

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 72 (1954)
Heft: 15

Artikel: Fünfzig Jahre Baugrunduntersuchung
Autor: Terzaghi, Karl
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-61171>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 01.02.2026

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



Bild 25

Bild 24. Presnica, Ortschaft in Istrien. Harmonisches Einfügen der Häuser in die Gegebenheiten der Natur. Gute Besonnung und Schutz vor dem Wind sind die Forderungen der Siedler, die auf einfache und selbsterklärende Weise erfüllt worden sind.

Bild 25. Galicnik in den mazedonischen Bergen. Durch die Sicherung der Rechte aller Bauten, durch Freihaltung der Aussicht und Wahrung genügender Gebäudeabstände entstand eine gute räumliche Gliederung mit grosser praktischer Wirkung.

Bild 26. Die Küstenstadt Vrbnik, erbaut in gesicherter Lage. Hervorragende Plastik, akzentuiert mit grosser Dominante, welche die einfachen Baukuben der Häuser beherrscht.

Fünfzig Jahre Baugrunduntersuchung

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

DK 624.131 Schluss von Seite 185

Untersuchung des Untergrundes mittels Schienenrammversuchen

Wenn ein Ingenieur gezwungen ist, sich während der Bauausführung zusätzliche Daten in bezug auf die Untergrundverhältnisse zu verschaffen, so muss er meistens rasch handeln und leicht erhältliche Geräte verwenden. 1945 befand ich mich in einer solchen Zwangslage auf der Insel Vancouver in Britisch Columbia. Eine Gruppe von Fabrikgebäuden musste auf Holzpfählen, die durch weichen Schluff und Ton in den Sanduntergrund eingerammt werden sollten, errichtet werden. Infolge Zeitmangel wurden nur wenige Versuchsbohrungen durchgeführt, und die Bodenbeschaffenheit war nur in ganz grossen Zügen bekannt.

Als die Pfähle für die erste Pfahlgruppe gerammt wurden, trafen sie in Tiefen von 17 bis 25 m auf festen Widerstand. Diese Tatsache wies auf die Möglichkeit hin, dass die Spitzen der kurzen Pfähle nur in Linsen oder Lagen von Sand eingerammt seien, die ihrerseits von Schluff unterlagert sind. Unter solchen Umständen hätten nur die langen Pfähle ihren Zweck erfüllt. Um diese Ungewissheit zu beseitigen, machte ich zunächst zwei Probebohrungen bis zu einer Tiefe von 30 m, wovon sich die eine in nächster Nähe des kürzesten und die andere neben dem längsten Pfahl der Pfahlgruppe befand. Beide trafen auf die Sandoberfläche in einer Tiefe von 16,5 m.

Unterhalb dieser Tiefe bestand der Untergrund ausschliesslich aus reinem Grobsand und sandigem Kies.

Der nächste Schritt bestand darin, in nächster Nähe der Bohrlöcher und ebenfalls bis auf eine Tiefe von 30 m alte Schienen einzurammen und die Anzahl der Schläge N pro 30 cm Eindringung mit den Bohrresultaten zu vergleichen. An beiden Stellen nahm der N -Wert unvermittelt zu, sobald das untere Ende der Schiene in den Sand eindrang; aber an der Stelle des langen Pfahls erreichte N einen viel kleineren Wert als an der Stelle des kurzen Pfahls. Diese Tatsache deutete zusammen mit den Änderungen der N -Werte mit der Tiefe darauf hin, dass die Struktur des Sandes sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung unregelmässig innerhalb kurzen Distanzen zwischen dicht und sehr locker wechselt.

Begreiflicherweise verlangte der Bauführer Angaben über die notwendige Rammtiefe. Um dieser Forderung nachzukommen, rammten wir auf jeder Baustelle in beiden Richtungen mit Abständen von 15 m Versuchsschienen ein. An den wenigen Punkten, wo die Rammresultate Zweifel über die Lage der Sandoberfläche aufkamen liessen, wurden dann zusätzliche Bohrungen ausgeführt. Die Versuchsschienen wurden mit einer Leistung von 10 Stück pro Arbeitsschicht eingerammt, während jede Bohrung drei bis

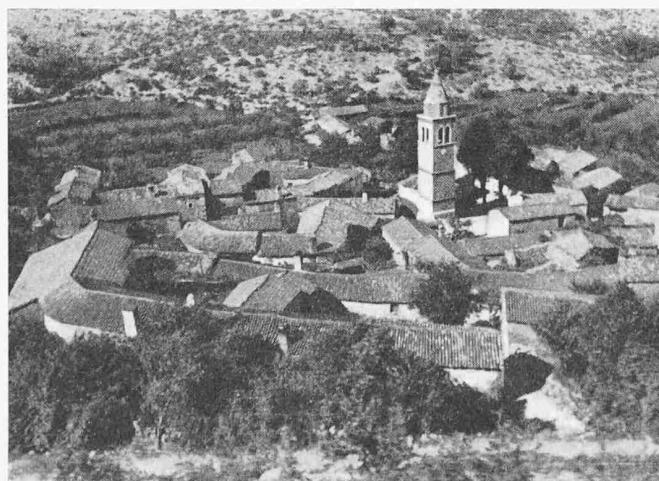


Bild 24



Bild 25

vier Schichten benötigte. Bild 6a zeigt zwei typische Rammdiagramme mit den zugehörigen Bohrprofilen. Die Lage der beiden Bohrungen A und B ist aus Bild 6b ersichtlich.

Gestützt auf die Rammdiagramme der Versuchsschienen wurde eine Höhenkurvenkarte der Sandoberfläche aufgezeichnet (Bild 6b). Der Bauführer erhielt den Auftrag, alle Pfähle mindestens 30 cm tief in den Sand einzurammen und das Rammen einzustellen, sobald die Anzahl der Schläge pro Zoll Pfahleindringung grösser als drei sei. Die Bauprotokolle ergaben, dass die Eindringungstiefe der Pfähle in die Sandformation unregelmässig zwischen 60 cm und 11 m wechselte. Die Setzungen der fertigen Bauwerke schwankten zwischen 0,5 und 1,0 cm.

