

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 90 (1972)
Heft: 27

Artikel: Die Pfahlsondierung: ein Verfahren zur Prüfung der Tragfähigkeit und Zusammendrückbarkeit von Lockergesteinen in situ
Autor: Haefeli, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-85259>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 02.04.2025

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

Ein Verfahren zur Prüfung der Tragfähigkeit und Zusammendrückbarkeit von Lockergesteinen in situ

Erweitertes Referat, gehalten an der Herbsttagung der Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik, Herbst 1971 in Bern, von R. Haefeli, Zürich

1. Einleitung

Immer mehr bricht sich die Erkenntnis Bahn, dass eine zuverlässige Voraussage des bodenmechanischen Verhaltens des Baugrundes nur auf Grund von Versuchen «in situ» – d. h. am natürlichen Schichtverband – in Verbindung mit Laborversuchen möglich ist.

Die grossen Fortschritte der Foundationstechnik haben in den letzten Jahrzehnten u. a. zu einer intensiven Entwicklung von grosskalibrigen Bohrpfählen und Ortsbetonrampfpfählen geführt. Je grösser jedoch die Pfahlabmessungen werden, um so kostspieliger ist die Ausführung von Probepfählen, die bis zur Tragfähigkeitsgrenze belastet werden können. Man sieht sich deshalb oft vor die Alternative gestellt, entweder auf Probepfähle ganz zu verzichten oder sich mit einem Probepfahl von kleinerem Durchmesser (als Versuch in situ) zu begnügen [1]. Die dabei erhaltenen spezifischen Werte des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung müssen dann sinngemäss auf den Pfahl mit grösserem Durchmesser übertragen werden.

Die Weiterverfolgung dieses Gedankens hat zur Entwicklung der sogenannten Pfahlsonde geführt, die aus einem zusammensetzbaren Stahlrohr besteht, das je nach Bodenart eingerammt oder eingepresst wird (Bild 1). Um die Tragfähigkeit und Setzungsempfindlichkeit des Untergrundes zu prüfen, wird der Vortrieb der Sonde in der gewünschten Tiefe unterbrochen und eine Probelastung, ähnlich wie mit einem Probepfahl, durchgeführt. Dieses Vorgehen bietet folgende Vorteile:

1. Das Verfahren der Pfahlsondierung kann – ähnlich wie zum Beispiel die dänische Drucksondierung – schon im Zuge der üblichen geotechnischen Untersuchungen durchgeführt werden. Ihre Ergebnisse stehen somit bereits beim Entscheid betreffend Flach- oder Pfahlfundation bzw. bei der Wahl des Pfahlsystems, wie auch der Pfahllängen, zur Verfügung, während Sondierungen mit üblichen Probepfählen oft erst dann durchgeführt werden können, wenn die schweren Maschinen auf dem Platze sind und die Projektierung mehr oder weniger abgeschlossen ist.

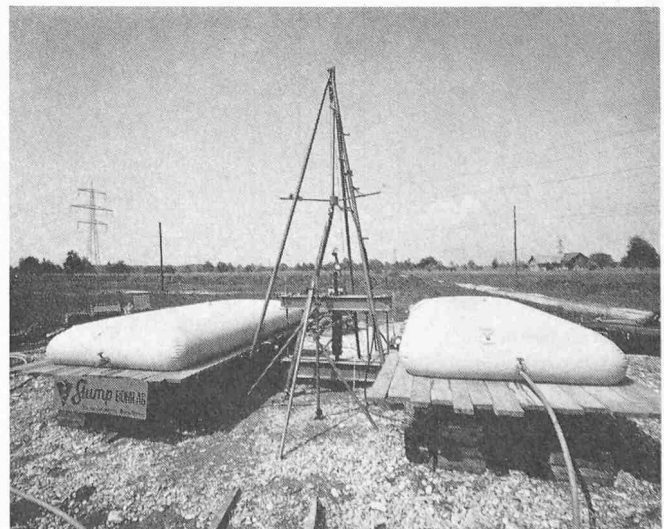
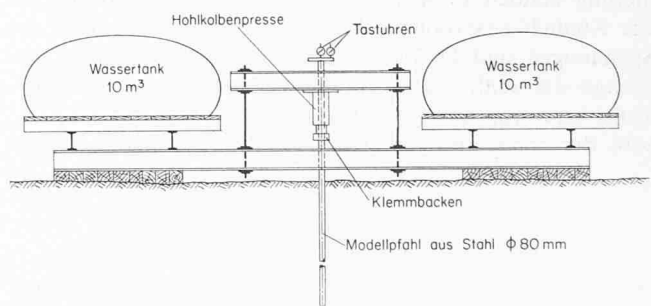
2. Ein weiterer Vorteil der Pfahlsondierung gegenüber dem üblichen Probepfahl liegt darin, dass nicht nur der Rammwiderstand, sondern auch der zum Einpressen erforderliche Druck gemessen werden kann und dass bei der Belastungsprobe eine Trennung zwischen Mantelreibung und Spitzendruck möglich ist. Das für den Pfahlsondenversuch nötige Gegengewicht beträgt 20 t und besteht aus zwei symmetrisch zur Sonde angeordneten Wasserlasten von je 10 t (Bild 1).

3. Der kleine Aussendurchmesser der Sonde von 80 mm sorgt dafür, dass sich das Porenwasser in der Kontaktzone mit der Sondenspitze rasch entspannt. In erster Annäherung kann man damit rechnen, dass die für eine gewisse Entspannung des Porenwassers erforderliche Zeit mit dem Quadrat des Pfahl- bzw. Sondendurchmessers zunimmt. Bei der Probelastung der Pfahlsonde genügen deshalb relativ kurzfristige Laststufen von 10 bis 20 Minuten Dauer, im Gegensatz zu den 24stündigen Laststufen der normalen Probepfähle.

Es wird oft die Meinung vertreten, dass die Mantelreibung beim Zurückziehen der Sonde oder eines Pfahles kleiner sei als beim Einpressen. Diese Auffassung ist richtig, wenn der Durchmesser des Pfahls ein gewisses Mass überschreitet. Für eine schlanke Sonde dagegen, wie sie hier vorliegt, kann sowohl theoretisch wie experimentell nachgewiesen werden, dass der Einfluss der Verschiebungsrichtung auf die Mantelreibung vernachlässigt werden darf.

Die Aufzählung der genannten Vorteile soll aber nicht den Eindruck erwecken, die Pfahlsonde könnte den Probepfahl ganz ersetzen. Nicht ersetzen, sondern ergänzen! Bei grossen Bauvorhaben kann diese Ergänzung darin bestehen, dass man einen sog. Schlüssel zur Interpretation von Pfahlsondenversuchen aufstellt, indem man in der Achse einer dieser Sondierungen einen normalen Probepfahl ausführt. Eines der wesentlichsten Merkmale der Pfahlsondierung besteht ferner darin, dass eine Reihe von wichtigen spezifischen Kennziffern in ein und demselben Versuchsgang bestimmt werden kann, nämlich: M_E -Wert, spezifischer Rammwiderstand, Mantelreibung und Spitzenwiderstand (ultimate bearing capacity).

