50e JAARGANG
NUMMER 50

DE INGENIEUR

13 DEC. 1935
B. 239

B. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE 22.

INHOUD: Die Setzung der Fundierungen und ihre Wirkung auf den Oberbau, door Dr. Ing. KARL VON TERZAGHI. — De toepassings-mogelijkheden van verschillende getijberekeningen, door ir. J. TH. THIJSSE, met naschrift van ir. J. VAN VEEN en drs. J. J. DRONKERS. — Boekennieuws: A. VAN RINSUM: Der Abfluss in offenen natürlichen Wasserläufen. A. H. NAYLOR: Siphon Spillways, door ir. J. P. MAZURE.

Die Setzung der Fundierungen und ihre Wirkung auf den Oberbau.

Drei Vorträge, gehalten am 10. und 11. Dezember 1934 a. d. Technische Hochschule Delft, bzw. am 12. Dezember 1934 in 's-Gravenhage für die Mitglieder des „Koninklijk Instituut van Ingenieurs"

von

Dr. Ing. KARL VON TERZAGHI,
o.ö. Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

Die Vorträge dienten dem Zweck, einen Ueberblick über den gegenwärtigen Stand unserer Kenntnis von den Setzungen und von der Wirkung der Setzungen auf den Spannungszustand im Oberbau zu liefern.

I. Probebelastungen und die Auslegung ihrer Ergebnisse.

Setzung und Setzungsdifferenz. Begriff der zulässigen Bodenpressung, seine Herkunft und seine Mängel. Typische Ergebnisse von Probe-Belastungen. Gebräuchliche Regeln für die Deutung ihrer Ergebnisse. Beziehung zwischen der Setzung der Lastplatte und der Setzung des Bauwerkes. „Zulässige Belastung" der Pfähle. Typische Ergebnisse von Probebelastungen und die Regeln für ihre Deutung. Beziehung zwischen der Setzung des Einzelpfahles und jener des Bauwerkes.

Der erste Vortrag, gehalten am 10. Dezember 1934 in Delft, behandelte die üblichen Verfahren der Probebelastung am Baugrund und an Einzelpfählen, sowie die Verfahren zur Deutung der Ergebnisse dieser Vorarbeiten. Anschliessend an die Darstellung typischer, in Versuchsweg ermittelter Setzungskurven folgte die Mitteilung der Ergebnisse der Setzungsbeobachtungen an Bauwerken. Die Beispiele wurden zum grössten Teil älteren Veröffentlichungen des Verfassers entnommen. Ein Vergleich zwischen den beiden Gruppen von Daten führte zu folgendem Schluss:

Wenn man die Bodenpressung an der Sohle einer Flachgründung oder die Pfahlbelastung in der üblichen Weise aus den Ergebnissen von Probebelastungen ableitet, so hat man in der Regel (von Ausnahmsfällen abgesehen) die Gewähr, dass der Sicherheitsgrad S_1 der Fundierung gegen den Einbruch in den Boden mindestens 1.5 beträgt. Bei Gründungen auf Sandboden ist der Sicherheitsgrad zumeist wesentlich höher. Andererseits besteht jedoch gar keine Beziehung zwischen dem Ergebnis der Probebelastungen und der Setzung des Bauwerkes. Die bisher gesammelten Erfahrungen lieferten für Flachgründungen folgende Aufschlüsse:

a. Belastet man eine Fläche von 900 cm² mit einer Last, die der nach den herrschenden Gepflogenheiten als zulässig betrachteten Bodenpressung entspricht, so beschränkt sich die Setzung auf wenige Millimeter.

b. Der Betrag, um den sich eine auf Grund der üblichen Werte für die zulässige Bodenpressung projektierte Flachgründung senkt, liegt bei halbwegs gleichmässigem Bodenprofil zwischen wenigen Millimetern und etwa zehn Zentimeter.

c. Falls der Untergrund der Flachgründung (b) in grösserer Tiefe weichere Bodenschichten enthält, so können sich Setzungen um Beträge bis zu einem Meter einstellen, trotzdem sich die Bodenpressung an der Sohle der Gründungskörper innerhalb der „zulässigen" Grenzen hält.

Ähnliches gilt auch für Pfahlgründungen.

a. Belastet man einen Einzelpfahl mit der nach den herkömmlichen Regeln als zulässig betrachteten Last Q_z, so senkt sich der Pfahl höchstens um wenige Millimeter.

b. Falls sich unterhalb der Pfahlspitzen keine weichere Bodenschichte befindet, so senkt sich eine aus vielen Pfählen bestehende Pfahlgründung, bei einer Belastung mit Q_z pro Stück, um Beträge zwischen wenigen Millimetern und mehreren Zentimetern.

c. Wenn sich unterhalb der Pfahlspitzen einer Pfahlgründung stark kompressible Bodenschichten befinden, so können sich Setzungen um Beträge bis zu einem Meter einstellen.

Diesen, rein empirischen Tatsachen zufolge kann von einer eindeutigen Beziehung zwischen dem Ergebnis einer Probebelastung und der Senkung des ganzen Bauwerkes keine Rede sein. Nun zeigt die Erfahrung, dass der Oberbau auch bei hinreichender Sicherheit gegen Einbruch der Fundierung in den Boden durch ungleichmässige Setzung seiner Unterlage ernste Beschädigungen erfahren kann. Infolgedessen sind wir genötigt, das Problem der Setzungen von der Frage nach dem Sicherheitsgrad S_1 der Fundierung zu trennen. Das Problem der Setzungen sowie die Wirkung der Setzungen auf den Sicherheitsgrad des Oberbaues bildete den Gegenstand des im Nachfolgenden wiedergegebenen zweiten Vortrages (11 Dezember 1934 in Delft).

II. Die Setzungs-Erscheinungen und ihre Wirkung auf den Oberbau.

Wirkung der Setzungen auf das Bauwerk im Hochbau.

Natürliches und wirkliches Setzungsprofil. Beobachtung der Setzungen und die Zahl der zur Erfassung der Setzungserscheinungen erforderlichen Höhenmarken. Sitz der Setzung. Die Grundpegel-Beobachtung. Verteilung der Setzungen über die Grundfläche des Bauwerkes. Zeitlicher Verlauf der Setzungen. Wirkung der Setzungen auf das Bauwerk. Der wahre Sicherheitsgrad der Hochbauten. Steifigkeit der Ziegelmauern. Anpassung des Bauwerkes an das Setzungsprofil. Die „Grundform" und der wirkliche Verlauf des natürlichen Setzungsprofiles. Die „zulässige" Setzung.

Wenn über die Setzung einer Gründung gesprochen wird, begnügen sich die meisten Ingenieure damit eine einzige Zahl, nämlich den Grösstwert der eingetretenen Setzung oder höchstens die Setzungen an zwei oder drei Stellen des Bauwerkes zu nennen. Es ist indessen leicht einzusehen, dass damit die Wirkung der Setzungserscheinung auf das unterstützte Bauwerk nicht im entferntesten gekennzeichnet ist. Abb. 1, *A* bis *C* veranschaulicht diese elementare Tatsache. Wenn sich der Grundbau so setzt, dass eine ursprünglich waagerechte Ebene (z. B. die Gründungs

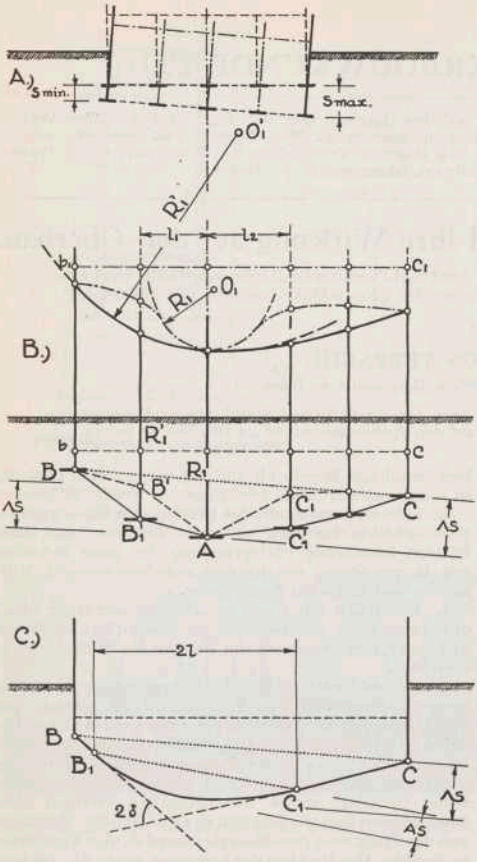


Abb. 1.

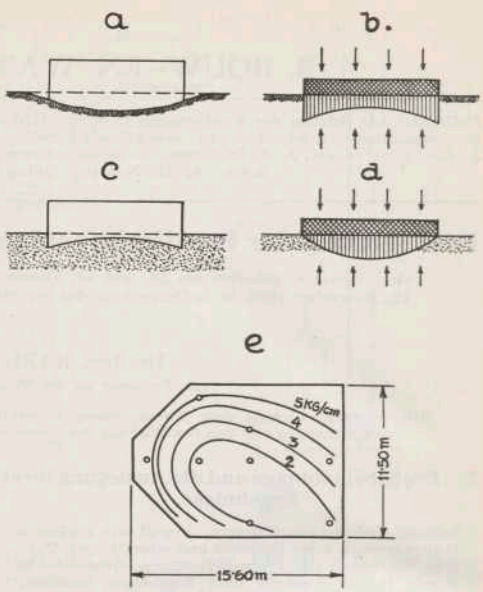


Abb. 2.

sohle) eben bleibt, so ist die Wirkung der Setzung auf die Verformung des Bauwerkes praktisch Null, unabhängig von den beiden Werten S_{min} und S_{max}. Sekundärspannungen im Bauwerke von praktischer Bedeutung entstehen erst durch ein „Werfen" der Gründungssohle, wie dies in Abb. 1, *B* und *C* angedeutet ist. Abb. 1, *B* zeigt einen lotrechten Schnitt durch einen Eisenbetonrahmenbau, der auf getrennten Stützenfundamenten ruht. Die ursprünglich gerade Waagerechte *b—c* hat sich durch die Setzung in eine Kurve *BAC* verwandelt. Die Frage der Sekundärspannungen in der Konstruktion hängt jedoch nicht einfach von dem Grösstwert der Verschiebung entsprechender Punkte der Geraden *b—c* und der Kurve *BAC* ab, sondern von dem Kurvenverlauf selbst, also ob z. B. in Abb. 1, *B* der Linienzug $B\,B_1\,A\,C_1\,C$ oder $B\,B_1'\,A\,C_1'\,C$ den Endzustand der Setzungsbewegung kennzeichnet. Abb. 1, *C* gibt den Aufriss einer Ziegelmauer. Über die Sekundärspannungen in dieser Wand lässt sich nichts aussagen, wenn man nicht den Winkel 2δ kennt, den die Endtangenten $B\,B_1$ und $C\,C_1$ der Setzungskurve in Abb 1. *C* einschliessen. Wenn wir also die Setzung eines Bauwerkes so angeben wollen, dass man daraus den Sicherheitsgrad desselben schätzen kann, so ist es nicht hinreichend, wenn wir zwei oder drei Sonderwerte nennen, sondern wir müssen eine vollständige Beschreibung des Setzungsbildes liefern, welches die folgenden Punkte enthält.

1. Verformung der Gründungssohle. Ein solches Bild kann nur entworfen werden, wenn die Höhenverschiebungen von mindestens 15 oder 20 über den Gebäudegrundriss entsprechend verteilten Punkten bekannt sind. 2. Zusammenhang der Setzungserscheinungen mit der Zeit. 3. Wenn beabsichtigt ist, weitere Setzungen des Gebäudes durch Unterfangung zu verhindern, muss der Sitz der Setzung in Erfahrung gebracht werden, d. h. es muss jene Bodenschichte festgestellt werden, deren Zusammendrückung zu der Verformung der Gründungssohle geführt hat.

Verteilung der Setzungen über die Grundfläche des Bauwerkes.

Punkt 1 bezog sich auf die Verformung der Gründungssohle. Wenn die Belastung gleichmässig über eine kreisförmige Lastfläche verteilt und der Untergrund in waagerechter Richtung vollkommen gleichartig ist, ergibt sich ein Setzungsbild vom Typus *a* oder *c* in Abb. 2. Der Fall *a* entspricht einem elastisch-isotropen Untergrund. Sowohl Theorie alsauch Versuch zeigen, dass in diesem Falle die Last eine muldenförmige Vertiefung hervorbringt u. zw. unabhängig von der Gründungstiefe. Wenn jedoch die Dicke der elastischen Schicht gegenüber dem Durchmesser der Lastfläche gering ist, so erhebt sich in der Mitte der Mulde eine Kuppe, wie in Abb. 24, *c* mit strichlierter Linie angedeutet. Die grössten Setzungen erfüllen hier also eine mit der Lastfläche konzentrische Kreislinie. Abb. 2, *c* bezieht sich auf eine örtlich belastete Schichte aus völlig kohäsionslosem Sand; der Rand der Lastfläche sinkt hier tiefer ein als der Mittelpunkt.

Wollte man in den Fällen Abb. 2, a und *c* eine gleichmässige Setzung über die ganze Lastfläche erzielen, dann müsste man die Belastung über den Stellen geringster Setzung erhöhen und die Stellen grösster Setzung entlasten; deshalb muss die Druckverteilung unter einer starren Lastplatte so aussehen, wie in Abb. 2, *b* bzw. *d* skizziert.

Sowohl die Theorie als auch Versuchsergebnisse lassen uns daran zweifeln, ob die in *c* und *d* angedeuteten Verhältnisse nur für Oberflächenbelastung Gültigkeit haben. In Wirklichkeit befindet sich die belastete Fläche stets in einer gewissen Tiefe unter der Bodenoberfläche (Gründungstiefe). Es scheint, dass eine gleichmässig verteilte

Belastung in einer gewissen Gründungstiefe eine ähnliche Setzungsfläche erzeugt wie im Falle Abb. 2, *a* und dass daher die Druckverteilung unter einem starren Grundbaukörper wie Abb. 2, *d* durch Höchstspannungen unter dem Rande gekennzeichnet ist. Abb. 2, *e* stellt ein Beispiel eines solchen Falles aus der Praxis dar: die Druckverteilung unter dem Pfeiler einer Rheinbrücke in der Nähe von Mannheim. (BURGER: „Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim.") *Bautechn.* 1932, S. 598.) Die Sohle dieses Pfeilers liegt ungefähr 10 m unter der Stromsohle, in einer Schichte feinen Kieses, der mit Grobsand gemischt ist. Die Bodenpressungen wurden mit Messdosen gemessen.

Die Setzungsmulde, die durch ein Bauwerk *ohne jede Steifigkeit* in einem *waagerecht-homogenen* Untergrund erzeugt würde, wollen wir die *„Grundform"* der Setzungsfläche nennen. In Wirklichkeit ist keine der beiden Vorausetzungen erfüllt. Daher spiegeln sich in dem Schichtenlinienbild der tatsächlichen Setzungsfläche eines Bauwerkes drei von einander unabhängige Tatsachen wieder, nämlich: die theoretische Grundform, die Inhomogenitäten des Undergrundes in waagerechter Richtung und die Steifigkeit der Gebäudekonstruktion. Jede von diesen drei Komponenten kann den Einfluss der beiden andern teilweise oder völlig auslöschen. So besteht das Schichtenlinienbild der ursprünglich waagerechten Gründungssohle eines vollkommen starren Grundbaukörpers aus geraden Linien von gleichbleibendem gegenseitigen Abstande und die Grundform der Setzungsfläche, die dem Lastsystem entspricht, kann daraus gar nicht mehr erkannt werden. Andrerseits, wenn das Bauwerk und sein Grundbaukörper überhaupt keine Steifigkeit besitzen, erhalten wir eine Setzungsfläche, die lediglich die Grundform und die örtlichen Unterschiede des Bodenwiderstandes wiederspiegelt. Diese Form der Setzungsmulde wollen wir die „natürliche Form" nennen. Abb. 3 gibt ein Beispiel für die natürliche Form der Setzungsfläche; sie stellt die Setzungserscheinungen eines Melassebehälters von 30 m Durchmesser und 10 m Höhe dar; die Belastung bei gefülltem Behälter beträgt 1.5 kg/cm². Der Behälter ruht auf einer sehr zusammendrückbaren Schicht aus weichem Ton mit Feinsandeinlagen; 4.0 m unter dem Behälterboden beginnt eine Schichte von grosser Mächtigkeit aus steifem Tegel.

Die früher in der Umgebung gebauten Behälter waren auf stark bewehrte Eisenbetonplatten gegründet, die durch Konuspfähle unterstützt waren. Da die grösste Setzung 10 cm kaum überschreiten würde, schlug ich vor, die schwere Gründung fortzulassen und den Behälterboden auf eine 10 cm starke Betonplatte, versehen mit einer Asphaltabdeckung zu legen. Da der Behälterdurchmesser 30 m war, würde eine Durchbiegung des aus Eisenblech bestehenden Behälterbodens von etwa 10 cm keinerlei nachteilige Folgen haben.

Die späteren Beobachtungen bestätigten diese Behauptung. Abb. 3, *B* gibt die Zeit-Lastkurve und die Abb. *D* bis *G* die Schichtenlinien-Setzungsbilder für 4 auf einander folgenden Stadien. Wenn man die Setzungsfläche auf Grund der Annahme berechnet, dass die zusammendrückbare Tonschicht volkommen homogen ist, erhält man eine Mulde mit einer niedrigen Kuppe in der Mitte; das ist die „Grundform" der Setzungs-

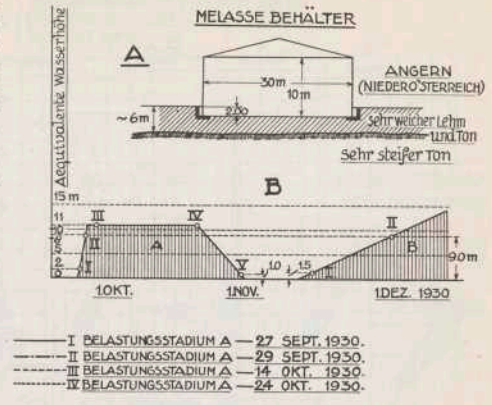


Abb. 3a.

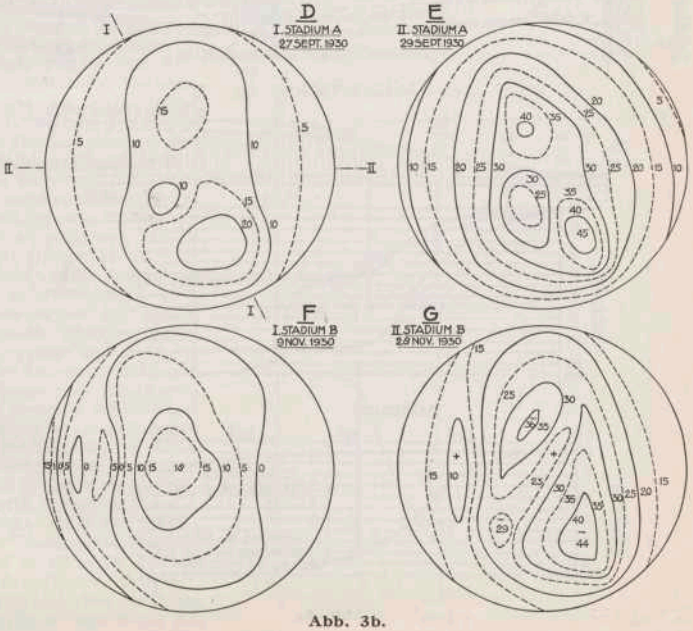


Abb. 3b.