Ermutigt durch die guten, aus Bild 6 ersichtlichen Erfahrungen in Vancouver verwendete ich ein ähnliches Verfahren in Alaska mit dem Zweck, die obere Grenze der Permafrostlage an der Baustelle für einen grossen Hangar festzustellen und im weiteren die Stelle für einen Grossbelastungsversuch zu wählen. Der Untergrund bestand aus grobem, sandigem Kies. Infolge der Grösse der Kieskörner hätte eine Spitzensonde kaum verwendet werden können. Die Schienen wurden mit Hilfe einer an Ort und Stelle verfügbaren Rarzme (Gewicht des Rammbären 1120 kg, Fallhöhe 3 m) eingerammt. Die Schienen durchdrangen den ungefrorenen Kies mit verblüffender Leichtigkeit bis in eine Tiefe von bis zu 15 m. An der Oberfläche der gefrorenen Bodenschichten hörte die Eindringung auf. Die Belastungsprobe wurde auf einer Fläche von $0,90 \times 0,90$ m vorgenommen und zwar auf dem Boden eines Versuchsschachtes, der bis auf die Sohlentiefe der projektierten Fundamente abgeteuft wurde an der Stelle, wo die Anzahl der Schläge in dieser Tiefe ein Minimum gewesen war. Die Grösse der Einzel-

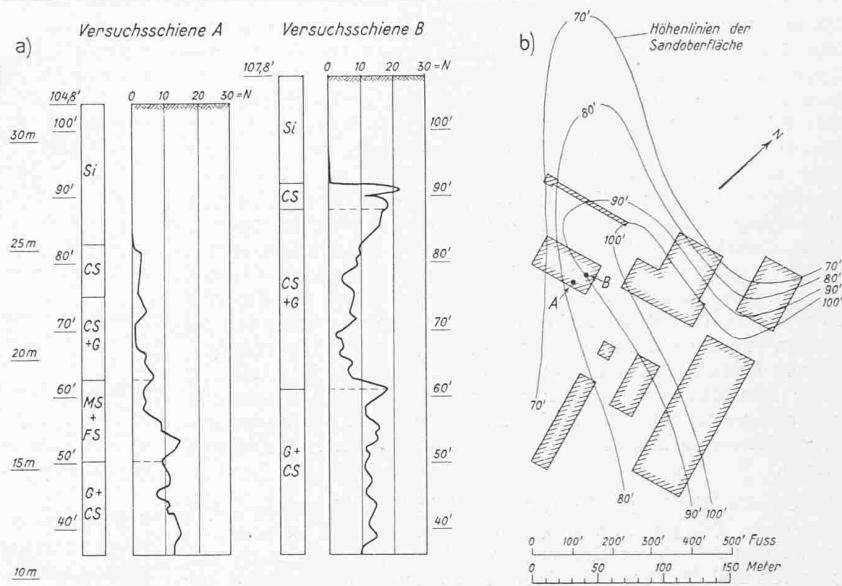


Bild 6. Pfahlfundation Vancouver

a) Rammdiagramme

N	= Zahl der Rammschläge (Bärgewicht 1600 kg, Fallhöhe 75 cm) auf Eisenbahnschiene mit einem Gewicht von 30 kg/m
Si	= Schluff
CS	= Grobsand
MS	= mittelkörniger Sand

b) Höhenkurvenkarte der Sandoberfläche

FS = Feinsand

CS + G = Grobsand mit etwas Kies

G + CS = sandiger Kies

fundamente wurde auf Grund der Ergebnisse dieser Belastungsprobe festgelegt.

Schienen-Ramm-Versuche können mit Vorteil verwendet werden, wenn der Projektverfasser freie Hand hat, die Baustellen für die verschiedenen Teile einer Fabrikationsanlage auf einem grossen Areal über Sedimenten mit ungleichmässiger Lagerung auszuwählen. Bild 7 gibt ein Beispiel hiefür. Die Baustelle Bild 7a, Discovery Passage, befindet sich auf Mündungsstämmen eines Gezeitenflusses mit einer

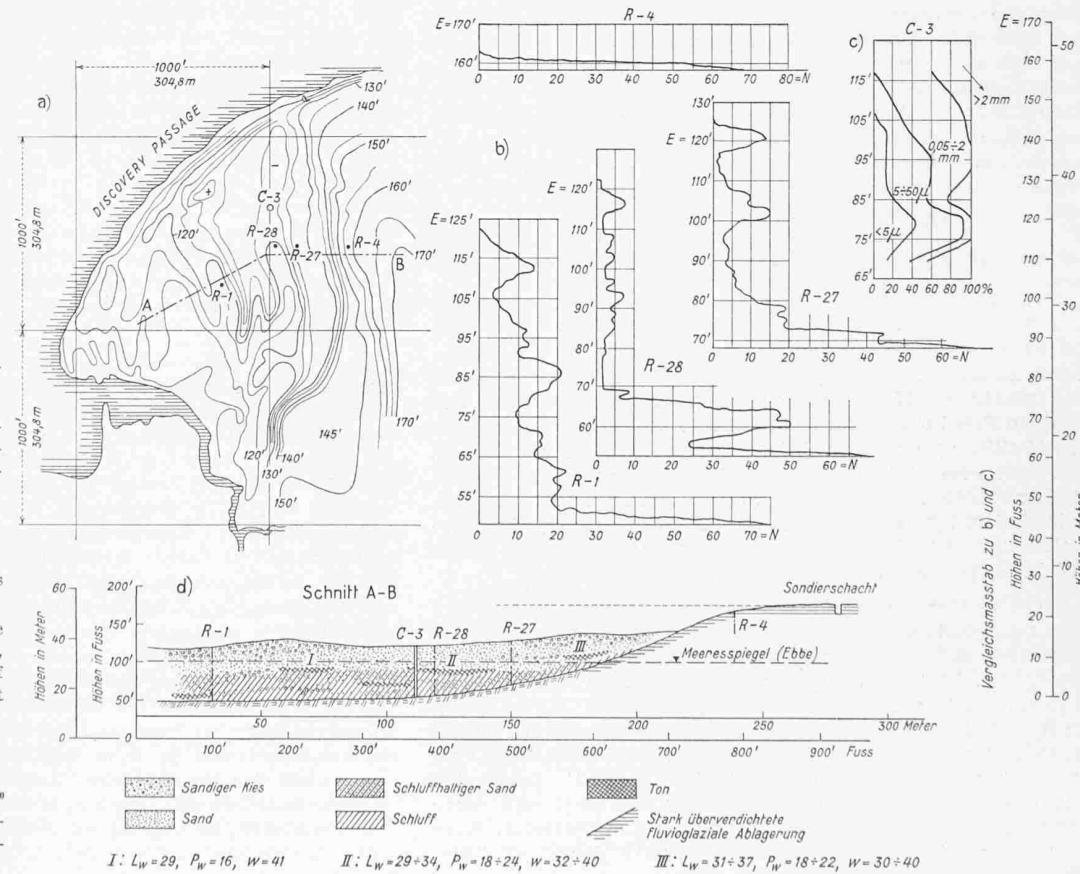


Bild 7. Fabrikfundation Discovery Passage

a) Höhenkurvenkarte (Höhenzahlen in Fuss, Horizont 100' unter dem Meeresspiegel)

b) Rammdiagramme

c) Kornverteilung

d) Querschnitt A-B durch das Gelände

N = Zahl der Rammschläge (Bärgewicht 2100 kg, Fallhöhe 30 cm) auf Eisenbahnschiene mit einem Gewicht von 28 kg/m