Bild 1. Installation für Pfahlsondenversuch. Die beiden Tanks fassen je 10 m³ Wasser. Unter dem Dreibein erkennt man die Tastuhren und zwischen den Profilträgern die Hohlkolbenpresse



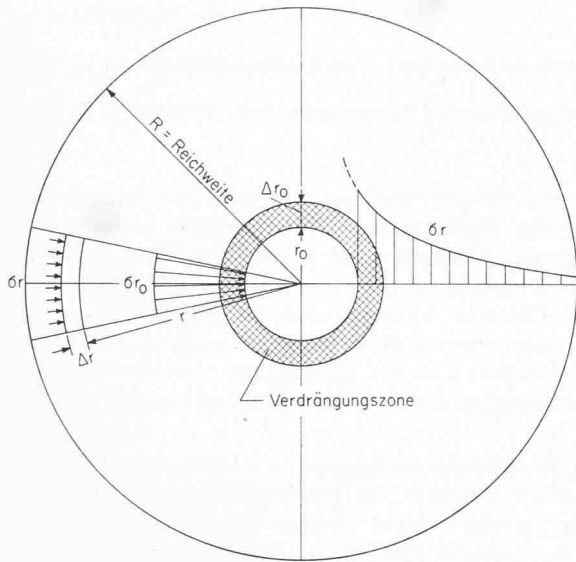


Bild 2. Verdrängungszone und Radialdrücke infolge Pfahlrammung

σ_{r_0} = Manteldruck (radial)

R = Reichweite der Manteldrücke

σ_r = Radialspannung = $\sigma_{r_0} \frac{r_0}{r}$

M_{EH} = M_E -Wert in horizontaler Richtung

$$\Delta r_0 \cong 0,41 r_0 = \frac{\sigma_{r_0} \cdot r_0}{M_{EH}} \ln(R/r_0)$$

$$\sigma_{r_0} \cong \frac{0,41 \cdot M_{EH}}{\ln(R/r_0)}$$

2. Theoretische Überlegungen

Bei der Interpretation und Auswertung der Pfahlondierung handelt es sich bis zu einem gewissen Grade um ein Ähnlichkeitsproblem. Dies gilt insbesondere von den Spannungen und Deformationen in radialer Richtung, die infolge der seitlichen Verdrängung des Bodens entstehen, wobei man von einer Reichweite R des Manteldruckes σ_{r_0} bzw. der Sonde sprechen kann, ähnlich wie man von einer

Reichweite eines Brunnens spricht. Unter der Reichweite verstehen wir hier gemäss Bild 2 den Radius R desjenigen konzentrischen Zylinders, ausserhalb welchem die Wirkung des Pfahles auf den Spannungs- und Deformationszustand des Bodens vernachlässigt werden darf. Angenommen, der Pfahl sei unendlich lang und der Boden homogen, so ist aus Ähnlichkeitsgründen die Reichweite R dem Radius r_0 des Pfahls direkt proportional. Die Reichweiten zweier verschieden schlanker Pfähle verhalten sich somit annähernd wie ihre Durchmesser.

Bei der weiteren Betrachtung setzen wir zunächst einen gewichtslosen Boden voraus. Wie Bild 2 zeigt, bildet das beim Rammen des Pfahls nach aussen verdrängte Material eine Verdrängungszone in Form eines konzentrischen Ringes, dessen Inhalt – Volumenkonstanz vorausgesetzt – gleich dem Pfahlquerschnitt ist. Die Wandstärke der ringförmigen Verdrängungszone beträgt demnach $\Delta r_0 = 0,41 r$ und ist identisch mit der radialen Zusammendrückung des ausserhalb des Verdrängungsringes gelegenen Bodens.

Wird der Manteldruck indirekt gemessen – zum Beispiel durch Torsion eines speziellen Reibungszyllinders im Zuge einer verrohrten Rammsondierung –, so kann der M_E -Wert in horizontaler Richtung, genannt M_{EH} , nach den in Bild 2 angegebenen Formeln angenähert berechnet werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass der indirekt (über die Reibung) gemessene Manteldruck nicht nur den zur raschen Verdrängung des als gewichtslos betrachteten Materials erforderlichen Druck enthält, sondern auch den Druck infolge Eigengewicht des Bodens. Man muss deshalb den geschätzten Anteil des Eigengewichtes vom gemessenen Druck abziehen, um den massgebenden Manteldruck σ_{r_0} zu erhalten, der als ein Mass für die Zusammendrückbarkeit des Bodens in horizontaler Richtung betrachtet werden kann. Der M_{EH} -Wert, der vor allem bei horizontal beanspruchten Pfählen interessiert, ist in der Regel bedeutend kleiner als der in vertikaler Richtung gemessene M_E -Wert, was insbesondere beim Menard-Verfahren zu beachten ist.

Wesentlich komplizierter liegen die Spannungs- und Deformationsverhältnisse in einem Meridianschnitt durch die Pfahlachse (Bild 3). Wenn man den Reibungswinkel des Bodens kennt, kann man die Tragfähigkeit q der Pfahl-

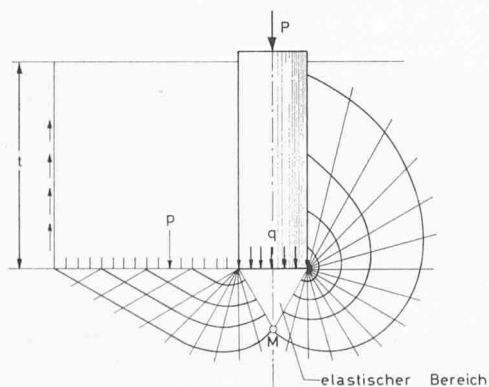


Bild 3 (links). Gleitflächenbildung nach Rankine-Terzaghi (links) und Meyerhof (rechts)

Tragfähigkeitsbeiwerte :

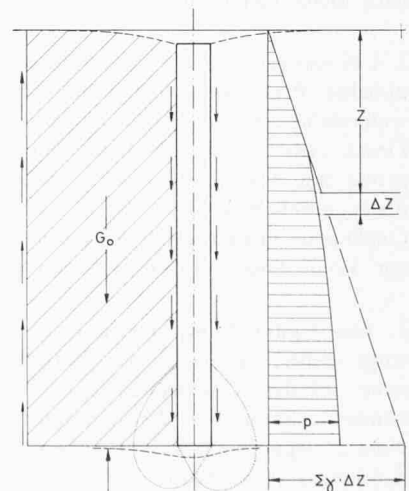
N_{c_0} = Einfluss der Kohäsion

N_{q_0} = Einfluss des Überlagerungsdruckes

N_{γ_0} = Einfluss von Raumbgewicht + Fundamentbreite

Tragfähigkeit : $q = c \cdot N_{c_0} + p \cdot N_{q_0} + \gamma \cdot b \cdot N_{\gamma_0}$

Bild 4 (rechts). Problematik des Überlagerungsdruckes im Wirkungsbereich eines Pfahls