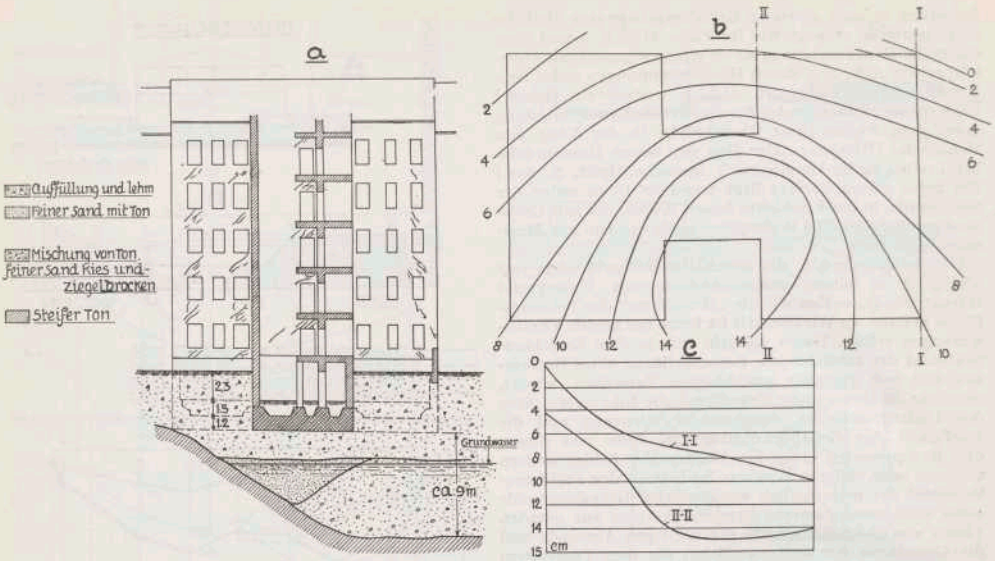


Abb. 4.

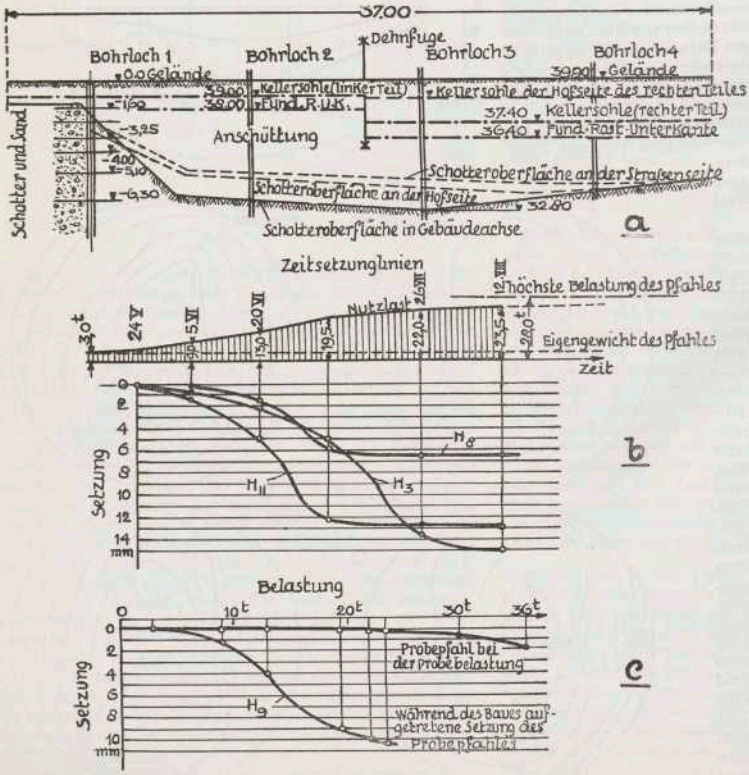


Abb. 5.

fläche, deren Schichtenlinien konzentrische Kreise sind. Infolge von örtlichen Verschiedenheiten des Tones verlaufen die wirklichen Schichtenlinien ziemlich unregelmässig. Dennoch bleiben die wichtigsten Merkmale der Grundform gut sichtbar.

Auf dem Gelände einer in der Nähe befindlichen Fabrik waren die Bodenverhältnisse sehr ähnlich jenen der Abb. 3, A. Als man dort einen Behälter mit ungefähr denselben Abmessungen wie der obenbehandelte errichtete, entschlossen sich die betreffenden Ingenieure denselben auf eine Eisenbetonplatte von 50 cm Dicke mit unten liegenden Rippen von 1.10×0.45 m zu stellen. Infolge der übertriebenen Steifigkeit dieser Konstruktion war die Druckverteilung unter der Platte ungefähr wie in Abb. 2, *b*, während die Last gleich mässig verteilt war. Da die Bewehrung nicht stark genug war, um die Biegungsmomente aufzunehmen, brach die Betonplatte entzwei, wobei die Nieten des Behälterbodens abgeschert wurden und der Behälter leerlief. So hatten die höheren Ausgaben für die steife Grundplatte zu einer Fehlgründung geführt.

Die Abb. 4, *a* bis *c* beziehen sich auf die Setzung eines

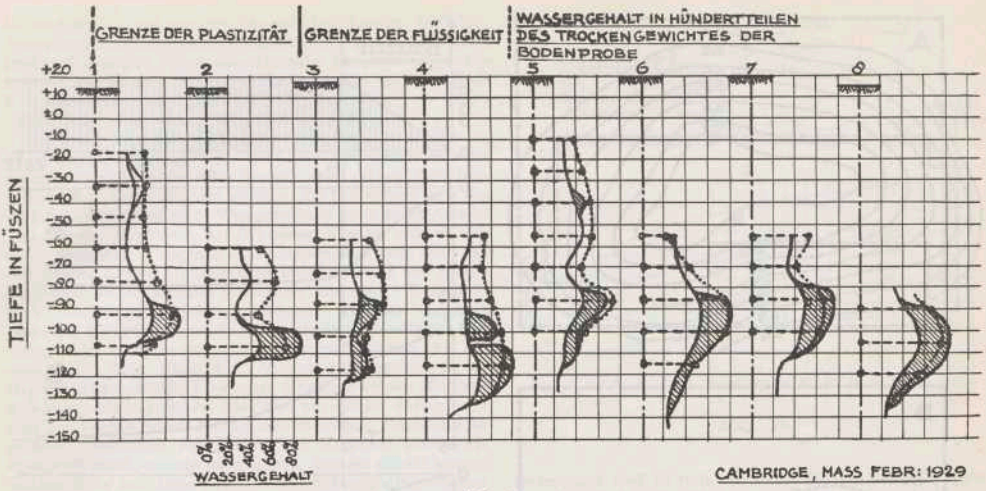
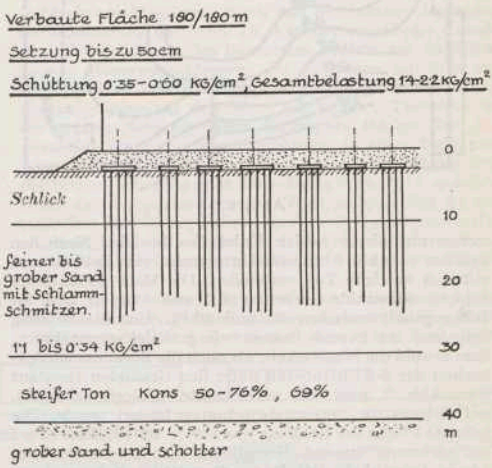


Abb. 6.

Gebäudes aus Ziegelmauerwerk, das auf einer verhältnismässig jungen Auffüllung von stark veränderlicher Festigkeit errichtet wurde. Der Schichtenplan der Gründungssohle Abb. 4, *b* ist ein Beispiel dafür, dass die Steifigkeit der Konstruktion den Einfluss der Inhomogenitäten des Baugrundes auf die Verteilung der Setzungen über die Gründungssohle vollkommen auslöschen kann.

Wenn ein Bauwerk auf Pfählen steht, deren Tragfähigkeit im Wesentlichen auf den Spitzenwiderstand beruht, so verrät der Schichtenplan der Setzungsfläche die Ungleichheiten der Festigkeit jener Schichte, in welcher sich die Pfahlspitzen befinden. Die Akzentuiertheit der Setzungsfläche wird gemildert durch den Steifigkeitseinfluss des Oberbaues. Abb. 5, *a* bis *e* gibt ein Beispiel für diese Art von Setzungen. Das Gebäude steht auf Beton-Konuspfählen, die durch eine künstliche Auffüllung hindurch in eine feste Kiesschicht geschlagen wurden; sie sind mit etwa 24 t je Pfahl belastet. Diese Belastung erzeugte bei der Belastungsprobe eines einzelnen Pfahles eine Einsenkung von ungefähr einem halben Millimeter. Trotzdem alle Pfähle beim Rammen während der letzten Hitze dieselbe Einsenkung zeigten, ist die Setzung keineswegs gleichmässig. Abb. 5, *c* zeigt das Ergebnis einer Probebelastung für einen einzelnen Pfahl (obere Kurve) und die Setzung einer Höhenmarke, die im Bauwerk in unmittelbarer Nähe über dem Probepfahl angebracht war (untere Kurve). Man sieht, dass die Einsenkung eines Pfahles der Pfahlgruppe mehr als zwanzigmal so gross war, als die Einsenkung des Probepfahles unter gleicher Last.

Wenn die Setzung eines Bauwerkes auf die Zusammendrückung einer weichen Schicht in beträchtlicher Tiefe unter der Gründungssohle zurückzuführen ist, werden die weichsten Stellen in den unteren Schichten durch die besseren oberen Schichten überbrückt und die Folge davon ist die, dass der Einfluss der Inhomogenitäten auf die Setzung viel geringer ist, als man nach den Ergebnissen der Bodenuntersuchungen erwarten sollte. Diese Tatsache trat besonders in Erscheinung bei einem Versuch, die Setzungen einer Gruppe von Fabriksgebäuden zu berechnen, die auf einer Flutbank errichtet war. Die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen sind in Abb. 6 veranschaulicht. Die Abszissen der punktierten Linien stellen den Wassergehalt in verschiedenen Tiefen unter der Bodenoberfläche in Hundertteilen des Trockengewichtes der Bodenprobe dar; die Breiten der schraffierten Flächen geben die Plastizitätszahl der betreffenden Bodenart. Eine Plastizitätszahl gleich Null bedeutet, dass der Boden im wesentlichen aus Sand oder Schlamm, oder einem Ge-



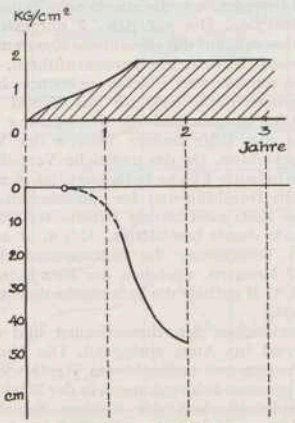


Abb. 7.

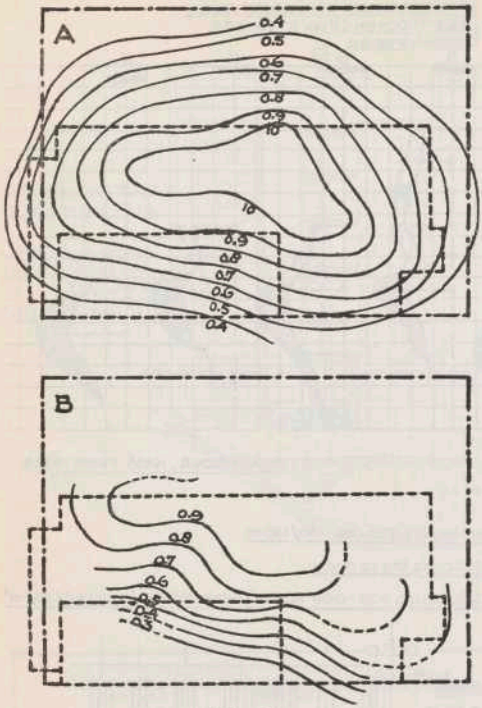


Abb. 8.

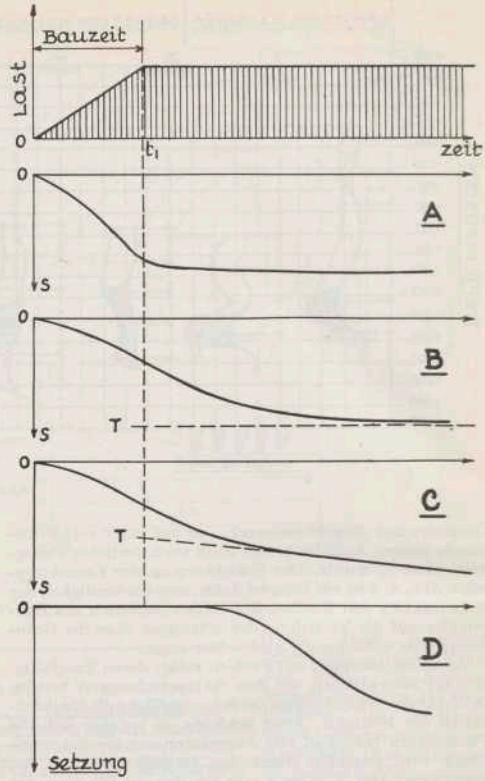


Abb. 9.

menge aus diesen beiden Erdstoffen besteht. Nach den Profilen in Abb. 6 war im Untergrund eine Schicht von ziemlich weichem Ton vorhanden. Die Mächtigkeit dieser Schicht schwankte zwischen 6.0 und 17.0 m und ihr Wassergehalt zwischen 30 und 80 %. Um die Setzung berechnen zu können, waren wir genötigt anzunehmen, dass sowohl die Mächtigkeit, als auch die Zusammendrückbarkeit der Schicht überall unter den Gebäuden konstant war. Abb. 7 zeigt das vereinfachte, geologische Profil, auf welches die Setzungsberechnung basiert wurde. Die bebaute Fläche der Gebäude war 180 × 180 m; diese ruhen auf mehreren tausend Holzpfählen von 60 bis 90 Fuss Länge. Obwohl die Pfähle eine Tragfähigkeit von mindestens 100 t je Pfahl besassen, war die zugelassene Nutzlast nur 10 bis 24 t je Pfahl. Die auf Abb. 7 dargestellte Setzung war ausschliesslich auf die allmähliche Zusammendrückung der weichen Tonschichte zurückzuführen, die in Abb. 6 durch die schraffierten Flächen gekennzeichnet ist. Die Spannungsberechnung erfolgte auf Grund der Boussnesq'schen Gleichungen und die Berechnung des zeitlichen Verlaufes mit Hilfe meiner Theorie der Verfestigung von Tonschichten. Da die ungleiche Verteilung der Lasten über die bebaute Fläche berücksichtigt werden musste, erforderte die Durchführung der numerischen Berechnungen geraume Zeit: zwei meiner Mitarbeiter waren mehr als zwei Monate damit beschäftigt. Abb 8, *A* zeigt die Ergebnisse der Berechnung des Setzungszuwachses für eine Zeit von 7 Monaten, nachdem der Bau beinahe vollendet war. Abb. 8, *B* enthält die Setzungsbeobachtungen für dieselbe Zeit.

Die Ähnlichkeit zwischen den theoretischen und den wirklichen Kurven ist ins Auge springend. Die Unterschiede der theoretischen und beobachteten Werte widerspiegeln einfach die grössten Schwankungen in der Mächtigkeit und Zusammendrückbarkeit der weichen Schichte. Der Einfluss der kleineren Schwankungen wird durch die überbrückende Wirkung der überlagernden sandigen Schichten vollkommen ausgelöscht. Auf Grund dieser ermutigenden Feststellungen fühlten wir uns berechtigt, eine Voraussage der Setzung für eine Gebäudegruppe zu wagen, welche in der Nähe errichtet wurde.

Zeitlicher Verlauf der Setzungen.

Die zweite wichtige Tatsachengruppe betrifft die Beziehung zwischen Setzung und Zeit. Das erste Diagramm der Abb. 9 gibt die Belastung je Flächeneinheit in Abhängigkeit von der Zeit. Bei gewöhnlichen Bauwerken kann man die Belastung nach Ablauf der Bauzeit als konstant betrachten. Die folgenden Bilder *A* bis *D* in Abb. 9 verdeutlichen die Beziehung zwischen Setzung und Zeit. Die betreffenden Kurven sind in den Schaubildern glatt verlaufend gezeichnet. In Wirklichkeit sind sie manchmal unregelmässig und sprunghaft; es kommt vor, dass sie eine Kombination zwischen fortschreitender Setzung und periodischer Auf- und Abwärtsbewegung ist. So steigen und fallen z. B. die Einzelfundamente des Bahnhofes der „Compagnie Transatlantique" in Le Havre, die auf Pfahlbündeln ruhen, zweimal täglich innerhalb einer Strecke von 4 mm. Der Pfeiler eines Eisenbahnviaduktes in Österreich setzt sich mit einer Geschwindigkeit von 6 mm per Jahr; diese Setzung ist verbunden mit einer lotrechten Schwankung derselben Grössenordnung, deren höchste Punkte in die Monate Dezember bzw. Juni, und deren tiefsten Punkte in die Monate März bzw. September fallen. Diese periodischen Bewegungen scheinen mit den ebenfalls periodischen Grundwasserspiegel-Schwankungen zusammenzuhängen. Eine Wasserspiegel-

hebung erhöht den auf den Baugrund wirkenden Auftrieb, der seinerseits eine elastische Ausdehnung der betreffenden Bodenschicht zur Folge hat. Dieselbe Erscheinung beobachtete ich in verkleinertem Masstabe bei meinen Erddruckversuchen am Mass. Inst. of Technology im Jahre 1929. (*Eng. News-Rec.* 1934, Aprilheft, Abb. 4).

Der erste Typus der Zeit-Setzungskurven (*A* in Abb. 9) ist dadurch ausgezeichnet dass der Setzungsgrösstwert schon einige Wochen oder Monate nach Ablauf der Bauzeit erreicht wird. Bei der zweiten Art (*B*) nähert sich die Zeit-Setzungskurve einer Waagerechten nach einer Anzahl von Jahren. Die dritte Art (*C*) dieser Kurven nähert sich einer geneigten Tangente. Der ungewöhnlichste Fall ist der letzte: Kurve *D*; hier lässt sich während des Baues überhaupt keine Setzung feststellen, erst einige Zeit nach dem Aufbringen der gesammten Baulast beginnt plötzlich die Setzungserscheinung, alsob die Festigkeit des Baugrundes spontan aufgehört hätte zu bestehen. Als ich zum ersten Male diese Art (*D*) von Setzungskurven zu Gesicht bekam, wollte ich diesem Ergebnis keinen Glauben schenken; ich war sicher, dass hier ein Fehler vorlag oder dass aus irgend einem Grund die Tatsachen entstellt sein müssten. Nachdem ich jedoch alle Angaben persönlich überprüft hatte, musste ich zugeben, dass sie richtig waren. Seither habe ich diese Art von Zeit-Setzungsdiagrammen in einem halben Dutzend von Fällen erhalten. Ich vermute daher, dass Fall *D* keineswegs eine Ausnahme bildet; er entzieht sich nur infolge ungenügender Setzungsbeobachtungen der Feststellung.

Kurve *A* beschränkt sich ausschliesslich auf Gründungen in Sand oder Kies; man wird eine solche Linie niemals bekommen, wenn das Bauwerk auf Ton gegründet ist.

B und *D* sind kennzeichnend für Fundierungen in Ton, Moor und Schlamm. Vor fünf oder sechs Jahren glaubte ich noch, dass der Verlauf *B* die charakteristische Zeit-Setzungsbeziehung für Gründungen auf Ton war und dass *C* nur eine Ausnahme bildete. Ich kam jedoch während der letzten wenigen Jahre immer mehr zu der Überzeugung, dass die Kurve *C* sogar vorherrscht. Innerhalb der von mir beobachteten, naturgemäss beschränkten Anzahl Gründungen, beträgt die Zeit, nach welcher die Setzungsgeschwindigkeit konstant wird, zwei bis zwanzig Jahre, und die Zeit, während welcher diese konstant bleibt, wurde mit sechs bis 25 Jahren beobachtet. Die konstante Setzungsgeschwindigkeit selbst schwankte in diesen Fällen

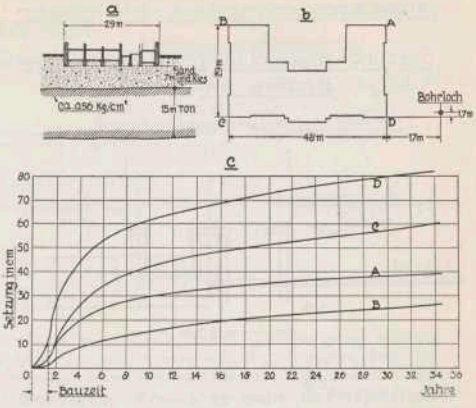


Abb. 10.

zwischen 3 und 15 mm pro Jahr. Einige Beispiele dieser Setzungsart folgen später.

