

Fünzig Jahre Baugrunduntersuchung

Autor(en): **Terzaghi, Karl**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **72 (1954)**

Heft 14

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-61166>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Fünzig Jahre Baugrunduntersuchung

DK 624.131

Von Dr. Karl Terzaghi, Professor an der Harvard University, Cambridge, Mass., USA

Dieser Text entspricht dem Vortrag «Fifty Years of Subsoil Exploration», gehalten von Prof. Dr. K. Terzaghi am 3. Internationalen Kongress für Erdbaumechanik und Fundationstechnik, Schweiz 1953, übersetzt von Ing. H. Bickel.

Einleitung

Wenn ich heute zu Ihnen über die Baugrunduntersuchung der letzten fünfzig Jahre spreche, so tue ich dies fast gänzlich auf der Basis persönlicher Erfahrungen. 1906 stand ich als junger Ingenieur in einer Unternehmerfirma das erste Mal einem Fundationsproblem gegenüber, und seit dieser Zeit haben mir die Probleme der Erforschung des Untergrundes andauernd Gelegenheit zum Nachdenken verschafft und auch Sorgen bereitet.

Im Jahre 1906 war die Haltung des Ingenieurstandes gegenüber den Fragen der Erforschung des Untergrundes nicht wesentlich anders als sie schon anno 1806 gewesen war. Die zulässige Belastung des Untergrundes unter Einzel- oder durchlaufenden Fundamenten wurde geschätzt, indem man einen Probeschacht bis auf die Tiefe des vorgesehenen Fundamentes aushob und dann den Boden der Schachtsohle prüfte. Ich war selbst Zeuge, wie ein Vorarbeiter diese Prüfung mit dem Absatz seines Stiefels vornahm, ohne ein Gerät zu gebrauchen, und die zulässige Bodenbelastung wurde an Ort und Stelle auf Grund seines Urteiles festgelegt. Nur ausnahmsweise wurde die Schachtuntersuchung noch durch die Vornahme von Belastungsproben vervollständigt. Die Beurteilung der Versuchsergebnisse erfolgte hierbei jeweils unter der optimistischen Annahme, dass die Setzung des Bauwerkes die gleiche sein werde wie diejenige der Versuchsplatte, d. h. unabhängig von Grösse der Fundamentfläche und Bodenprofil. Solche Versuche wurden z. B. um 1907 auf der Baustelle für ein grosses Dampfkraftwerk in Konstantinopel in der Türkei vorgenommen, wobei man zum Schlusse kam, dass die Setzung der Anlage die Grössenordnung eines Zentimeters nicht überschreiten werde. Im Jahre 1920, d. h. zur Zeit, als ich meinen ersten Bericht über den Zustand der Anlage verfasste, betrug allein schon die Setzungsdifferenz zwischen den einzelnen Bauteilen mehr als 20 cm.

Die benötigte Rammtiefe für Fundamentpfähle wurde entweder durch das Einrammen von Probepfählen oder mittels Sondierstange bestimmt und die zulässige Pfahlbelastung dann mittels einer der bestehenden Pfahlformeln berechnet. Nur besonders gewissenhafte Projektverfasser unternahmen Pfahlbelastungsproben. Dieses Verfahren wurde in grossem Masstab um 1912 auf der Baustelle für das Massachusetts Institute of Technology in Cambridge, Mass., angewandt. Gestützt auf etwa siebzig Ramm-, Belastungs- und Zugversuche wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Setzung des Bauwerkes nur die Grössenordnung eines Zentimeters betragen werde. Zwanzig Jahre nach Beendigung des Baues betrug die maximale Setzung etwa 20 cm, hervorgerufen durch fortschreitende Verdichtung einer Tonschicht, in welche die Pfähle gerammt worden waren.

Probebohrungen wurden zur Erforschung des Untergrundes an Baustellen tiefer Einschnitte verwendet, weniger häufig an Dammbaustellen. Im Jahre 1907 machten meine Arbeitgeber eine Festpreisofferte für den Bau einer Betonschergewichts-Staumauer in einem engen Erosionstal in den transylvanischen Alpen. Auf der Baustelle wurden keine Probebohrungen ausgeführt und die Unternehmer, die eine Offerte einreichten, hatten die selbe auf ihrer eigenen Schätzung über die nötige Fundamenttiefe zu basieren. Diese letztere ergab sich dann zu 18 m anstelle der geschätzten 6 m, und die Baukosten wurden noch weiter erhöht durch bösartige Rutschungen, die in die Baugrube niedergingen. Zwei Jahre später entwarf und baute die selbe Firma einen Betondamm in den Alpen, welcher auf einer Kiesschicht fundiert war. Während der ersten Füllung des Stauees barst die Staumauer durch Grundbruch, wahrscheinlich infolge ungenügender Tiefe der Spundwand. Das wurde dann als «höhere Gewalt» ausgelegt, und niemand wurde deswegen ernstlich gerügt.

Ich sah die erste Bohrinstallation erst fünf Jahre nachdem ich meine praktische Berufslaufbahn begonnen hatte. Die Bohrwerkzeuge, die dabei verwendet wurden, bestanden aus Spiralbohrern, Hohlbohrern und Schlamm-pumpen in einer

Ausführung, deren Form sich seit der Französischen Revolution kaum geändert hatte. Die Tonproben, die mittels dieser Werkzeuge gewonnen wurden, waren vollständig gestört und deuteten nicht einmal an, ob der Ton weich oder steif sei. In den Vereinigten Staaten war die Spülbohrmethode weit verbreitet. Das Verfahren stammte wahrscheinlich vom Bau des Erie-Kanals in oder vor der Mitte des 19. Jahrhunderts. Aufschlüsse über die Beschaffenheit der von der Bohrung durchfahrenen Schichten wurden dadurch erhalten, dass von Zeit zu Zeit das Spülwasser in einem Kübel aufgefangen und dann die am Boden abgesetzten Sedimente untersucht wurden. Ähnliche Verfahren wurden von einigen Wahrsagern im griechischen Altertum angewandt, um zukünftige Begebenheiten vorauszusagen, und ihre Resultate waren ebenso zuverlässig.