Tragfähigkeit der Pfahlbasis = $q = p \cdot N_{q_0}$

Reduzierter Überlagerungsdruck = $p = K \cdot \Sigma \gamma \cdot \Delta Z$

Reduktionskoeffizient = $K \leq 1$

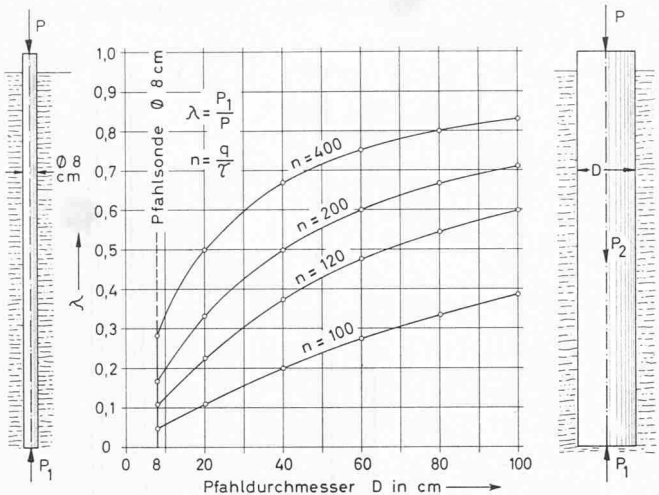


Bild 5. Anteil λ der Spitzenlast an der Gesamlast in Funktion des Pfahldurchmessers. Parameter n ist das Verhältnis zwischen der spezifischen Tragfähigkeit der Pfahlbasis zur Mantelreibung

basis entweder nach *Prandtl* bzw. *Terzaghi* berechnen, indem man von den Rankineschen Gleitflächen (links) ausgeht, oder nach *Meyerhof* [2], [3], dessen Methode auf der Plastizitätstheorie beruht (rechts)¹⁾. In beiden Fällen setzt sich die Tragfähigkeit q aus drei Gliedern zusammen, von denen das erste den Einfluss der Kohäsion c , das zweite denjenigen des Überlagerungsdruckes p und das dritte jenen des Produktes γb wiedergibt, wenn b die halbe Fundationsbreite und γ das Raumgewicht des Bodens unterhalb der belasteten Fläche bedeuten. Die entsprechenden Tragfähigkeitsbeiwerte N_{co} , N_{qo} und $N_{\gamma o}$ hängen nur vom Winkel der inneren Reibung auf der Höhenlage der Pfahlbasis ab.

Problematisch ist vor allem der Überlagerungsdruck p , weil es Bodenarten gibt (zum Beispiel dichtgelagerte Sande), bei denen p nicht proportional mit der Tiefe zunimmt, sondern schon in einer Tiefe von etwa $15 D$ (D = Pfahldurchmesser) einen praktisch konstanten Wert erreicht (Bild 4) [4, 13]. Man kann dies zum Teil damit erklären, dass in der unmittelbaren Nachbarschaft des Pfahls eine Art Silowirkung eintritt, wie sie in Bild 4 schematisch angedeutet ist.

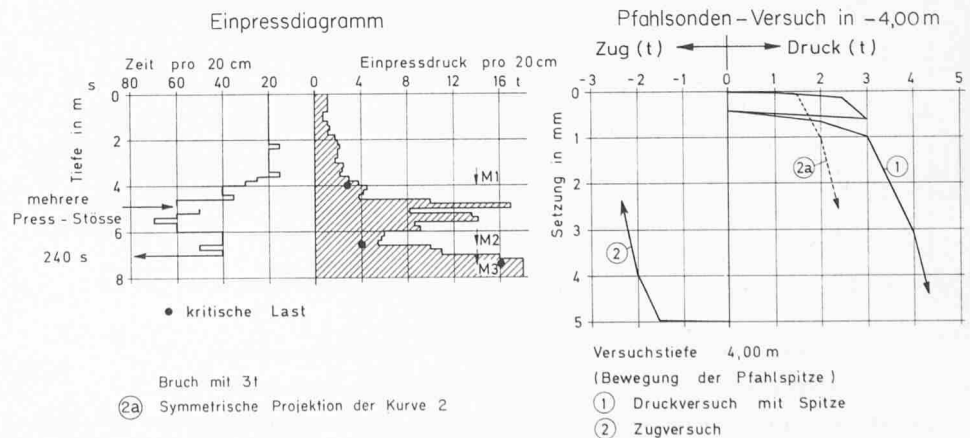
1) Diese Aussage ist auch für tiefgründige Fundamente gültig.

Beim Vergleich der Tragfähigkeit von verschiedenen schlanken Pfählen muss man sich ferner darüber klar sein, dass der Anteil λ des Spitzendrucks an der Gesamlast mit zunehmendem Pfahldurchmesser rasch zunimmt, weil die Pfahlbasis mit dem Quadrat des Durchmessers, die Mantelfläche dagegen nur linear ansteigt. In Bild 5, in welchem die schlanke Pfahlsonde (links) einem dicken Pfahl (rechts) gegenübersteht, ist dieser Anstieg von λ bzw. die Zunahme des Spitzendrucks in Funktion des Durchmessers für verschiedene Parameter n dargestellt. Dabei bedeutet n das Verhältnis der spezifischen Tragfähigkeit q der Pfahlbasis (Spitzendruck) zur spezifischen Mantelreibung τ (Adhäsion eingeschlossen). Bei einer Verhältniszahl $n = 200$ wäre zum Beispiel der Anteil des Spitzendrucks für die Pfahlsonde von 8 cm Durchmesser rund 17 %, bei einem Pfahl von 1 m Durchmesser dagegen 71 % (gleiche spezifische Mantelreibung vorausgesetzt). Der Einfluss des Durchmessers auf die spezifische Tragfähigkeit von Sonden und Pfählen wurde in neuerer Zeit von verschiedenen Forschern genauer untersucht. *E. E. de Beer* spricht von einem «Scale-Effekt» [13] und weist darauf hin, dass gemäss der in Belgien und Holland mit der Drucksonde (Cone penetration test) gemachten guten Erfahrungen sich die spezifische Tragfähigkeit vom Durchmesser des Pfahls als weitgehend unabhängig erwies. *J. Kerisel* [14] kommt auf Grund umfangreicher Versuche in verschiedenen dicht gelagertem Sand zum Schluss, dass bei dichter Lagerung der Einfluss des Pfahldurchmessers nicht vernachlässigt werden darf und dass von einer gewissen Tiefe an die spezifische Tragfähigkeit mit zunehmender Tiefe – wenn überhaupt – nur noch unbedeutend zunimmt [14].

3. Anordnung, Durchführung und Auswertung der Versuche

Die Pfahlsonde, die nach dem Projekt des Verfassers in Zusammenarbeit mit der Firma Stump Bohr AG entwickelt wurde, besteht aus einem aus kurzen Rohrschüssen zusammensetzbaren Stahlrohr von 80 mm Aussendurchmesser und konischer Spitze von 60° Öffnungswinkel. Sie wird geführt durch eine Hohlkolbenpresse, mit der die Sonde in den Boden gepresst oder herausgezogen wird (Bild 1). Das aus zwei wassergefüllten Plastikbehältern bestehende Gegengewicht beträgt, wie oben erwähnt, maximal 20 t, so dass bei einem Sondenquerschnitt von 50 cm^2 ein spezifischer Druck von 400 kg/cm^2 zur Überwindung von Mantelreibung und Spitzendruck ausübt werden kann. Bei feinkörnigen und nicht zu harten Bodenarten erfolgt der Vortrieb in der Regel durch Pressen.

