Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 79 (1961)

Heft: 26

Artikel: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation

Autor: Haefeli, Robert

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-65561

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: 13.07.2025

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

druck- und Mitteldruck-Turbine von der kalten Niederdruck-Turbine bietet den grossen Vorteil eines mässigen Wärmeflusses vom Eintritt zum Austritt der einzelnen Turbinenteile durch Wärmeleitung und vermeidet eine Erwärmung der Niederdruck-Gehäuseteile durch Wärmeleitung aus dem Mitteldruck-Teil, wie dies der Fall wäre, wenn Mitteldruck-Stufen gemeinsam mit Niederdruck-Stufen in einem Gehäuse angeordnet würden. Die Bauweise der Turbine Baudour bietet daher völlige Gewähr, dass sie auch nach kurzzeitigem Stillstand — also noch warm — ohne Schwierigkeiten wieder angefahren werden kann.

Schluss folgt

Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation

Von Prof. Dr. **R. Haefeli**, Zürich

Schluss von Seite 448
DK 624.154.001

IV. Neue Methoden zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit des Untergrundes in situ (M_E-Wert)

Anlässlich des ersten Ausbaues des Flughafens Kloten (1948) wurde eine einfache Methode entwickelt, um die Zusammendrückbarkeit des Bodens in situ, d. h. am natürlichen Schichtverband zu messen [11, 26]. Zu diesem Zwecke wurde der Zusammendrückungsmodul M_E definiert (mit der deutschen Steifeziffer K vergleichbar), der sich vom Elastizitätsmodul der elastischen Stoffe, mit dem er hinsichtlich Dimension identisch ist (kg/cm²), grundsätzlich durch zwei Attribute unterscheidet: Erstens erfolgt seine Bestimmung bei ganz (Oedometer) oder nahezu (Feldversuch) verhinderter Seitenausdehnung, während der Elastizitätsmodul bei freier Seitenausdehnung gemessen wird, und zweitens handelt es sich beim M_E-Wert nicht um eine Materialkonstante, sondern um eine Zustandsgrösse, die u. a. vom Verdichtungsdruck, von der Belastungsvorgeschichte und dem Vorzeichen der Spannungsänderung usw. abhängig ist.

Zur weiteren Klärung der Begriffe mögen folgende ergänzende Angaben dienen:

Komprimiert man einen kohärenten Bodenwürfel das eine Mal bei freier (Fall 1), das andere Mal bei verhinderter Seitenausdehnung (Fall 2), so verhalten sich die gemessenen Setzungen $\delta_1 : \delta_2$ umgekehrt, wie die entsprechenden Verformungsmoduli $V_E : M_E$, d. h.:

$$(5) \quad \frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{M_E}{V_E}; \qquad (5_a) \quad \frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma}{M_E}$$

wobei V_E bei vollkommener Elastizität dem Elastizitätsmodul E entspricht. Nach Gl. 5a kann M_E definiert werden als *der hundertfache Wert derjenigen spez. Belastung σ, die notwendig ist, um eine Bodenschicht bei verhinderter Querdehnung um $\Delta_h = 1\%$ ihrer ursprünglichen Höhe h zusammenzudrücken.*

Berechnet man andererseits das Verhältnis $\delta_1 : \delta_2$ auf Grund des Verformungsmoduls V_E, des Hookschen Gesetzes und der elastischen Querzahl $m = 1/\mu$, so ergibt sich folgende Beziehung [11]:

$$(6) \quad \frac{M_E}{V_E} = \frac{m^2 - m}{m^2 - m - 2} = \frac{1 - \mu}{1 - \mu - 2\mu^2} = \lambda_E$$

d. h. für

Querzahl m =	2	3	4	5
Poissonzahl μ =	$1/2$	$1/3$	$1/4$	$1/5$
$\frac{M_E}{V_E} = \lambda_E$ =	∞	1,50	1,20	1,11

Der Wert $m = 2$ repräsentiert dabei den volumenkonstanten Körper, der sich bei verhinderter Seitenausdehnung nicht zusammendrücken lässt.

Die Einführung des M_E-Wertes in die Theorie der Setzungsberechnung hat den wesentlichen Vorteil, dass man dabei unabhängig wird von der meistens nicht näher bekannten Poissonzahl μ bzw. Querzahl m des Bodens. Andrerseits ist zu beachten, dass die Abhängigkeit des M_E-Wertes vom Konsolidationsdruck σ für Lockergesteine auf Grund des Oedometerversuches (Setzung in Funktion des Druckes bei verhinderter Querdehnung) durch folgenden linearen Zusammenhang gegeben ist [11]:

$$(7) \quad M_E \cong \frac{\sigma}{\Delta_e}; \quad \Delta_i \simeq \Delta_e \ln \frac{\sigma_i}{\sigma_1}; \quad \sigma_1 = 1 \text{ kg/cm}^2$$

worin bedeutet [11]:

Δ_e = Zusammendrückungszahl = prozentuale Setzung Δ_i der an der Fliessgrenze in den Oedometer eingebauten Bodenprobe infolge Erhöhung des Druckes σ_i von 1,0 auf e (2,72) kg/cm².

Die Relation zwischen dem Zusammendrückungsindex C_c (compression index) von Terzaghi [19] und der Zusammendrückungszahl Δ_e lautet schliesslich:

$$(8) \quad C_c = \frac{1 + \varepsilon_1}{\log e} \Delta_e \cong 2{,}3\,(1 + \varepsilon_1)\,\Delta_e$$

ε_1 = Porenziffer des Materials für $\sigma = 1{,}0$ kg/cm².