L_w = Fließgrenze in %

P_w = Plastizitätsgrenze in %

w = natürlicher Wassergehalt in % des Trocken- gewichts

$$I: L_w = 29, P_w = 16, w = 41$$

$$II: L_w = 29 \div 34, P_w = 18 \div 24, w = 32 \div 40$$

$$III: L_w = 31 \div 37, P_w = 18 \div 22, w = 30 \div 40$$

Dicke von rd. 21 m, die auf sehr dichtgelagertem, fluvioglazialen Material ruhen. Bild 7d zeigt einen schematischen Querschnitt des Untergrundes und aus Bild 7c ist ersichtlich, dass keine scharfen Grenzen zwischen den grobkörnigen und den feinkörnigen Lagen bestehen. Es war erwünscht, die Bauobjekte auf solchen Stellen zu errichten, welche nicht über Linsen von weichem Material liegen, aber es wäre unmöglich gewesen, die Lage dieser Linsen mit Hilfe von Bohrungen zu bestimmen. Ich entschloss mich daher, das Gelände zuerst ganz allgemein mit Hilfe von Schienenrammversuchen auszukundschaften. Die Vorkommen von weichen Lagen wurden ganz deutlich aus den Rammdiagrammen gemäss Bild 7b ersichtlich. Gestützt auf diese Rammdiagramme wurden die Stellen für die einzelnen Bauwerke ausgewählt. Dieser allgemeinen Untersuchung folgte dann eine genauere Erforschung jeder Einzelbaustelle durch weitere Schienenrammversuche und einiger weniger Versuchbohrungen. Eine noch ausführlichere Bodenuntersuchung hätte sich schwerlich verantworten lassen.

Da die Böschung, die gegen R-4 in Bild 7d ansteigt, auf sehr dicht gelagerten fluvioglazialen Sedimenten gelegen ist, wurde das schwerste Bauwerk, welches außerdem noch den grössten Teil der mechanischen Einrichtungen enthielt, auf der Sohle eines Seiteneinschnittes in diesen Sedimenten errichtet. Alle anderen Objekte ruhen entweder auf Einzelfundamentplatten oder auf kurzen Pfählen, die durch Taschen von weichem Material in darunterliegende, weniger zusammendrückbare Sedimente gerammt wurden.

Die Baustellenuntersuchungen gemäss den Bildern 6 und 7 zeigen sowohl die Vorzüge, wie auch die Unzulänglichkeiten des Schienenrammverfahrens. Die Rammdiagramme, die in diesen Bildern dargestellt sind, zeigen die Veränderungen des Eindringungswiderstandes des Bodens mit der Tiefe sehr deutlich, aber sie liefern keinerlei Andeutung in bezug auf andere, ebenso wichtige Eigenschaften des Untergrundes. Ein niedriger N -Wert kann sowohl in losem Sand, der relativ unzusammendrückbar ist, als auch in weichem Ton, welcher außerordentlich stark zusammendrückbar ist, gefunden werden. Aus diesem Grunde können die Ergebnisse von Schienenrammversuchen äußerst irreführend sein, wenn den Versuchen nicht eine genügende Anzahl von Sondierbohrungen, die durch Identifikationsversuche an typischen Proben vervollständigt wurden, und eine gründliche geologische Untersuchung der Baustelle vorangegangen sind. Auf beiden Baustellen, die auf den Bildern 6 und 7 dargestellt sind, wurden diese vorbereiteten Untersuchungen vorgenommen. Bild 7d zeigt einen Auszug der Versuchsergebnisse. Die Rammdiagramme dienen nur dem Zweck, die Einzelheiten der Schichtung der Ablagerungen zu ermitteln, von denen alle wesentlichen Eigenschaften, wie die allgemeine Form der Schichtung und die physikalischen Eigenschaften der wichtigsten Ablagerungen bereits bekannt sind.

Untersuchung der Verwitterungszonen des Felsuntergrundes

An Oertlichkeiten, wo ein Staudamm auf Fels fundiert werden soll, ist es unerlässlich, zuverlässigen Aufschluss über die Eigenschaften der Felsformationen in den Verwitterungszonen zu erhalten. Bis ungefähr 1940 ergaben die vorhandenen Bohrgeräte nur Kerne aus gesundem Fels, während der verwitterte Fels bei der Kernbohrung zerfiel. Während des Zweiten Weltkrieges wurden jedoch Doppelkernfänger erfunden, mit denen selbst in stark verwittertem Gestein unversehrte Proben erhalten werden können (Longyear 1952). Diese Apparate sind von grossem Nutzen bei der Untersuchung der Baustellen unterirdischer Kraftwerksanlagen, wenn der Fels Zonen mit hydrothermalen Veränderungen aufweist.

Die Untersuchung einer Dammbaustelle auf verwittertem Fels wird dadurch erschwert, dass die Grenze zwischen verwittertem und gesundem Fels im allgemeinen sehr unregelmässig ist. Bild 8 zeigt hiefür ein Beispiel. Es stellt die verwitterte Gneiszone an der Baustelle für einen Erdamm in Brasilien dar. In den obersten Lagen, die mit Cr und S bezeichnet und die zusammen eine Dicke bis zu 15 m aufweisen, war der Gneis in einen tonigen Verwitterungsboden mit einer Fliessgrenze zwischen 37 % und 80 % und einer Plastizitätszahl zwischen 15 % und 50 % verwandelt worden. Der natürliche Wassergehalt lag nahe der Plastizitätsgrenze. Die Bodenuntersuchung umfasste den Aushub von

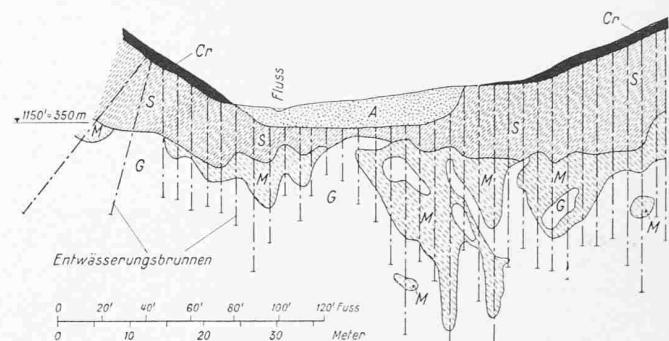


Bild 8. Erdamm in Brasilien, Bodenprofil

A = Alluvion S = vollständig verwitterter Gneis
 Cr = Kriechzone M = leicht verwitterter, spaltenreicher Gneis
 G = gesunder Gneis

Schürfgruben in den Materialentnahmefeldern, Klassifikations-Untersuchungen, Durchlässigkeitsversuche an ungestörten und gestörten Proben, triaxiale Druckversuche an gestörten Proben, die beim optimalen Wassergehalt verdichtet worden waren, und Spülbohrungen in Abständen von 30 m längs der Dammaxe von der Bodenoberfläche bis auf die Oberfläche des leicht verwitterten Gneises. An dieser Oberfläche wurde die Spülspitze durch eine Diamantbohrkrone ersetzt und die Bohrung mehrere Meter in den gesunden Fels vorgetrieben.