Abb. 10, *a* stellt einen lotrechten Schnitt durch ein Gebäude aus Ziegelmauerwerk und die darunter liegenden Bodenschichten dar. Abb. 10, *b* ist der zugehörige Grundriss. Die Gründung des Bauwerkes besteht aus durchlaufenden Mauerwerkskörpern. die auf einer Schichte aus dichtem Sand und Kies ruhen. Die mittlere Sohlpressung übersteigt nirgends den Wert 2.5 kg/cm². Trotzdem ist die grösste Setzung dieses Bauwerkes infolge der Anwesenheit einer weichen Tonschichte in einer Tiefe von 7.0 m unter der Gründungssohle heute schon 90 cm und der Setzungsvorgang geht nach den in Abb. 10. *c* gezeichneten Zeit-Setzungslinien noch stets weiter. Dies ist ein typisches Beispiel des Falles *C* in Abb. 9. Die konstante Geschwindigkeit, mit welcher das Bauwerk sich 3 Jahrzehnte nach seiner Errichtung setzt, schwankt zwischen 3 und 8 mm pro Jahr.

Abb. 11 gibt einen Längsschnitt durch ein Bauwerk wieder, von dem ein Teil auf Pfählen steht, die in eine Sandschichte gerammt sind, während der andere Teil durch

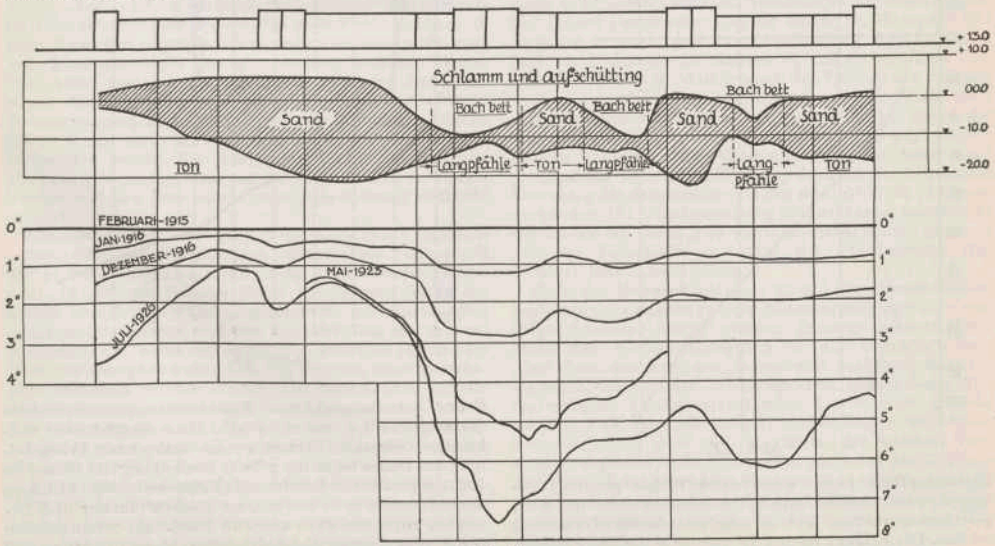
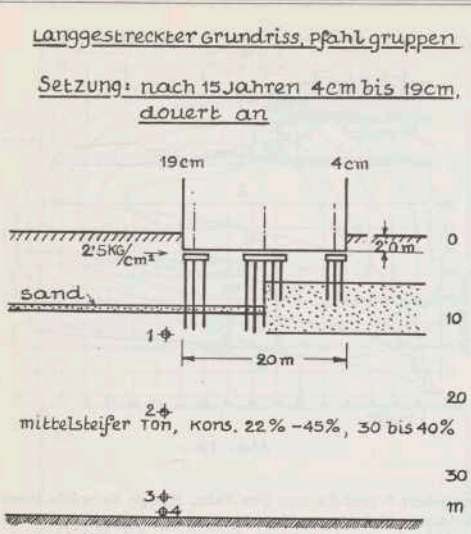


Abb. 11.



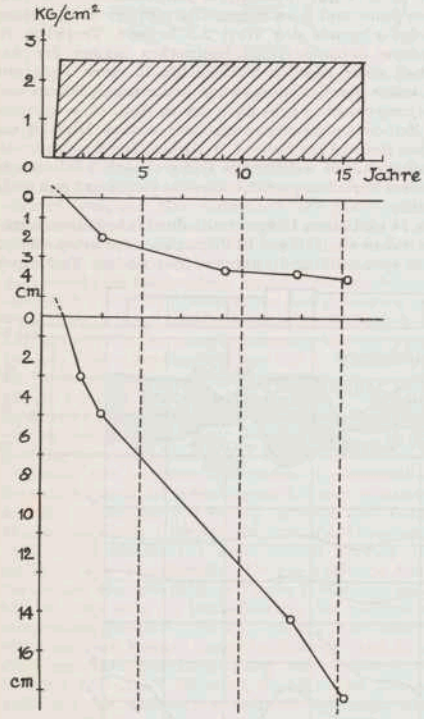
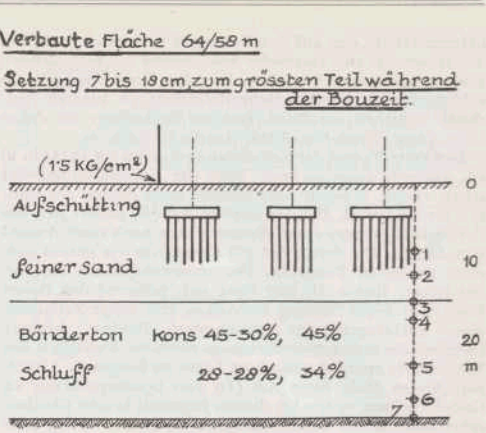


Abb. 12.

Reibungspfähle (auch schwebende Pfähle genannt) getragen wird, welche durch die Sandschichte hindurch geschlagen wurden, und in eine mittelsteife Tonschicht reichen. Die Erbauer hatten die grösste Mühe aufgewendet, um jedem Pfahl diejenige Last zuzuweisen, welche auf



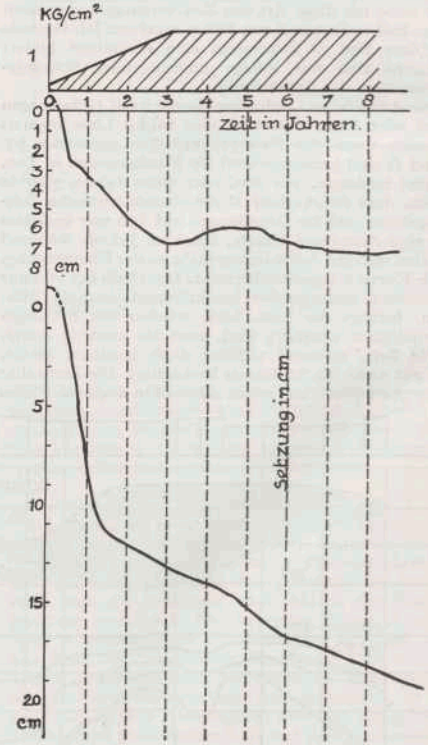


Abb. 13.

Grund von ausgeführten Probebelastungen einer Einsenkung von 1.6 mm entsprach. Diese Sorgfalt war vollkommen vergebens: schon wenige Jahre nach Fertigstellung des Baues hatte die grösste Einsenkung des Gebäudes 125 mm bereits überschritten. Die Kurven in Abb. 11 zeigen die Setzungen in verschiedenen Stadien (Januar und Dezember 1916, Mai 1923 und Juli 1926). Zeit-Setzungslinien für 2 verschiedene Gebäudepunkte über 15 Jahre sind auf Abb. 12 dargestellt.

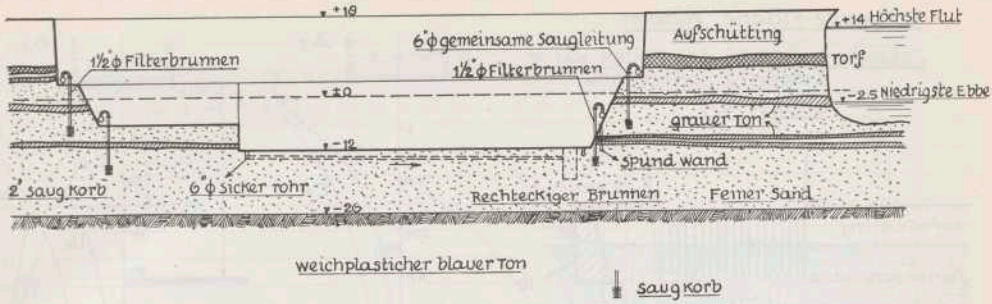


Abb. 14.

Abb. 13 veranschaulicht die unerfreuliche Möglichkeit, dass ein Teil eines Bauwerkes sich an die Setzungskurve *B* Abb. 9 hält, während ein anderer Teil sich nach Kurve *C* derselben Abb. setzen kann. Das Bauwerk ruht auf „stehenden" Pfählen, die in eine Schicht aus Sand und Schlamm hineingerammt sind. Die Setzung hat ihre Ursache in der allmählichen Verfestigung einer 15 m mächtigen Schichte aus einem glazial-marinen Ton, der mit dünnen Feinsand- oder Schlammeinlagen durchsetzt ist und deren Oberfläche ungefähr 3.60 m unter den Pfahlspitzen liegt. Infolge der schädlichen Einwirkungen der Setzungen auf den Bestand des Bauwerkes wurde eine Erweiterung der Fabrik mittels Luftdruckgründung auf Senkkasten gestellt, deren Schneidenflächen auf einer unterhalb des Bändertones liegenden festen Bodenschichte stehen.

Unsere Kenntnis der vierten Setzungsart (Abb. 9, *D*) beschränkt sich auf jene wenigen Fälle, die ich selbst beobachtet habe. Der erste Fall, auf den ich aufmerksam wurde, ist in Abb. 7 angedeutet. Die Setzung begann plötzlich nachdem etwa ein Drittel der Gesamtlast aufgebracht war. Meine zweite Erfahrung in dieser Richtung knüpfte sich an eine Beobachtung, die ich hier erwähnen möchte. Vor etwa acht Jahren war man an einem Küstenort des Atlantischen Ozeans in den U. S. A. damit beschäftigt, eine Abwasserpumpenanlage zu bauen. Abb. 14 stellt einen Schnitt durch die Baugrube dar. Da die Ausschachtung für die Fundierung in einem sehr feinkörnigen wasserhältigen, als Schwimmsand verrufenen Sand zu erfolgen hatte, schlug ich Senkung des Grundwasserspiegels mittelst Brunnenpumpen vor. Da jedoch der Feinsand in einer Tiefe von ungefähr 4.3 m unter der Baugrubensohle auf einem mächtigen Tonlager von sehr weichem blauen Ton ruhte, bestand die Gefahr einer Hebung der Sohle wegen Fortnahme der überlagernden Massen. Um diese Hebung messen zu können, legten wir auf Kote — 6.0 m (— 20 Fuss) einen Grundpegel an, der von Zeit zu Zeit beobachtet wurde. Zu jedermanns Erstaunen war die Bewegung so gering, dass sie gar nicht gemessen werden konnte und der Bau wurde ohne jede Störung zu Ende geführt.

Ein Jahr später wurde ganz in der Nähe dieser Pumpenanlage eine Dampfkraftanlage erbaut. Das Bodenprofil war praktisch identisch mit dem des ersterwähnten Baues. Abb. 15 gibt ein Schema dieser Fundierung. Trotz der soeben mitgeteilten Erfahrung erwartete ich hier ziemlich ausgiebige Setzungen, weil mit Rücksicht auf die Art und Konsistenz des Tones das Ausbleiben jedweder Hebung im Falle der Pumpenanlage (Abb. 14) als ganz aussergewöhnlich betrachtet werden musste. Die Schaubilder auf der rechten Seite der Abb. 15 geben an, was geschah. Der Ton gab nicht eher nach als 1 Monat nachdem alle Lasten aufgebracht waren. Darauf begann plötzlich und spontan die Setzung wie im Falle Abb. 7.

Ein anderer hiehergehöriger Fall soll später in Verbindung mit der Besprechung des Sitzes der Setzung Erwähnung finden. Augenblicklich kennen wir die Bedingungen, unter welchen die spontane Art der Setzungen zu erwarten ist noch nicht und die physikalischen Ursachen dieser sonderbaren Erscheinung lassen sich nur ganz beiläufig vermuten. Im allgemeinen möchte ich sagen, dass die Zeit-Setzungskurven für verschiedene Teile desselben Bauwerkes niemals volkommen identisch sind; in manchen Fällen ist die Streuung gegenüber dem Durchschnitt sogar sehr bedeutend. In solchen Fällen ändert sich die Setzungsmulde mit der Zeit und das Gebiet der sekundären Höchstspannungen in den Konstruktionsgliedern des Bauwerkes wandert von einem Teil desselben zum andern, wie der Rheumatismus im menschlichen Körper.

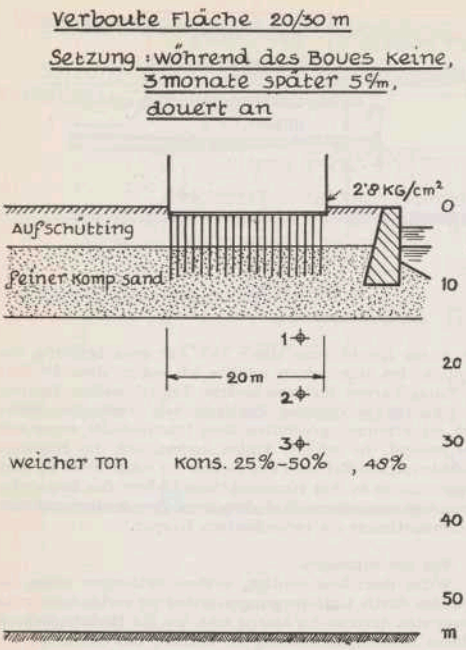
Sitz der Setzungen.

Wenn man beabsichtigt, weitere Setzungen eines Gebäudes durch Unterfangungsarbeiten zu verhindern, muss man sich darüber im klaren sein, wo die Bodenschichten, deren Zusammendrückung die Setzung des Gebäudes verursachen, eigentlich liegen. Bei der Behandlung dieses verwickelten Gegenstandes ist es ratsam, von den Spannungen auszugehen, welche das Gebäudegewicht im Untergrunde hervorruft. Dann geht man zu den Verformungen über, welche diese Spannungen in einem idealen homogenen Stoffe erzeugen und schliesslich hat man die wirklich vorhandenen Verhältnisse zu berücksichtigen.

Die Abszissen der Kurve C_1 in Abb. 16, *A* stellen die maximalen Normalspannungen waagerechter Schnittflächen durch den elastisch-isotropen Halbraum in verschiedenen Tiefen unter einem gleichmässig belasteten, in der Oberfläche liegenden Quadrat ($2b \times 2b$) dar. Die strichlierte Linie C_2 geben die analogen Spannungen für einen unendlich langen Laststreifen von der Breite $2b$. Wenn die Abmessung $2b$ verdoppelt bzw. verdreifacht wird, wachsen auch die Ordinaten der Kurven C_1 und C_2 im selben Verhältnis. Da nun in Wirklichkeit der Untergrund niemals vollkommen gleichartig und in einer gewissen Tiefe stets eine praktisch starre Unterlage vorhanden ist, geben die Kurven C_1 und C_2 nur eine ganz grobe Näherung von den wahren lotrechten Normalspannungen in der Achse einer gleichmässig belasteten Fläche; jedoch ist der allgemeine Charakter des Spannungsverlaufes nach Abb. 16, *A* immer vorhanden. Die Druckverteilung in irgend einer waagerechten Ebene ist durch eine glockenförmige Kurve gegeben mit der Grösstordinate unter der Flächenmitte (für Quadrat bzw. Laststreifen).

Wenn das Bauwerk auf einer Anzahl Einzelfundamenten ruht, dann überlagern sich die Normalspannungen, die von jedem derselben erzeugt werden. In einer gewissen Tiefe unter den Einzelfundamenten ist die Druckverteilung über einen waagerechten Querschnitt praktisch dieselbe, als wenn das gesamte Gebäudegewicht gleichmässig über die verbaute Fläche verteilt wäre. Der in Abb. 10 dargestellte Fall möge als Beispiel hierfür dienen. Die Spannungsverteilung über die Oberfläche der weichen Tonschicht in jenem Falle ist dieselbe, als wenn das Gebäude auf einer durchgehenden Platte ruhen würde. Deshalb blieb auch der Betonfussboden im Keller dieses Gebäudes fast unbeschädigt, obwohl die grösste Setzung ungefähr 90 cm betrug.

Die Abszissen der Kurve R_1 in Abb. 16, *B* stellen die



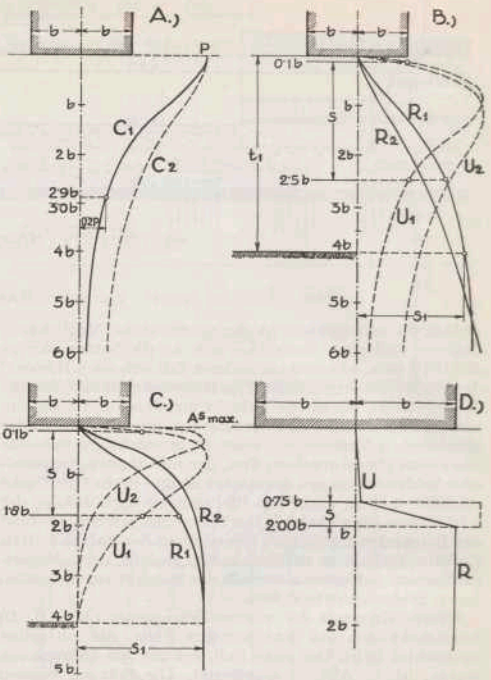


Abb. 16.

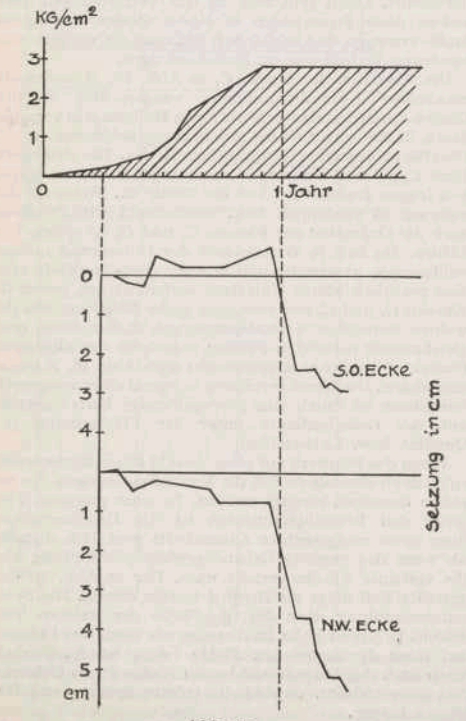


Abb. 15.

relativen Setzungen unter einem gleichmässig belasteten Quadrate $2b \times 2b$ für den elastisch-isotropen Halbraum dar. Die relative Setzung bedeutet die Setzung des Lastflächenmittelpunktes in Bezug auf irgend eine waagerechte Ebene in beliebiger Tiefe. Die zugehörigen Abszissen der Linie U_1 gibt die auf die Einheit bezogene lotrechte Zusammendrückung in der betreffenden Tiefe. Die Kurven R_2 und U_2 beziehen sich auf einen unendlich langen Laststreifen mit der Breite $2b$. Sämtliche Kurven wurden mittels der Gleichungen von Boussinesq für den elastisch-isotropen Halbraum errechnet.