Als wichtigste Grundlage der Setzungsberechnung hat der Begriff des M_E-Wertes und dessen feldmässige Bestimmung, in Ergänzung der Messung der Zusammendrückbarkeit ungestörter Bodenproben im Laboratorium in der Praxis rasch Eingang gefunden. Wie erstmals beim Bau des Flughafens Kloten wird heute der sogenannte Plattenversuch, der inzwischen durch die Kommission für Unterbau und Untergrund der Vereinigung Schweiz. Strassenfachmänner (VSS) standardisiert wurde, im Strassen- und Dammbau sowohl zur Kontrolle des Untergrundes als auch zur Qualitätsprüfung künstlich verdichteter Koffer und Dammkerne laufend verwendet (SNV 70 317).

Auch bei Flachfundationen leistet der Plattenversuch zur Bestimmung des M_E-Wertes an der Sohle der Baugrube wertvolle Dienste, sofern das Grundwasser in Schach gehalten werden kann.

Wesentlich schwieriger ist die Aufgabe, den M_E-Wert unterhalb des Grundwasserspiegels in beliebiger Tiefe unter der Bodenoberfläche oder der Fundamentsohle in situ zu messen. Die naheliegende Anwendung des Plattenversuchs in Sondierbohrungen gibt Anlass zu häufigen Versagern. Sie ergibt in der Regel zu kleine M_E-Werte, weil der Boden an der Bohrlochsohle durch die Entlastung und lokale Verformungen gestört ist.

Hier bietet nun die Verwendung von sondenähnlichen Modellpfählen mit verbreiterter Spitze, die unter Messung des Rammwiderstandes oder des statischen Verdrängungsdruckes (Drucksonde) bis in den ungestörten Boden vorgetrieben werden, bevor der eigentliche Belastungsversuch angesetzt wird, eine Möglichkeit, das Problem mit genügender Annäherung zu lösen.

Die ersten diesbezüglichen Versuche wurden 1954 vom Verfasser in Zusammenarbeit mit der AG. für Grundwasserbauten an der Erdbauabteilung der VAWE durchgeführt [5]. Im Gegensatz zum Plattenversuch erfolgte die Uebertragung der Versuchslast auf den Boden nicht nur durch die untere Fläche des Stempels, sondern auch durch dessen Mantel (Reibungszylinder). Um nun auf Grund der in Kap. III dargestellten Setzungstheorie (1960) den M_E-Wert mit Hilfe eines Modellpfahlversuchs berechnen zu können, ist es notwendig, ausser der Setzung auch den Anteil der Mantelreibung in Funktion der Last direkt zu messen. Hierbei spielt es keine Rolle, dass der durch die Pfahlspitze verdrängte Boden, der nur als lastübertragendes Medium benützt wird, gestört ist. Entscheidend für die Brauchbarkeit der Methode ist dagegen die auf Grund von Versuchen gewonnene Erfahrung [12], dass die Störung des Bodens unterhalb der Rammspitze durch den Rammvorgang mit Ausnahme gewisser Bodenarten nicht wesentlich ins Gewicht fällt.

In Bild 11 ist das Prinzip einer neueren, an der Fundation des Hochhauses «Palme» verwendeten Versuchsanordnung (Modellpfahl) dargestellt. Auf die Sohle eines Bohrloches wird eine gegen Ausknicken gesicherte, mit einer Spitze versehene M_E-Sonde unter Messung des Rammwiderstandes bis in den ungestörten Boden eingerammt. Diese erste Versuchsphase ist vergleichbar mit dem amerikanischen «standard penetration test» [29]. Anschliessend wird die M_E-Sonde (Modellpfahl) mit Hilfe einer hydraulischen Presse stufenweise belastet, wobei die Setzungen des Sondenkopfes analog wie beim Plattenversuch mittels Uhren auf rd. 5μ genau gemessen werden. Bild 12 gibt das Last-Setzungsdiagramm eines solchen Versuchs, der anlässlich der Pfahlfundation «Palme» auf der Bohrlochsohle eines Benoto-Rohres in 23,3 m Tiefe unter die Baugrubensohle durchgeführt wurde. Bild 13 zeigt die dabei verwendete Versuchseinrichtung, die in der Werkstatt der Unternehmung *AG. Heinr. Hatt-Haller* nach den Angaben des Verfassers gebaut wurde.

Um die gesuchte Setzung y der Sondenspitze zu erhalten, ist von der gemessenen Setzung die elastische Verkürzung des von der EMPA geeichten Sondengestänges in Abzug zu bringen. Ferner muss durch ein Spezialverfahren (Hebung und Wiederbelastung der Sonde) auch die Mantelreibung auf die zylindrische Sondenspitze für verschiedene Laststufen gemessen werden, um dadurch den Anteil λ der Spitzenlast in Funktion von σ_0 zu bestimmen, der in Bild 12 rechts oberhalb A dargestellt ist. An Hand von Bild 9 kann dann für jede beliebige Last der äquivalente Durchmesser B abgelesen werden, der auf Grund der Formeln:

$$(9) \qquad B = 1{,}38 + 1{,}7\,\lambda \ \ [\mathrm{cm}]\,; \quad M_E = \frac{\Delta\sigma_0}{\Delta y}\,B$$

die Bestimmung des M_E-Wertes für eine in bestimmten Lastbereich $\Delta\sigma_0$ gestattet. Für unser Beispiel ergeben sich die Zahlenwerte von Tabelle 2.

Man beachte, dass gemäss Bild 12 bei einer spezifischen Belastung von 107 kg/cm² des Sondenquerschnittes (50 cm²) die Grenzbelastung bzw. der Bruch des Bodens noch nicht erreicht wurde (Punkt G). Normalerweise wird der Versuch fortgesetzt, bis die Bruchlast des Bodens überschritten ist (Grenzbelastung), wodurch sich für die Auswertung hinsichtlich Kohäsion, Reibungswinkel usw. weitere Möglichkeiten eröffnen. Ferner ergibt sich dadurch eine Brücke zur sogenannten Drucksondierung, indem die M_E-Sonde bei Regulierung der Eindringungsgeschwindigkeit grundsätzlich auch als Drucksonde verwendet werden kann und umgekehrt [27].