Während der Durchführung der Spülbohrungen hat man die Eindringgeschwindigkeit fortlaufend gemessen, weil man festgestellt hatte, dass diese Geschwindigkeit mit abnehmendem Grad der Felsverwitterung rasch abnimmt. Auf Grund der Geschwindigkeitsdiagramme wurde dann die Lage der Grenzen zwischen vollständig verwittertem (S), leicht verwittertem spaltenreichem (M) und gesundem Gneis (G) bestimmt. Während des Bohrvorganges wurde festgestellt, dass der leichtverwitterte Gneis stark zertrümmert und sehr durchlässig ist.

Die Bodenuntersuchungen lieferten die folgenden Angaben: Die Porenziffer der ungestörten Proben von vollständig verwittertem Gneis, S in Bild 8, schwankt zwischen 0,8 und 0,9 und die Durchlässigkeitsziffer zwischen 3×10^{-4} und 10×10^{-4} cm/s. Die Porenziffer der Kriechzone Cr in Bild 8 schwankt ebenfalls zwischen 0,8 und 0,9, aber die Grössenordnung der Durchlässigkeitsziffer beträgt nur 10^{-5} cm/s. Der natürliche Wassergehalt des vollständig verwitterten Gneises S liegt nahe dem optimalen Wassergehalt nach Proctor. Durch Knetung des Materials bei unverändertem Wassergehalt wurde seine Porenziffer auf Werte zwischen 0,6 und 0,7 und der Durchlässigkeitskoeffizient auf Werte von nahezu 10^{-7} cm/s erniedrigt. Dank diesen physikalischen Eigenschaften bildete dieser weiche verwitterte Gneis ein sehr brauchbares Dammbaumaterial. Die Bohrungen und die Bodenuntersuchungen wurden nach meinen Anweisungen von der Technischen Hochschule in São Paulo ausgeführt.

Infolge der starken Zertrümmerung des leicht verwitterten Gneises (M in Bild 8) war anfänglich beabsichtigt, Durchsickerungen durch diese Zone mittels einer Injektionszone abzuriegeln. Zu diesem Zweck wurde ein Injektionsversuch vorgenommen. Das erste Injektionsbohrloch mit einer Tiefe von 15 m nahm 15 t Zement auf. Ein zweites Bohrloch in einem Abstand von 1,5 m vom ersten traf keine Zementadern und nahm ebenfalls 15 t Zement auf. Die Kosten einer Injektionszone von 230 m Länge in einem Fels von solch abnormaler Aufnahmefähigkeit des Injektionsgutes sind unerschwinglich, und im Hinblick auf die geringe Durchlässigkeit der Kriechzone, welche die unter Wasser liegenden Böschungen des Stauseegebietes überdeckt, wurde erwartet, dass der Wasserverlust infolge Durchsickerungen gering sein würde. Ich entschloss mich deshalb, die Injektionszone durch eine Entwässerungszone zu ersetzen, die aus Entwässerungsbrunnen in Abständen von je 3 m besteht (Bild 8). Die Bohrdiagramme der Brunnen erschlossen die wirkliche Lage der Grenzen zwischen den Zonen S , M und G . Da die Probebohrungen in Abständen von 30 m vorgenommen worden waren, hatte das vorläufige Profil der Verwitterungszonen, das auf Grund der Bohrdiagramme aufgezeichnet wurde, nicht die

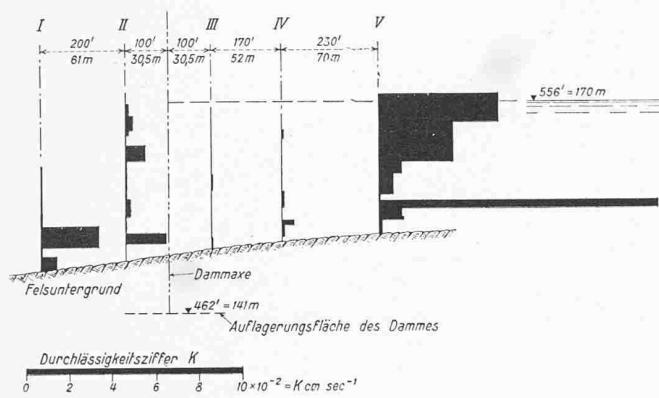


Bild 9. Granvilledamm, Durchlässigkeitsziffern

geringste Ähnlichkeit mit dem Profil, das aus den Bohr-diagrammen der Entwässerungsbrunnen erhalten wurde.

Nach Fertigstellung des Dammes wurden alle Seiten-einschnitte, die während des Baues in der Kriechzone ausgeführt worden waren, mit verdichtetem tonigem Rückstandsmaterial wieder aufgefüllt. Bis heute, zwei Jahre nach der Füllung des Staausees, beträgt der Sickerverlust der durchlässigen Zone nicht mehr als 5 l/s. Der Umstand, dass diese Verluste so gering sind, rechtfertigt das in die Abdichtungswirkung der Kriechzone gesetzte Vertrauen.

Bei der Fundierung von schweren Bauwerken auf verwittertem Fels kann die Beziehung zwischen der Eindringungsgeschwindigkeit von Spülbohrungen und dem Grad der Felsverwitterung als Grundlage für die Bestimmung der Gründungstiefe der einzelnen Fundamente verwendet werden. Dieses Verfahren wurde von Milton Vargas im Zusammenhang mit der Projektierung der Fundationen für ein Stahlwerk in Valle Rodondo in Brasilien mit Erfolg angewandt. Im Hinblick auf die sehr unebene Topographie der oberen Grenzfläche der harten, verwitterten Felsschicht variieren die Sohlenkoten der verschiedenen Einzelfundamente in weiten Grenzen.

Durchlässigkeitsuntersuchungen

Bei vielen Bauaufgaben müssen sowohl das Projekt als auch das Bauverfahren der Durchlässigkeit der Sand- oder Kiesschichten, die die Baustelle unterlagern, angepasst werden. In solchen Fällen muss die Untersuchung des Baugrundes auch die Schätzung des mittleren Durchlässigkeitskoeffizienten k dieser Schicht einschliessen. Die Grösse der Fehler, die einer solchen Schätzung anhaften, ist abhängig von der Lagerung der verschiedenen Schichten und von der Lage des Grundwasserspiegels in bezug auf die Schichten.