Entnahme von ungestörten Tonproben

Die erste gründliche Abweichung von den althergebrachten Methoden zur Untersuchung des Untergrundes brachte der Entwurf und Gebrauch von Werkzeugen zur Gewinnung von Tonproben in verhältnismässig ungestörtem Zustand. Der Anstoss hiezu wurde durch zwei voneinander unabhängige Umstände geliefert. Im Jahre 1916 publizierte K. E. Petersson die Beschreibung eines praktischen Verfahrens zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors gegen das Abrutschen von Böschungen, die von weichem Ton unterlagert sind. Um das Verfahren anwenden zu können, muss die Scherfestigkeit des Tones bekannt sein. Ungefähr zur gleichen Zeit beobachtete die Schwedische Geotechnische Kommission, die mit Untersuchungen über die Stabilität von Tonböschungen längs den Eisenbahnlagen in Südschweden beschäftigt war, dass die Störungen in der Struktur des Tones, die durch den Einfluss der verwendeten althergebrachten Entnahmewerkzeuge verursacht wurden, die Scherfestigkeit des Tones stark vermindern können, und zwar in Beträgen von 50 bis 95 %. Um verhältnismässig ungestörte Proben zu erhalten, verwendete die Kommission ein zylindrisches Rohr durchfahrenen Schichten wurden dadurch erhalten, dass von etwa 5 cm Innendurchmesser (Anonymus*) 1922), welches die Entwicklung der modernen Probeentnahmegeräte einleitete.

Nachdem ich 1925 die Konsolidationstheorie veröffentlicht hatte, wurde durch Versuche festgestellt, dass die Störungen in einer Tonprobe ebenfalls einen entscheidenden Einfluss auf die Beziehungen zwischen Druck und Porenziffer von Tonen ausüben (Casagrande 1932). Diese Entdeckungen lieferten den Anstoss dazu, dass die Verfahren für die Gewinnung von ungestörten Tonproben immer mehr verbessert und Untersuchungen angestellt wurden, um den Einfluss der Wandstärke der Entnahmeapparate und der Geschwindigkeit ihrer Einpressung in den Boden auf die Störung der Proben festzustellen. Diese Untersuchungen wurden unter dem Patronat der American Society of Civil Engineers durchgeführt und ihre Resultate in einem Buch von M. J. Hvorslev (1948) veröffentlicht, das eine unversiegbare Quelle von Angaben betreffend die Entnahmetechnik von Proben darstellt. Schliesslich entwickelte das Schwedische Geotechnische Institut in Stockholm ein Folien-Entnahmeapparat, der den Eintritt des Tones in das Entnahmerohr erlaubt, ohne dass dadurch die Aussenschicht der Probe durch Seitenreibung gestört wird (Kjellman 1950).

Das weitaus eindrucksvollste Beispiel für den praktischen Wert der neuen Entnahmeverfahren ist der gegenwärtige Stand der Bodenuntersuchung und der Projektierung von Fundationen in Mexiko City. Die Stadt steht auf Seeablagerung mit aussergewöhnlich regelmässiger Schichtung. Bild 1 zeigt ein typisches Bodenprofil. Unterhalb einer Tiefe von etwa 60 m ist der Untergrund praktisch unzusammen-drückbar. Die obersten 60 m der Ablagerung enthalten zwei Lagen mit einer totalen Mächtigkeit von rd. 36 m, die mit UC

*) Siehe Literaturverzeichnis am Schluss des Aufsatzes

und LC bezeichnet sind und aus einem Ton mit ungewöhnlichen Eigenschaften bestehen. In jeder der beiden Lagen ist der natürliche Wassergehalt des Tones praktisch unabhängig von der Tiefe. Aus 5636 Proben wurde ein mittlerer Wassergehalt von 254,1 % festgestellt, was bedeutet, dass im Ton das Wasservolumen ungefähr sechsmal grösser ist als das Volumen der Feststoffe (Mar-sal 1952). Noch in 30 m Tiefe wurden Proben mit einem Wassergehalt von 400 % entnommen. Der natürliche Wassergehalt entspricht ungefähr der Fließgrenze des Tones. Im Plastizitätsdiagramm (Bild 2) liegen die Punkte des Mexiko-Tones auf einer Geraden, welche die A-Linie in einem sehr kleinen Winkel schneidet. Trotz des ausserordentlich hohen Wassergehaltes des Tones beträgt die mittlere Druckfestigkeit bei ungehinderter Seitendehnung im ungestörten Zustand bis zu 0,86 kg/cm². Die Konsolidationskennziffern dieses Tones sind aus Bild 3 ersichtlich. Sobald die Belastung des Tones einen gewissen kritischen Wert (p_c in Bild 3) überschreitet, bricht dessen Struktur zusammen, und es ereignen sich katastrophale Setzungen. Im Hinblick auf diese eigenartigen Eigenschaften des Mexiko-Tones bedeutete in früherer Zeit die Erstellung von schweren Bauwerken in dieser Stadt sowohl für den Bauherrn als auch für seine Nachbarn ein Abenteuer mit unbekanntem Folgen. Sobald jedoch die physikalischen Eigenschaften des Mexiko-Tones bekannt wurden, entwickelte man auch Verfahren, um die Fundationen den anormalen Untergrundeigenschaften anzupassen. Die Größenordnung der zukünftigen Setzungen kann auf Grund der Ergebnisse von Konsolidationsversuchen an ungestörten Bodenproben zuverlässig vorausgesagt werden, und die Fundamente können selbst für sehr hohe Gebäude so entworfen werden, dass die Setzungen unwesentlich sind. Ohne die Hilfe der modernen Bodenuntersuchungsmethoden hätte dieses Resultat nicht erreicht werden können.