Im Rahmen von Baugrunduntersuchungen ist es in der Regel notwendig, *den M_E-Wert in Funktion der Tiefe bereits im Sondierstadium zu bestimmen,* da die Wahl der Fundationsmethode u. a. von der Zusammendrückbarkeit des Untergrundes abhängt. Abgesehen von der Untersuchung ungestörter Bodenproben kann dies dadurch geschehen, dass die eben beschriebene Methode (Modellpfahlversuch) in Bohrlöchern von relativ kleinem Durchmesser in verschiedenen Tiefen angewandt wird. Um das Verfahren weiter zu vereinfachen, wurden in Zusammenarbeit mit der Sondierfirma *Stump-Bohr AG.* zwei neue Modelle von M_E-Sonden entwickelt, welche gestatten, den M_E-Wert bis in grosse Tiefen

Tabelle 2. Berechnung des M_E-Wertes (Modellpfahlversuch Bild 12)

Laststufe in kg/cm²	$\Delta\sigma_0$ kg/cm²	Δy cm	λ	B cm	M_E kg/cm²	Bemerkung $B = 1{,}38 + 1{,}7 \cdot \lambda$
0—10 [1])	10	0,0215	0,40	2,06	960	vorbelastet
20—70	50	0,315	0,76	2,67	425	primäre Belastung
20—70	50	0,160	0,76	2,67	840	Wiederbelastung

[1]) Ohne Eigengewicht der Sonde, das rd. 7 kg/cm² ausmacht.

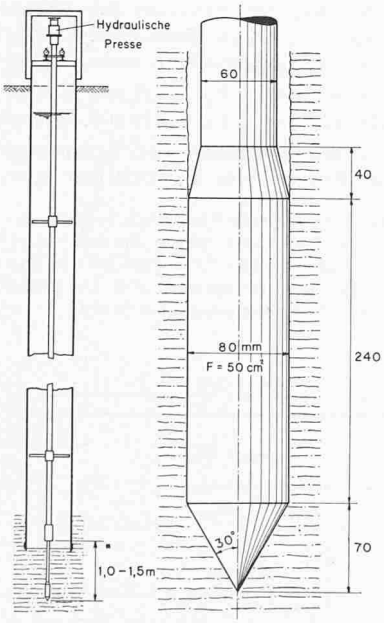

Bild 11. Beispiel eines Modellpfahls (M_E-Sonde) nach dem Einrammen bis in den ungestörten Boden unterhalb der Bohrlochsohle (schematisch) (vgl. Bild 12)

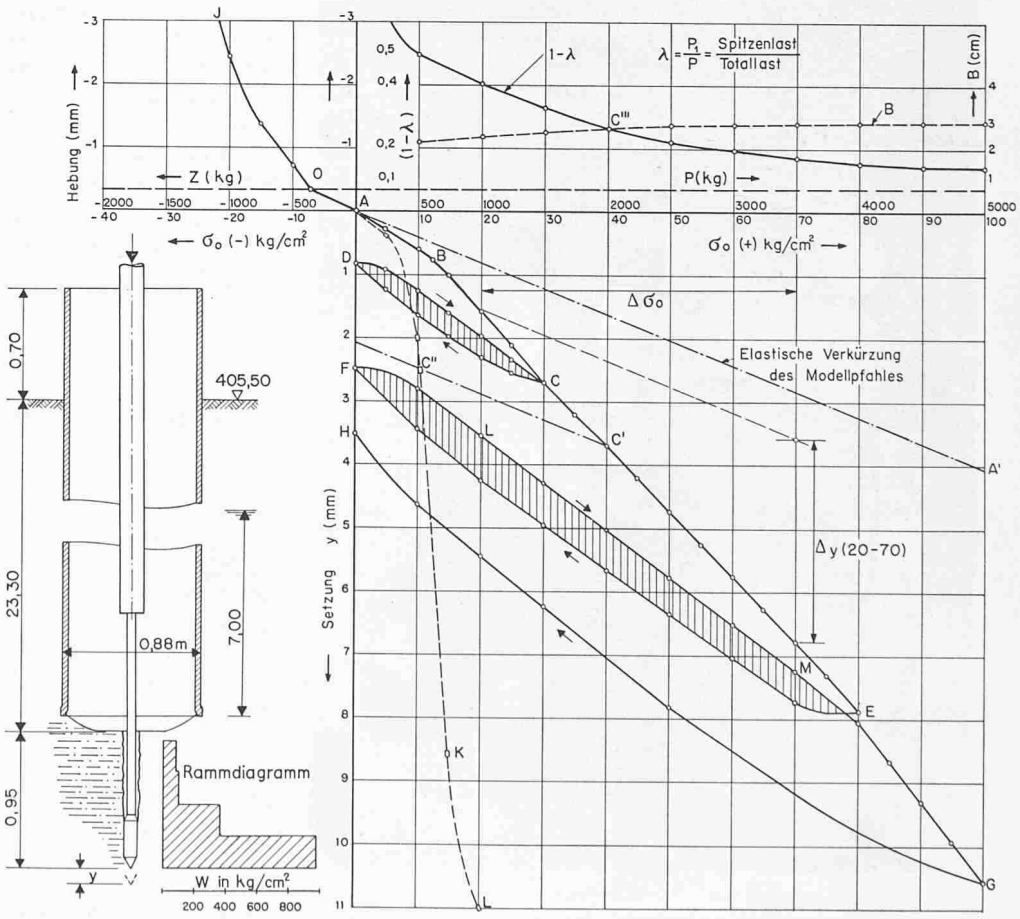

Bild 12 (rechts). Last-Setzungs- und Last-Hebungsdiagramm eines Modellpfahles (M_E-Sonde der Firma *H. Hatt-Haller* nach Bild 11 und 13). Das Diagramm oben rechts für $(1-\lambda)$ zeigt deutlich den abnehmenden Prozentsatz der «Mantelreibung» mit zunehmender Gesamtlast P. Bodenart: festgelagerter Schlammsand bis magerer Lehm (vorbelastet)