Abb. 16, *C* gibt die analogen Kurven für eine Schichte kohäsionslosen Sandes, dessen Oberfläche örtlich durch eine gleichförmig verteilte Last beansprucht war. Diese Schaubilder sind als Versuchen verschiedener Forscher, die unabhängig von einander arbeiteten, abgeleitet. Obwohl kohäsionsloser Sand durchaus keinen elastisch-isotropen Stoff darstellt, muss die Ähnlichkeit zwischen den theoretischen Kurven, Abb. 16, *B* und den Versuchskurven 16, *C* als auffallend bezeichnet werden. Infolge der mit der Tiefe abnehmenden Zusammendrückbarkeit des Sandes nähern sich die Kurven Abb. 16, *C* viel rascher der lotrechten Asymptoten als die Kurven 16, *A*, jedoch ist der allgemeine Kurvencharakter in beiden Schaubildern derselbe.

Als „Sitz der Setzung" wollen wir jenen Raum des Untergrundes bezeichnen, innerhalb dessen 75% der Gesammtsetzung entsteht und wo die bezogene Zusammendrückung grösser ist als in den Nachbarschichten. In den Diagrammen Abb. 16, *B* und *C* ist der Sitz der Setzung durch den Buchstaben „*S*" angedeutet. Im Falle des elastisch-isotropen Halbraumes Abb. 16, *B* befindet sich der Sitz der Setzung innerhalb der Tiefen $0.1\,b$ und $2.5\,b$ und für den kohäsionslosen Sand Abb. 16, *C* zwischen $0.1\,b$ und $1.8\,b$.

Die meisten katastrophalen Setzungen, die ich beobachtet

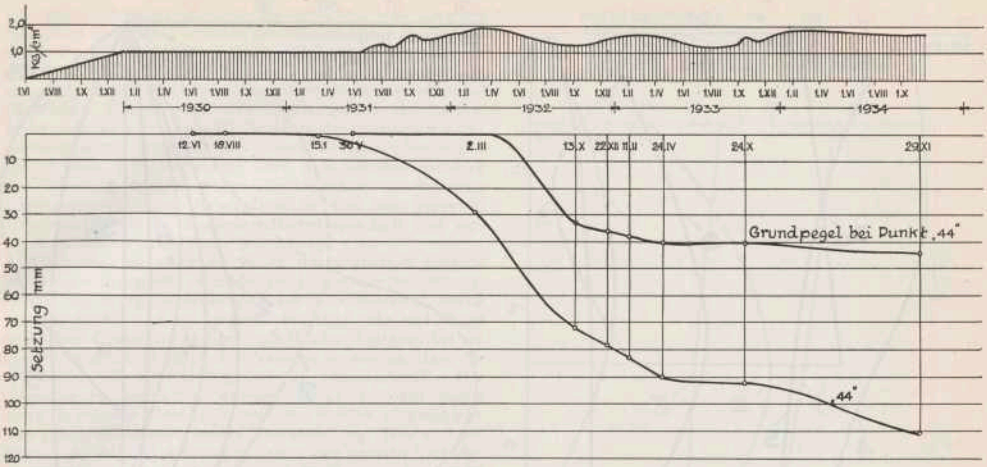


Abb. 17.

habe, waren auf die Zusammendrückung einer weichen Schichte zurückzuführen, die in bedeutender Tiefe unter der Bodenoberfläche lag, etwa wie in Abb. 16, *D* angedeutet. Der Grund hierfür ist ganz klar. Die meisten Ingenieure unterschätzen die Zusammendrückbarkeit des Tones und werden überdies durch ihr Vertrauen in die Ergebnisse ihrer Probebelastungen irregeführt. Ein Blick auf die Schaubilder der Abb. 16 müsste genügen, um uns bezüglich der aus Probebelastungen erreichbaren Aufschlüsse skeptisch zu stimmen. Darnach hängt die Setzung eines auf Sand gegründeten Bauwerkes hauptsächlich von der Dichte des Sandes innerhalb des Sitzes der Setzung ab. Nach Abb. 16, *C* ist der Sitz der Setzung von der Breite der bebauten Fläche abhängig. Für eine Breite $2b = 20$ m ist der Sitz der Setzung zwischen 1.0 und 18 m; wenn wir also eine Probebelastung mit einer Lastfläche von 30 × 30 cm machen, gibt uns diese lediglich Aufschlüsse über die Tragfähigkeit des Sandes bis in eine Tiefe von weniger als 0.3 m. Da die Dichte und die Zusammendrückbarkeit des Sandes in der Natur immer veränderlich ist, gibt uns das Ergebnis dieser Probebelastung keinerlei Aufschluss über die Beschaffenheit des Sandes innerhalb des Sitzes der Setzung für die wahre Grösse des Bauwerkes.

Noch irreführender sind die Ergebnisse von Probebelastungen von Pfählen in jenen Fällen, wo in grösserer Tiefe unter den Pfahlspitzen eine weiche Tonschicht vorhanden ist. In solchen Fällen wundern sich jene Ingenieure, die an den Wert von Probebelastungen glauben. Das Gebäude in Abb. 7 kann als klassisches Beispiel hierfür gelten. In einem Abstand von ungefähr 150 m von diesem Bauwerk befindet sich eine Eisenbahnbrücke auf Pfeilern mit 37 bzw. 112 m² Grundfläche. Das Bodenprofil ist praktisch identisch mit jenem in Abb. 7. Die Pfeiler stehen auf Pfählen von 9 m Länge und die Last pro Pfahl ist 7 bis 14 t. Obwohl die Brücke schon Jahrzehnte vor der Errichtung des Gebäudes Abb. 7 bestand, waren die Setzungen der Pfeiler so gering, dass sie nicht gemessen werden konnten. Auf Grund dieser Erfahrung und der Ergebnisse von Probebelastungen glaubte man, dass die Pfahlfundierung für das Bauwerk Abb. 7 hinreichend sein würde. Wenn man jedoch den grossen Unterschied zwischen den Pfeilerbreiten und den Grundrissabmessungen des Gebäudes ins Auge fasst, kann man mit Rücksicht auf den oben auseinandergesetzten Einfluss der Breite $2b$ auf den Sitz der Setzung leicht verstehen, welcher Trugschluss in dem Vergleiche der beiden Bauwerke steckt. Dieser Trugschluss ist teuer bezahlt worden.

Etwa 20 Jahre nach Fertigstellung des in Abb. 10 dargestellten Gebäudes wurde beschlossen die Fundierung desselben zu verstärken. Damals ahnte niemand, dass der Sitz der Setzung viele Meter tief unter der Gründungssohle liegen würde. Deshalb unternahm man einen Versuch den eingetretenen Setzungen Einhalt zu tun, indem man die Breite der durchlaufenden Mauerfundamente verdoppelte. Natürlich hatte diese kostspielige Massnahme nicht die geringste Wirkung auf die Setzungsgeschwindigkeit und die Zeit-Setzungskurven sind so glatt und stetig als wenn man die Fundamente niemals angerührt hätte.

Im Falle des Bauwerkes Abb. 10 kann kein Zweifel bestehen, wo der Sitz der Setzung zu suchen ist. Wenn jedoch die Verhältnisse etwas weniger klar liegen, empfiehlt es sich, die theoretischen Schlussfolgerungen bezüglich des Sitzes der Setzung durch Anbringung und wiederholtes Einmessen von Grundpegeln zu überprüfen. Abb. 17 stellt einen Fall dar, dessen Beobachtung überraschende Ergebnisse ergab. Die bebaute Fläche des auf einer bewehrten Betonplatte ruhenden Gebäudes beträgt ungefähr 30 × 40 m. Bis zu einer Tiefe von etwa 6.9 m besteht der Baugrund aus weichen, blauen und gelben Tonen mit Einlagen aus feinem Sand. Diese zusammendrückbare Schichtenfolge liegt auf einem sehr steifen blauen Tonlager mit einer Mächtigkeit von mindestens 100 m. Ich wollte feststellen, welcher Teil der Setzung auf die Nachgiebigkeit des steifen blauen Tones zurückzuführen war. Deshalb legte ich in einer Tiefe von 7.8 m unter der Gründungssohle einen Grundpegel an, aber ich fürchtete, dass die Setzung so gering ausfallen würde, dass man sie kaum würde messen können. Zu meinem Erstaunen war beinahe die Hälfte der Gesamtsetzung auf die Zusammendrückbarkeit des Tones unterhalb des Grundpegels zurückzuführen. Überdies lieferten die Beobachtungen ein neues Beispiel für eine Setzung von der Type *D*, Abb. 9.

In Abb. 17 oben ist das Zeit-Lastbild zu sehen; die untere der beiden Kurven gibt die Gesamtsetzungen einer Gebäudeecke, die obere stellt jenen Teil dieser Setzung dar, welcher auf die Zusammendrückbarkeit des steifen Tones unterhalb des Grundpegels zurückzuführen ist.

Sicherheit der Fundierung gegen Einbruch in den Boden.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen über Setzungen im allgemeinen können wir zu jenem Problem übergehen, welches für den Bauingenieur von ganz besonderem Interesse ist, nämlich zu der Frage des Sicherheitskoeffizienten des auf der Fundierung ruhenden Bauwerkes.

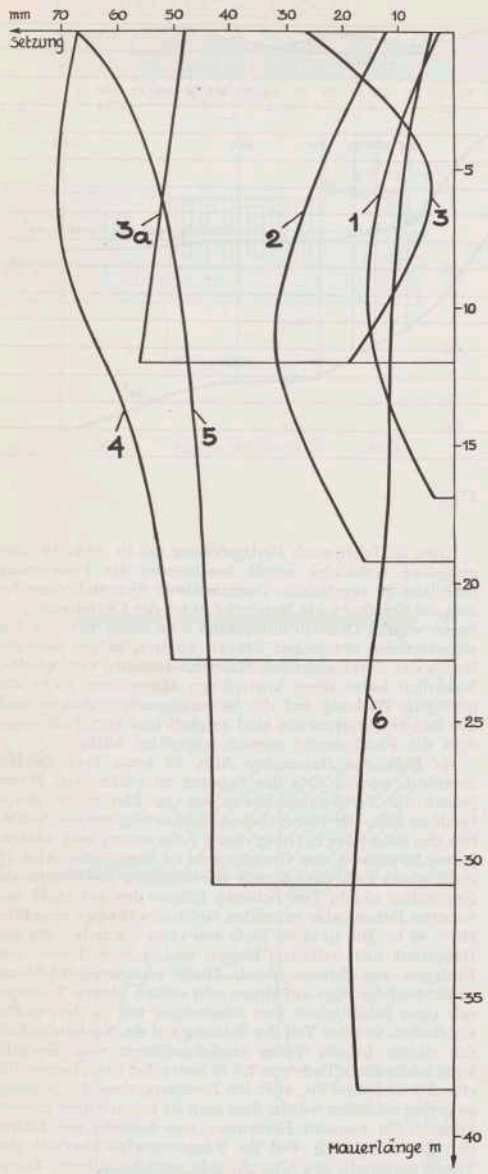


Abb. 18a

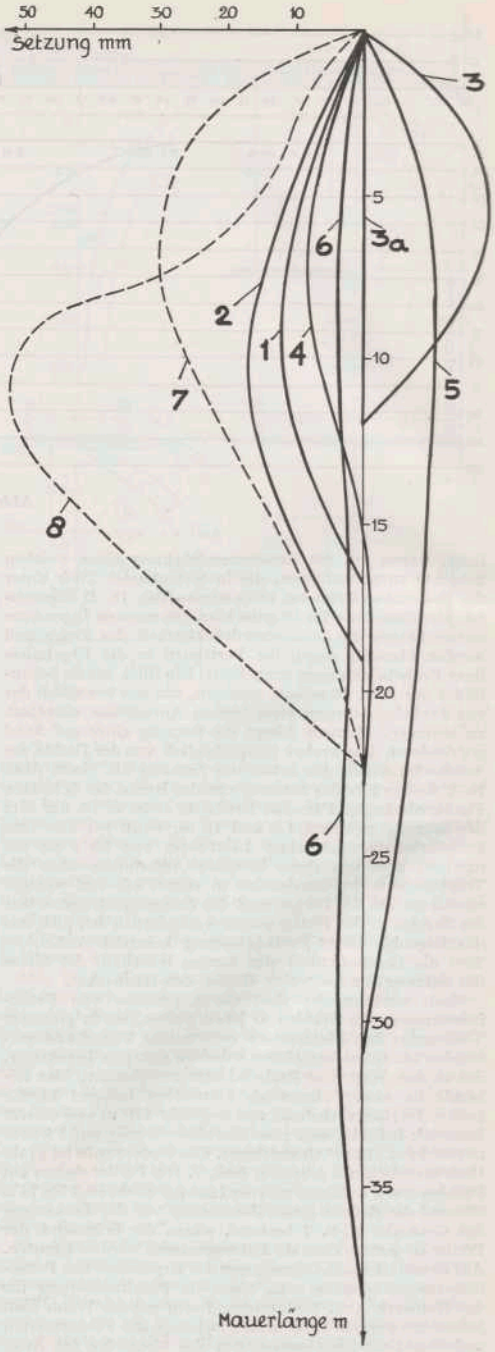


Abb. 18b.

Unter „Sicherheitsfaktor" hat man hier natürlich das Verhältnis zwischen der Höchstbeanspruchung des für die Tragkonstruktion verwendeten Baustoffes und der grössten Spannung zu verstehen, die von Lasten in den tragenden Konstruktionsgliedern hervorgerufen wird; die Nebenspannungen infolge der Setzungen sind dabei natürlich als berücksichtigt angenommen. Wenn man die üblichen Verfahren für die Bestimmung der „zulässigen Bodenpressung" oder für die „zulässige Pfahlbelastung" überprüft, bemerkt man, dass sie einfach die Absicht verfolgen, die Beanspruchungen im Baugrund innerhalb zulässiger Grenzen zu halten. Die Spannungen im Tragwerk des Gebäudes kommen in den betreffenden Überlegungen überhaupt nicht vor! Daher gibt ein Entwurf, der auf die

zulässigen Bodenpressungen basiert ist, eine gewisse Sicherheit n_1 gegen *Versinken* des Bauwerkes in den belasteten *Baugrund*. Jedoch ist die Wirkung der Setzungen auf den Sicherheitsfaktor n_2 des *Gebäudes* selbst einfach ausser Acht gelassen. Wenn nun diese Wirkung bei oberflächlicher Überprüfung des Baues unbemerkt bleibt, bildet man sich ein, dass ein Einfluss der Setzungen nicht vorhanden ist; bemerkt man diesen Einfluss aber, dann macht man dem Entwerfer oder dem Bauunternehmer den Vorwurf, dass er gegen die allgemein anerkannten Bauregeln verstossen habe. Dies ist eine der gröbsten Ungereimtheiten der modernen Bauwissenschaft und verdient sicherlich eingehende Beachtung.

Wenn man die üblichen Werte der zulässigen Bodenpressungen überprüft, so findet man, dass der Sicherheitskoeffizient n_1 für Gründungen auf Ton zwischen etwas weniger als 1.5 und 3.0, dagegen für Sand sehr viel höher liegt. Der Grund für diesen auffallenden Unterschied ist kein Geheimnis: er ist in der Tatsache zu suchen, dass die erwähnten Werte von Ergebnissen unzureichender Beobachtungen abgeleitet wurden. Wenn die Setzungen eines Bauwerkes überhaupt gemessen werden, so geschieht dies unmittelbar nach seiner Fertigstellung. Wie aus der Kurve *A*, Abb. 9 hervorgeht, tritt der grösste Teil der Setzungen von Bauwerken, die auf Sand stehen, innerhalb der Bauzeit auf, wogegen die Setzungen von Fundierungen auf Ton während der Bauzeit kaum begonnen haben (siehe Kurven *B* bis *D*). Da nun in den meisten Fällen von Bauwerken, die auf Tonschichten ruhen, die nach Fertigstellung des Baues aufgetretenen Setzungen unbekannt geblieben sind, wurden dem Ton vom Standpunkt der „praktischen Erfahrungen" aus verhältnismässig sehr hohe Werte der „zulässigen Bodenpressung" zuerkannt. Aus demselben Grunde kommen katastrophale Fehlgründungen (n_1 (1)) fast ausschliesslich bei Bauwerken auf Tonschichten vor. Als klassisches Beispiel möchte ich die Fehlgründung eines grossen Getreidesilos in Winnipeg (Canada) erwähnen (*Eng. News* 1913, 6. November und L. White: „Underpinning", New York, 1931, Seite 137). Dieser Fall ist ausserordentlich lehrreich, u. zw. aus mehreren Gründen. Erstens war die Tragfähigkeit (zulässige Bodenpressung) der Tonschichte mittelst Probebelastungen sorgfältig bestimmt worden; man war zu der Schlussfolgerung gekommen, dass die Grenzbelastung des angetroffenen Tones zwischen 4 und 5 Tonnen je Quadratfuss liege. Die Katastrophe ereignete sich bei einer Belastung von etwa 2½ t/Qu.-Fuss, wobei das Bauwerk auf einer Seite um ca. 30 Fuss einsank. Zweitens wird eine Bodenpressung von 2 bis 2½ t je Qu.-Fuss gewöhnlich für ähnliche Tonböden als „zulässig" betrachtet. Dieser Unfall kann daher als Erläuterung für die obigen Bemerkungen über den Sicherheitsfaktor n_1 von Gründungen auf Ton dienen. Schliesslich enthüllt dieser Fall in einer sehr auffallenden Weise die Tatsache, dass zwischen den Sicherheitskoeffizienten n_1 und n_2 gar keine Beziehung besteht. Obwohl der Faktor n_1 1 war, blieb der Faktor n_2 für das Bauwerk selbst hinreichend. Deshalb war es möglich, das Gebäude durch Unterfangung zu retten und seiner Bestimmung zuzuführen. Leider kommt es viel häufiger vor, dass n_1 hinreicht, während das Bauwerk schwer beschädigt wird, weil n_2 1 ist. In den Fällen Abb. 7, 11 und 14 lag der Sicherheitskoeffizient n_1 der Gründung zwischen 5 und 8, während der Baustoff des Tragwerkes selbst bedeutend überbeansprucht ist. Dies ist das unvermeidliche Ergebnis unserer unlogischen Haltung gegenüber dem Fundierungsproblem im allgemeinen!

Verbiegung der Tragwerksglieder des Bauwerkes infolge ungleichmässiger Setzungen.

Bei der Handhabung des Sicherheitsfaktors n_2 von Tragwerken fühlte ich jahrelang den störenden Mangel vollständiger Angaben über die Setzungen sogenannter guter Fundierungen. Alle meine persönliche Erfahrungen und die meisten Veröffentlichungen bezogen sich auf mehr oder weniger hoffnungslose Fälle, die nicht als typisch angesehen

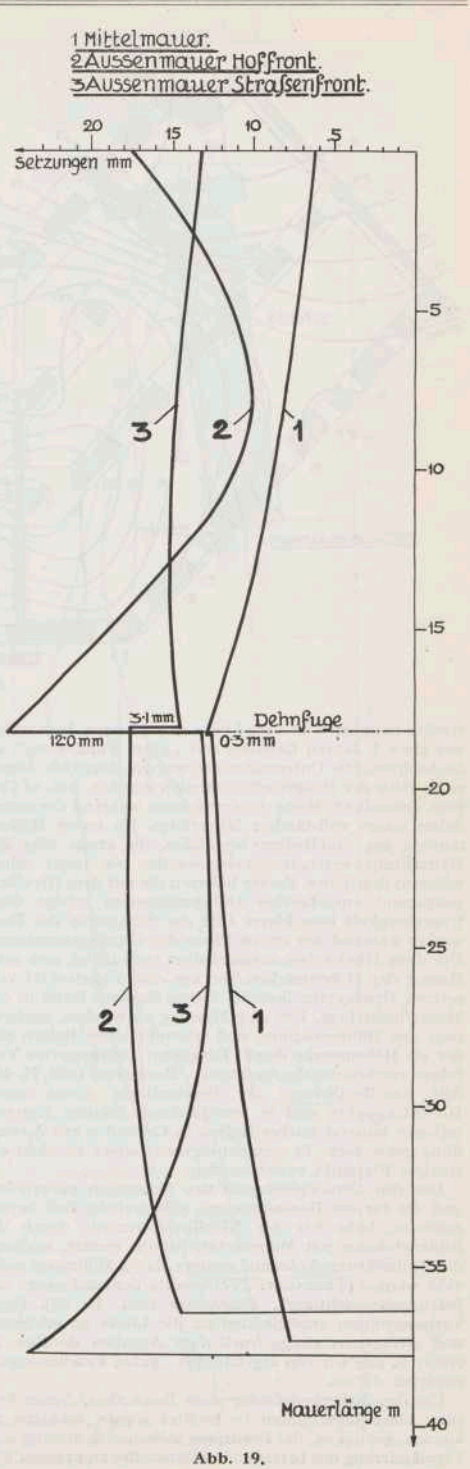


Abb. 19.