Aehnliche, wenn auch weniger augenfällige Erfolge, zeigten dieses Verfahren für die Gewinnung von ungestörten Tonproben in andern Städten wie Boston, New Orleans und Kairo, welche von weichem Ton unterlagert sind. Wenn hingegen der Ton linsenförmig in sandigen oder schluffigen Ablagerungen vorkommt, würden die Kosten für die Gewinnung und Prüfung von ungestörten Proben den Wert des praktischen Nutzens, der von den erhaltenen Resultaten abgeleitet werden kann, bei weitem überschreiten. In solchen Fällen ist es wirtschaftlicher, einfachere Verfahren anzuwenden, welche ich später beschreiben werde und die Ungewissheiten, die diesen vereinfachten Verfahren anhaften, durch hinreichend vorsichtige Dimensionierung zu kompensieren.

Flügelsonde

Der ursprüngliche Zweck der Verfahren zur Entnahme ungestörter Bodenproben war die Bestimmung der Scherfestigkeit s von Tonen, die Böschungen unterliegen. Auf Grund der Erfahrung kam man zum Schluss, dass der s -Wert annähernd der Hälfte der Druckfestigkeit bei unbehinderter Seitendehnung q_u von ungestörten Proben entspricht (Terzaghi 1936). Trotzdem war es sehr wünschenswert, diese Erfahrungsformel durch die Vornahme von Scherversuchen an Ort und Stelle, d. h. in der natürlichen Lagerung, zu überprüfen. Im gewachsenen Boden kann ein Scherbruch aber nur durch Drehung von Flügeln, die an einer dünnen vertikalen Achse befestigt sind, hervorgerufen werden. Eine solche Flügeleinrichtung wurde wahrscheinlich zum erstenmal in den zwan-

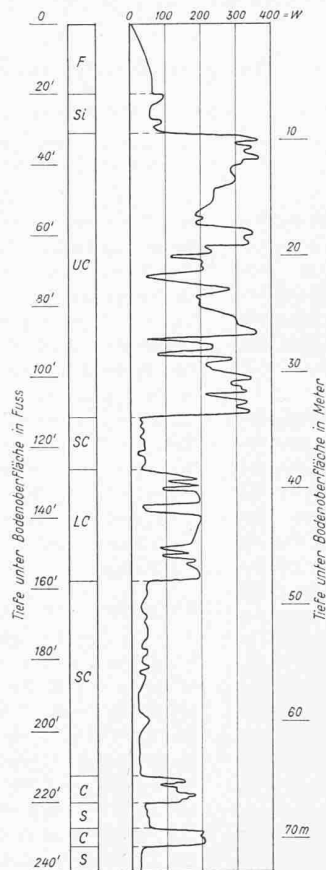


Bild 1. Typisches Bodenprofil aus Mexiko City

- w = natürlicher Wassergehalt in % Trockengewicht
- F = Aufschüttung
- Si = Schluff
- UC = oberer weicher Ton
- SC = steifer sandiger Ton
- LC = unterer weicher Ton
- C = steifer Ton
- S = Sand

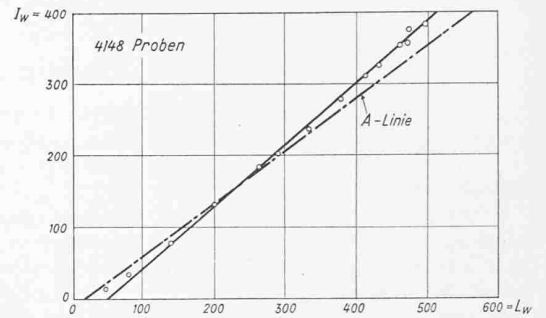


Bild 2. Plastizitätsdiagramm des Mexiko-Tons
 L_w = Fließgrenze in %
 P_w = Plastizitätsgrenze in %
 $I_w = L_w - P_w$ = Plastizitätszahl in %

ziger Jahren anlässlich der Baugrund-Untersuchungen für die Fundierungen der Lidingö-Brücke in Stockholm durch J. Olsson, ein Mitglied der Schwedischen Geotechnischen Kommission, entworfen und gebraucht. Während der darauffolgenden Jahrzehnte baute C. Forssell in Stockholm ähnliche Vorrichtungen. Die Versuchstechnik wurde durch L. Cadling (1950) verbessert, der auch die dem Verfahren anhaftenden Fehlerquellen untersuchte.

Die Versuche mit der Flügelsonde, die durch Cadling und andere vorgenommen wurden, führten zum wichtigen Schluss, dass die Scherfestigkeit eines weichen und empfindlichen Tones in einer Tiefe von mehr als 6 bis 9 m unter der Oberfläche zunehmend grösser wird als $q_u/2$. Daher liegt der Fehler einer Stabilitätsberechnung, die auf der Annahme $s = q_u/2$ beruht, auf der sicheren Seite, vorausgesetzt, dass der tiefste Teil der in Frage kommenden Gleitfläche sich in einer Tiefe von mehr als 6 bis 9 m befindet. Durch die Verwendung der Flügelsonde kann dieser Fehler ausgeschaltet werden.

Dennoch kann die Flügelsonde, ähnlich wie auch alle übrigen vervollkommenen Apparate für die moderne Prüfung des Untergrundes, nur bei bestimmten, mehr oder weniger scharf umrissenen Eigenschaften des Untergrundes mit Vorteil verwendet werden. Wenn der zu untersuchende Ton steif und spröde ist, so erzeugt die Rotation des Apparates einen fortschreitenden Bruch, wodurch eine zuverlässige Auswertung der Versuchsergebnisse undurchführbar wird. Der Sicherheitsfaktor gegen Gleitung von Böschungen über Bändertonen oder Tonen, die dünne Schichten von feinem Sand enthalten, wird im allgemeinen durch den Porenwasserdruck bestimmt, während die s -Werte, die durch die Versuche mit der Flügelsonde gefunden werden, von der Grösse dieses Druckes unabhängig sind. Trotz dieser und anderer Einschränkungen, welche die Verwendung der Flügelsondenmethode begrenzen, hat das Verfahren bei verschiedenen wichtigen Projekten sowohl in Europa als auch in Amerika bereits sehr wertvolle Dienste geleistet, und seine Vorzüge ernten immer mehr Anerkennung.