in Kombination mit der Aufnahme des Rammprofils zu ermitteln. Die störende Mantelreibung auf das Gestänge wird beim einen Modell durch eine Verrohrung [14] (ähnlich wie bei der holländischen Drucksonde), beim andern Modell mit Hilfe einer Dickspühlung weitgehend beseitigt (Bild 14). Für die Zwecke des Strassenbaues wurde ferner im Auftrag der VSS ein leichtes Modell einer M_E-Sonde, die gleichzeitig als Rammsonde dient, im Zusammenhang mit vergleichenden M_E-Versuchen (Platte und Sonde) sowie Untersuchungen über die Abhängigkeit des Rammwiderstandes von der Form der Rammspitze entwickelt und ausprobiert [28].

Hinsichtlich der Natur der prüfbaren Bodenarten sind dem beschriebenen Verfahren gewisse Grenzen gesetzt. In erster Linie eignet es sich für feinkörnige bindige Böden. Bei kohäsionslosen Böden muss einer eventuellen Strukturstörung durch den Rammvorgang Rechnung getragen werden, was nach bisherigen Erfahrungen in den meisten Fällen möglich ist. Bei grobkörnigen Böden sollte das grösste Korn in einem vernünftigen Verhältnis stehen zum Durchmesser des Modellpfahls, der bei den bisher verwendeten Prototypen zwischen 36 und 100 mm variiert.

V. Kommentar zu den Ergebnissen eines Probepfahls

In Bild 15 ist die Last-Setzungskurve eines Probepfahls (Bohrpfahl, System Benoto) von 30,2 m eingebundener Länge und 67 cm Durchmesser im Vergleich zu den auf Grund von EMPA-Versuchen berechneten Längenänderungen des Pfahls dargestellt. Die totale Länge des Probepfahls betrug 38,70 m. Im Bereich der oberen 10 m der eingebundenen Pfahllänge besteht der Boden aus einem wenig tragfähigen Seebodenlehm, der allmählich in eine feinkörnige siltige Grundmoräne übergeht, die nach unten fester wird und als vorbelastet zu betrachten ist.

Nachdem bei einem ersten Probepfahl mit einem anderen Bohrpfahl-System (Icos-Veder) die Wirkung einer Dauerlast näher untersucht worden war, wurde die Probebelastung beim vorliegenden zweiten Probepfahl in total 11 Tagen durchgeführt. Mit Ausnahme einer zweitägigen Belastung bei P = 160 t wurde die Last alle 24 Stunden um 40 t erhöht. Bei der letzten Laststufe wurde sie von 400 bis 450 t gesteigert, ohne die Tragfähigkeit des Pfahls zu erschöpfen. Da eine einwandfreie Uebertragung der Ergebnisse des schlanken Probepfahls (⌀ 67 cm) auf den dickeren Normalpfahl (⌀ 88 cm) nur möglich ist, wenn eine Trennung zwischen Mantel- und Spitzenlast vorgenommen werden kann, stellt sich nun vor allem die Frage nach dem mit zunehmender Last abnehmenden Anteil der «Mantelreibung» $P \cdot (1 - \lambda)$, der im vorliegenden Fall nicht direkt gemessen werden konnte.

Die in Bild 15 dargestellte gemessene Setzung y setzt sich zusammen aus der Setzung des Pfahlfusses y_B und der Verkürzung Δl des Pfahlschaftes, d. h.:

$$(10) \quad y = y_B + \Delta l$$

wobei zu beachten ist, dass bei der erstmaligen Belastung des Pfahls nicht der Elastizitätsmodul, sondern der Verformungsmodul V_B für die Berechnung von Δl massgebend ist. Beim Vergleich der in Bild 15 für verschiedene λ-Werte dargestellten Eigenverformung des Pfahls, bei deren Berechnung das Schwinden bzw. Quellen des Betons des grösstenteils im Grundwasser stehenden Pfahls nach den Erfahrungen der EMPA vernachlässigbar ist, fällt zunächst auf, dass bis zu einer Last von 120 t die theoretischen Pfahlverkürzungen Δl alle grösser sind als die gemessenen Setzungen y des Pfahlkopfes, was natürlich unmöglich ist. Dieser scheinbare Widerspruch kann hier nur erklärt werden, wenn man annimmt, dass bei relativ kleinen Lasten der untere Teil des Pfahls noch kaum beansprucht wird, weil die Last schon im oberen Teil des Pfahlschaftes durch Mantelreibung an den Boden abgegeben wird. Erst mit zunehmender Last beginnt sich bei sehr langen Pfählen die Spitze an der Lastübertragung stärker zu beteiligen. Im vorliegenden Fall bleibt jedoch der Lastanteil λ des Pfahlfusses im Vergleich zur Mantelreibung im Bereich der zulässigen Pfahllast relativ klein [2]).

Für die Berechnung der Eigendeformation des Pfahls waren folgende, an parallelen und gleich alten Betonproben von der EMPA gemessene Verformungsmoduln massgebend:

Lastbereich: $\sigma_0 = 0$ bis 50 kg/cm²; $V_B = 412\,000$ kg/cm²
Lastbereich: $\sigma_0 = 50$ bis 100 kg/cm²; $V_B = 312\,000$ kg/cm²

Unter Berücksichtigung des Einflusses der Armierung wurde mit etwas höheren Werten von V_B (435 000 bzw.