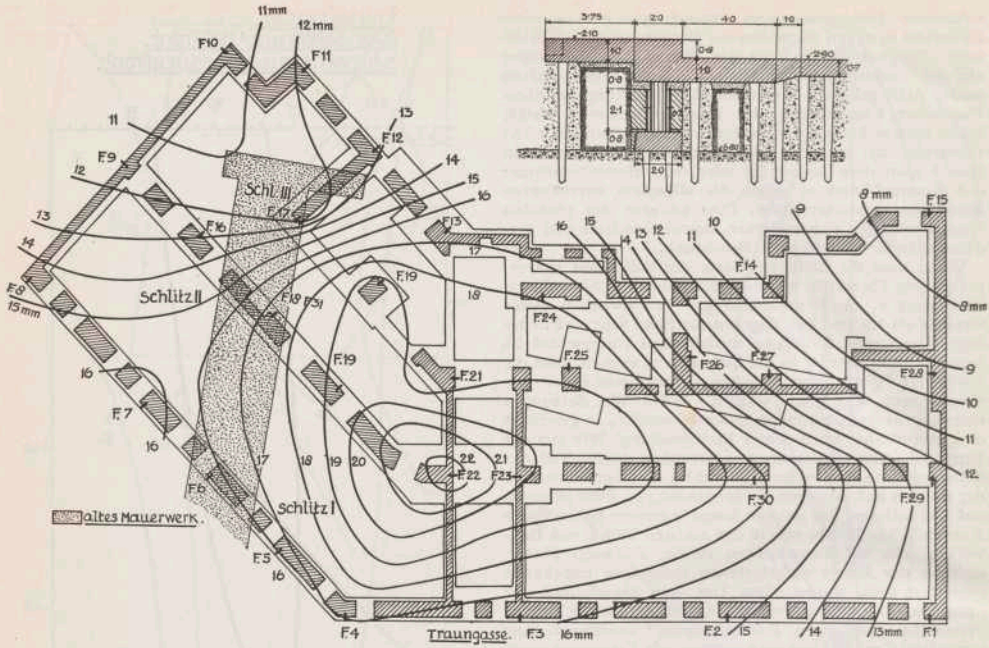


Abb. 20.

werden konnten. Um diese Lücke zu schliessen, begann ich vor etwa 5 Jahren Gebäude mit „guter Fundierung" zu beobachten. Die Untersuchungen wurden durch die finanzielle Hilfe der Baugrundkommission der Am. Soc. of Civ. Eng. ermöglicht. Meine Anstrengungen während der ersten Jahre waren vollständige Misserfolge. Da meine Höhenmarken aus Stahlbolzen bestanden, die etwas über die Mauerflucht vorragten, verschwanden sie meist schon während des Baues. Ferner lieferten die mit dem Nivellierinstrument ausgeführten Höhenmessungen infolge ihrer Ungenauigkeit kein klares Bild der Senkungen des Bauwerkes während der ersten Phase des Setzungsvorganges. Um diese Hindernisse auszuschalten entwarf ich eine neue Bauart der Höhenmarken, die aus einem horizontal versetzten Messingrohr besteht, dessen äusserer Rand in der Mauerflucht liegt. Um eine Messung zu machen, entfernt man den Rohrverschluss und schraubt einen Bolzen ein, der als Höhenmarke dient (TERZAGHI: „Verbessertes Verfahren zur Setzungsbeobachtung", *Bautechnik* 1933, H. 41). Seit Veröffentlichung der Beschreibung dieser neuen Höhenfixpunkte sind in verschiedenen Städten Europas mehrere tausend solcher Bolzen in Gebäuden zur Anwendung gekommen. In meinem eigenen Gebiet ist nicht ein einziger Fixpunkt verschwunden.

Um den Genauigkeitsgrad der Messungen zu erhöhen und die für die Beobachtungen erforderliche Zeit herabzusetzen, habe ich das Nivellierinstrument durch die Schlauchwaage mit Mikrometerschraube ersetzt, wodurch die Beobachtungsfehler auf weniger als $^1/_{10}$ Millimeter reduziert werden (TERZAGHI: „Verbesserte Schlauchwaage zur Setzungsbeobachtung", *Bautechnik* 1934, H. 23). Diese Verbesserungen ermöglichten es, die Lücke zu schliessen und wenigstens einige vorläufige Angaben darüber zu erhalten, was wir von sogenannten „guten Fundierungen" erwarten dürfen.

Um den Sicherheitsfaktor eines Bauwerkes, dessen Setzung hinreichend genau beobachtet wurde, schätzen zu können, genügt es, die Beziehung zwischen Spannung und Formänderung des betreffenden Baustoffes zu kennen. Für die Balken einer Eisenbetonkonstruktion können die wichtigsten Nebenspannungen infolge Setzungserscheinungen aus dem Krümmungshalbmesser und dem Querschnitt des Balkens ermittelt werden, wenn man annimmt, dass der Elastizitätsmodul des Betons jenen Wert besitzt, der für die Durchbiegung von Eisenbetonkonstruktionen benützt wird, d.i. gewöhnlich 210.000 kg/cm². Wenn die Rechnung für die Nebenspannungen Werte bis zu 60 kg/cm² im Beton und 1200 kg/cm² im Eisen liefert, dann dürften die theoretischen Spannungen bei Vollast nahe der Bruchgrenze sein. Jedoch wird in Wirklichkeit das Tragwerk immer noch halten, weil das plastische Fliessen des Betons die Grösse der Spannungen infolge der Setzungen bedeutend reduziert. Ein Bauwerk, in welchem die theoretischen Nebenspannungen die obenerwähnten Werte nicht überschreiten, wird kaum Anzeichen einer Überbeanspruchung erkennen lassen. Es wird den Eindruck machen, alsob es auf einer starren Unterlage aufruhte. Wenn jedoch die errechneten Nebenspannungen das doppelte des Wertes erreichen, der theoretisch den Bruch verursachen würde, dann dürften sich offene Risse zeigen und das Tragwerk würde den Eindruck ernster Beschädigung hervorrufen. Infolge unserer unzulänglichen Kenntnis des plastischen Fliessens von bewehrtem Beton unter dem Einfluss langsam wachsender Spannungen, müssen die oben genannten Zahlen als Probewerte angesehen werden.

Was die Beziehung zwischen Spannung und Formänderung für gewöhnliches Ziegelmauerwerk betrifft, habe ich keine anderen Angaben als jene, die ich aus meinen Beobachtungen von Ziegelmauern in Wien abgeleitet habe. Diese Beobachtungen aber führten zu der Schlussfolgerung, dass Ziegelmauern ausserordentlich geeignet sind, sich an ungleiche Widerstände ihrer Unterlage anzupassen. Erstens haben sie eine beträchtliche Festigkeit, wenn man sie als Träger betrachtet, wodurch sie nachgiebige Stellen im Baugrund überbrücken können und zweitens können sie grosse Winkelverdrehungen aushalten bevor sie reissen. Das zufriedenstellende Aussehen der Gebäudemauern in unseren Städten ist zweifellos eine der Hauptursachen

für die weitverbreitete Gleichgültigkeit der meisten Ingenieure gegenüber den Setzungserscheinungen im allgemeinen.

Die voll ausgezogenen Linien 1 bis 6 in Abb. 18, *a* veranschaulichen Ergebnisse von Setzungsbeobachtungen an Ziegelmauern in Wien, die von guten Fundierungen getragen werden. In jedem Falle wurde die zulässige Bodenpressung durch Probebelastungen mit Hilfe althergebrauchter Regeln bestimmt und keine der Mauern zeigt Risse. Dennoch sind sowohl die Setzungen alsauch die Winkelverdrehungen ziemlich bedeutend. Abb. 18, *b* zeigt die Verbiegungen dieser Mauern in Bezug auf eine gerade Linie durch die Endpunkte derselben. Die strichlierten Kurven 7 und 8 beziehen sich auf Mauern mit Scherrissen. Da wir die Scherspannungen im Falle der gebrochenen Mauern 7 und 8 schätzen konnten, war es möglich für alle beobachteten Mauern die Grössenordnung der maximalen Scherspannung, die sie aushalten, und die zugehörige Winkelverdrehung festzustellen. Die Scherfestigkeit ist ungefähr 4 kg/cm² und die dazu gehörige Winkelverdrehung beträgt 3.5×10^{-3}. Wenn also die Winkelverdrehung einer Mauer aus Setzungsbeobachtungen bekannt ist, lässt sich der entsprechende Sicherheitsfaktor leicht errechnen. Die Ziegelmauer wirkt wie ein biegungsfestes Gitter, das die Setzungswellen des Baugrundes stark zu vermindern trachtet. Aus diesem Grunde führen Erfahrungen mit Gebäuden aus Ziegelmauerwerk zu einer Unterschätzung der Wirkung von Setzungen auf empfindlichere Bauwerke.

Im Hinblick auf die Trägerfestigkeit von Ziegelmauern ist es von Interesse die Setzungen von geraden Wänden mit jenen von im Grundriss polygonal verlaufenden zu vergleichen. In Abb. 19 bedeutet Kurve 1 die Setzung der geraden strassenseitigen Aussenmauer des in Abb. 5 dargestellten Gebäudes; Kurve 2 ist die Setzung der hofseitigen Aussenmauer und Kurve 3 jene der Mittelmauer. Da die Strassenfrontmauer einen geraden Träger mit wenigen Öffnungen darstellt, sind ihre Verbiegungen infolge der Setzung des Baugrundes viel geringer als die der übrigen Wände desselben Bauwerkes.

Abb. 20 zeigt die Linien gleicher Setzung für ein Gebäude aus Ziegelmauerwerk dessen Wände auf Konuspfählen stehen. Abb. 21 gibt die Verformung der verschiedenen Gebäudemauern; Kurve 1, welche der strassenseitigen Aussenmauer entspricht, ist ziemlich flach, weil diese Mauer eine bedeutende Trägerfestigkeit besitzt. Kurve 3 ist die Mittelmauersetzungslinie: sie ist durch grosse Öffnungen bedeutend geschwächt und weist daher grössere Setzungen auf als 1. Kurve 2 bezieht sich auf die hofseitige Aussenmauer und Kurve 4 ist ein Schnitt durch die Setzungsmulde. Der vorliegende Fall ist also ein gutes Beispiel dafür, wie wichtig es ist, die Setzung eines Pfahles während der Probebelastung (Einzelpfahl) zu kennen im Vergleiche mit seiner Setzung als Element einer Pfahlgruppe. Das geologische Profil war sehr ähnlich dem in Abb. 5, *a* dargestellten. Beim Ausschachten der Baugrube stiess man auf alte Fundamente aus Ziegelmauerwerk von bedeutenden Abmessungen, die durch die künstliche Aufschüttung hin bis auf die Oberfläche einer festen Schotterschicht hinabreichten. In Abb. 20 sind diese Mauerwerkskörper durch Schraffur angedeutet. Obwohl die zugelassene Belastung je Pfahl nur einer Setzung von weniger als 1 mm bei der Belastungsprobe entsprach, bestand ich darauf, dass das alte Mauerwerk unter dem Balkenrost, der die Pfahlköpfe verbindet, entfernt wurde. In der rechten oberen Ecke der Abb. 20 sieht man einen Schnitt durch die Fundierung, welche zwischen den Überbleibseln der alten Mauern ausgeführt wurde. Die Ergebnisse der späteren Setzungsbeobachtungen (siehe den Schichtenplan Abb. 20) können als Beweis für die Notwendigkeit der getroffenen Vorsichtsmassregeln betrachtet werden. Wenn man einen Teil der neuen Mauern auf die alten Mauerreste gesetzt hätte, wäre sicherlich Bruch eingetreten. Eine Fehlgründung dieser Art ist vor einigen Jahren bei einem Bauwerk in Paris beobachtet worden.

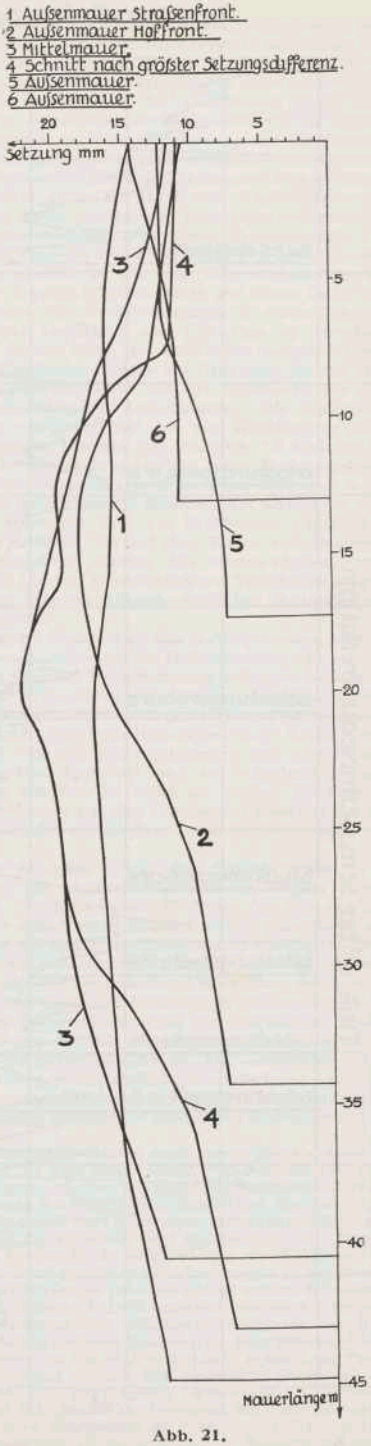


Abb. 21.

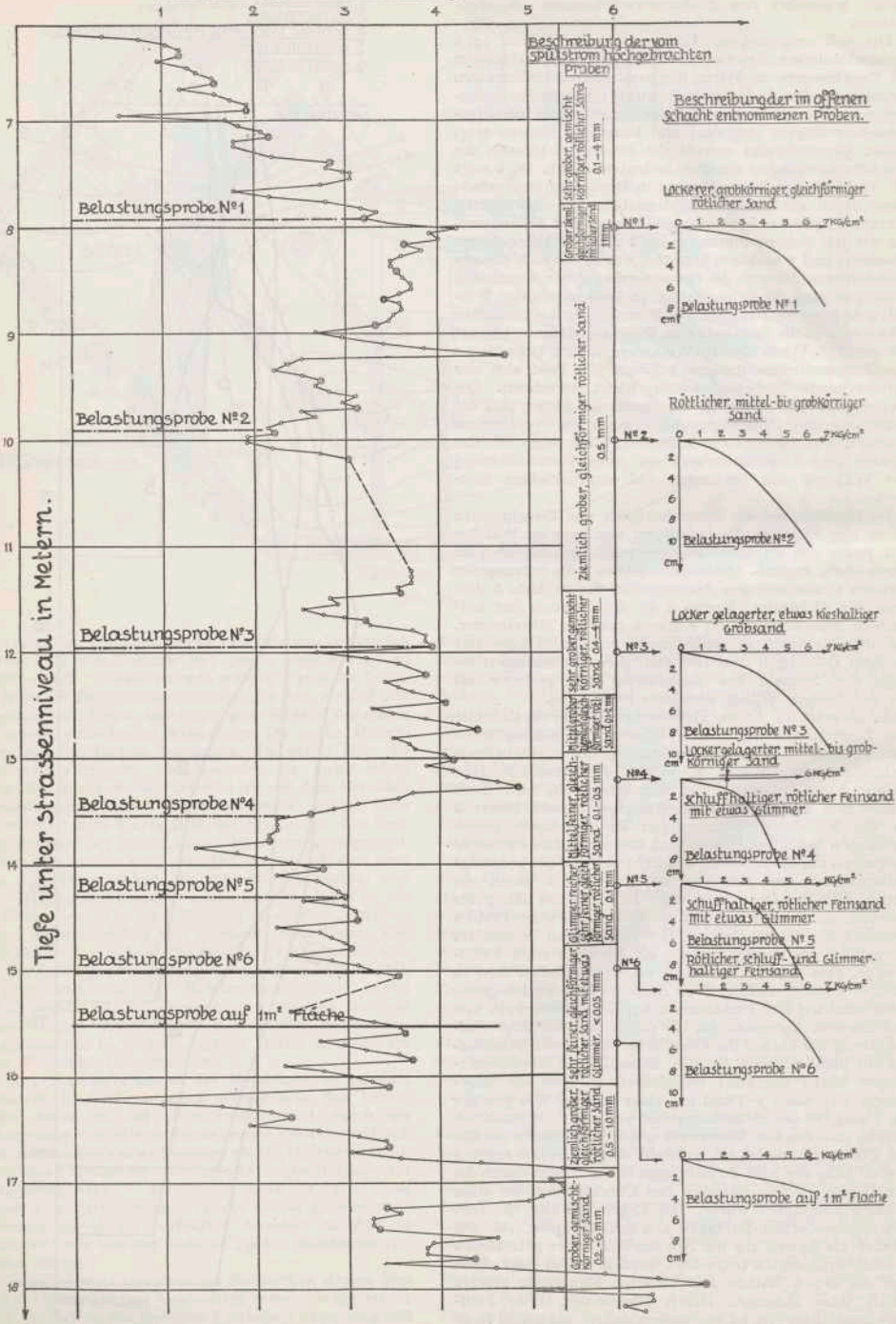

Druck auf das Gestänge in Tonnen.
Tiefe unter Strassenniveau in Metern.
Belastungsprobe N°1
Belastungsprobe N°2
Belastungsprobe N°3
Belastungsprobe N°4
Belastungsprobe N°5
Belastungsprobe N°6
Belastungsprobe auf 1m² Fläche
Beschreibung der vom Spülstrom hochgebrachten Proben
Beschreibung der im offenen Schacht entnommenen Proben.
Lockerer grobkörniger gleichförmiger rötlicher Sand
Belastungsprobe N° 1
Rötlicher, mittel- bis grobkörniger Sand
Belastungsprobe N°2
Locker gelagerter, etwas Kieshaltiger Grobsand
Belastungsprobe N° 3
Locker gelagerter mittel- bis grobkörniger Sand
schluffhaltiger, rötlicher Feinsand mit etwas Glimmer
Belastungsprobe N°4
schluffhaltiger rötlicher Feinsand mit etwas Glimmer
Belastungsprobe N° 5
Rötlicher schluff- und Glimmerhaltiger Feinsand
Belastungsprobe N°6
Belastungsprobe auf 1 m² Fläche

Abb. 22.

Beurteilung des Sicherheitsgrades von Neubauten.

Weit schwieriger ist das Problem der Bestimmung des Sicherheitskoeffizienten eines Bauwerkes vor der Ausführung der Gründungsarbeiten. Man kann es in drei Abschnitten lösen. Zuerst ermittelt man die Grundform der Setzung, d.h. man nimmt an, dass der Baugrund waagerecht-homogen und das Bauwerk vollkommen biegsam ist. Dann folgt eine Schätzung der natürlichen Form der Setzungsmulde, wofür einige Annahmen bzgl. der Wirkung der Inhomogenität des Untergrundes auf das Setzungsbild erforderlich sind, und schliesslich schätzt man die Nebenspannungen, welche durch die Setzung in den Tragwerksgleidern des Bauwerkes hervorgerufen werden. Die folgenden Bemerkungen sollen nun dazu dienen, auf die verhältnismässige Bedeutung der verschiedenen Faktoren und auf die hauptsächlichsten Unsicherheitsquellen aufmerksam zu machen.