Entnahme von ungestörten Sandproben

Auf die Entwicklung von zweckmässigen Probeentnahmeapparaten für Ton folgte die Erfindung verschiedener Verfahren für die Entnahme von ungestörten Sandproben. Den Anstoss hiezu gab die Beobachtung, dass eine Aenderung des Porenvolumens eines Sandes auch von einer Aenderung aller übrigen Eigenschaften des Sandes begleitet ist, einschliesslich Winkel innerer Reibung, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit.

Da reiner Sand kohäsionslos ist, bewirkt das Einpressen eines gebräuchlichen Probeentnahmezylinders in lockeren Sand eine Verkleinerung des Porenvolumens, während sich dagegen ein grober Sand ausdehnt. Infolgedessen stellt die Entnahme von Sandproben mit unverändertem Porenvolumen eine schwierige Aufgabe dar. Trotzdem ist das Problem gelöst worden, denn es ist heute möglich, mit Hilfe sehr verschiedener Ver-

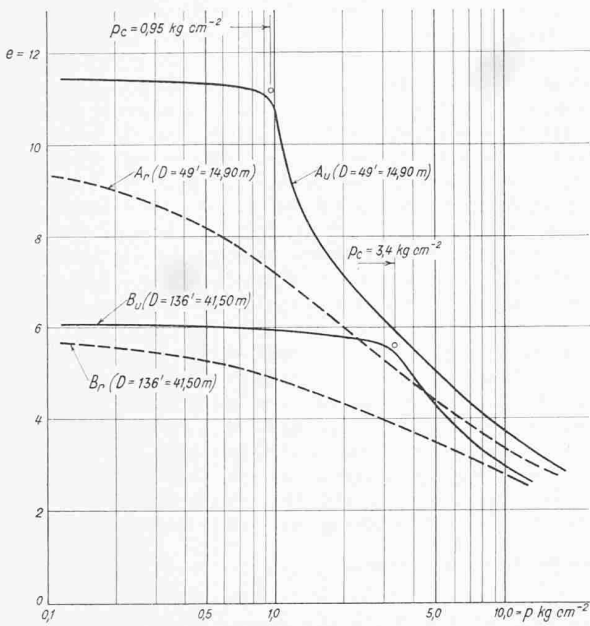


Bild 3. Konsolidationsdiagramm des Mexiko-Tons

- e = Porenziffer
- p = Einheitsbelastung
- p_c = kritische Belastung
- D = Tiefe in Fuss und Meter
- A_u, B_u = Versuche an ungestörten Proben
- A_r, B_r = Versuche an gestörten Proben

fahren praktisch ungestörte Sandproben zu erhalten (Hvorslev 1948). Bevor sich der Ingenieur aber entscheidet, ob er eines dieser Verfahren anwenden will, sollte er sich vergewissern, ob die für ihn nötigen Angaben nicht durch wirtschaftlichere Mittel erhalten werden können.

Die relative Lagerungsdichte von natürlichen Sandablagerungen wechselt im allgemeinen in ganz unregelmässiger Weise, sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung. Selbst wenn in vertikaler Richtung alle 30 cm und in beiden horizontalen Richtungen in Abständen von 15 m je eine Probe entnommen und untersucht würde, wäre es möglich, dass das aus den Versuchsergebnissen gewonnene Profil der Lagerungsdichte gar nicht der Wirklichkeit entspricht. Daher ist es im allgemeinen vorzuziehen, die mittlere Lagerungsdichte einer natürlichen Sandablagerung und ihre Schwankungen innerhalb einer Ablagerung anhand der Resultate von an Ort und Stelle vorgenommenen Kegeleindringversuchen zu beurteilen. Die Eindringung der Sonde in den Untergrund kann entweder durch statischen Druck oder durch Rammschläge erzeugt werden.

Statischer Kegeleindringversuch

Fortlaufende Aufzeichnungen der Schwankungen des statischen Widerstandes von Sand gegen das vertikale Eindringen eines Kegels wurden wahrscheinlich zum erstenmal im Jahre 1929 in New York City gewonnen. Die Einpressversuche bildeten einen Bestandteil der Bodenuntersuchungen auf der Baustelle für eine vierspurige Untergrund-

Schnellbahnlinie unter der Houston- und der Essex-Strasse. In diesem Teil von New York besteht der Untergrund aus einer Ablagerung von fluvio-glazialen Sand, der in einer Tiefe von rd. 24 m auf festem Felsen aufruht. Späterhin wird die Decke der Untergrundbahn Gebäude von 8 bis 15 Stockwerken mit einer Pressung von 2,5 bis 3 kg/cm² zu tragen haben. Während sich die Untergrundbahn noch im Projektstadium befand, wurde ich gefragt, ob es nötig sei, an den für die Errichtung von Gebäuden vorgesehenen Stellen die Untergrundbahn auf Pfähle zu fundieren.

Um diese Frage innerhalb der vorgeschriebenen Zeit beantworten zu können, improvisierte ich die in Bild 4 b dargestellte Kegelsonde. Da es meine Absicht war, den Widerstand des Sandes gegen das Eindringen des Kegels unter von der Tiefe unabhängigen Bedingungen zu messen, versah ich den obersten Teil der Kegelspitze mit kleinen Düsenöffnungen, durch welche feine Wasserstrahlen unter einem Winkel von rd. 45° zur Horizontalen in den Sand eindringen. Diese Art von kegelförmigen Spitzen werden jetzt «Spülspitzen» genannt. Während sich die Spülspitze in bezug auf den unteren Rand des Futterrohres in der Stellung A befindet (Bild 4 b), schaltet die Wirkung der Wasserstrahlen den Ueberlagerungsdruck praktisch aus. Nachdem die Wasserstrahlen den Sand während einigen Minuten aufgewirbelt haben, wird der Wasserzufluss abgestellt. Sobald das Wasser aufhört, aus den Düsen herauszuspritzen, setzt sich der im Wasser suspendierte Sand ab. Jedoch wird das Gewicht des Sandes, der sich oberhalb eines kraterförmigen Raumes befindet, durch die Gewölbewirkung auf den diesen Raum umschliessenden ungestörten Sand übertragen.