[2]) In diesem Zusammenhang ist jede mögliche Beeinflussung der Pfahlsetzung durch die seitlichen Laststapel, deren Setzung ebenfalls kontrolliert wurde, sorgfältig zu vermeiden. Im vorliegenden Fall geschah dies durch ein Schutzrohr, das die oberen 8,5 m des Pfahls gegen jegliche Seitenreibung bzw. Mitschleppung abschirmte.

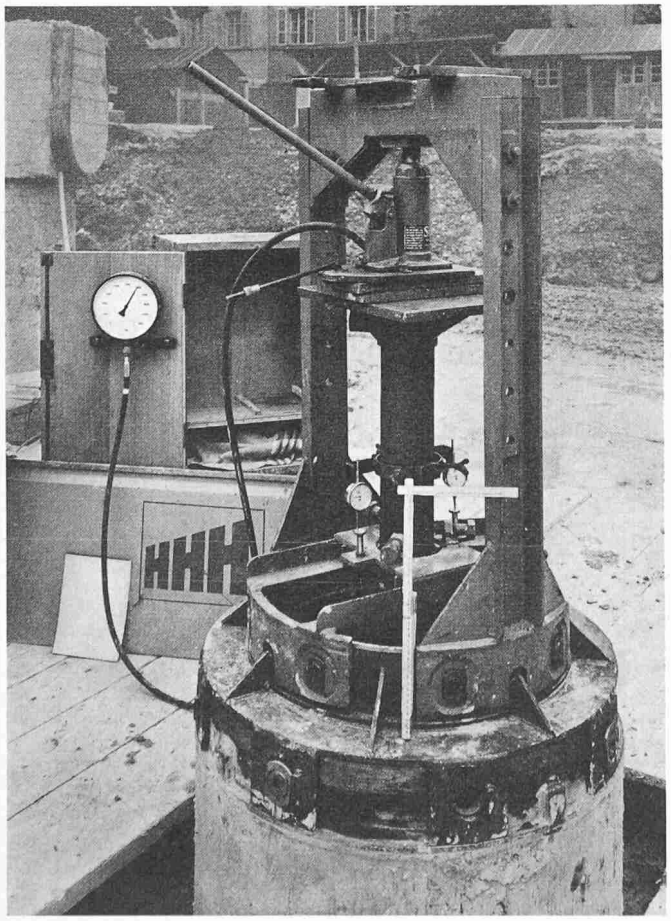

Bild 13. Belastungs- und Messvorrichtung der in ein Bohrrohr des Benotopfahles eingesetzten M_E-Sonde für Druck- und Zugsbelastung (Firma *H. Hatt-Haller*)

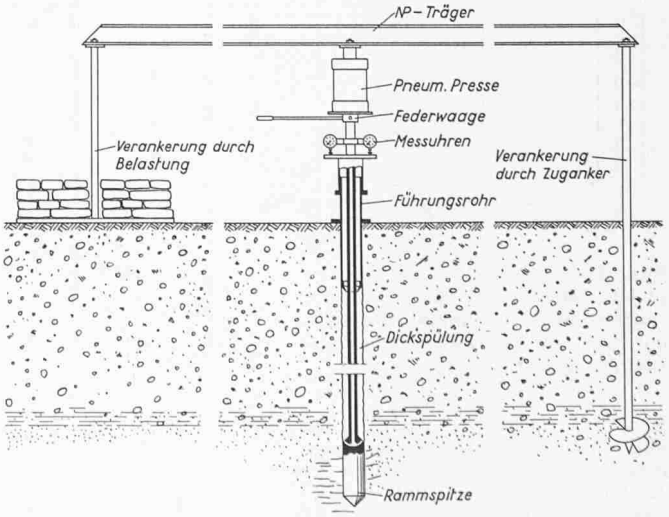

Bild 14. M_E-Sonde, die gleichzeitig als Rammsonde dient (Firma *Stump-Bohr-AG*)