Wenn die Schichtung ziemlich regelmässig ist, können im allgemeinen hinreichende Angaben betreffend den mittleren k -Wert der Einzelschicht durch die Vornahme von Durchlässigkeitsversuchen an Bohrproben erhalten werden, selbst im Falle einer geringen Störung der Proben. Diese Verhältnisse wurden an der Baustelle für den projektierten Polavaram-Damm in der Provinz Madras in Indien angetroffen. Die Errichtung dieses Dammes würde einen Aushub in offener Baugrube bis zu einer Tiefe von 75 m unter dem Niederwasserspiegel des Godavari-Flusses bis auf den soliden Felsuntergrund benötigen. Trotz der grossen Mächtigkeit der Flussablagerung bewegt sich der k -Wert des Sandes zwischen den verhältnismässig engen Grenzwerten von 2,0 bis 0,02 cm/s bei einem Mittelwert von 0,10 cm/s.

Vorläufige Angaben über die k -Werte der Schichten, die sich unterhalb des Wasserspiegels befinden, können während des Bohrvorganges erhalten werden, indem man das Futterrohr mit Wasser füllt und die Geschwindigkeit der Wasserspiegelsenkung misst. Bevor die Beobachtungen gemacht werden, muss der Boden des Bohrloches mit einem Wasser- oder Luftstrahl gereinigt werden. Diese Angaben können mit Pumpversuchen überprüft werden. Die vom US Geological Survey verwendeten Arbeitsmethoden sind von Wenzel (1942) ausführlich beschrieben worden.

Wenn das Lagerungsbild einer Sandschicht aber regellos ist und die Abweichungen der k -Werte vom Mittelwert sehr bedeutend sind, hängt der k -Wert der Ablagerung in hohem Masse vom Grade der Kontinuität der durchlässigsten und der am wenigsten durchlässigen Lagen ab. Da die durchlässigsten

Teile einer Ablagerung im allgemeinen in Form linsenförmiger Einschlüsse vorkommen, ist der mittlere k -Wert der Ablagerung wahrscheinlich kleiner als das Mittel der k -Werte der aus den Bohrungen erhaltenen Proben. Es besteht aber keine praktische Möglichkeit, den Unterschied zwischen dem Mittel der einzelnen k -Werte und dem wirklichen mittleren k -Wert zu bestimmen. Solche, in Bild 9 dargestellte Verhältnisse werden in fluvioglazialen Ablagerungen ganz allgemein angetroffen.

Bild 9 zeigt einige Resultate von Durchlässigkeitsuntersuchungen, die auf der Baustelle des Granville-Damms der Wasserversorgung von Westfield, Massachusetts, ausgeführt wurden. Das Staubecken wird von einem benachbarten Tal getrennt durch einen etwa 900 m breiten Rücken, der aus fluvioglazialen Sedimenten besteht. Die Mächtigkeit der Sedimente unterhalb des vom Einstau betroffenen Teils dieser Ablagerungen nimmt von der Dammbaustelle bis 960 m stromaufwärts des Dammes von 24 m auf 0 m ab. Verlangt wurde nun eine Schätzung der Wassermenge, die durch diesen Rücken entweichen würde. Um dafür eine Grundlage zu erhalten, wurden von allen unterhalb des Stauzieles gelegenen Schichten, längs Profilen, die unter sich einen Abstand von 60 m aufwiesen, auf der Sohle von tiefen Schurfgräben typische Proben entnommen. Bild 9 zeigt die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche mit Proben von fünf dieser Profile. Im Profil V bewegt sich der k -Wert der Ablagerung zwischen $0,5 \times 10^{-4}$ und 1330×10^{-4} cm/s. Die Dammaxe wurde in den flussabwärtsliegenden Teil eines untersuchten Hangprofiles gelegt, wo die k -Werte infolge des hohen Schluffgehaltes des Sandes aussergewöhnlich niedrig waren.

Auf Grund der Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche kam man zum Schluss, dass der Sickerverlust durch den Rücken den Betrag von 7000 m³ im Tag erreichen könnte, was für das zu bearbeitende Projekt ganz unzulässig gewesen wäre. Wegen der linsenförmigen Ausbildung der Ablagerungen des Rückens erwartete ich aber, dass der wirkliche Verlust bedeutend geringer sein würde. Es wurde deshalb beschlossen, den Damm zu bauen und das Staubecken zu füllen. Für den Fall eines zu grossen Wasserverlustes wurde vorgesehen, die zu tagetretenden durchlässigen Schichten mit einer Lehmlage abzudichten. Nach Füllung des Staubeckens wurde festgestellt, dass der wirkliche mittlere k -Wert der Ablagerung bedeutend kleiner als der geschätzte obere Grenzwert ist; es waren deshalb keine Abdichtungsarbeiten mehr nötig.

Gewisse fluvioglaziale Ablagerungen und Schuttkegel können linsen- oder bandförmige Einschlüsse enthalten, die heute unter dem Namen sandfreier Grobkies (open-work gravel) bekannt sind und aus grossen Gesteinstrümmern oder Kies mit offenen Zwischenräumen bestehen. Der k -Wert von sandfreiem Grobkies ist so hoch, dass der mittlere k -Wert solcher Ablagerungen fast vollständig von der Grösse und dem Grade der Kontinuität der darin enthaltenen sandfreien Massen abhängt. Sofern solche Massen vorhanden sind, aber bei der Bodenuntersuchung nicht angefahren wurden, kann es vorkommen, dass der mittlere k -Wert der Ablagerung ein Vielfaches des Wertes beträgt, der auf Grund der Ergebnisse der vorgenommenen Durchlässigkeitsversuche geschätzt wird.