Der nächste Schritt bestand darin, den Druck zu messen, der nötig war, um die Kegelspitze in Stufen von zwei Zoll (5 cm) bis zu einer Tiefe von rd. zehn Zoll (25 cm) unterhalb der Sohle des Kraters bis zur Stellung B in Bild 4b einzudrücken. Der benötigte Druck wurde mittels einer hydraulischen Presse, welche gegen die Balken der über der Sondierstelle befindlichen Kellerdecke abgestützt war, auf den hohlen Schaft der Spülspitze ausgeübt (Terzaghi 1930).

Die Einpressversuche wurden an etwa 50 verschiedenen Orten vorgenommen und an jeder Stelle bis zu einer Tiefe von etwa 20 m unter der Strassenoberfläche durchgeführt. Der Einpresswiderstand variierte unregelmässig zwischen 50 und 100 kg/cm². Um die Beziehung zwischen diesem Widerstand und der Setzung des projektierten Untergrundbahnbaues zu ermitteln, hat man an der Stelle, wo die kleinsten Eindringungswiderstände p_c beobachtet worden waren, einen Schacht erstellt und in denjenigen Tiefen, wo das entsprechende Eindringungsdiagramm extreme Werte von p_c anzeigte, Belastungsproben vorgenommen. Diese Tiefen und die zugehörigen p_c -Werte sind in Bild 4a eingetragen. Die Ergebnisse der Belastungsproben, die auf einer Lastplatte mit einer Bodenfläche von einem Quadratfuss (930 cm²) vorgenommen wurden, sind in Bild 4c aufgezeichnet. An den Stellen a bis c in Bild 4a ruhte die Lastplatte auf grobem bis mittelkörnigem, reinem Sand, und die dazugehörigen Last-Setzungskurven sind in Bild 4c als volle Linien a bis c aufgetragen. An den Stellen d bis e ruhte die Platte auf feinem, etwas glimmerhaltigem und schluffigem Sand (gestrichelte Linien d bis e in Bild 4c). Es ist nun aus Bild 4c ersichtlich, dass die Last-Setzungskurven a und f, die einem Eindringungswiderstand von 100 kg/cm² entsprechen, praktisch identisch sind, obschon der Widerstand in den zwei

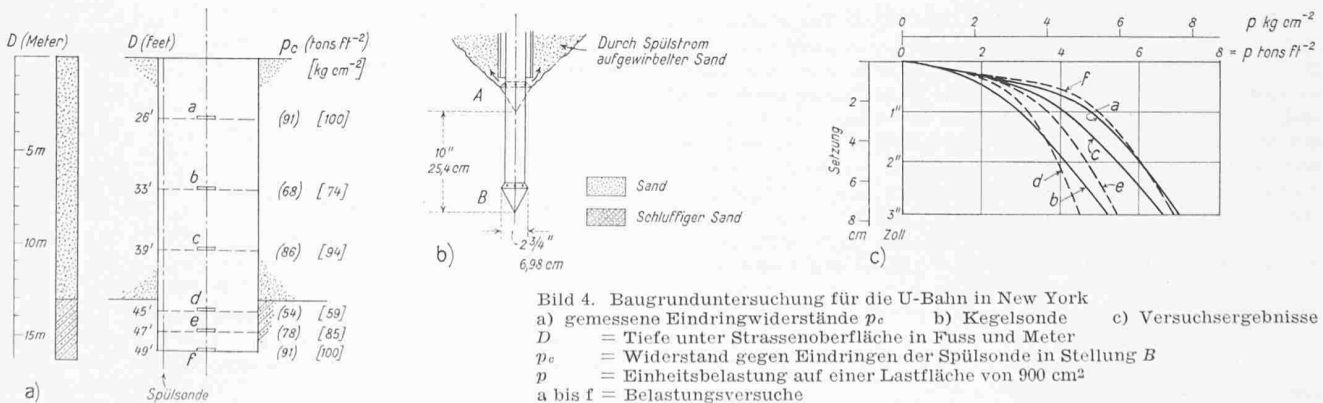


Bild 4. Baugrunduntersuchung für die U-Bahn in New York
 a) gemessene Eindringwiderstände p_c b) Kegelsonde c) Versuchsergebnisse
 D = Tiefe unter Strassenoberfläche in Fuss und Meter
 p_c = Widerstand gegen Eindringen der Spülsonde in Stellung B
 p = Einheitsbelastung auf einer Lastfläche von 900 cm²
 a bis f = Belastungsversuche

sehr verschiedenen Tiefen von 8 und 15 m gemessen wurde. Hieraus geht hervor, dass der Widerstand gegen das Einpressen der Kegelspitze beinahe unabhängig ist von der Tiefe, bei welcher die Einpressung erfolgt.

Bild 4c zeigt, dass die Einheitsbelastung, die nötig ist, um eine Setzung der Lastplatte von einem Zoll zu erzeugen, ungefähr proportional dem Eindringwiderstand p_c ist. Aus dem Vergleich der in Bild 4c dargestellten Versuchsergebnisse mit denjenigen von identischen Versuchen, die bei früheren Gelegenheiten an sehr kompakten und an sehr losen Sanden vorgenommen worden waren, folgerte ich, dass der Sand eine mittlere Lagerungsdichte habe. Die Nettozunahme der infolge des Gewichtes der projektierten Gebäude auf den Sand wirkenden Last dürfte 1,0 bis 1,5 kg/cm² nicht überschreiten, weil der Bau der Untergrundbahn eine Lastverminderung auf den Sand von 1,5 kg/cm² zur Folge hat, welcher Betrag von der Auflast, die vom Gewicht der Gebäude herührt, in Abzug gebracht werden muss. Ich kam deshalb zum Schluss, dass keine Pfahlfundierungen nötig seien.