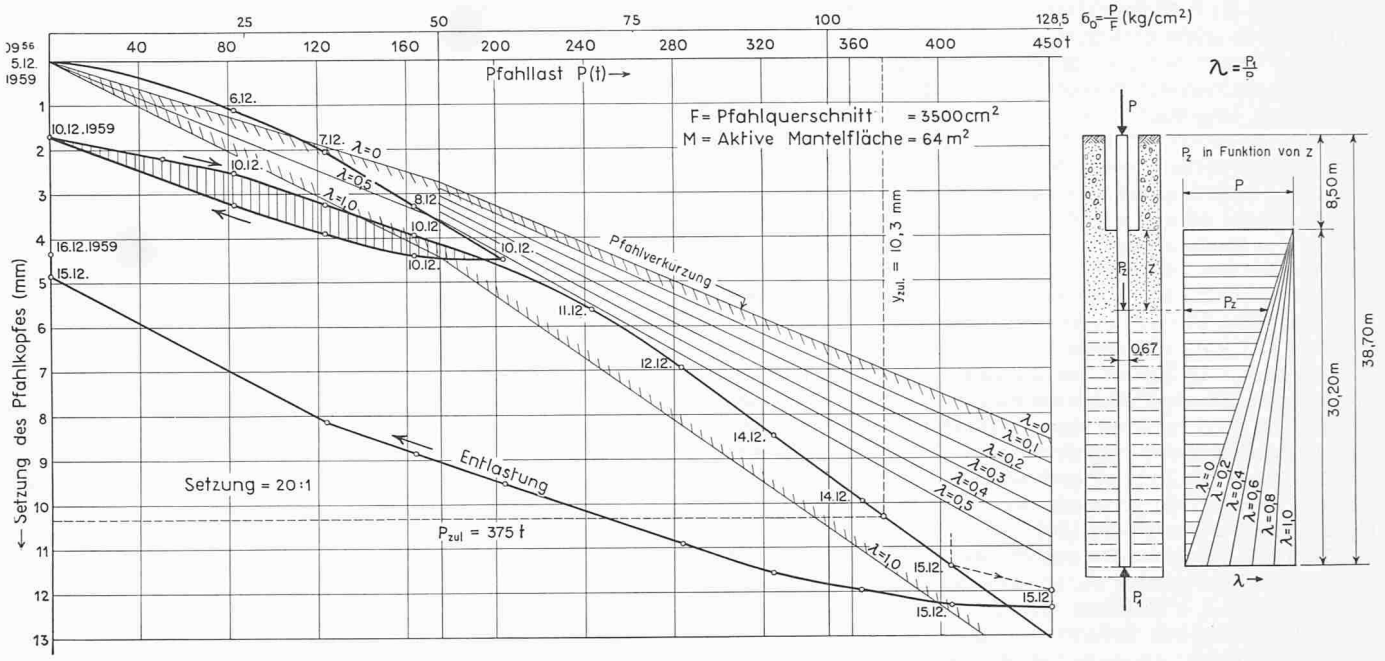

Bild 15. Last-Setzungsdiagramm eines Probepfahles (Bohrpfahl System *Benoto* ⌀ 67 cm). Untergrundverhältnisse gemäss Angaben Bild 1

315 000 kg/cm²) gerechnet. Die Beziehung zwischen dem Uebertragungsverhältnis λ (Spitzenlast P_1 : Totallast P), der Setzung y_B des Pfahlfusses (gemessene Setzung des Pfahlkopfes vermindert um die gerechnete Pfahlverkürzung) und dem M_E-Wert des Untergrundes ist im Falle unseres Probepfahls ($N = 45$, vgl. Tab. 1) gegeben durch die Gleichung:

$$(11) \quad M_E = \frac{\sigma_0}{y_B}\,(0{,}04 + 0{,}96\,\lambda)\,D\,; \quad y_B = y - \Delta l \quad \text{Gl. (10)}$$

Für $P = 364$ t bzw. $\sigma_0 = 103$ kg/cm² betrug die gemessene Setzung des Pfahlkopfes 10,0 mm. Dabei ergibt sich für verschiedene λ-Werte auf Grund obiger Gleichung folgende Korrelation zwischen den gemessenen und berechneten Grössen (Tab. 3):

Aus obigen Zahlen geht hervor, dass die Setzung des Pfahlfusses z. B. für $\lambda = 0{,}1$ und $P = 364$ t nur rd. 30 % der am Pfahlkopf gemessenen Setzung beträgt, während die Pfahlverkürzung rund 70 % ausmacht. Schätzt man anderseits die Grössenordnung des M_E-Wertes der unterhalb des Pfahles gelegenen Moräne auf maximal 3000 kg/cm², so resultiert ein sehr kleiner Lastanteil der Spitze (rund 10 %). Auf Grund einer als zulässig erachteten Setzung des Einzelpfahls von rd. 10 mm (genau 10,3), wurde die zulässige Belastung des Probepfahls auf 375 t festgesetzt. Einem Last-Anteil des Mantels von 90 % würde dabei eine zulässige spez. Mantelreibung von 5,3 t/m² und ein mittlerer Spitzendruck von 10,7 kg/cm² entsprechen.

Auf Grund dieser spezifischen Werte lässt sich die zulässige Belastung und die dabei zu erwartende Setzung für den gleich langen, aber dickeren Normalpfahl (⌀ 88 statt 67 cm) leicht berechnen. Der Sicherheitsgrad gegen Bruch kann, wenn der Probepfahl nicht bis zur Erschöpfung seiner Tragfähigkeit belastet werden kann, nur rechnerisch auf Grund bekannter Theorien [4, 19, 30, 31] geschätzt werden,

Tabelle 3. Probepfahl: M_E in Funktion von λ für $\sigma_0 = 103$ kg/cm²

Uebertragungsverhältnis $\lambda = P_1/P$		0	0,1	0,2	0,3
Gemessene Setzung	mm	10,0	10,0	10,0	10,0
Berechnete Pfahlverkürzung	mm	6,7	7,1	7,5	8,0
Setzung des Pfahlfusses y_B nach Gl. 10	mm	3,3	2,9	2,5	2,0
M_E-Wert nach Gl. 11		840	3150	4500	11 500

sofern gewisse Eigenschaften des Bodens auf der Höhe des Pfahlfusses (Kohäsion und innere Reibung) genügend genau bekannt sind.

VI. Das Bohrdiagramm als Kriterium zur Anpassung der Pfahllänge an die örtlich wechselnden Untergrundverhältnisse

Unter dem Bohrdiagramm verstehen wir das Diagramm eines ideellen, parallel zur Axe des Bohrrohres gerichteten Bohrwiderstandes $B_w(t)$ in Funktion der Bohrtiefe. Der Inhalt des Bohrdiagrammes ist durch den Ausdruck $\sum B_w\,\Delta z$ gegeben und stellt die total geleistete Bohrarbeit in mt dar (Bild 16). Je härter die durchfahrene Schicht, um so grös-

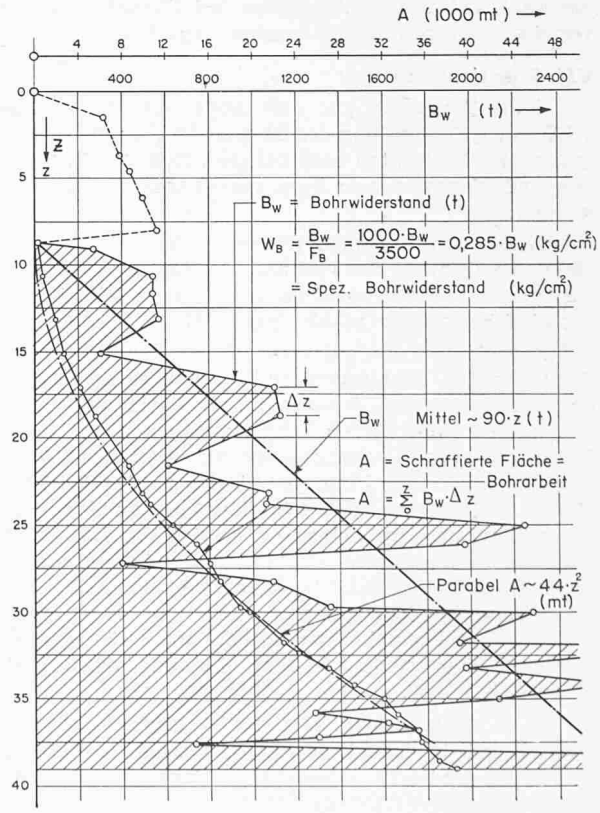

Bild 16. Beispiel für das Bohrdiagramm eines Probepfahls, System *Benoto* (vgl. Bild 15)