Bild 6. Pfahlsondenversuch mit Einpressdiagramm und Lastsetzkurve



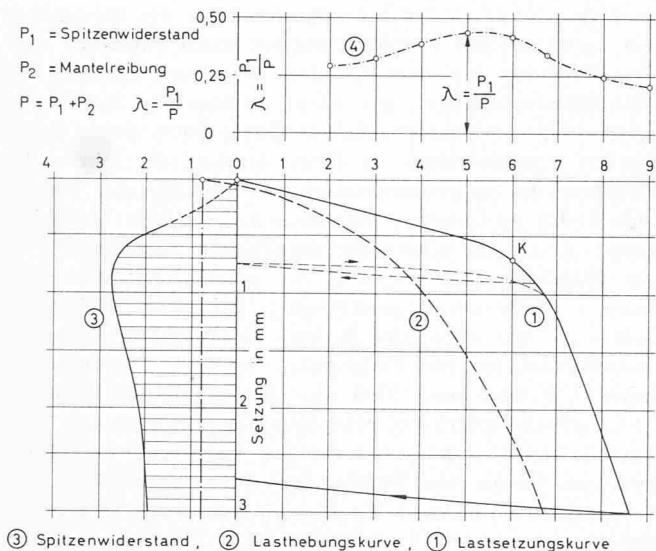


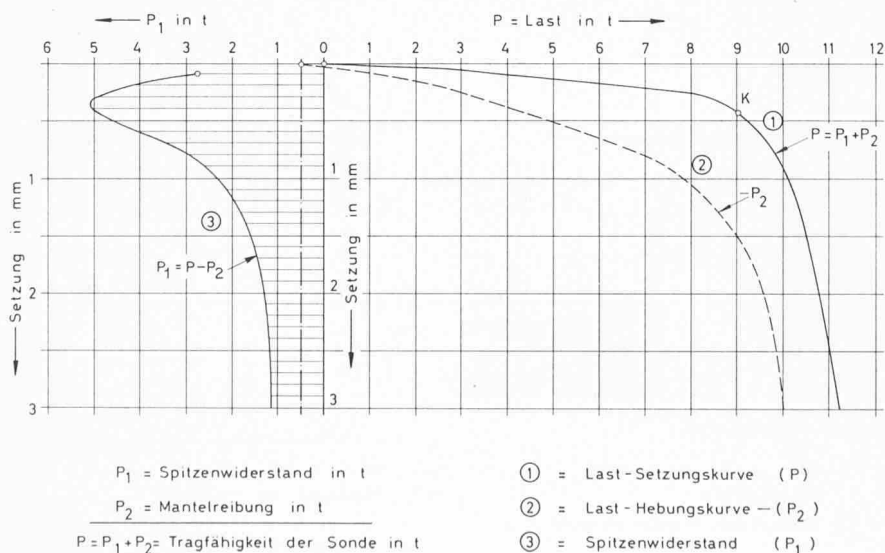
Bild 7. Diagramm zur Trennung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand

bei grobkörnigen Böden vorwiegend durch Rammen (Bild 8). Diese letztgenannte Kombination eignet sich besonders für gemischtkörnige Böden mit zwischengelagerten harten Schichten, wie sie in unserem Lande häufig vorkommen.

In der gewünschten Tiefe wird der normale Vortrieb unterbrochen und eine Probelastung der Pfahlsonde durchgeführt, indem man die Last stufenweise steigert, bis die Tragfähigkeit des Bodens überschritten wird. Die Setzungen der Sondenspitze werden durch einen unbelasteten Metallstab, der – gegen Temperaturänderungen geschützt – im Innern des Stahlrohres angebracht ist, nach oben übertragen und dort mit Hilfe von Spezialuhren gemessen. Anschliessend folgt der Zugversuch, indem die Sonde – unter stufenweiser Steigerung der Zugkraft – um einige Millimeter gehoben wird, wobei nur die Mantelreibung überwunden werden muss. Wichtig ist der oben

erwähnte Umstand, dass dank des relativ kleinen Durchmessers der Pfahlsonde die Mantelreibung als praktisch unabhängig von der Verschiebungsrichtung betrachtet werden darf. Dagegen spielt die Grösse der Verschiebung eine grundlegende Rolle. Der Torsionsversuch, der viel grössere Mantelreibungen ergibt, steht hier nicht zur Diskussion.

Das ausgewertete Ergebnis einer solchen Probelastung der Pfahlsonde ist in Bild 7 schematisch dargestellt, wobei 1 die Lastsetzungskurve, 2 die nach unten aufgetragene Lasthebungs-kurve und 3 den Spitzendruck darstellen. Der letztere ergibt sich, indem man von der Kurve 1, welche Spitzenwiderstand und Mantelreibung einschliesst, die Mantelreibung, d. h. Kurve 2, abzieht. Kurve 4, die normalerweise nicht benötigt wird, zeigt den veränderlichen prozentualen Anteil λ des Spitzenwiderstandes an der Gesamtlast ($\lambda = P_1 / P$).



Ramm-Phase Belastungs-Phase

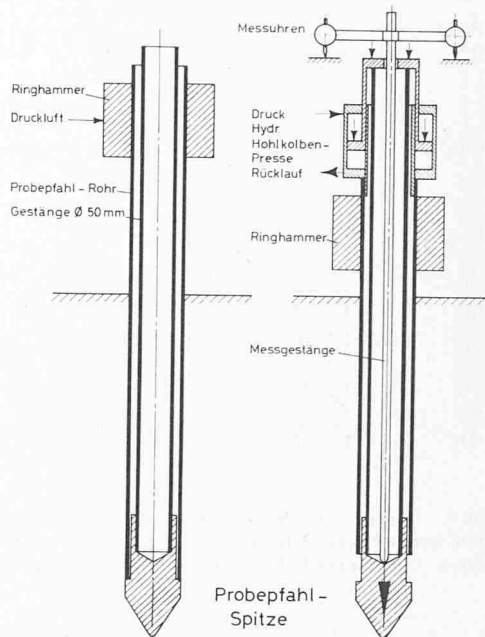


Bild 8. Prinzipskizze einer Variante (ohne oder mit Gegengewicht)

Bild 9. Auswertung einer Probelastung der Pfahlsonde (erstes Beispiel)

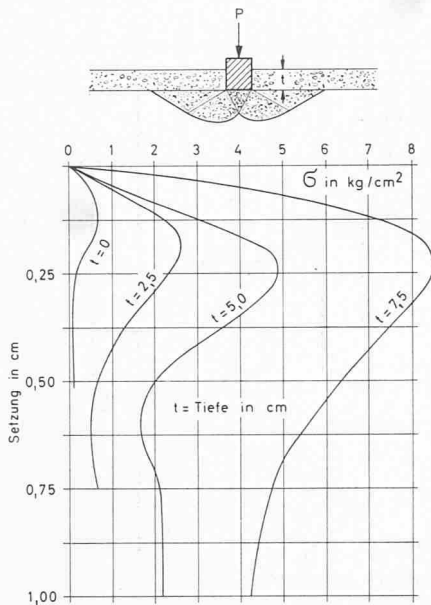


Bild 10. Lastsetzungskurven von Modellversuchen mit trockenem Sand. Belastete Fläche $1,25 \times 9,15$ cm. Nach Meyerhof 1948 [2]

Ein Nachteil dieser Messanordnung besteht darin, dass die gesuchte Grösse, nämlich der Spitzendruck, als Differenz von zwei relativ grossen Messgrössen erscheint. Um diesen Übelstand zu beheben, gibt es zwei Möglichkeiten: Erstens direkte Messung des Spitzendruckes mit Hilfe von strain gauges, die im Innern des Sondenrohres angebracht werden. Zweitens Anordnung von zwei konzentrischen Rohren, von denen das innere unten in einer konischen Spitze endet, die – geführt von der äusseren Verrohrung – in den Boden gepresst werden kann (Bild 8). Die

zweite Versuchsanordnung hat den wesentlichen Vorteil, dass kein Gegengewicht benötigt wird, sofern die Mantelreibung der Verrohrung genügt, um den auf das innere Rohr ausgeübten Druck auf den Boden zu übertragen.