Gerade gegenwärtig untersuche ich einen solchen Fall im Zusammenhang mit einem Staubecken, das im nordwestlichen Teil des Nordamerikanischen Kontinentes geschaffen werden soll. Das Staubecken wird den Einlauf in ein verschüttetes Tal von einer Länge von etwa 660 m und einer Breite von etwa 180 m, das mit fluvioglazialen Ablagerungen gefüllt ist, überfluten. Die grösste Mächtigkeit dieser Ablagerungen beträgt etwa 135 m. Da die Kosten für die Entnahme einer genügenden Anzahl von Proben in einer Tiefe von über 100 m unerschwinglich wären, wurde die Ablagerung durch Schürfungen mittels Bulldozer und durch Probeschächte in den Böschungen am Einlauf und am Auslauf des verschütteten Tales untersucht. Hiebei hat man keine anderen Materialien als Sand und sandigen Kies angetroffen, und die Abweichungen des k -Wertes dieser Materialien vom Mittelwert waren bedeutend geringer als beim k -Wert der in Bild 9 dargestellten fluvioglazialen Sedimente. Das aus den Durchlässigkeitsversuchen geschätzte Mittel der k -Werte beträgt 0,05 cm/s. Auf Grund dieses Mittelwertes wurde der Sickerverlust durch das unterirdische Tal auf etwa 40 l/s geschätzt, und es wurde beschlossen, diesen Durchfluss durch einen 12 m hohen Entwässerungsschirm abzufangen, um da-

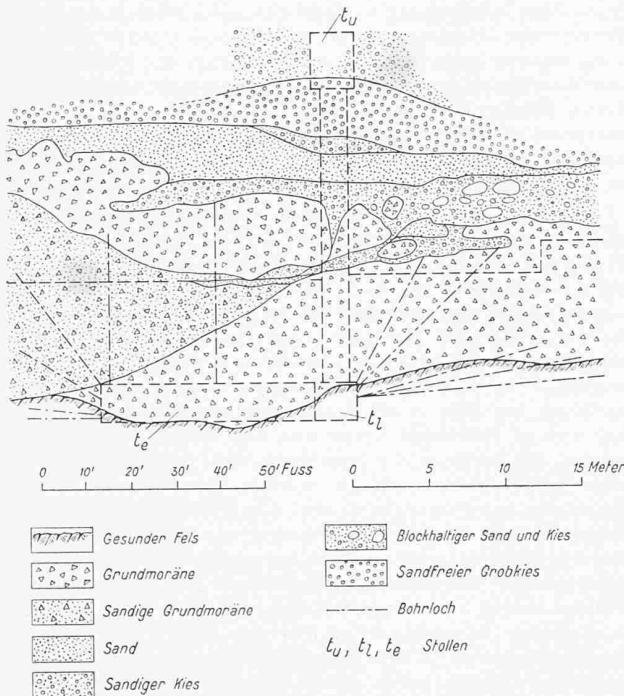


Bild 10. Entwässerungsschirm in der fluvioglazialen Sedimentfüllung eines verschütteten Tales

durch die Stabilität der steilen und hohen Böschungen am Austritt des Tales zu sichern.

Zu diesem Zwecke wird das Filtermaterial in eine Reihe von übereinanderliegenden Entwässerungsstollen eingebracht (Bild 10). Vorgängig der Erstellung des Entwässerungsschirms wurden zwei Zugangsstollen und zwar der eine unterhalb der Sohle und der andere über der Oberkante dieses Schirms vorgetrieben. Die Enden dieser Stollen sind unter sich durch einen in der Ebene des Schirms liegenden Schacht verbunden. Als der Vortrieb des oberen Stollens sich der Stelle des vorgesehenen Schachtes näherte, wurde eine Linse von sandfreiem Grobschotter mit einer maximalen Dicke von 4,5 m angeschnitten. Es ist jetzt bekannt, dass die Breite dieser Linse mindestens 30 m beträgt. Diese unerwartete Anwesenheit von Linsen aus sandfreiem Grobschotter machte die Ergebnisse der ursprünglichen Schätzung der Sickermenge ungültig. Eine zuverlässige Schätzung der Wasserverluste durch Einsickerungen gegen und durch diese Linsen ist unmöglich. Aus diesem Grunde werden Vorkehren getroffen, um die Wirkung des Entwässerungssystems selbst für den Fall zu sichern, dass die in den Entwässerungsschirm eintretende Wassermenge ein vielfaches der ursprünglich vorgesehenen beträgt.

Wenn sich eine Ablagerung mit regellosem Aufbau unterhalb des Wasserspiegels befindet, können Angaben betreffend deren Durchlässigkeit durch Pumpversuche, die in mehreren Rohrbrunnen vorgenommen werden, erhalten werden. Sofern die Schicht keine Einschlüsse von sandfreiem Grobschotter enthält, sind solche Versuche wahrscheinlich ziemlich zuverlässig. Wenn sich aber in der Ablagerung grosse Linsen von sandfreiem Grobschotter befinden, und keiner der Rohrbrunnen eine dieser Linsen durchfährt, so kann der wirkliche mittlere k -Wert der Ablagerung bedeutend grösser sein, als der auf Grund der Versuchsergebnisse errechnete.

Messung des Porenwasserdruckes

In Verbindung mit feinkörnigen Sedimenten wie Schluff und Ton ist die Durchlässigkeit der Sedimente im allgemeinen von untergeordneter Bedeutung, während der hydrostatische Druck des in den Poren enthaltenen Wassers entscheidende Wichtigkeit erlangt. Die praktischen Folgerungen aus dem Porenwasserdruck wurden erst erkannt, als durch Versuche nachgewiesen werden konnte, dass die Scherfestigkeit einer gegebenen Ablagerung an irgendeinem Punkt einer möglichen Gleitfläche abhängig ist von der Differenz zwischen dem Flächendruck und dem Porenwasserdruck an diesem Punkt und nicht vom totalen Flächendruck

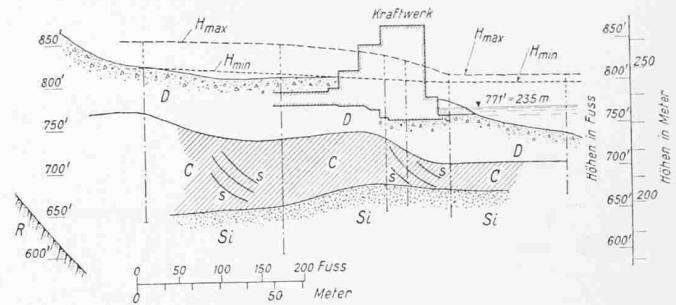


Bild 11. Baugrundierung eines Kraftwerkes an einem Seeufer

H_{\max} = Drucklinie im April
 H_{\min} = Drucklinie im Januar
 D = Schutt
 C = kompakter, stark gestörter glazialer Ton
 Si = Schluff mit linsenförmigen Einlagerungen von schluffhaltigem Sand und Kies
 S = Störungszonen im Ton
 R = metamorphe Eruptivgesteine mit offenen Klüften

(Terzaghi 1925). Vor dieser Entdeckung hat man das Abgleiten von «nassen» Böschungen einer hypothetischen «Schmierwirkung» des Wassers und dasjenige anscheinend trockener Böschungen der ungenügenden Scherfestigkeit des Böschungsmaterials zugeschrieben.