ser ist auch die örtliche «Mantelreibung» des fertig betonierten Pfahls. Deshalb darf unter sonst gleichen Bedingungen die geleistete Bohrarbeit als ein brauchbares Kriterium für die totale Mantelreibung betrachtet werden. Bei Bohrpfählen kann somit innerhalb eines begrenzten Bauareals von gegebener geologischer Schichtfolge die Anpassung der Pfahllänge an die örtlich wechselnden Baugrundverhältnisse auf Grund des Bohrdiagramms erfolgen, das für Bohrpfähle eine ähnliche Rolle spielt, wie das Rammdiagramm für Rammpfähle. Um in einer gegebenen Tiefe den Bohrwiderstand B_w als Abszisse des Bohrdiagrammes festzustellen, wird die Arbeit der Maschine ermittelt, die notwendig ist, um das Bohrrohr um einen kleinen, messbaren Betrag Δz einzutreiben.

Das hier kurz skizzierte Verfahren wurde von der Firma *H. Hatt-Haller* in Zürich im Zusammenhang mit der Ausführung von Benoto-Pfählen entwickelt und beruht vor allem auf den an Probepfählen durchgeführten Messungen. Letztere bestanden unter anderem darin, dass beim Absenken des Bohrrohrs der Bohrwiderstand auf Grund der Maschinenleistung differentiell gemessen wurde. Dabei waren folgende Ueberlegungen wegleitend [10]:

Beträgt die totale Bohrarbeit A_0 und die zulässige Belastung des Probepfahls P_0, so bedeutet das Verhältnis $x_0 = A_0/P_0$ die pro 1 t Nutzlast erforderliche Bohrarbeit in mt.

Bei heterogenen Schichtverhältnissen aber einigermassen einheitlichem geologischen Aufbau des Untergrundes kann diese Kennziffer x_0 für die betreffende Fundation als Kriterium für die Bestimmung der erforderlichen Pfahllänge benützt werden, indem an irgend einen Pfahl von der Last P_x die Bedingung gestellt wird:

$$(12) \quad A_{erf} = x_0 \cdot P_x \quad (x_0 \text{ in m}, P_x \text{ in t}) \qquad [10]$$

Der Pfahl x, dessen vorgesehene Belastung P_x beträgt, ist deshalb so tief abzuteufen, bis die dabei gemessene Bohrarbeit obige Bedingung erfüllt. Selbstverständlich wechselt x_0 von Baustelle zu Baustelle und wird deshalb am zweckmässigsten auf Grund von Probepfählen festgestellt. Je ungünstiger die Untergrundverhältnisse, um so grösser wird x_0, d. h. eine um so grössere Bohrarbeit muss pro 1 Tonne zulässiger Last aufgewendet werden. Handelt es sich um ein kleines Bauvorhaben, bei dem kein Probepfahl ausgeführt werden kann, so wird der Wert x_0 auf Grund der Erfahrung, die an Hand von Probepfählen bei ähnlichen Untergrundverhältnissen gesammelt wurden, ermittelt.

VII. Zusammenfassung

Ohne Anspruch auf eine auch nur einigermassen erschöpfende Behandlung des Themas können die in den vorangehenden Abschnitten besprochenen Erkenntnisse, Erfahrungen und Methoden wie folgt zusammengefasst und ergänzt werden:

1. Der zunehmenden Konzentration der Lasten bei absinkender Qualität des vorhandenen Baugrundes hat sich die Technik der Pfahlfundation u. a. durch die Entwicklung grosskalibriger Bohrpfähle angepasst.

2. Zwischen den extremen Typen der schwebenden und der stehenden Pfahlfundation hat man es heute häufig mit einem Typus zu tun, dessen Aufgabe darin besteht, mit Hilfe von langen Bohrpfählen hohe Einzellasten auf tiefliegende, fester gelagerte Lockergesteine zu übertragen. Die Pfähle werden dabei nicht bloss auf die tragfähige Schicht «abgestellt», sondern relativ *tief in diese eingebunden.* Im Bereich der zulässigen Pfahlbelastung erfolgt die Lastübertragung vorwiegend durch den Pfahlmantel, während der an sich hohe Spitzenwiderstand in Reserve bleibt. Dabei wird normalerweise die Haftspannung zwischen Boden und Pfahlmantel nicht überschritten, so dass man, streng genommen, in dieser Phase nicht von Mantelreibung, sondern eher von Mantelschubkraft sprechen sollte.

3. Je grösser beim sog. Reibungspfahl der Anteil des Mantels bei der Lastübertragung auf den Boden ist, um so kleiner ist die Setzung des Pfahls. Bei Rammpfählen wird in der Regel schon durch den Verdrängungsdruck (nach dem Festsaugen) eine hohe «Mantelreibung» erreicht. Um bei Ortspfählen, die als «Reibungspfähle» wirken, eine möglichst hohe Schubspannung in der Mantelfläche und damit eine minimale Setzung zu erzielen, sind Massnahmen geeignet, welche den radial nach aussen gerichteten Manteldruck des plastischen Betons während der Betonierung erhöhen und dadurch den Boden zwischen den Pfählen horizontal vorbelasten bzw. verdichten (z. B. durch eine hohe Betonsäule oder durch Pressluft). Umgekehrt sind bei Standpfählen mit negativer Mantelreibung jene Pfahlsysteme überlegen, die sich durch eine relativ kleine «Mantelreibung» auszeichnen (z. B. bei Anwendung von Bentonit).