4. Anwendungsbeispiele

Bei den zwei nachstehend beschriebenen Beispielen handelt es sich um ganz verschiedene Problemstellungen. Im ersten Fall geht es um die Beurteilung der Tragfähigkeit einer Pfahlfundation in sehr schlechtem Baugrund, im zweiten Fall um die tiefgründige M_E -Messung in einem harten Kiesschotter (Aareschotter). Beide Untersuchungen wurden unter der Leitung des Verfassers von der Firma Stump Bohr AG ausgeführt ¹⁾.

Erstes Beispiel, weicher Boden

Unter einer 4 bis 6 m mächtigen Ablagerung von Hochwasserletten besteht der Untergrund aus einer Wechselagerung von Torf, Lehm und Sand. Der Grundwasserspiegel liegt knapp unter der Terrainoberfläche. Von 0 bis 10 m Tiefe schwankt der Brutto-Rammwiderstand zwischen 5 und 30 kg/cm^2 , und erst in 25 m Tiefe erreicht er rund 100 kg/cm^2 .

Die Ergebnisse eines in 25 m Tiefe durchgeführten Pfahlsondenversuchs sind in Bild 9 dargestellt. Nach Überschreitung einer Belastung von 9 t (Punkt K) biegt die Lastsetzungskurve 1 steil nach unten ab. Die Mantelreibung (Kurve 2) verläuft normal. Während sich bei einer Setzung von 0,4 mm Mantelreibung und Spitzendruck ungefähr die Waage halten, hat nach 3 mm Setzung die Mantelreibung etwa 90 % der Totallast P übernommen.

¹⁾ Die erste diente der Fundation einer Brücke (Autobahn), die zweite derjenigen eines geplanten Reaktors der Motor Columbus AG, Baden.

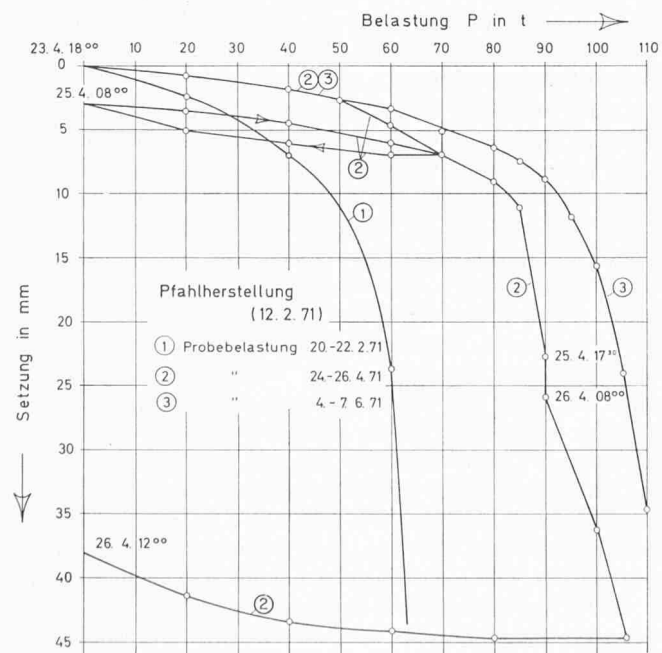


Bild 11. Lastsetzungskurven der in verschiedenen Zeitabständen durchgeführten Probelastungen desselben Ortsbeton-Rammpfahls

