "
	Eastern end	Östliches Ende	1-8-35						1920 "
10	Southern side	Südliche Seite	3-8-35	12.0 "	Chromador	7.3 "	3590	3150 "	1560 "
	Northern side	Nördliche Seite	3-8-35						1440 "
45	Western half	Westliche Hälfte	8-8-35	8.0 "	Mild Steel	6.8 "	1390	1370 "	1760 "
25	Eastern half	Östliche Hälfte	26-8-35	10.0 "	" "	7.5 "	2540	2420 "	1910 "
47	Western half	Westliche Hälfte	30-8-35	7.5 "	" "	5.9 "	1160	1150 "	920 "
49	" "	" "	21-9-35	9.5 "	" "	3.8 "	1770	1650 "	1500 "
37	Western end.	Westliches Ende.	12-10-35	12.0 "	" "	4.7 "	3620	3180 "	2370 "
	Eastern end.	Östliches Ende.	14-10-35			3.0 "			2150 "
48	Western half.	Westliche Hälfte	17-10-35	10.5	" "	3.2 "	2220	1940 "	1440 "

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:

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

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 Biegungsmomente 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.