Ich verzichtete auf die Entnahme und die Prüfung von ungestörten Sandproben, weil die Bauherrschaft der Untergrundbahn nur die Setzungen, nicht aber die relative Lagerungsdichte kennen wollte. Die Zusammendrückbarkeit verschiedener Sande kann bei gleicher Lagerungsdichte sehr verschieden sein, und die Untersuchung der Beziehungen zwischen Zusammendrückbarkeit und relativer Lagerungsdichte für alle Sande, die im Versuchsschacht (Bild 4b) angetroffen wurden, wäre ein grosses und zeitraubendes Unternehmen gewesen. Wenn zudem eine Probe aus zwei Lagen mit verschiedener relativer Lagerungsdichte besteht, sind die Versuchsergebnisse wertlos. Aus diesem Grunde wurde die Methode der Belastungsprobe der Untersuchung der relativen Lagerungsdichte vorgezogen.

Zur selben Zeit, da in New York die Kegelsondenversuche ausgeführt wurden, war A. S. K. Buisman in Holland damit beschäftigt, ein Verfahren für die Bestimmung des Spitzenwiderstandes von in Sand eingerammten Pfählen zu entwickeln. Es besteht kein grundlegender Unterschied zwischen der Kegelsonde nach Bild 4b und der Vorrichtung von Buisman, abgesehen davon, dass die Kegelspitze von Buisman nicht mit Spülöffnungen versehen ist. Infolgedessen trägt der Sand, in welchen diese Spitze eindringt, den vollen Auflastdruck. Das ist die Bedingung, unter welcher Buisman beabsichtigte, den Eindringwiderstand zu messen, weil der die Pfahlspitzen umgebende Sand ebenfalls keine Seitenausdehnung erfährt. In den darauffolgenden zwanzig Jahren haben Buismans Mitarbeiter die Arbeitsweise für die Vornahme von Einpressungsversuchen bis zu einem hohen Grad der Vollkommenheit gebracht und das Verfahren wird nun in vielen Ländern in Verbindung mit der Untersuchung von Baustellen für Pfahlfundationen erfolgreich angewendet. Die Messung des Spitzenwiderstandes wird im allgemeinen kombiniert mit derjenigen der Reibung, die sich der Abwärtsbewegung oder Drehung des Mantelrohres entgegensetzt. Eine ausführliche Darstellung vom gegenwärtigen Stand der Durchführung von statischen Sondeneinpressversuchen bis zum Jahre 1950 ist von B. A. Kantay 1951 veröffentlicht worden. In den letzten paar Jahren haben verschiedene Forscher ihre Einpressungs sondens mit einer kurzen Reibungshülse versehen, die unmittelbar über der Kegelspitze angebracht ist. Dadurch kann die Reibung zwischen der Hülse und dem umgebenden Boden in jeder beliebigen Tiefe der Spitzeneindringung gemessen werden.

Im Zusammenhang mit dem statischen Einpressversuch sind zahlreiche theoretische Untersuchungen ausgeführt worden mit der Absicht, die Beziehungen zwischen den Schercharakteristiken eines Sandes, dem Eindringwiderstand und der Tiefe unter der Bodenoberfläche zu bestimmen. Sie stützen sich alle auf die Annahme, dass die plastische Deformationszone, die durch das Eindringen der Kegelspitze erzeugt wird, die Form einer Zwiebel mit der Pfahlspitze als Mittelpunkt aufweist. Es wird im weiteren angenommen, dass der Druck auf die Oberfläche der Zwiebel unabhängig ist von der Volumenänderung, die mit der plastischen Deformation des Sandes verbunden ist. Keine von diesen beiden Annahmen ist berechtigt. Ist der sich in der Zwiebel befindende Sand sehr dicht gelagert, so ist die Deformation mit einer Volumenausdehnung verbunden, welche eine Zunahme des Druckes auf die Zwiebel zur Folge hat. Ist der Sand hingegen lose ge-

lagert, so bewirkt die Deformation eine Volumenverringern, wodurch der auf die Zwiebel wirkende Druck einen Wert von nahezu Null annehmen kann. Als Folge dieser Verhältnisse sind die Unterschiede zwischen den Eindringwiderständen in dichtem und losem Sand in einer gegebenen Tiefe unter der Oberfläche sehr viel grösser als die bestehenden Theorien erklären können. Selbst wenn es möglich wäre, Gleichungen aufzustellen, welche den Einfluss der Volumenänderung in Betracht ziehen würden, so wäre es fast unmöglich, numerische Werte für die in den Gleichungen vorkommenden Konstanten zu bestimmen. Trotzdem beeinträchtigen die Schwierigkeiten, die den theoretischen Untersuchungen anhaften, in keiner Weise den praktischen Wert des Verfahrens, weil die Auswertung der Eindringwiderstände mit hinreichender Sicherheit auf halbempirischer Basis vorgenommen werden kann. Der einzige ernsthafteste Nachteil der Methode ist die Tatsache, dass der Widerstand des Sandes gegen das Eindringen der Kegelspitze den Betrag von mehreren Tonnen erreichen kann. Die Aufstellung der Zubehöerteile zum Einpressmechanismus ist ein ziemlich beschwerliches Unterfangen, welches den Fortschritt verlangsamt und die Kosten für die Untersuchung des Untergrundes erhöht.

Dynamische Eindringversuche

Im Gegensatz zu den statischen Einpressversuchen benötigen die dynamischen Eindringversuche keine kostspieligen Vorbereitungen. Dies ist der Grund, weshalb die Rammsondierungen viel früher zur allgemeinen Verwendung gelangten als die statischen Sondeneinpressungen. Die Methode entstand ursprünglich als ein sekundäres Ergebnis der Nachfrage nach verhältnismässig ungestörten Bodenproben. Im Jahre 1926 ersuchte ich die Gow Company in Boston, ihre Spülbohrungen durch die Entnahme von «Rammproben» in der Weise zu ergänzen, dass ein Rohrstützen in das untere Ende des Bohrloches eingerammt wird. Ein Jahr später schlug Ing. H. A. Mohr von der Gow Company vor, die Anzahl der Schläge zu zählen, die nötig sind, um das Rohr in den Boden einzurammen, und diese Zahl in das Bohrprotokoll aufzunehmen. Diese Gepflogenheit entwickelte sich dann zu dem Verfahren, das heute in den USA unter dem Namen «standard penetration test» bekannt ist. Der Versuch besteht darin, dass ein Entnahmerohr mit einem äusseren Durchmesser von 5 cm mittels eines 63 kg schweren Rammhämern mit einer Fallhöhe von 76 cm in den Boden des Bohrloches eingerammt und die Anzahl N der für je 30 cm Eindringung benötigten Schläge gezählt wird. N ist hauptsächlich von der Mantelreibung des Entnahmerohres abhängig. Bei dichtgelagertem Sand nimmt N mit zunehmender Tiefe unter der Oberfläche zu, während in sehr losem Sand N von der Tiefe praktisch unabhängig ist. Wegen dieser Tiefenwirkung ist die Beziehung zwischen der Zahl N und der relativen Lagerungsdichte sehr verwickelt. Trotzdem genügt in vielen Fällen die Kenntnis der Veränderungen der Zahl N innerhalb einer Sandschicht für die Beurteilung der wesentlichen Eigenschaften der Ablagerung. In Bild 5 ist ein solcher Fall dargestellt.