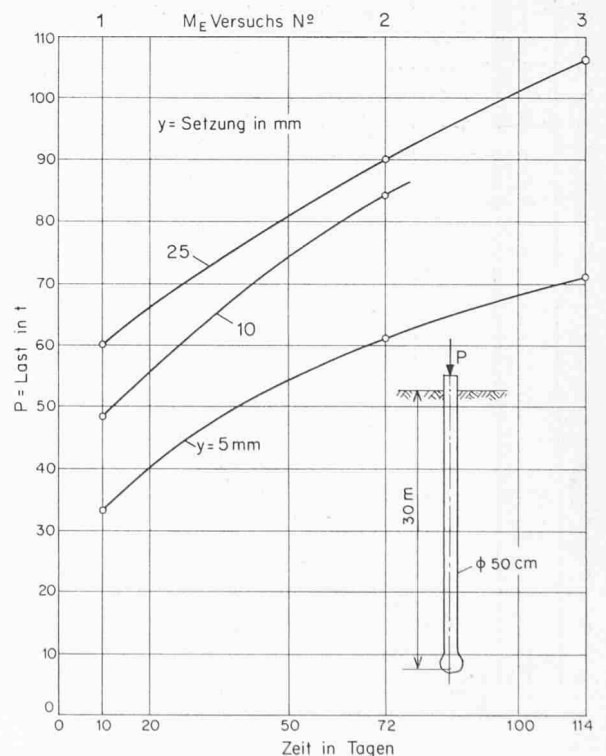


Bild 12. Zunahme der Tragfähigkeit des Probepfahls mit der Zeit

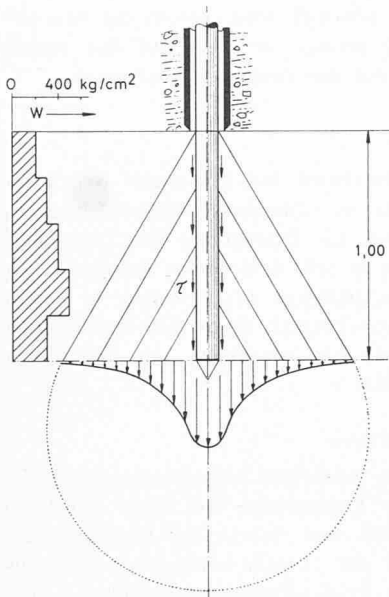


Bild 13. Schema eines Pfahlsondenversuchs im Bohrloch

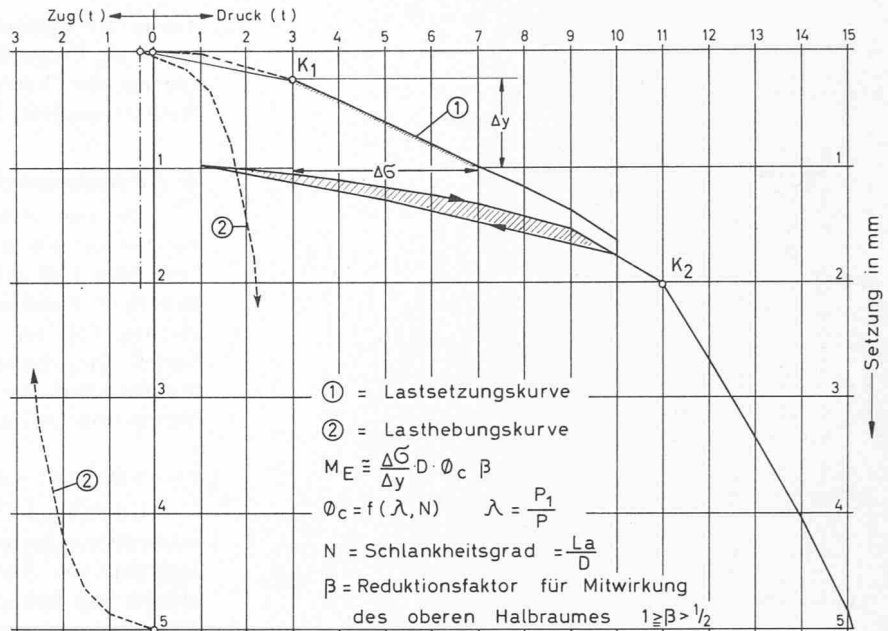


Bild 15. Beispiel eines Pfahlsondenversuchs mit Lastsetzungskurve (1) und negativer Lasthebungskurve (2). Man beachte die vorgebelastete Zone 0—K₁

Diese auffallende Erscheinung spiegelt sich auch in der Kurve 3 des Spitzenwiderstandes, der bei einer sehr geringen Setzung ein ausgesprochenes Maximum erreichte. Die Kurve 3 erinnert an den Verlauf der Scherfestigkeit

bei einem Scherversuch, bei dem die Restscherfestigkeit klein ist gegenüber dem Spitzenwert. Der nach dem Überschreiten des maximalen Spitzenwiderstandes markante Abfall dürfte bedingt sein durch die Bildung von Gleitflächen und den damit verbundenen Verlust der Kohäsion.

All dies deutet auf einen progressiven Bruch. Nicht umsonst setzt Terzaghi [4] zum Beispiel für einen Reibungswinkel $\rho = 35^\circ$ den Tragfähigkeitsbeiwert N_q bei lokalem Scherbruch, d. h. für progressiven Bruch, mit weniger als einem Drittel des für den normalen Scherbruch gültigen Wertes ein ($N_q' = 10, N_q = 33$). Übereinstimmend hat Meyerhof auf Grund von Modellversuchen zur Prüfung der Tragfähigkeit eines trockenen Sandes gezeigt [5], dass die Lastsetzungskurven bei einer gewissen Setzung ein ausgesprochenes Maximum aufweisen, ganz ähnlich wie bei der Pfahlsonde ((Bild 10). Auch Muhs macht auf dieses Phänomen aufmerksam [6].

Die tückische Natur des Bodens zeigte sich auch in unserem Beispiel bei der Belastung eines der Pfahlsondierung benachbarten Probepfahls, wobei es sich um einen Ortsbeton-Rammpfahl von 30 m Länge, 50 cm Schaftdurchmesser bei rund 80 cm Fussdurchmesser und einer bis in 12 m Tiefe reichenden Hülse handelt. Wie die Lastsetzungskurve 1 in Bild 11 erkennen lässt, schien der Pfahl bei seiner ersten Probebelastung zu versagen, indem er schon bei 60 t absackte, während auf Grund des Pfahlsondenversuchs eine rund doppelt so grosse Tragfähigkeit zu erwarten war. Bei dem sehr undurchlässigen Boden lag die Vermutung nahe, dass dieser Misserfolg auf das gespannte Porenwasser zurückzuführen sei und dass sich der Pfahl mit der Zeit ansaugen werde unter entsprechender Erhöhung der Tragfähigkeit. Um diese Hypothese zu prüfen, wurden nach 2 bzw. 3½ Monaten zwei weitere Probebelastungen am gleichen Pfahl durchgeführt, deren Lastsetzungskurven in Bild 11 vergleichsweise dargestellt sind. Wie ersichtlich, war die Tragfähigkeit bei der dritten Probebelastung (3½ Monate) nahezu doppelt so gross wie bei der ersten und entsprach damit angenähert demjenigen Wert, der auf Grund des Pfahlsondenversuchs vorausgesagt worden war.

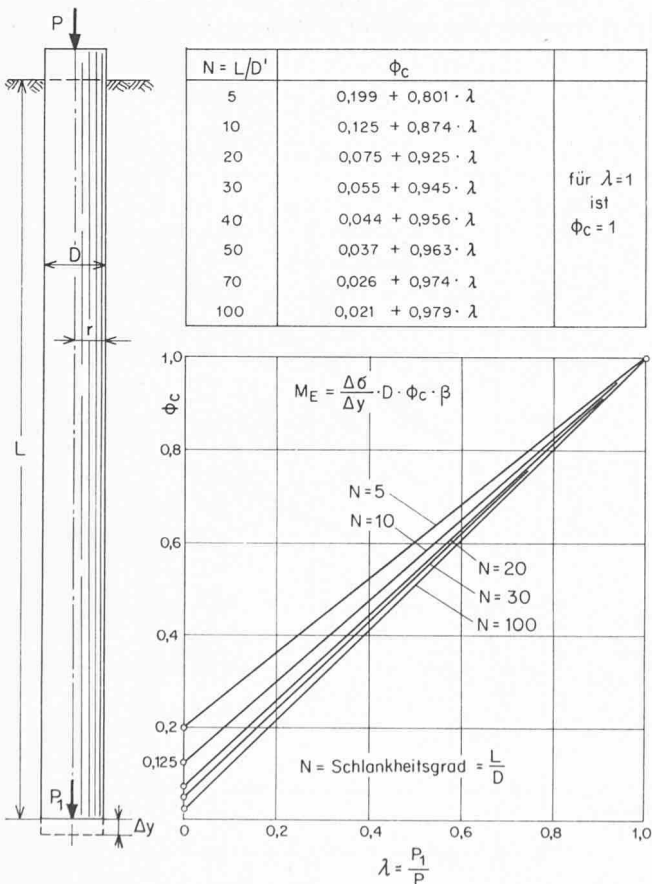


Bild 14. Diagramm zur Auswertung eines Pfahlsondenversuchs, Bestimmung des Parameters ϕ_c

Man kann zeigen, dass nur ein verhältnismässig kleiner Teil dieser zeitlichen Steigerung der Tragfähigkeit auf die bei mehrmaligem Belasten eines Pfahls unvermeidliche Vorbelastung zurückzuführen ist. In Bild 12 ist der Anstieg der Tragfähigkeiten mit der Zeit für gleiche Setzungen y dargestellt. Neuerdings haben *B. H. Fellenius* und *B. Broms* [10] durch sorgfältige Messungen festgestellt, dass beim Rammen eines Fertigpfahles von 800 cm^2 Querschnitt in Lehm-boden eine Porenwasserspannung von 40 t/m^2 in 20 m Tiefe aufgetreten ist. Diese Spannung, die ungefähr dem dop-pelten Überlagerungsdruck gleichkommt, hat sich erst im Laufe von hundert Tagen auf 5% ihres Anfangswertes entspannt. So braucht auch das Ansaugen eines gerammten Pfahls im undurchlässigen Boden eine entsprechend lange Zeit, die mit dem Pfahldurchmesser exponentiell zunimmt.