Die Porenwasserdrücke haben keine sichtbare Wirkung bis zu dem Moment, wo sie einen Bruch verursachen. Es ist deshalb wohl möglich, dass die Druckverhältnisse im Porenwasser gänzlich verschieden sind von dem, was wir auf Grund der Resultate einer blosen Besichtigung der Baustelle erwartet hätten, eine Erfahrung, die ich selbst bei verschiedenen Gelegenheiten machen musste.

Im Jahre 1943 untersuchte ich das Gelände für einen vorgesehenen Erzlagerplatz. Er befand sich auf einer Schicht, die aus einer scheinbar auffallend homogenen Ablagerung von vorverdichtetem Ton mit einer Druckfestigkeit von ungehinderter Seitenausdehnung von etwa 2 kg/cm^2 und einer Stärke von etwa 21 m bestand. Aus sechs Bohrungen wurden durchgehende Shelby-Rohr-Proben entnommen, in denen ausschliesslich Ton gefunden wurde. Während der Herstellung der Stützmauern des Erzlagers wurden in verschiedenen Tiefen unter der Oberfläche der Tonschicht Instrumente zur Messung des Porenwasserdruckes eingebaut mit dem Zweck, den Verlauf der Konsolidierung der Schicht unter der Einwirkung der Belastung durch das Erz zu beobachten. In einem der Bohrlöcher, die für die Installation der Messinstrumente nötig waren, stiessen wir zu unserer grossen Überraschung auf eine dünne Schicht feinen Sandes, die artesisches Wasser enthielt. Nachdem die Messinstrumente eingebaut waren, wurde festgestellt, dass dieser artesische Druck in der ganzen Tonschicht vorhanden war. Bezogen auf den Wasserspiegel im benachbarten Fluss nahm der artesische Druck von Null an der Oberfläche der Tonschicht bis auf etwa 9 m bei einer Tiefe von 15 m unterhalb dieser Oberfläche zu. Die nachfolgenden Beobachtungen zeigten, dass der hydrostatische Überdruck im Porenwasser des Tones einen beträchtlichen Einfluss auf das Verhalten des Lagerplatzes unter der Belastung durch die Erzauflast hatte.

Die möglichen Folgen eines unvorhergesehenen Porenwasserdruckes sind in Bild 11 gezeigt, welches einen Schnitt durch ein am Ufer eines Sees errichtetes Kraftwerk darstellt. Nach den Ergebnissen der Versuchsbohrungen, die vor der Bauausführung gemacht wurden, besteht der Baugrund des Kraftwerkes aus Sand und schluffhaltigen Anschwemmungen, die in einer Tiefe zwischen 6 und 18 m unterhalb des Seespiegels auf sehr steifem Ton aufliegen — eine Feststellung, die sehr beruhigend wirkte. Das Kraftwerk begann sich nach seiner Fertigstellung gegen den See zu bewegen und zwar mit einer Geschwindigkeit von etwa 1,2 cm pro Jahr, während es sich gleichzeitig landwärts neigte. Außerdem öffneten sich Risse an der Bodenoberfläche parallel zur Uferlinie in einer Entfernung von 60 m vom Ufer. Beidseitig des Kraftwerkes reichten die Risse bis auf eine Distanz von rd. 300 m. Wegen dieser Erscheinung wurden zusätzliche Untersuchungen vorgenommen.

Bild 11 zeigt das Profil des Baugrundes, das auf Grund der Untersuchungsergebnisse konstruiert wurde. Die

unteren Enden aller neuen Bohrungen befanden sich in einer beträchtlichen Tiefe unterhalb der Unterfläche des Tones in der Schluffschicht. Wegen der geringen Durchlässigkeit des Schluffes stieg der Wasserspiegel im Futterrohr nicht wahrnehmbar an. Nachdem jedoch ein Futterrohr mit Wasser gefüllt und am oberen Ende ein Bourdon-Manometer angebracht worden war, stellte man fest, dass der Schluff Wasser unter hohem artesischem Druck enthielt.

Da nun kein Zweifel mehr darüber bestand, dass der hydrostatische Ueberdruck für die Bewegungen des Kraftwerkes und für die Rissbildung verantwortlich sei, beschloss man, 20 Manometer zu installieren und die jahreszeitlichen Schwankungen des artesischen Druckes zu beobachten. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen sind in Bild 11 durch die Linien H_{min} und H_{max} dargestellt. Die Beobachtungen begannen im Herbst des Jahres, in dessen Frühling die Oberflächenrisse entstanden waren. Bis Ende Januar nahmen die artesischen Druckhöhen beständig ab. Nachher stiegen sie wieder bis zu 9 m an und als sie Ende April ihren Maximalwert erreichten, erschien neben den alten eine Reihe neuer Risse. Die zusätzlichen Bohrungen ergaben ferner, dass die Tonschicht zahlreiche Scherflächen aufwies. Diese Beobachtungen deuteten darauf hin, dass das Kraftwerk auf einem alten Erdrutsch steht. Da Versuche, den hydrostatischen Ueberdruck mittels Entwässerungsbrunnen zu beseitigen, fehlgeschlagen, wurde das Gelände dadurch stabilisiert, dass man auf dem Seeboden im Abstand von etwa 24 m von der Wassersseite des Bauwerkes eine Auffüllung als Gegengewicht schüttete.

Seit etwa 1930 hat der Einfluss des Porenwasserdruckes auf die Stabilität von Böschungen und die Tragfähigkeit von Tonschichten in zunehmendem Masse Beachtung gefunden. Deshalb sind auch die Verfahren zur Messung dieses Druckes mehr und mehr vervollkommen worden. Wenn eine Schicht Wasser unter artesischem Druck enthält, so kann die artesische Druckhöhe durch Bourdon-Manometer, die am oberen Ende von Piezometerrohren angebracht werden, mit Sicherheit festgestellt werden. Wenn der piezometrische Wasserspiegel tiefer liegt als die Bodenoberfläche, muss das Verfahren zur Bestimmung des Porenwasserdruckes der wasserhaltigen Bodenart angepasst werden. In reinem Sand kann der Porenwasserdruck durch Messung des Wasserstandes in einem Beobachtungsbohrloch genau bestimmt werden. In Schluff und selbst in schluffigem Ton verwendet man mit Vorteil das Piezometerrohr von Casagrande (1949). Dieses Rohr besteht aus einem langen, nichtmetallischen Filter, der am unteren Ende eines engen plastischen Röhrchens befestigt ist.