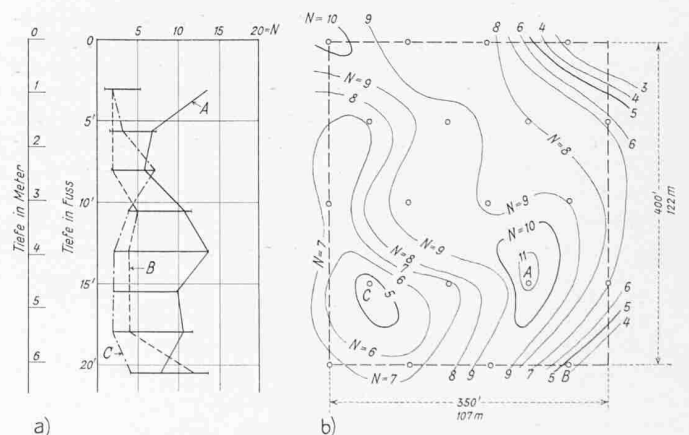


Bild 5. Baugrunduntersuchung für ein Warenhaus

- a) Rammdiagramme b) ermittelte Höhenkurven der Sandoberfläche
 o = Bohrloch
 N = Zahl der Rammschläge auf das Probenentnahmerohr für 1' = 30,5 cm Eindringung

Bild 5 a zeigt drei typische Rammogramme, die mittels des «standard penetration test» (Normal-Ramm-Versuch) auf der Baustelle für ein Warenhaus, das eine Fläche von 122 auf 107 m einnimmt, erhalten wurden. Der Untergrund besteht aus feinem, gleichförmigem Sand äolischen Ursprungs, der in einer Tiefe von 6 m auf dichtgelagertem Kies ruht. Die kräftigen horizontalen Striche stellen den Bereich der Streuungen der *N*-Werte in verschiedenen Tiefen unter der Oberfläche dar. In Bild 5 b sind die Bohrlöcher, in welchen die Versuche vorgenommen wurden, mit kleinen Ringen bezeichnet. Für jedes dieser Bohrlöcher wurde der mittlere *N*-Wert über die ganze Tiefe ermittelt; die in Bild 5 b abgebildeten Kurven stellen die Linien gleicher mittlerer *N*-Werte dar. Da die Erfahrungen gelehrt haben, dass *N*-Werte unter 10 losen Sand andeuten, zeigt Bild 5, dass die Struktur des Sandes in unregelmässiger Weise zwischen locker und sehr locker wechselt. Wegen dieser Verhältnisse wurde beschlossen, die Fundamentplatten des Bauwerkes auf durch den Sand bis in den Kiesuntergrund gerammte Pfähle abzustellen. Durch eine sorgfältigere Untersuchung des Untergrundes, die die Durchführung von statischen Einpressversuchen erfordert hätte, wären nur die Kosten erhöht und die Bauarbeiten verzögert worden, ohne dass man zusätzliche Aufschlüsse von praktischer Bedeutung erhalten hätte, während die *N*-Werte, die als Grundlage für die Projektierung dienten, als Nebenprodukt der Probebohrungen erhalten wurden.

Im Jahre 1931 begann die bautechnische Versuchsanstalt der staatlichen Universität von Ohio mit der Entwicklung eines Verfahrens zur Baugrunduntersuchung für geplante Pfahlfundationen vermittelt dynamischer Eindringversuche, die mit einer Spitzensonde ausgeführt wurden. Oberhalb der Sohle der Fundamente, die von den Pfählen getragen werden müssen, wurde die Stange zum Zwecke der Ausschaltung der

Mantelreibung oberhalb dieser Kote von einem stationären Rohr umgeben (Taylor 1935).

In der Schweiz wird seit vielen Jahren eine dynamische Rammsondiermethode verwendet zur Feststellung von Dichteprofilen von mächtigen Schneedecken an Hängen über Gebieten, die durch Lawinen gefährdet sind. Dieses Verfahren wurde auch den Zwecken der Bodenuntersuchungen angepasst (Haefeli 1944, Stump 1948). Gegenwärtig ist die Untersuchung von Baustellen, die über fluvioglazialen und glazialen Sedimenten gelegen sind, sein wichtigstes Anwendungsgebiet. Wegen der grossen Unregelmässigkeit der Lagerung solcher Ablagerungen müssen die Sondierungen in engen Zwischenräumen vorgenommen werden und die Zeit, die benötigt würde, um eine genügende Anzahl von Sondierungen nach der statischen Einpressmethode auszuführen, wäre unzulässig gross.