Zweites Beispiel, harter Boden

Der Untergrund bestand aus gemischtkörnigem Aare-schotter, der hauptsächlich durch den hohen Gehalt an sandigem Grobkies gekennzeichnet ist. Bis 4 m Tiefe wurden auch einige grosse Steine und noch tiefer Grobkies mit Blöcken angetroffen. In 20 m Tiefe wurde der Molasse-fels erreicht.

Die Aufgabe bestand darin, die 20 m mächtige Schot-terschicht auf ihre Zusammendrückbarkeit hin abzutasten, um dadurch eine bessere Grundlage für die Setzungsanalyse zu erhalten. Zu diesem Zweck wurden M_E -Messungen in vertikalen Abständen von etwa $2,5 \text{ m}$ angeordnet, wobei der Vortrieb durch wechselweises Bohren und Rammen erfolgte. Selbst bei der Maximallast von 20 t bzw. 400 kg/cm^2 , bezogen auf den Querschnitt der Sondenspitze, war ein Einpressen der Pfahlsonde nicht möglich. Dagegen erwies sich die Kombination von Bohren und Rammen als gangbar, obschon Brutto-Rammwiderstände bis über 3000 kg/cm^2 überwunden werden mussten. Jeweils 1 m oberhalb der Stelle, an welcher der M_E -Versuch angesetzt werden sollte,

wurde die Bohrung eingestellt und die Pfahlsonde im Bohr-rohr installiert. Dann wurde die Sonde bis 1 m tief unter die Bohrlochsohle eingerammt und der M_E -Versuch unter stufenweiser Belastung durchgeführt. Dieses Verfahren bietet den Vorteil, dass dank der Mantelreibung ein etwas grösserer Bodenbereich zur Mitwirkung herangezogen wird, was in Bild 13 schematisch zum Ausdruck kommt. Die Rammtiefe bis zu 1 m unter die Bohrlochsohle gestattet ferner, bis in den ungestörten Schichtverband einzudringen. Nachdem die Trennung von Spitzenwiderstand und Mantel-reibung in der oben beschriebenen Weise vorgenommen wurde, kann der M_E -Wert auf Grund folgender Nähe-rungsformel berechnet werden (Bild 14).

$$M_E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta y} D \Phi_c \beta$$

worin Φ_c eine bekannte Funktion von λ und dem Schlank-heitsgrad N der Sonde bildet [7] (vgl. Bild 14), während β einen ebenfalls dimensionslosen Reduktionsfaktor darstellt, der die eventuelle Mitwirkung des oberen Halbraums be-rücksichtigt. Je nach Tiefe und Bodenart kann β zwischen $0,5$ und 1 angenommen werden. Für Versuche in geringer Tiefe gilt näherungsweise der obere Grenzwert $\beta = 1$.

Bei der Berechnung des M_E -Wertes muss man zwischen dem durch das Rammen oder Einpressen der Sonde vor-belasteten Bereich und dem nicht vorbelasteten scharf unter-scheiden. Dies kann anhand der Lastsetzungskurve (Bild 15) geschehen, die beim Übergang vom nicht vorbelasteten zum vorbelasteten Zustand des Bodens einen Knick ($K 1$) auf-weist. In unserem Beispiel liegt dieser Knickpunkt etwa bei einem äquivalenten Verdichtungsdruck $\sigma_{K 1}$ von 3 kg/cm^2 . Für M_E -Berechnungen ist die Lastsetzungskurve rechts von $K 1$ zu benutzen, während für die Beurteilung der kri-tischen Belastung $K 2$, bei der intensive Kriechvorgänge einsetzen, massgebend ist.

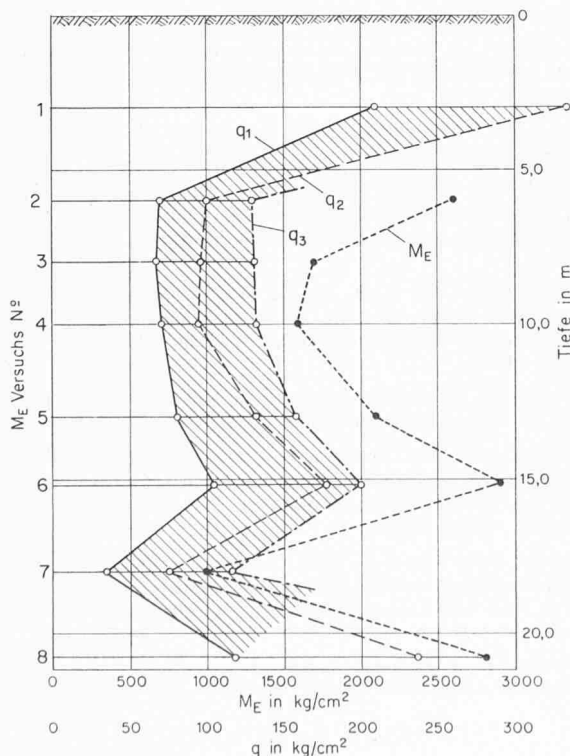


Bild 16. M_E -Werte und Tragfähigkeit q für eine gegebene Setzung $\Delta y = 1,2$ bzw. 3 mm in Funktion der Tiefe

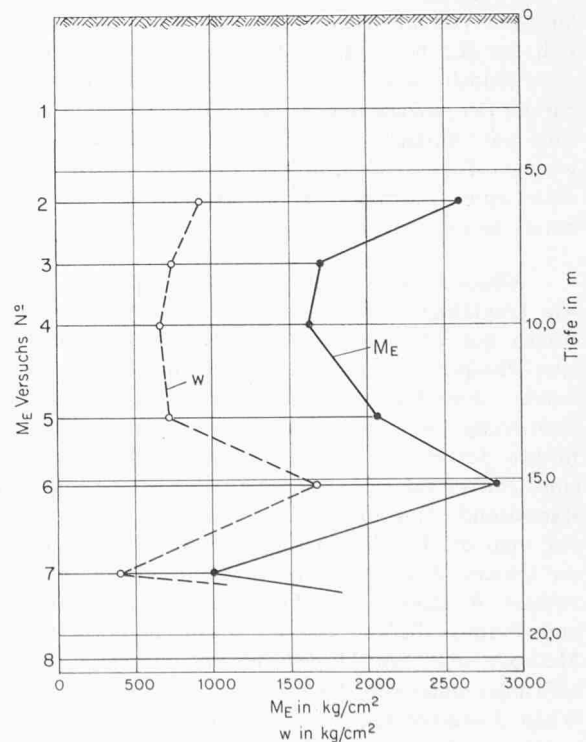


Bild 17. M_E -Werte und Brutto-Rammwiderstände w in Funktion der Tiefe

Aus Bild 16 ist ersichtlich, dass die M_E -Werte, die zwischen 1000 und 6000 kg/cm² schwanken, in der Nähe der Terrainoberfläche erheblich grösser sind als in der Tiefe von 18 bis 20 m. Von besonderem Interesse ist das Verhältnis zwischen Brutto-Rammwiderstand und M_E -Wert, das hier im Mittel 2,4 beträgt [11], [12]. Dieser Wert kommt dem statistischen Mittelwert von 2,5 sehr nahe, den *H. Bendel* anhand von über hundert Parallelversuchen der Firma Stump-Bohr AG berechnet hat [8]. Man beachte ferner die Parallelität der in Bild 17 dargestellten Diagramme für die M_E -Werte und Rammwiderstände w in Funktion der Tiefe.