Die Grundform der Setzungsfläche einer kreisförmigen, gleichmässig belasteten Lastfläche, die auf einer elastisch-isotropen Schicht ruht, ist eine flache Mulde wie in Abb. 2, *a* dargestellt. Der Verlauf dieser Mulde ist im wesentlichen durch das Verhältnis der Randsetzung s_r zur Setzung des Lastflächenmittelpunktes s_o bestimmt. Diesbezgl. ergibt die Theorie folgendes: wenn die Schichtdicke im Verhältnis zum Lastflächendurchmesser klein ist, dann ist s_r sehr klein gegenüber s_o. Wird die Schichtdicke, also die Tiefe der als starr angenomenen Unterlage der betrachteten elastischen Schicht, unendlich gross, dann nähert sich s_r ungefähr dem Werte $0{,}7\ s_o$. Schliesslich, wenn sich die elastische Schicht zwischen zwei viel weniger zusammendrückbaren Bodenschichten befindet (Abb. 16, *D*) dann kann s_r von $0.7\ s_o$ bis $0.9\ s_o$ anwachsen. Je tiefer also der Sitz der Setzung unter der Lastfläche liegt, desto flacher ist die Setzungsmulde bei gleicher Grösstsetzung s_o. In der Baupraxis sind bedeutende Setzungen gewöhnlich auf tiefliegende zusammendrückbare Schichten zurückzuführen, weil man im allgemeinen noch zu wenig auf die Baugrundverhältnisse achtet, die in grösserer Tiefe (15 bis 20 m) herrschen. In vielen Fällen gibt man sich zufrieden, wenn sich der „tragfähige" Baugrund zwei bis drei Meter unter die Gründungssohle erstreckt. Deshalb wirken grosse Setzungen gewöhnlich überraschend. Die Grundform oder theoretische Form der Setzungsfläche dieser Art ist ziemlich flach und besitzt schwach geneigte Randtangenten und der grösste Setzungsunterschied ist nur ein kleiner Bruchteil der grössten oder auch der mittleren Setzung. Wenn daher die Grundform allein für die wirkliche Setzungsfläche bestimmend wäre, dann könnte das Bauwerk ohne ernsten Schaden sehr starke Setzungen vertragen.

Leider treffen wir solche günstige Verhältnisse in Wirklichkeit niemals an, weil die zusammendrückbaren Schichten niemals homogen sind. Sowohl ihre Dicke als auch ihre Zusammendrückbarkeit wechselt in waagerechter Richtung. Die Veränderlichkeit der Schichtenmächtigkeit kommt in der Regel gelegentlich der Ausführung von Bohrungen ans Licht. Hingegen lässt sich die Veränderlichkeit der Zusammendrückbarkeit nur durch sorgfältiges Untersuchen des Bodens feststellen. Sie ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass die Dichte ungestörter Bodenschichten von Punkt zu Punkt ohne jede erkennbare Gesetzmässigkeit wechselt. Wo ich auch Gelegenheit hatte natürliche Ablagerungen genauer zu untersuchen, die in den Bohrungsergebnissen als „homogen" bezeichnet waren, konnte ich mich davon überzeugen, dass die Zusammendrückbarkeit weit davon entfernt war als konstant zu gelten. Deshalb gewann ich immermehr und mehr die Überzeugung, dass es nötig ist, die Grenzen der Zusammendrückbarkeit sogenannter „homogener" Schichten zu bestimmen. Für Tonschichten kann eine solche Untersuchung leicht gemacht werden. Es genügt, aus einem Bohrloch ungestörte Proben des betreffenden Bodens aus verschiedenen Tiefen zu entnehmen und die Druckfestigkeit zu bestimmen. Auf diese Weise fand ich, dass man selten einen „homogenen" Ton antrifft, dessen Druckfestigkeit nicht um ca 50% vom Mittelwerte schwankt.

Viel schwieriger sind derartige Untersuchungen in Sandschichten, weil man mit Hilfe normal ausgeführter Bohrungen keine ungestörten Proben bekommen kann. Vor 6 Jahren, als ich die relative Dichte einer mächtigen Sandschichte im südlichen Teil der inneren Stadt von New York zu untersuchen hatte, konstruierte ich einen Spülbohrapparat mit einer Einrichtung zur Bestimmung des Eindringungswiderstands eines Kegels. (Kurze Beschreibung siehe Terzaghi: „Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen", *Bautechnik* 1930, H. 31 & 32). Eine verbesserte Ausführung dieser „Spülsonde" wird gegenwärtig benützt bei der Unternehmung „Sondages, Etanchements, Consolidations, Procédés Rodio" in Paris. Das linksstehende Diagramm in Abb. 22 gibt eine Widerstandskurve, die mit diesem Apparat erhalten wurde und rechts findet man die Ergebnisse von Probebelastungen in einem Schacht, die mit einer Lastfläche von 1 Qu-Fuss in verschiedenen Tiefen in der Nähe des Bohrloches ausgeführt wurden. Diese Ergebnisse dienten als Grundlage für die Deutung der Kegeldruckproben mit der Spülsonde. Sie lieferten auch die folgenden Anhaltspunkte: Die Bodenpressung, welche erforderlich war, um eine Eindringung von 1 cm zu erzeugen, bewegte sich zwischen 1.8 und 3.6 kg/cm² und die Eindringung, welche einer Bodenpressung von 3 kg/cm² entspricht, liegt zwischen 0.85 und 3.0 cm [1]). Weitere Anhaltspunkte ähnlicher Art wurden an verschiedenen Orten der Erde aus Ergebnissen von Probebelastungen erhalten, die auf dem Boden von Baugruben in Sand ausgeführt wurden. Aus meinen eigenen Versuchen und aus anderen in verschiedenen Veröffentlichungen enthaltenen habe ich folgende vorläufige Schlussfolgerungen gezogen:

Wenn ein Boden nach den Bohrergebnissen homogen zu sein scheint, schwankt die Bodenpressung, die erforderlich ist, um bei einer Probebelastung mit einer Lastfläche von 900 cm² 1 cm Setzung zu erzielen, zwischen 1.5 und 3.5 kg/cm². Diese Schwankungen sind viel geringer als jene, welche z.B. dem Verhältnis zwischen der Zusammendrückbarkeit von sehr dicht gelagertem und sehr losem Sand entsprechen. Trotzdem sind sie bedeutend genug. Wir wenden uns nun der Frage zu, welche Wirkung solche Schwankungen auf den Unterschied zwischen der Grundform und der natürlichen Form der Setzungsfläche ausüben.

Abb. 23, *a* bis *c* zeigt drei typische Fälle. In jedem Bild ist das oberste Diagramm ein Schnitt durch den Boden. Der Buchstabe „*S*" deutet den Sitz der Setzung an. Die schraffierten Flächen stellen jene Zonen dar, in welchen die Zusammendrückbarkeit dreimal so gross ist als in dem benachbarten Material derselben Schichte. Die Ordinaten der punktierten Linien über der Bodenoberfläche sind gleich der Belastung je Flächeneinheit. In den unteren Diagrammen geben die strichlierten Linien die Grundform, die voll ausgezogenen Linien die natürliche Form der Setzungsfläche an. Die Grundform entspricht der Setzung, welche einträte, wenn die inhomogene Schicht durch eine gleichartige Schicht mit einer mittleren Zusammendrückbarkeit des natürlichen Bodens ersetzt würde.

[1]) Während der letzten Jahre kamen einige anderen Methoden auf, die dazu dienen sollen, Widerstandskurven in Sandschichten zu erhalten. Ich nenne das Verfahren von Wolfsholz (Belastung des Bodens eines Bohrloches), Kögler (Belastung der Seitenwand eines Bohrloches), Burckhardt (Beobachtung während des Rammens eines Hohlpfahles). Die „Degebo" in Berlin untersucht die Möglichkeiten um Widerstandskurven mittels seismographischer Beobachtungen zu erhalten, wobei die Erschütterungen künstlich erzeugt werden. Kürzlich gelang es Prof. Buisman in Delft ungestörte Sandproben zu gewinnen mit Benützung des „Shellperm"-Verfahrens der N.V. De Bataafsche Petroleum Maatschappij. Eine Bitumen-Dispersion wird durch ein Bohrloch in den Sand injiziert, die Probe herausgeholt und darnach das Bindemittel durch eine Lösung entfernt. Der ursprüngliche Gedanke, das „Shellperm-Verfahren" der „Bataafsche Petroleum Mij." zur Entnahme von ungestörten Sandproben zu verwenden, rührt von Dr. Ing. W. Bernatzik, Fa. Rodio & Co. S.A., Mailand und Paris, her.

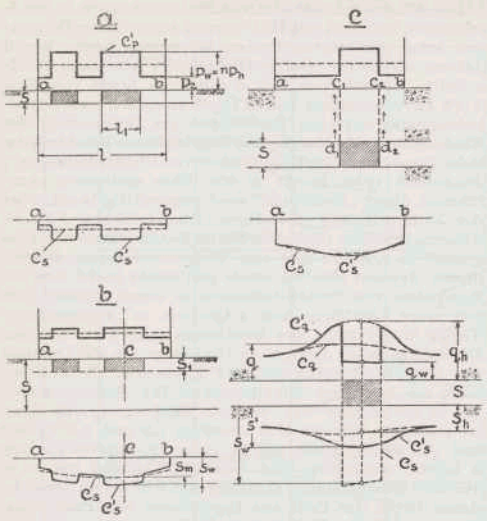


Abb. 23.

Im Falle Abb. 23, *a* sollen sich die weichen Stellen (schraffiert) durch die volle Höhe „*S*" ausdehnen. Die Belastung soll aus einem schmalen, parallel zur Bildebene verlaufenden Streifen bestehen. Deshalb ist die Grundform eine Waagerechte und die natürliche Form der Setzungsfläche C_S' eine gebrochene Linie, mit einem Verhältnis 1 : 3 zwischen den kleinsten und den grössten Ordinaten.

Im Falle 23, *b* sollen sich die weichen Stellen nur durch einen Teil „S_1" des Sitzes „*S*" der Setzung erstrecken und die Lastfläche sei quadratisch. Unter diesen Voraussetzungen ist die Grundform C_S muldenförmig und der relative Unterschied zwischen den Ordinaten der Flächen C_S und C_S' ist bedeutend kleiner als der relative Unterschied zwischen der mittleren und der grössten Zusammendrückbarkeit des Bodens innerhalb der Zone „S_1".

Im Falle Abb. 23, *c* erstrecken sich die weichen Stellen durch die volle Höhe „*S*" und die Lastfläche ist quadratisch. Die obere Grenze des Raumes „*S*" liegt in beträchtlicher Tiefe unter der Bodenoberfläche. Die Grundform C_S ist eine flache Mulde. Sobald die weiche Stelle unter der Last nachgibt, entwickeln sich Scherspannungen längs der Schnitte c_1d_1 und c_2d_2 innerhalb der überlagernden wenig zusammendrückbaren Schicht. Dadurch wird ein Teil der Belastung auf die widerstandsfähigeren Teile der Schichte „*S*" übertragen. Als Folge davon wird die Wirkung der weichen Stelle auf die Form der Setzungsfläche verhältnismässig unbedeutend sein und wir erhalten als natürliche Form eine Kurve C_S', die nur wenig von C_S abweicht.

Alle unsere Formeln für Setzungsberechnungen beziehen sich auf Erdstoffe, die in waagerechter Richtung homogen sind und wir haben keine theoretische Methode, die uns gestattet, den Einfluss weicher Stellen in dem belasteten Baugrund zu berücksichtigen. Um diese Schwierigkeit zu überbrücken, arbeiten wir mit „äquivalenten Belastungen", die in den oberen Diagrammen der Abb. 23 durch dicke voll ausgezogene Linien angegeben sind. Unter der äquivalenten Belastung" wollen wir jene Belastung verstehen, die in einem homogenen Baugrund dieselbe Setzungsfläche

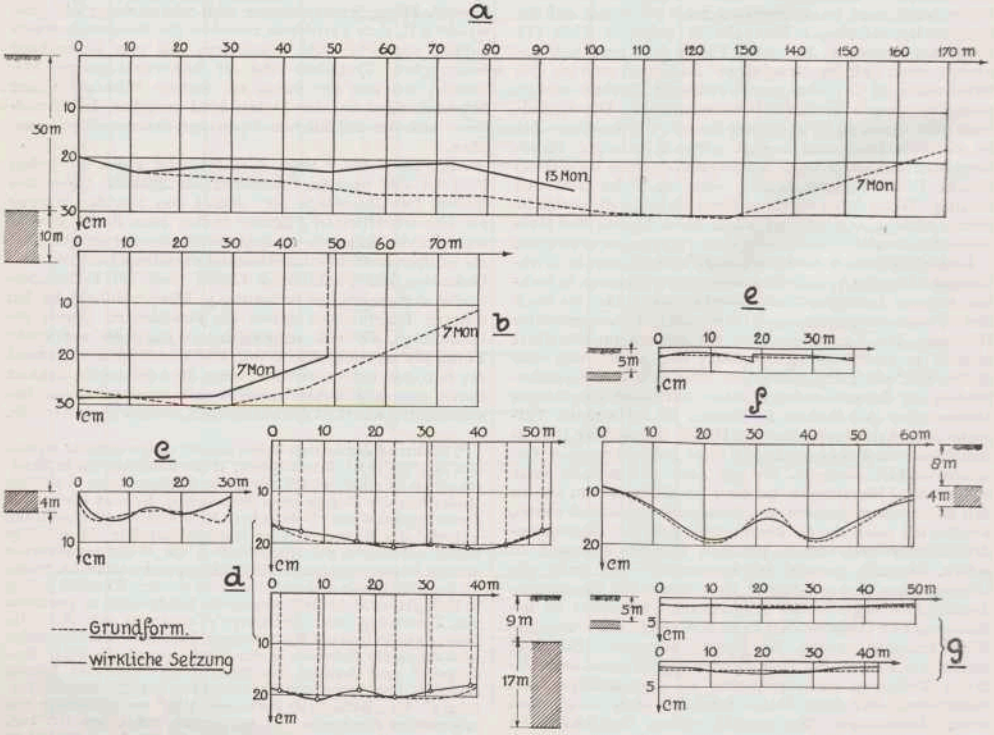


Abb. 24.

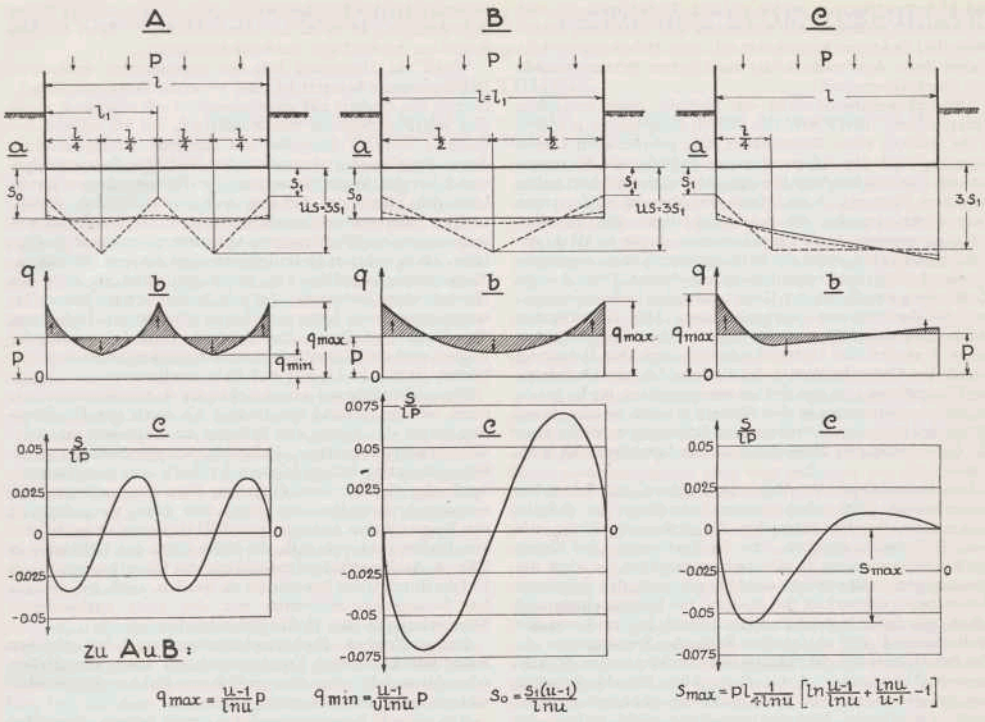


Abb. 25.

hervor bringt, wie die wirkliche Belastung im wirklichen Boden. Diese Methode setzt uns in die Lage, die natürliche Form der Setzungsfläche für einen Boden mit weichen Stellen rasch überschläglich zu bestimmen.

Entsprechend den in Abb. 23 veranschaulichten theoretischen Erwägungen sollte die relative Grösse des Unterschiedes zwischen der Grundform und der natürlichen Form der Setzungsfläche sehr rasch abnehmen, wenn die mittlere Tiefe des Sitzes der Setzung zunimmt. Diese Schlussfolgerung wird durch praktische Erfahrungen in offensichtlicher Weise bestätigt. In jedem Diagramm der Abb. 24. *a* bis *g* stellt die strichlierte Linie die mit Hilfe der Gleichungen von Boussinseq hergeleitete Grundform, die volle Linie die wirkliche Setzung und die schraffierte Fläche der Sitz der Setzung dar. Abb. 24. *a* bezieht sich auf den Fall, der in Abb. 6 bis 8 erläutert wurde. Die Tonschicht, in welcher der Sitz der Setzung lag, war nicht einmal nach den Bohrergebnissen homogen; jedoch war der Sitz der Setzung in bedeutender Tiefe unter der Bodenoberfläche gelegen, ähnlich der zusammendrückbaren Schicht in Abb. 23, *c*. Deshalb ist der Unterschied zwischen den beiden Setzungsformen geringfügig. Abb. 24, *c* zeigt das Setzungsbild des in Abb. 3 dargestellten Behälters. Der Sitz der Setzung befindet sich unmittelbar unter dem Behälterboden. Deshalb sollte der Unterschied zwischen den beiden Setzungsformen den Schwankungen in der Zusammendrückbarkeit des Bodens verhältnisgleich sein. Um diese Schlussfolgerung zu überprüfen, suchten wir die härtesten und weichsten Stellen auf und führten auf jeden derselben Probebelastungen mit 900 cm² Lastfläche aus. Die für 1 cm Setzung erforderliche Bodenpressung war 2.2 bzw. 1.3 kg/cm². Der Schnitt Abb. 24, *c* zeigt die Setzungskurve längs eines Durchmessers, der durch die härteste und weichste Stelle geht.

Die Diagramme *e* und *g* der Abb. 24 beziehen sich auf Ziegelmauern der Gebäude Abb. 5 und 20. Diese Mauern ruhen auf stehenden Pfählen, die ihre Last auf eine feste Schotterschicht übertragen. In solchen Fällen ist die Grundform eine gerade, waagerechte Linie und die natürliche Setzung spiegelt die Schwankungen des Widerstandes der obersten Lage der Schotterschicht wieder. Infolge der Trägerfestigkeit der Mauern muss die gemessene Setzungsfläche viel einfacher und glatter verlaufen als die natürliche Setzungsform. Trotzdem ist der Unterschied zwischen der wirklichen Setzung und der Grundform verhältnismässig gross. Andrerseits ist der grösste Unterschied zwischen wirklicher und theoretischer Setzung in den Fällen Abb. 24, *d* und *f*, wo der Sitz der Setzung sehr tief liegt, nur ein kleiner Bruchteil der maximalen Setzung. Nichtsdestoweniger — und dies ist sehr wichtig — ist die Wirkung der Grundform auf den Sicherheitsfaktor des Bauwerkes gering im Vergleich mit der Wirkung der geringen Abweichungen von der theoretischen Setzungsform. So ist in Abb. 24, *d* die grösste Nebenspannung in den Eisenbetontraggliedern infolge der theoretischen Setzungsform 14 kg/cm², während die wirkliche Nebenspannung (E_{Beton} = = 210000 kg/cm²) 54 kg/cm² beträgt.