Die Phasendifferenz zwischen einer Änderung des Porenwasserdruckes und dem entsprechenden Steigen oder Fallen des Wasserspiegels in einem Beobachtungsbohrloch ist von Hvorslev (1951) untersucht worden. Bei einem gegebenen Grad der Änderung des Porenwasserdruckes nimmt diese Differenz mit abnehmender Durchlässigkeit sehr rasch zu. Befindet sich das untere Ende eines Piezometerrohrs in einer Tonschicht, so kann die Phasendifferenz von grosser Wichtigkeit werden. Um sie auszuschalten, sind verschiedene Porendruckmessgeräte konstruiert worden, die im Boden an der Messstelle des Druckes installiert werden. Zu dieser Kategorie gehören die Geräte des U. S. Bureau of Reclamation (Walker 1948), die Carlsdose und die von Plantema (1953) entworfene Druckzelle. Bis jetzt waren die Erfahrungen, die in den Vereinigten Staaten mit diesen Instrumenten gemacht wurden, eher enttäuschend, aber es gibt glücklicherweise nur wenige Fälle, die wirklich unterirdische Druckdosen erfordern.

Schlussfolgerungen

Während in den ersten zwanzig Jahren dieses Jahrhunderts auf dem Gebiete der Baugrunduntersuchungen praktisch kein Fortschritt festzustellen war, haben die letzten dreissig Jahre eine Umstellung von primitiven, ziemlich streng ge normten Methoden auf eine grosse Auswahl hochspezialisierter Verfahren gebracht. Während der selben Zeit gewannen wir alle nötigen Kenntnisse für eine einwandfreie Interpretation der Beobachtungs- und Versuchsdaten.

Infolge der zunehmenden Mannigfaltigkeit der uns zur Verfügung stehenden Methoden benötigt die Wahl des am besten geeigneten Verfahrens mehr und mehr Erfahrung und Urteilsvermögen. Um seinen Zweck richtig zu erfüllen, muss

das Programm für die Untersuchung des Untergrundes zwei unabhängige Bedingungen erfüllen. In erster Linie muss das Verfahren den geologischen Eigenheiten des Geländes angepasst sein. Wenn z. B. die Schichtung des Baugrundes sehr unregelmässig ist, so haben sorgfältige Versuche an 20 oder 30 ungestörten Bodenproben keinen grossen Zweck. In zweiter Linie sollte jedes Ergebnis, das durch die Untersuchung des Baugrundes erhalten wird, einen wesentlichen Beitrag zur Lösung des technischen Problems liefern. Haben wir z. B. ein von stehenden Pfählen getragenes Fundament zu entwerfen, so sollten wir keine Zeit für eine eingehende Untersuchung der Eigenschaften des Bodens oberhalb der Kote der Pfahlspitzen verschwenden.

Viel Zeit und Geld sind schon für unproduktive Untersuchungen verwendet worden, weil die Programme für die Erforschung des Untergrundes den oben genannten Ansprüchen nicht entsprochen haben. Die gelegentliche unzweckmässige Anwendung eines Verfahrens tut dem Verfahren als solchem jedoch keinen Abbruch, weil die Entwicklung der letzten 30 Jahre die Menge der wesentlichen Daten, die der Fachmann auf diesem Gebiet unter gegebenen geologischen Voraussetzungen erhalten kann, sehr stark zugenommen hat. Infolgedessen stellt die Entwicklung unserer gegenwärtigen Verfahren zur Erforschung des Baugrundes während der kurzen Zeitspanne von drei Jahrzehnten den grössten und weitaus sinnvolligsten Erfolg der Erdbaumechanik dar.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. K. Terzaghi, Harvard University, Cambridge 38, Mass., USA.

Literaturverzeichnis

Anonymous (1922): Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914 bis 1922. Slutbetänkande 31 Maj 1922, Stockholm.

Cadling L. und Odenstad S. (1950): The Vane Borer. «Proc. Royal Swedish Geotechnical Institute», No. 2, Stockholm.

Casagrande A. C. (1932): The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering. «Journ. Bost. Soc. C. E.», Vol. 19, pp. 168–221.

Casagrande A. (1949): Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport. «Journ. Bost. Soc. C. E.», Vol. 36, pp. 192 bis 221.

Cummings A. E. (1940): Dynamic Pile Driving Formulas. «Journ. Boston Soc. C. E.», Vol. 27, pp. 6–27.

Haefeli R. (1944): Erdbaumechanische Probleme im Lichte der Schneeforschung. «Schweiz. Bauzeitung», Bd. 123, S. 13 ff.

Hvorslev M. J. (1948): Subsurface Exploration and Sampling of Soil for Civil Engineering Purposes. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. Nov. 1948.

Hvorslev M. J. (1951): Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations. Bull. No. 36, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Kanty B. A. (1951): Significant Developments in Subsurface Exploration for Piled Foundations. «Trans. South Afr. Inst. C. E.», Vol. 1, No. 6 and Vol. 2, No. 12, pp. 159–216.

Kjellman W., Kallstenius T. and Wager O. (1950): Soil Sampler with Metal Foils. Royal Swed. Geotechn. Inst., Proc. No. 1, Stockholm.

Longyear R. D. (1952): Trends in Diamond Drilling in the United States. Symposium on Diamond Drilling. «Journ. Chem. Metall. and Min. Soc. of South Africa», pp. 327–343.

Marsal R. J. and Mazari Marcos M. (1952): Arcillas del Valle de Mexico. «Ingeniera Experimental, Series B», pp. 1–6. Ingen. Civ. Assoc. Mexico D. F.

Pettersson K. E. (1916): Kajraset i Göteborg den 5te mars 1916. «Tekn. Tidskr.» 1916, vol. 11, Heft 30, S. 281–287; Heft 31, S. 289 bis 292. Stockholm 1916.

Plantema Ir. G. (1953): Electrical Pore Water Pressure Cells: Some Designs and Experiences. Proc. Third Intern. Conf. Soil Mech. Zurich, Vol. I, pp. 279–282.

Stump S. (1948): A Method for Determining the Resistance of the Subsoil by Driving. Proc. Soc. Int. Conf. Soil Mechs., Rotterdam, Vol. III, pp. 212–214.

Taylor K. V., Morris C. T. and Burkey J. R. (1935): The Predetermination of Piling Requirements for Bridge Foundations. Ohio State Univ., Engin. Exper. Sta., Bull. No. 90.

Terzaghi K. (1925): Erdbaumechanik. Franz Deuticke, Wien.

Terzaghi K. (1930): Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen. «Die Bautechnik», Bd. 8, pp. 475–478 und 517–521.

Terzaghi K. (1936): Stability of Slopes of Natural Clay. Proc. First Intern. Conf. Soil Mech., Cambridge, Mass., vol. I, pp. 161–165.

Walker F. C. and Daehn W. W. (1948): Ten years of Pore Pressure Measurements. Proc. Second Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Rotterdam, Vol. III, pp. 245–250.

Wenzel L. R. (1942): Methods for Determining Permeability of Water-Bearing Materials. U. S. Dept. of the Interior, Water Supply Paper No. 887, pp. 1–191.