Aus Bild 16 kann auch der Spitzendruck q entnommen werden, der zur Erzeugung einer gegebenen Setzung erforderlich ist (Tragfähigkeit). Die mehr oder weniger parallelen Linienzüge (Bild 16 links) geben den Spitzendruck q in Funktion der Tiefe wieder, der notwendig ist, um eine Setzung der Pfahlsonde von 1, 2 bzw. 3 mm hervorzurufen. Diese Spitzendrücke können als Mass der *Tragfähigkeit* betrachtet und mit den entsprechenden theoretisch ermittelten Werten verglichen werden. Gemäss Kurve q_1 (Bild 16) ergab der Pfahlsondenversuch für eine Setzung von 1 mm einen Spitzendruck in zirka 10 m Tiefe von rund 80 kg/cm². Dieser Wert steht in guter Übereinstimmung mit der nach *Terzaghi* [4] für einen Winkel der inneren Reibung $\varrho = 38^\circ$ und einem Überlagerungsdruck von 1,7 kg/cm² berechneten Tragfähigkeit (ultimate bearing capacity).

5. Schlussbemerkungen

Bedenkt man, dass die Tragfähigkeiten der verschiedenen Lockergesteine zwischen etwa 0,5 kg/cm² und 100 kg/cm² variieren, während die bisher gemessenen M_E -Werte von etwa 2 kg/cm² bei weichem Torf bis über 10 000 kg/cm² bei glazial vorbelasteten Grundmoränen bzw. Silten ansteigen, so versteht man – angesichts dieser enormen Variationsbreite – dass es kein allgemeingültiges Rezept für in-situ-Versuche geben kann [9]. Es geht vielmehr darum, aus den verschiedenen Verfahren jenes auszuwählen, das sich für die betreffende Bodenart am besten eignet. Das setzt jedoch voraus, dass man die Grenzen der Anwendbarkeit der einzelnen Verfahren kennt. So wäre es zum Beispiel ein müssiges Unterfangen, den M_E -Wert eines sehr weichen Torfes, bei dem eine Rammsonde zum Teil schon unter ihrem Eigengewicht einsinkt, mit der verrohrten M_E -Sonde messen zu wollen.

Allgemein muss festgehalten werden, dass sowohl M_E - wie Tragfähigkeitsmessungen in stark strukturempfindlichen Böden nur unter besonderen Vorsichtsmassnahmen – wie zum Beispiel die Kompensation des Eigengewichtes der Sonde – zum Ziele führen. Am besten eignet sich die Pfahlsondierung zur Untersuchung von lehmigen und tonigen Böden, ferner von Silten, Sanden und Kiessanden. Oft empfiehlt es sich, orientierungshalber zuerst eine verrohrte Rammsondierung mit Reibungsmessungen auszuführen, bevor man die Pfahlsondierung ansetzt. Handelt es sich um die Untersuchung eines harten Schotter, so dürfte die im zweiten Beispiel beschriebene Kombination von Bohrung und Pfahlsondierung die günstigste und wirtschaftlichste Methode sein, um M_E -Messungen in grosser Tiefe, oberhalb oder unterhalb des Grundwasserspiegels, auszuführen. Wider Erwarten hat die Erfahrung gezeigt, dass M_E -Messungen im Bohrloch mit Sonden von 80 bis 100 mm Durchmesser selbst bei grobkörnigem Schotter, wie zum Beispiel dem Sihlschotter, möglich und zuverlässig sind.

Bei Bohrpfählen kann die Pfahlsonde im Bohrloch bzw. Bohrrohr montiert werden, um die Tragfähigkeit des Untergrundes in jeder gewünschten Tiefe unter Terrain zu prüfen. In diesem Falle muss das Sondenrohr gegen Ausknicken geschützt werden, sei es durch Distanzhalter, sei es durch eine geeignete Verrohrung [1].

Hinsichtlich der Brauchbarkeit der geschilderten Verfahren zur Messung der Zusammendrückbarkeit (M_E -Wert) und der Tragfähigkeit des Untergrundes gibt es letzten Endes nur *ein* objektives Kriterium, um die Zuverlässigkeit der Methode zu beurteilen: Es ist die über Jahre sich erstreckende Setzungsmessung am fertigen Objekt und deren Vergleich mit der auf Grund von Versuchen in situ durchgeführten Setzungsprognose. Mit Genugtuung dürfen wir feststellen, dass sämtliche Grossbauten, bei denen sorgfältige M_E -Messungen in situ nach den beschriebenen Richtlinien durchgeführt wurden, die Feuerprobe inzwischen bestanden haben, indem deren Setzungen auch nach Jahren innerhalb des vorausgesagten Bereiches liegen.

Literaturverzeichnis

- [1] *R. Haefeli*: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation. «SBZ» 71 (1961), H. 25 und 26.
- [2] *G. G. Meyerhof*: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. «Géotechnique» 1951, No 4, p. 301–333.
- [3] *G. G. Meyerhof*: Influence of Roughness of Base and Groundwater conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations. «Géotechnique» 1955, No 4, p. 301–332.
- [4] *K. Terzaghi* und *R. B. Peck*: Soil Mechanics in Engineering Practice. 2. Auflage, Verlag John Wiley, New York.
- [5] *G. G. Meyerhof*: An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand. Proceedings of the Second Int. Conference on Soil Mechanics, Rotterdam 1948, Vol. I, p. 237–243.
- [6] *H. Muhs*: Die experimentelle Untersuchung der Tragfähigkeit nichtbindiger Böden (1970). Mitteilungen der VGB der Technischen Hochschule Aachen, H. 51.
- [7] *R. Haefeli*: Zur Bestimmung des M_E -Wertes mittels Rammsonde, Drucksonde und Probepfählen. «Strasse und Verkehr» 1964, H. 3, S. 111–115.
- [8] *H. Bendel*: M_E -Sonde der Firma Stump-Bohr AG (nicht veröffentlicht), Mai 1966.
- [9] *H. Muhs* und *K. Weiss*: Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen, nichtbindigen Boden. «Degebo», 1971, H. 26, S. 1–39.
- [10] *B. H. Fellenius* und *B. B. Broms*: Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay. VII. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Speciality Session 8, Mexico (1969).
- [11] *K. J. Melzer*: Sondenuntersuchungen im Sand. Mitteilungen der VGB der Technischen Hochschule Aachen, H. 43, 1968.
- [12] *E. Menzenbach*: Die Anwendbarkeit von Sonden zur Prüfung der Festigkeitseigenschaften des Baugrundes. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 713 (1959). Westdeutscher Verlag, Köln.
- [13] *E. E. de Beer*: The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundation. «Géotechnique», No 13 (1963).
- [14] *J. Kerisel*: Deep Foundation Basic Experimental Facts. Deep Foundation Conference Mexico, Dezember 1964.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *R. Haefeli*, Susenbergstr. 193, 8044 Zürich.