Abb. 24, *f* ist ein Beispiel einer Setzung, welche zu einer teilweisen Zerstörung der betreffenden Eisenbetonkonstruktion führte. Die Deckenkonstruktionen dieses Bauwerkes sind von komplizierten Netzen von Rissen durchsetzt.

Wegen der wichtigen Wirkung örtlicher Schwankungen des Widerstandes des Bodens auf den Sicherheitsfaktor der darüber liegenden Bauwerke untersuchte ich diese Wirkung für verschiedene Gebäudearten unter Zugrundelegung einfacher Annahmen. Die Ergebnisse irgend einer Untersuchung dieser Art hängt wesentlich von den folgenden drei Bodenfaktoren ab: die mittlere Zusammendrückbarkeit des Bodens, das Verhältnis „*u*" zwischen der grössten

und kleinsten Setzung unter gleicher Bodenpressung und der Abstand zwischen der weichsten und härtesten Stelle. Diese drei Faktoren kombiniert mit dem Belastungssystem finden ihren Ausdruck in der natürlichen Setzungsmulde und deren Querschnitt.

Abb. 25 veranschaulicht ein Beispiel einer einfachen Untersuchung dieser Art. Die oberen Diagramme *a* zeigen je die Ansicht einer Ziegelmauer. Die gebrochenen Linien darunter sind die entsprechenden natürlichen Setzungsformen. Für den Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens nahm ich einen Wert $u = 3$ an. Wenn die Mauern vollkommen starr wären, würden die Setzungen durch die geraden, voll ausgezogenen Linien gegeben sein; da sie in Wirklichkeit biegsam sind, wird die Setzung ungefähr so aussehen, wie durch die strichlierten Linien angedeutet. Diese leichte Krümmung wurde bei der Berechnung der Nebenspannungen in den Mauern vernachlässigt. Die schraffierten Flächen in den Diagrammen der zweiten, waagerechten Reihe *b* stellen die Unterschiede zwischen der Belastung p und den Gegendrücken q des Bodens dar; die Ordinaten der Diagramme *c* in der dritten waagerechten Reihe geben die Schubspannungen in den Mauern wieder, welche durch die ungleichmässige Verteilung der Bodengegendrücke über die durchlaufenden Mauerfundamente hervorgerufen werden.

Die Schaubilder in Abb. 25, *c* führen zu folgenden interessanten Schlussfolgerungen betreffend die Schubspannungen in sich setzenden Ziegelmauern. Wenn wir von der Tatsache absehen, dass die Verformung der Mauer die Scherspannungen herabzusetzen trachtet, so sind die Spannungen vollkommen unabhängig von der mittleren Zusammendrückbarkeit des Bodens. Sie hängen einzig und allein von dem Ungleichförmigkeitsgrad „u" und von der Wellenlänge 1_1 der natürlichen Form der Setzungslinie ab. Das heisst, dass für die Mauern auf durchlaufenden Fundamenten (Diagramme *A* bis *C* in Abb. 25) die grössten Spannungen gerade von jenen Faktoren abhängen, welche durch die übliche Bodenuntersuchung nicht aufgedeckt werden und die daher als Elemente des reinen Zufalls angesehen werden müssen.

Ähnliche Untersuchungen wurden auch bzgl. der Spannungen in bewehrten Betonkonstruktionen durchgeführt. Sie führten zu ähnlichen Ergebnissen bis auf die Tatsache, dass die Spannungen in solchen Bauwerken zu einem grossen Teil auch von der mittleren Zusammendrückbarkeit des belasteten Baugrundes abhängen. Aber auch hierbei spielen die Nebenspannungen infolge der stets vernachlässigten Werte „u" und „1_1" eine bedeutende Rolle.

Vor etwa sechs Jahren wies ich auf die Wirkung untergeordneter, geologischer Einzelheiten auf den Sicherheitsfaktor von Staudämmen (*Proc. of the Inst. of Min. and Metall. Eng.*, New York, 1929) und warnte vor der Verwendung von statistischen Mittelwerten. Wenn wir nicht in der Lage sind, einen für die Sicherheit eines Bauwerkes hervorragend wichtigen Faktor zu bestimmen, so müssen wir die allerungünstigsten Möglichkeiten annehmen, weil die erfolgreiche Ausführung eines früher gebauten Objektes auf ähnlichem Baugrund sehr wohl einem Glücksfall zuzuschreiben sein kann. In ähnlicher Weise dienen die obigen Bemerkungen dazu, die Wirkung untergeordneter geologischer einzelheiten auf den Sicherheitsfaktor von Gebäuden aufzudecken. Da wir niemals in der Lage sind bei Einhaltung eines vernünftigen Kostenvoranschlages für Bodenuntersuchungen die Werte „u" und „1_1" zu bestimmen, sind wir gezwungen, die ungünstigsten Möglichkeiten zu berücksichtigen, wozu vor allem Erfahrung nötig ist.

Zusammenfassung.

Leider habe ich augenblicklich noch nicht genügend reiche Erfahrung, abgesehen von meiner eigenen, die naturgemäss sehr beschränkt ist. Diese Erfahrung zusammen mit den Ergebnissen einfacher theoretischer Überlegungen, wie in Abb. 25 veranschaulicht, führt zu den folgenden vorläufigen Schlussfolgerungen.

Wenn ein Baugrund mit der sogenannten zulässigen Bodenpressung belastet ist, und wenn die Zusammendrückbarkeit des Bodens mit zunehmender Tiefe abnimmt, muss eine mittlere Setzung von 2 oder 2½ cm als normal betrachtet werden. Dasselbe gilt für eine Pfahlgründung, deren Tragfähigkeit hauptsächlich auf dem Spitzenwiderstand beruht. Wenn ausserdem die Bohrergebnisse innerhalb des Sitzes der Setzung auf einen ziemlich gleichartigen Baugrund schliessen lassen, dann bleiben die Schubspannungen in Ziegelmauern von untergeordneter Bedeutung. In bewehrten Betontraggerippen können die Sekundärspannungen infolge von Setzungen mehr als 50% der theoretischen betragen. Jedoch haben diese Sekundärspannungen noch keine sichtbaren Wirkungen. Daher hat die darin enthaltene Unsicherheit keinerlei praktische Folgen und der Eigentümer des Bauwerkes kann sich einbilden, dass sein Objekt auf Fels fundiert ist.

Wenn die Setzung eines Gebäudes 5 cm überschreitet, dann werden sowohl die Bauart als auch die Ungleichförmigkeit des Sitzes der Setzung zu Faktoren von hervorragender Bedeutung. Falls der Sitz der Setzung ziemlich gleichartig ist, so können Gebäude aus Ziegelmauerwerk eine Setzung von mehreren Fuss ohne schwere Beschädigung aushalten. Sie reissen nur dann, wenn ein Teil der Konstruktion auf einem verhältnismässig unnachgiebigen Boden ruht, wie z.B. die linke Seite des Gebäudes in Abb. 4. Andrerseits laufen Gebäude mit Eisenbetongerippen Gefahr durch Risse beschädigt zu werden, auch bei scheinbar homogenen Schichten mit den stets vorhandenen Schwankungen des Bodenwiderstandes.

Unter gleichen Bodenverhältnissen und bei gleicher Empfindlichkeit der Tragkonstruktion kann der Erfolg oder Misserfolg von dem zufälligen Faktor des Seitenwiderstandes im Baugrund abhängen.

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, dass das Eisen in statisch unbestimmten Eisenbetonkonstruktionen auch bei relativ günstigen Fundierungs-Verhältnissen bis an die Streckgrenze beansprucht wird, wobei der Beton von Zugrissen durchsetzt wird. Eine Zunahme der Setzungen über das kritische Mass hinaus bewirkt lediglich eine Zunahme der Zahl und Weite der Risse bei praktisch unveränderter Beanspruchung der Baustoffe. Eine bescheidene Rissbildung im Beton ist im allgemeinen unschädlich und beeinträchtigt höchstens das Aussehen des Bauwerkes. Infolgedessen wäre es unwirtschaftlich den Versuch zu unternehmen, diese Rissbildung zu verhindern. Sobald jedoch die Zahl und Weite der Risse ein gewisses Mass überschreitet liegt die Gefahr vor, dass die Eiseneinlagen im Laufe der Zeit durch Rostbildung zerstört werden, womit der Einsturz des Bauwerkes in den Bereich der Möglichkeit tritt. Infolgedessen ist es unerlässlich, bereits beim Entwurf des Bauwerkes eine angenäherte Vorstellung von der Grösse und Verteilung der zu erwartenden Setzungen zu haben und einer unzulässig ausgiebigen Rissbildung entweder durch Dehnfugen oder durch einen steifen Gründungs-Rost entgegenzuwirken. Es gibt nur wenige Fälle, in denen es unmöglich ist, ein neu zu entwerfendes Bauwerk den zu erwartenden Setzungen anzupassen. Gefährlich und verhängnisvoll sind bloss die unvorhergesehenen Setzungserscheinungen. Infolgedessen ist es eine der wichtigsten Aufgaben der Zukunft, Verfahren zur näherungsweisen Vorhersage der Setzungen zu schaffen. Die vorangegangenen Ausführungen haben gezeigt, dass die Vorhersage von Setzungen nicht bloss eine gründliche Kenntnis der Mechanik der Vorgänge, sondern auch jene Sorte von Erfahrung erfordert, die bloss durch gewissenhafte und lückenlose Setzungs-Beobachtungen an fertigen Bauwerken erworben werden kann.

(*Fortsetzung folgt*).

De toepassings-mogelijkheden van verschillende getijberekeningen

door

ir. J. TH. THIJSSE.

Overzicht van de voor getijberekeningen beschikbare methoden. — Gevallen, waarin de toepassing van elk dezer methoden in aanmerking komt.

In de laatste jaren bestaat, zoowel in het buitenland als hier te lande, een groeiende belangstelling voor de berekening van de getijbeweging in randzeeën, zeearmen en benedenrivieren. Ook de artikelen van den heer DRONKERS en van ir. J. P. MAZURE resp. in *De Ingenieur* no. 34 (blz. B. 181) en no. 41 (blz. B 212) 1935 geven van deze belangstelling blijk. In beide opstellen wordt de aandacht gevestigd op de door LORENTZ, in verband met de afsluiting van de Zuiderzee, ontwikkelde berekeningsmethode. Dit feit, alsmede de omstandigheid, dat ik in den laatsten tijd eenige malen met vakgenooten van gedachten wisselde omtrent de vraag, welke resultaten men van deze berekening mag verwachten en welke niet, geeft mij aanleiding thans op deze vraag in te gaan.

Bij het voortplanten van de getijgolven uit de diepe oceanen in de ondiepe randgebieden, speelt een groot aantal omstandigheden een rol. Dientengevolge is het onmogelijk zich mathematisch volkomen exact van de voortplanting rekenschap te geven. Bij alle berekeningen zal dus meer of minder benaderend te werk moeten worden gegaan. Van het doel dat men nastreeft hangt af, hoe ver men met benaderen zal gaan en dus welke berekeningsmethode zal worden gekozen.

1. Een allereerste benadering wordt verkregen, wanneer men gebruik maakt van de formules voor de wrijvingslooze voortplanting van lange sinusoïdale golven met een zeer kleine amplitude door rechte prismatische kanaalvakken. Men legt op deze wijze uitsluitend verband tusschen de verticale beweging van den waterspiegel en de versnelling en vertraging van de waterdeeltjes in horizontale richting. Er wordt afgezien van het feit, dat de beweging van de deeltjes met weerstand gepaard gaat, evenzoo van de omstandigheid, dat omstreeks hoogwater een grooter doorstroomingsprofiel beschikbaar is dan tijdens laagwater en van nog verscheidene complicaties meer.

Ondanks al die benaderingen kan deze wijze van doen over het algemeen een vrij goede uitkomst opleveren omtrent de tijden, die met de *voortplanting* van de golf door de verschillende kanaalvakken zijn gemoeid. Ook de verschijnselen van geheele of gedeeltelijke terugkaatsing van golven en de daarmee samenhangende interferenties worden in verscheidene gevallen goed weergegeven.

Een groot voordeel van de rekenmethode is, dat de gebruikte differentiaalvergelijkingen kunnen worden geïntegreerd en dat daardoor de berekening eenvoudig en weinig tijdroovend is. Zelfs gecompliceerde netten van kanalen, zooals bijvoorbeeld het stelsel van onze benedenrivieren en zeearmen er een vormt, kunnen nog zonder bezwaar worden doorgerekend. Voor elke plaats wordt de geheele getijbeweging gevonden als een vector, die door twee grootheden volledig gedefinieerd is.

2. De methode is echter niet meer bruikbaar, wanneer men wil weten, welke *demping* de golven ondergaan tengevolge van den bewegingsweerstand. De grootte (amplitude) van de verticale getijbeweging en de sterkte van den stroom op elke plaats van het net van kanalen is van de demping afhankelijk en wel in des te sterkere mate, naarmate de wrijvingsweerstand een grootere rol bij de beweging gaat spelen. In gebieden, zooals onze benedenrivieren, de Waddenzee en de vroegere Zuiderzee, zijn de wrijvingskrachten van de zelfde orde van grootte als die, welke in verband staan met het versnellen en vertragen van de stroomen. De demping is daar dan ook zeer sterk. De golven, die tusschen de Waddeneilanden naar binnen kwamen, waren bij het bereiken van de zuidelijke kust der Zuiderzee tot ongeveer een tiende deel van haar oorspronkelijke grootte gedempt en de getijgolven, die de rivieren oploopen, gaan, na een zekeren afstand te hebben afgelegd, tengevolge van de wrijving geheel en al te niet.

Hier moet dus een methode worden toegepast, waarbij rekening wordt gehouden met de wrijving. Ongelukkigerwijze is de grootte van de wrijving ongeveer evenredig met de tweede macht van de stroomsnelheid en wanneer men de wrijving overeenkomstig deze wet in de bewegingsvergelijkingen invoert, komt men tot formules, die niet kunnen worden geïntegreerd.

LORENTZ voerde daarom een weerstand in, die evenredig is met de eerste macht van de stroomsnelheid. Hij beging dus een benadering, doch verkreeg daardoor integreerbare formules. Met deze formules is het weder goed mogelijk om ingewikkelde geulensystemen door te rekenen. Bij de Zuiderzeeberekeningen ging men zelfs tot een geulennet, dat uit 55 kanaalvakken bestond. (Verslag Staatscommissie-LORENTZ, fig. 29 en tabel 6). De berekening hiervan werd in duplo uitgevoerd door twee personen, die er ruim een maand mee bezig waren. Al vertegenwoordigt dit nog een flinke hoeveelheid werk, men behoeft er toch niet voor terug te schrikken, wanneer de te bereiken uitkomst van belang is.

Daar de vergelijkingen lineair zijn, zal men, uitgaande van een zuiver sinusoïdaal verloopend getij in volle zee, voor alle punten van het kanalennet een beweging vinden, die, zoowel verticaal als horizontaal (stroom), door een sinusoïde kan worden voorgesteld. Amplitude en phase van zoo'n sinusoïde (of grootte en richting van den vector, die daarmede overeenkomt) zijn de beide gegevens, die het verloop van de beweging volledig bepalen.

Een aantal proefberekeningen is verricht om na te gaan, welken invloed de ingevoerde benaderingen op de uitkomsten hebben. Zonder uitzonderingen hebben deze berekeningen tot een bevredigend resultaat geleid. Ook in gevallen, waarbij de weerstand, die zich tegen de beweging verzet, een zeer belangrijke rol speelt, of in gebieden, waar de doorstroomingsprofielen bij laagwater slechts een klein gedeelte zijn van die bij hoogwater, wordt de werkelijke getijbeweging in amplitude en phase goed weergegeven door de berekening. Er moet dan uiteraard voor worden gezorgd, dat de coëfficiënt, die de grootte van den benaderden (lineairen) weerstand bepaalt, de juiste waarde heeft. Deze waarde is gedefinieerd door formule (14), die op blz. 98 van het verslag van de Staatscommissie-LORENTZ voorkomt. Ook moeten de — over de geheele getijperiode constant gedachte — doorstroomingsprofielen met oordeel worden gekozen.

Op de benedenrivieren kan men eveneens met voordeel van de methode-LORENTZ gebruik maken; er treedt hier echter een complicatie op in den vorm van den afvoer van het bovenwater, die zich op de getijbeweging superponeert. Hierdoor kan de stroom gedurende een getijperiode niet meer een zuiver sinusvormig verloop hebben: de hoeveelheid water, die door een willekeurig dwarsprofiel stroomt, moet tijdens den ebstroom grooter zijn dan bij den vloedstroom.

Ir. MAZURE geeft in het aangehaalde artikel een weg aan, die kan worden gevolgd om in dit geval goede resultaten te verkrijgen. Met deze uitbreiding kan de methode-LORENTZ dus ook op de benedenrivieren uitsluitsel geven omtrent de sterkte (amplitude) en de phase van het getij, alsmede over de snelheid van de stroomen en de tijdstippen van kentering. Men kan er den invloed mee nagaan, dien een ontworpen wijziging in het geulennet op de getijbeweging zal hebben. Het is bijvoorbeeld mogelijk zich

een oordeel te vormen omtrent de stroomsterkten, die in een doorsteek of in een vernauwde geul zullen optreden, ondanks het feit, dat de weerstand slechts benaderend in rekening wordt gebracht, dat met constante, gemiddelde doorstroomingsprofielen wordt gewerkt, dat de niveauveranderingen, die met de kracht van BERNOULLI samenhangen, worden verwaarloosd, en dergelijke meer.

In veel gevallen zal men met een zoodanige uitkomst kunnen volstaan; dit was bij de Zuiderzeeberekeningen steeds het geval. Echter laat de methode ons in den steek, wanneer het noodig is de details van de beweging te kennen. In ondiep water ondergaan de getijgolven een vervorming en deze vervorming wordt met de methode LORENTZ niet gevonden. Zij ontstaat juist tengevolge van het feit, dat de weerstand niet evenredig is aan de stroomsnelheid, maar nagenoeg aan de tweede macht daarvan. Ook de wisselingen in diepte hebben een vervorming tengevolge, evenals de krachten van BERNOULLI. Deze factoren beïnfluenceeren ook den middenstand, waaromheen de getijbeweging zich afspeelt.

Wil men een dubbelen vloedkop, een agger, of een dergelijk verschijnsel nagaan, of weten in hoeveel tijd de stroom bij de kentering wisselt van een bepaalde snelheid in één richting tot een zekere snelheid in de andere richting, dan zal men niet kunnen volstaan met de methode-LORENTZ, maar moet een volgende benadering worden toegepast. Dit is ook het geval, wanneer het noodig is nauwkeurig te weten hoe de middenstand van plaats tot plaats verandert.

3. Er bestaan verscheidene methodes om een getijberekening uit te voeren met inachtneming van een quadratischen weerstand en zoodoende een oordeel te krijgen over de *vervorming* van de getijgolven. Men kan dan niet meer over een geheele getijperiode integreeren, doch verdeelt de periode in kleine stukjes, die afzonderlijk worden doorgerekend. Dientengevolge neemt de hoeveelheid werk in zeer sterke mate toe en men zal zich dan ook dienen te beperken tot een zeer eenvoudig geulennet.