Die Auswertung der Rammprotokolle erfolgt im allgemeinen auf einer der bestehenden Pfahlformeln. Gegen alle diese Formeln bestehen aber ernsthafte Bedenken (Cummings 1940). Der Schlag auf das obere Ende der Rammsonde wird durch Druckwellen auf die Kegelspitze übertragen und der Einfluss dieses Vorganges auf die Wirksamkeit der Rammschläge kann bis jetzt noch nicht zuverlässig beurteilt werden. Deswegen erfordert die Auswertung der Rammresultate die Anwendung von halbempirischen Regeln, die aus dem Vergleich der Ergebnisse von statischen Einpressversuchen, Belastungsversuchen oder Setzungsbeobachtungen erhalten werden müssen. In diesem Zusammenhang dürfte es möglich sein, durch die Verwendung der kombinierten Druck-Rammsonde, die von Haefeli in einer Abhandlung des ersten Bandes der Proceedings unseres gegenwärtigen Kongresses beschrieben ist, wertvolle Daten zu erhalten. Mit Hilfe dieser Druck-Ramm-Sonde können sowohl statische als auch dynamische Eindringversuche vorgenommen werden. Schluss folgt.

Übersicht und quantitative Schätzung der schweizerischen Wasserkräfte

DK 621.2

Die im Jahre 1924 als ständige internationale Organisation mit Zentralbureau in London gegründete Weltkraftkonferenz dient als Bindeglied zwischen den einzelnen Zweigen und Fachleuten der Kraft- und Brennstoffwirtschaft aller Länder wie auch zwischen den Ingenieuren einerseits und den Vertretern der Behörden, der Wissenschaft und der Volkswirtschaft andererseits. Die Hauptaufgabe der Weltkraftkonferenz ist, zu beraten, in welcher Weise die Wärme- und Kraftquellen der einzelnen Länder national und international nutzbar gemacht und rationell verwendet werden können. Auf Anregung des damaligen Präsidenten des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, Dr. Ed. Tissot, Basel, wurde ein schweizerisches Nationalkomitee der Weltkraftkonferenz gebildet mit dem doppelten Zweck, in unserem Lande das Interesse an den Bestrebungen der Weltkraftkonferenz zu fördern und eine rationelle Verwendung der Wasserkräfte und Brennstoffe für die Energieversorgung unter Berücksichtigung von nationalen und volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten anzustreben. Im Nationalkomitee sind die Industrie, die Energiewirtschaft, die Wissenschaft, Berufsverbände sowie die eidgenössischen Aemter für Wasser- und Elektrizitätswirtschaft vertreten. In richtiger Erkenntnis der Bedeutung einer rationellen Energiewirtschaft für die nationale Volkswirtschaft gründete der langjährige Präsident des Schweizerischen Nationalkomitees der Weltkraftkonferenz, Direktor E. Payot, Basel, im Jahre 1947 ein Komitee für Energiefragen, in welchem namhafte Fachleute im allgemeinen Interesse ihre Kenntnisse und Erfahrungen ehrenamtlich einsetzen.

Die erste Aufgabe dieses Komitees bestand darin, die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen der verschiedenen Zweige der schweizerischen Energiewirtschaft zu ermitteln und zu prüfen, um zu grundsätzlichen Schlussfolgerungen und Empfehlungen zu gelangen. Das schweizerische Nationalkomitee der Weltkraftkonferenz ist heute in der Lage, die Ergebnisse dieser ersten Etappe der Arbeiten des Energiekomitees vorzulegen. Sie umfassen die folgenden vier Berichte, die je von einem besonderen Arbeitsausschuss aufgestellt worden sind: «Uebersicht und quantitative Schätzung der schweizerischen Wasserkräfte» von Prof. Dr. h. c. E. Meyer-Peter, Dr. h. c. H. Eggenberger, Dr. h. c. A. Zwiggart und Dr. A. Strickler, «Die energiewirtschaftliche Bedeutung von Brennstoffimport und Brennstoffproduktion der Schweiz» von

Prof. Dr. P. Schlüpfer, Dr. H. Deringer und Dr. E. Steiner, «Uebersicht über den gesamten Energieverbrauch der Schweiz im heutigen Zeitpunkt und Schätzung des künftig zu erwartenden, gesamten Energiebedarfes» von Prof. Dr. B. Bauer, Dr. h. c. H. Niesz und Dr. E. Steiner, «Die Wärmepumpe im Energiehaushalt unseres Landes» von Prof. Dr. B. Bauer und Dir. C. Seippel.

Das Komitee für Energiefragen hat mit den vorliegenden Untersuchungen den ersten Teil seines Arbeitsprogrammes, die Beschaffung der Grundlagen, abgeschlossen. Es wird sich nun mit der Bearbeitung von Teilproblemen befassen, so vor allem mit einer eingehenden Untersuchung der Raumheizung, auf die ein bedeutender Teil des gesamten Verbrauches unseres Landes an Energieträgern entfällt. Es sollen unter Berücksichtigung der Kosten der verschiedenen Energieträger einerseits, der Kosten der verschiedenen Gebäudearten andererseits, die volkswirtschaftlich günstigsten Lösungen ermittelt werden.

Der erste der oben genannten Berichte ist in der Zeitschrift «Wasser- und Energiewirtschaft» vom November 1953 erschienen. Seine grundlegende Bedeutung veranlasst uns, über die wesentlichen Teile seines Inhaltes wie folgt zu berichten:

Der Arbeitsausschuss hat die Wasserkräfte der Schweiz in folgende Kategorien eingeteilt:

- I. Am 1. Januar 1947 in Betrieb stehende Anlagen.
- II. Seit dem 1. Januar 1947 neu in Betrieb gesetzte und seither in Bau genommene Kraftwerke.
- III. Noch verfügbare Wasserkräfte, für die weitgehend abgeklärte Projekte vorliegen.
- IV. Noch verfügbare Wasserkräfte, für die Projekte oder generelle Projektideen zwar vorliegen, die aber in technischer, wirtschaftlicher oder in rechtlicher und politischer Hinsicht (Konzessionsfrage) nicht vollständig abgeklärt sind. Hierher gehören auch jene einigermaßen abgeklärten Projekte, deren voraussichtliche Gestehungskosten so hoch sind, dass eine Verwirklichung in absehbarer Zeit unwahrscheinlich ist.

Die Tabellen 1 und 2 orientieren über die Ausbauleistung, die Erzeugungsmöglichkeit und die Anlagekosten der Werke der Kategorien II und III, während in Tabelle 3 die selben Grössen ohne die Anlagekosten für alle Kategorien zusam-