Een dergelijke methode is aangegeven door prof. ir. G. H. DE VRIES BROEKMAN, ter gelegenheid van het onderzoek van de buitengewoon hooge waterstanden, die in 1916 op den Rotterdamschen Waterweg zijn voorgekomen (*De Ingenieur* 1916, nos. 29 en 49). In Duitschland maakt men veelal gebruik van de methode-REINEKE (*Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands* 1921); een Belgische publicatie is de methode-BONNET (*Annales des Travaux Publics de Belgique* 1922—1923). Bij één der voor de afsluiting van de Zuiderzee benoodigde berekeningen was het noodig met een quadratischen weerstand te werken en hiervoor ontwikkelde LORENTZ een methode, die in het verslag van de Staatscommissie als de „exacte methode" is aangeduid [1]). De formules konden eenvoudig worden gehouden, doordat de verandering in de grootte van de doorstroomingsprofielen gedurende het beschouwde tijdvak niet van veel belang was en dus kon worden verwaarloosd. Van deze omstandigheid maakte LORENTZ gebruik door nieuwe eenheden voor tijd en lengte in te voeren, wat het rekenwerk in aanzienlijke mate verkortte. Desondanks is de berekening nog zeer tijdroovend. Dit komt hierdoor, dat het noodig is een schatting te doen omtrent de stroomsterkte, die op elk oogenblik aan het begin van de door te rekenen geul optreedt. Deze schatting moet zoo lang worden gewijzigd, tot de uitkomst voldoet aan een andere grensvoorwaarde, namelijk, dat het verloop van den waterstand aan het einde van de doorgerekende geul overeenkomt met wat daarvoor is waargenomen.

Wij hebben hier dus te doen met een rekenmethode, die een stap verder gaat dan de gewone methode-LORENTZ en dus verder in details van de beweging kan doordringen. Wordt in den gepubliceerden vorm geen rekening gehouden met de veranderlijkheid van de doorstroomingsprofielen, het is gemakkelijk om dat wel te doen. Men moet dan alleen ingewikkelder formules accepteeren.

Dit doet de heer DRONKERS. Zijn berekeningswijze met den quadratischen weerstand komt overeen met de „exacte methode" van LORENTZ. De formules (9)—(14) zijn analoog aan de nummers (59)—(64) van de Staatscommissie. Dat er uiterlijk verschil bestaat, wordt veroorzaakt doordat:

a. LORENTZ de eenheden-transformatie toepast, doch DRONKERS, die de veranderlijkheid van de diepten in rekening wil brengen, dit niet doet;

b. LORENTZ termen bijvoegt voor den invloed van den wind (het gaat om de beweging tijdens storm), doch

c. DRONKERS dit doet voor den invloed van het opperwater, omdat zijn berekening is bedoeld voor rivieren, en

d. LORENTZ de reeksen afbreekt na den derden term, DRONKERS na den tweeden.

Dat de methode tot goede uitkomsten kan leiden, toont het door den heer DRONKERS vermelde voorbeeld van het riviervak van Poortershaven. Men ging daar uit van verticaal getij en stroom, die aan het begin van het vak waren gemeten, zoodat de stroomkromme dus niet behoefde te worden geschat. De voor het einde van het vak berekende getijlijn stemde goed met de waarneming overeen. Blijkbaar is men voor dit betrekkelijk korte vak ver genoeg gegaan en is de invloed van de BERNOULLI-termen, die nog zijn verwaarloosd, hier gering.

In de methode-DE VRIES BROEKMAN worden ook deze termen in rekening gebracht, maar daarbij is het rekenwerk wederom heel wat omvangrijker dan voor de „exacte methode" van LORENTZ.

4. Een enkele maal komt het voor, dat een reeds in de open zee vervormde getijgolf binnendringt in een gebied, waar de verdere vervorming, veroorzaakt door den niet-lineairen weerstand en wisselende diepte, niet sterk meer is. Men kan dan eenig inzicht verkrijgen in den vorm van de getijlijnen door een „lineaire" berekening toe te passen.

Dit is bij het Zuiderzee-onderzoek gebeurd om te weten te komen of na de afsluiting bij de uitwateringsluizen laag afloopende laagwaters waren te verwachten en ook om een betere schatting te verkrijgen omtrent de hoogte van den waterstand, die zonder wind kan worden bereikt.

De golf in open zee wordt ontleed in enkelvoudige harmonischen (Fourier-analyse); van elke partieele golf wordt met de gewone lineaire berekening de binnenwaartsche voortplanting nagegaan. De weerstandcoëfficiënt moet hier met oordeel worden gekozen.

Ook de heer DRONKERS geeft een rekenwijze aan, die in een dergelijk geval kan worden gebruikt. Hij neemt in de berekening, volgens de „exacte methode" (reeksontwikkeling), den weerstand evenredig met de snelheid, en houdt de diepten constant, zoodat een lineaire berekeningswijze ontstaat. De Fourier-analyse is nu niet noodig; daartegenover staat, dat nu weer de schatting van den „beginstroom" noodig is. Wellicht zal toepassing van deze rekenwijze bij een enkele onvertakte geul nu en dan sneller tot een uitkomst leiden dan de werkwijze van LORENTZ, die daarentegen bij een net van geulen wel steeds in het voordeel zal zijn. De grens van toepassing is voor beide methoden dezelfde.

Resumeerende kan men zeggen, dat in principe de getijberekeningen zoo nauwkeurig kunnen worden uitgevoerd, als men wil, wanneer men er slechts den tijd voor over heeft. Van het doel, dat men wil bereiken, hangt af, welke methode zal worden gekozen.

In onze ondiepe wateren zal men slechts zelden den stroomweerstand geheel mogen verwaarloozen. Wenscht men de sterkte van het getij en de grootte van de stroomsnelheid, benevens de phasen daarvan, te leeren kennen, dan verschaft de gewone (lineaire) methode-LORENTZ betrouwbare uitkomsten, ook voor de benedenrivieren.

[1]) Het principe van deze methode is beschreven in par. 84, de verdere uitwerking in de par. 96—103 en 158, de numerieke uitvoering in bijlage 11.

Moet men bovendien weten, op welke wijze de getijgolf zich zal vervormen of op welk niveau de middenstand zal liggen, dan is het noodig een omslachtige rekenwijze te kiezen. Het hangt van de omstandigheden af, hoe dan te werk wordt gegaan. Is het tijverschil betrekkelijk klein ten opzichte van de waterdiepte, dan kan de „exacte methode" in den door LORENTZ gegeven vorm worden gebruikt. Anders moet de diepte als veranderlijke grootheid worden ingevoerd; men verkrijgt dan de formules ongeveer zooals de heer DRONKERS ze neerschreef. Is er, van plaats tot plaats, groot verschil in stroomsnelheid, dan is men gedwongen om ook de BERNOULLI-termen op den koop toe te nemen.

Ook de centrifugaalkracht en de invloed van de aardrotatie (kracht van CORIOLIS) behoeven slechts in bijzondere gevallen in rekening te worden gebracht.

* * *

Naschrift.

Een der bezwaren, welke in de beschouwingen van irs. MAZURE en THIJSSE naar aanleiding van het artikel van drs. J. J. DRONKERS naar voren werden gebracht, is, dat de nieuwe berekeningsmethode bewerkelijk zou zijn. Het is logisch, dat in het algemeen meer gecijferd zal moeten worden naarmate men de nauwkeurigheid wil opvoeren.

Bij quaesties van rivierverbeteringen met de daarmede in verband staande stroomveranderingen en dijkverhoogingen is eenig uitgebreid rekenwerk reeds spoedig verantwoord, omdat de risico's bij niet-betrouwbare berekeningen zoo groot zijn. Gewoonlijk zal hierbij de uiterste exactheid, welke redelijkerwijze nog te bereiken is, gevraagd worden.

Ir. MAZURE neemt, in zijn nog niet aan de practijk getoetste wijzigingen, in de formules van LORENTZ als beginsel aan alles te verwaarloozen, wat niet de periode van het hoofdgetij bezit. Zooals uit bijgaande figuur, waarin eenige voorbeelden werden gegeven, blijkt, begint men dan op sommige plaatsen met verwaarloozingen van niet minder dan 20 à 40 % in de maxima, op andere met $1^1/_4$ à $1^3/_4$ uren in den tijd dezer maxima. Indien deze verschillen later als correctie in de einduitkomsten zouden kunnen worden aangebracht, zou dit niet zoo erg zijn, doch een bepaald peil is hierop niet te trekken en het kan worden aangetoond, dat men met het verwaarloozen van dergelijke „bovengetijden" zeer voorzichtig moet zijn. Zij beïnvloeden weder het hoofdgetij zelf.

In de Zuiderzee was de beginafwijking van het hoofdgetij niet zoo belangrijk en was ook de landwaartsche vervorming der getijden niet zoo uitgesproken.

Toen dezerzijds naar een methode voor de berekening van benedenrivieren werd gezocht, lag natuurlijk voor de hand eerst de Zuiderzeemethode te volgen en het ook door ir. MAZURE aangehouden eenvoudige superpositiebeginsel betreffende het opperwater toe te passen. Meerdere berekeningen werden op deze wijze opgezet, doch telkens bleek hoe groot de verschillen met de werkelijkheid waren. Ook ir. MAZURE heeft het plan een dergelijke toetsing alsnog uit te voeren.

De methode-DRONKERS is reeds lang geleden getoetst aan nauwkeurige metingen en eerst gepubliceerd, nadat zij getoond had bruikbaar te zijn in de praktijk van de benedenrivieren. Blijkens voorafgegane berekeningen mocht de EERNOULLI-term overal worden verwaarloosd.

Voor ingewikkelde gevallen is niet aan te raden om onmiddellijk de meest exacte formules toe te passen, doch liever met eenvoudige te beginnen en trapsgewijze de nauwkeurigheid te verhoogen. De door DRONKERS gegeven wijziging van de LORENTZ-formules geniet daarbij de voorkeur boven die van MAZURE, daar zij vlugger tot het doel leidt. Pas aan het eind trachte men de uitkomsten te verfijnen en te toetsen met de meer exacte formules. Het is voor nauwkeurige berekeningen niet verantwoord dezen laatsten stap achterwege te laten.

Dat de nieuwe methode, zooals ir. THIJSSE beweert, overeenkomt met de „exacte methode" van LORENTZ, is onjuist, daar bij de laatste noch opperwaterafvoer, noch een hellende bodem, noch een veranderlijke diepte tengevolge der getijwisselingen werd aangehouden. Reeksontwikkeling, zoowel als een oplossing van de differentiaalvergelijkingen, uitgaande van de lineaire weerstandsbetrekking $W = kv$, die in het rapport-LORENTZ een hoofdrol vervult, was sinds lang gemeengoed (zie b.v. Wien: Lehrbuch der Hydrodynamik 1900, waarin reeds de invloed van wrijving op eb en vloed in principe werd opgelost). Ook het door ir. THIJSSE onder c aangegeven verschil wordt door hem onjuist weergegeven en eveneens hanteert ir. MAZURE het middenstandsvlak verkeerd, terwijl hij ook niet geheel vasthoudt aan het door LORENTZ gegeven verband tusschen lineairen en quadratischen weerstand, doch dit betreft details, waarop hier niet verder zal worden ingegaan.

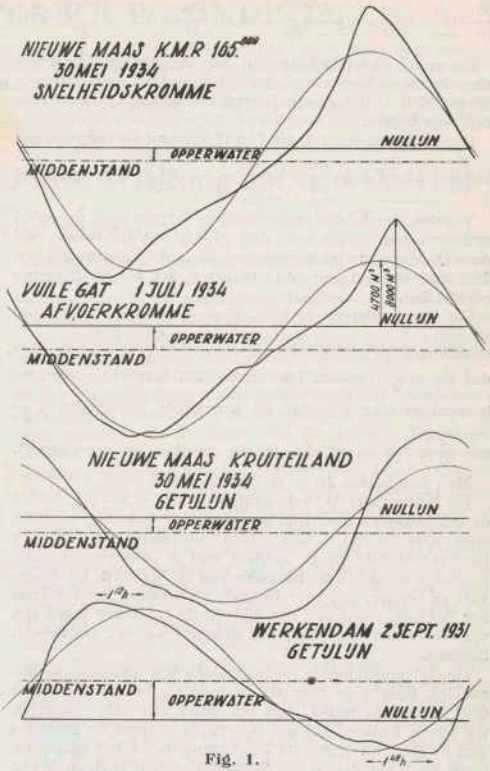


Fig. 1.

Het gaat hier niet om propaganda te maken voor de een of andere school, doch om de voorspellingen zoo nauwkeurig mogelijk te doen zijn. Dat de grens van toepassing of de grens der nauwkeurigheid van beide methoden dezelfde zou zijn, wordt dezerzijds op grond van ervaring met beide methoden op het gebied van het berekenen van de getijden in onze benedenrivieren ontkend.

Het verschil zit natuurlijk in de verwaarloozingen. Dit verwaarloozen is niet ieders werk. Men moet daarbij steeds nauw contact houden met de werkelijkheid.

Bijvoorbeeld volgen uit de door ir. MAZURE genoemde betrekkingen (1), (2a) en (3a) de vergelijkingen:

$$\frac{\partial s}{\partial x} = -B\frac{\partial h}{\partial t} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (I)$$

$$s = bHv + \underline{bhV} + \underline{\underline{bhv}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (II)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + (V+v)\frac{\partial v}{\partial x} = gj - g\frac{\partial h}{\partial x} - kv + \frac{kvh}{H} - k'V + \frac{k'Vh}{H} \quad \text{(III)}$$

De enkel onderstreepte zijn aan de gewone LORENTZ-vergelijkingen toegevoegd, terwijl de dubbel onderstreepte de getijden van hoogere frequentie voortbrengen, welke zijn weggelaten.

Door s te elimineeren uit I en II ontstaat de vergelijking:

$$bH\frac{\partial v}{\partial x} + bV\frac{\partial h}{\partial x} + bh\frac{\partial v}{\partial x} + bv\frac{\partial h}{\partial x} = -B\frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{..... (Ia)}$$

Worden de dubbel onderstreepte termen met de enkel onderstreepte vergeleken, dan blijkt, dat de eerste, die door ir. MAZURE zijn weggelaten, de laatste gedurende een deel van het getij op vele plaatsen der benedenrivieren overtreffen.

Bij Poortershaven is bijv. $V = \pm$ 15 en $v_{max} =$ 140 cm/sec., zoodat de weggelaten termen $v\frac{\partial h}{\partial x}$ en $\frac{kvh}{H}$ ten tijde, dat de getijstroomen hun maximum bereiken, ongeveer 9 maal grooter zijn dan de aanvaarde grootheden $V\frac{\partial h}{\partial x}$ en $\frac{k'Vh}{H}$. (k en k' zijn in dit geval bijna even groot).

Men houdt dus 10 % en verwaarloost 90 %.

Bij Krimpen is de verhouding minder ($\pm$ 2½ : 1), omdat de getijstroom v daar minder groot is ten aanzien van den opperwaterstroom V. Hoe verder naar boven, des te minder bezwaar bestaat er de termen met v te verwaarloozen, zoodat uiteindelijk de formules van ir. MAZURE, bij Jaarsveld of hooger, vrij bevredigende uitkomsten zouden kunnen hebben, maar ook dan blijven de bezwaren tegen het verwaarloozen van alles, wat afwijkt van het hoofdgetij, bestaan.

De bovengenoemde verwaarloozingen oefenen hoofdzakelijk tijdens de maxima invloed uit en het zijn juist deze uitersten, welke men het liefst zoo exact mogelijk wil leeren kennen. Bij een dezerzijds volgens de formules van ir. MAZURE opgezette berekening, bleek het laagwater reeds voor een vak in den Rotterdamschen Waterweg van 10 km lengte 10 cm te verschillen.

Ir. J. VAN VEEN.
Drs. J. J. DRONKERS.

BOEKENNIEUWS.

A. VAN RINSUM. **Der Abflusz in offenen natürlichen Wasserläufen.** Berlin 1935. W. Ernst & Sohn. 34 blz. met 25 fig.

De auteur van deze brochure neemt aanstoot aan het empirische, benaderende karakter van de bekende formule voor de strooming in rivieren en kanalen $v = C\sqrt{RI}$ en is in het bijzonder afkeerig van de invoering van het begrip: „gemiddelde snelheid in een dwarsprofiel". Ter verbetering leidt hij allereerst uit eenige stroommetingen op Elbe en Rijn een „wet" af, volgens welke de snelheidsverdeeling in een verticaal door een ellips kan worden weergegeven. Daarna stelt hij een afvoerformule op, waarbij niet het dwarsprofiel als factor optreedt, doch de uitdrukking $\int h^{3/2}\,db$ (waarin h de diepte en b de breedte voorstelt), terwijl bovendien beschouwingen worden gewijd aan den in deze formule optredenden, een analoge rol als de constante van CHÉZY spelenden, coëfficiënt.

Zijn kritiek is gedeeltelijk juist, wat vooral uitkomt bij de beschouwing van twee strooken met ongelijke diepte naast elkaar. Zou men in dat geval rekenen met het totale dwarsprofiel en daarvoor de gemiddelde snelheid beeijferen, dan komt men tot onjuiste resultaten. Het is algemeen bekend, dat in zoo'n geval (b.v. een rivier met winterbed en uiterwaarden) iedere strook afzonderlijk, met zijn eigen dwarsprofiel en hydraulischen straal, moet worden berekend. Was de afvoerconstante C voor beide strooken dezelfde, dan komt deze wijze van doen inderdaad neer op het maatgevend stellen van de grootheid $\int h^{3/2}\,db$. Doch, dat in werkelijkheid C voor twee strooken van verschillende diepte niet constant is, wijst erop, dat ook het invoeren van de, door den schrijver voorgestelde grootheid voor een samengesteld profiel geen betrouwbare oplossing waarborgt. En voor een normaal, enkelvoudig rivierprofiel geeft het gebruik van den hydraulischen straal (gemiddelde diepte) voldoend nauwkeurige resultaten en is de tijdroovende integratie van de $^3/_2{}^e$ macht van de diepte overbodig.

Het cardinale punt is, dat zoowel de snelheidsverdeeling in het dwarsprofiel als de afvoercoëfficiënt worden bepaald door de turbulentie van den stroom: een uiterst moeilijk probleem, ten opzichte waarvan de hydrodynamici (in het bijzonder PRANDTL en TAYLOR) nog slechts de eerste schreden in de richting van een exacte behandeling hebben gezet. Elke, niet hierop gebaseerde behandeling draagt noodzakelijk een empirisch, benaderend karakter, waaraan als hoofdeisch moet worden gesteld, dat zij op vlotte wijze tot practisch betrouwbare resultaten leidt. Hieraan voldoet de gebruikelijke formule van CHÉZY, indien bij het kiezen van C de noodige voorzorgen worden genomen. Dat, op een wijze als in deze brochure beschreven, in dit opzicht van belang zijnde verbeteringen kunnen worden bereikt, is een illusie. Om deze reden is deze studie practisch van weinig waarde, terwijl zij op theoretisch terrein verwarrend kan werken door de overschatting van de met hydraulische methoden te bereiken nauwkeurigheid.

Ir. J. P. MAZURE.

A. H. NAYLOR. **Siphon Spillways.** London 1935. E. ARNOLD & Co. XI + 83 blz., 40 fig. en 16 foto's. Prijs 8 sh. 6 p.

Dit heldere prettig lezende boekje behandelt de toepassing van heveloverlaten bij groote stuwdammen, waarvoor men in Engeland lang min of meer huiverig is geweest, doch waarvan de schrijver zich een uitgesproken voorstander toont. Het cardinale punt hierbij is, dat de hevel automatisch vol moet gaan werken, zoodra de waterstand eenigszins boven de onderzijde van de topdoorsnede is gestegen. Van de inrichtingen, die daarbij een verwijderen van de nog aanwezige lucht moeten bewerken, wordt een uitvoerig overzicht gegeven, terwijl daarnaast beschouwingen worden gewijd aan den hevelafvoer bij volle werking en de wijze, waarop men ontgronding door den overstortenden straal dicht bij den damvoet voorkomt. Waar noodig, wordt een theoretische behandeling gegeven; o.a. bevat het werkje een duidelijke beschrijving van het grafisch construeeren van stroom- en potentiaallijnen.

In het laatste deel wordt een uitvoerig overzicht gegeven van de overwegingen, welke bij den Laggandam in Schotland tot de gekozen constructiewijze hebben geleid. De auteur is terecht van meening, dat op deze wijze meer inzicht wordt bijgebracht dan door een beknopte opsomming van een reeks uitgevoerde constructies. Alles tezamen een geslaagd werkje, waarvan feitelijk jammer is, dat het behandelde onderwerp voor zoo weinig Nederlandsche ingenieurs van belang is.

Ir. J. P. MAZURE.