4. Die hier nur in ihren Grundzügen skizzierte Theorie zur Setzungsberechnung von Einzelpfählen, die noch wesentlich verfeinert werden kann, bedarf der weiteren Kontrolle durch Messungen an Probepfählen und Pfahlgruppen. Ihr Ziel besteht u. a. darin, eine tiefergehende Ausschöpfung der Ergebnisse der kostspieligen, aber unentbehrlichen Probebelastungen zu ermöglichen. So kann z. B. bei bekanntem M_E-Wert des Untergrundes das Verhältnis von Mantelreibung und Spitzenwiderstand zur Totallast auf Grund der Lastsetzungskurve des Probepfahls angenähert berechnet werden und umgekehrt.

5. Da in der Mehrzahl der Fälle nicht das Bruchkriterium, sondern die als zulässig erachtete Setzung für die Bestimmung von P_{zul} bzw. für die Dimensionierung der Pfahlfundation wie auch von Flachfundationen massgebend wird, so kommt heute der M_E-Messung in situ, neben der Untersuchung ungestörter Bodenproben, erhöhte Bedeutung zu. Gelingt es, den M_E-Wert des Bodens unterhalb der Pfahlfüsse zu bestimmen, so kann auch die Setzung der Pfahlgruppe bzw. des ganzen Objektes, auf die es neben den Setzungsunterschieden von Pfahl zu Pfahl letzten Endes ankommt und die ein Vielfaches der Setzung des Probepfahls betragen kann, wenigstens angenähert vorausgesagt werden. Dabei darf neben der Konsolidationssetzung die sogenannte Nachsetzung nicht ausser acht gelassen werden [13]. Die hier beschriebene Methode zur M_E-Messung in situ kann entweder in Verbindung mit Rammsondierungen, Drucksondierungen, Bohrungen oder anlässlich der Ausführung von Bohrpfählen angewandt werden. Zu ihrer weiteren Entwicklung können sorgfältige Kontrollen durch Setzungsmessungen am fertigen Objekt wesentlich beitragen.

6. Für ein Bauareal von geologisch einheitlichem Aufbau kann die örtliche Anpassung an die hinsichtlich Schichtmächtigkeit wechselnden Untergrundverhältnisse einerseits und an die verschiedenen Pfahllasten anderseits auf Grund des Bohrdiagramms erfolgen, dessen Inhalt die totale Bohrarbeit in mt repräsentiert. Bei grösseren Bauvorhaben ist es zweckmässig, die pro Tonne Nutzlast erforderliche Bohrarbeit (bzw. den Wert x_0 in m) auf Grund von mindestens einem Probepfahl festzustellen und als Kriterium für die Bestimmung der notwendigen Pfahllänge zu benutzen.

7. Bei der Wahl der geeigneten Pfahlart stehen heute eine ganze Reihe von bewährten Systemen zur Verfügung, von denen jedes seine Vorteile und Nachteile, aber auch seinen Idealfall hinsichtlich Untergrund und Lastgrösse hat. Diese Wahl erweist sich diesbezüglich als ein ausgesprochenes Standortproblem. Je genauer die geotechnischen Verhältnisse des Standorts bekannt sind, um so sicherer kann jenes System oder eventuell jene Gruppe von Systemen bestimmt bzw. in Konkurrenz gesetzt werden, welche die vorliegende statische Aufgabe unter den gegebenen Bedingungen mit einem Optimum an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit löst. Die Ausführung, auf die letzten Endes alles ankommt, wird dagegen immer Vertrauenssache bleiben.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *Robert Haefeli,* Susenbergstrasse 193, Zürich 7/44.

Literaturverzeichnis

[1] *R. Ledergerber:* Pressbeton-Bohrpfähle System Hochstrasser-Weise. «Schweiz. Bauzeitung» 1961, Heft 7.

[2] *H. Bucher:* Bohrpfähle und Pfahlwände. System Benoto. «Schweiz. Bauzeitung» 1961, Heft 5.

[3] *G. Schnitter:* Neuere Pfahlgründungen. «Schweiz. Bauzeitung» 1961, Heft 2.

[4] *G. G. Meyerhof:* The ultimate Bearing Capacity of Foundations. «Geotechnique» 1951, Vol. II, No. 4, p. 301—331.

[5] *R. Haefeli & H. B. Fehlmann:* Measurement of Soil compressibility in situ by means of model pile test. «Proceedings of the fourth Int. Conf. on Soil mechanics, London 1957», Vol. I, p. 225/29. Deutsche Fassung: Messung der Zusammendrückbarkeit in situ mit Hilfe eines Modellpfahls. Strasse u. Verkehr, Bd. 44, H. 3 (1958).

[6] *C. van der Veen & L. Boersma:* The bearing capacity of a pile pree-determined by a cone penetration test. «Proceedings of the fourth Int. Conf. on Soil mechanics, London 1957», Vol. II, pl. 72—75.

[7] *A. F. van der Weel:* A method of separating the bearing capacity of a test pile into skin-friction and point-restistance. «Proceedings of the fourth Int. Conf. on Soil mechanics, London 1957», Vol. II, p. 76—80.

[8] *A. Kezdi:* Bearing capacity of piles and pile groups. «Proceeding of the fourth Int. Conf. on Soil mechanics and Foundation Engineering, London 1957», p. 46—49.

[9] *H. Cambfort:* La force portante des groupes de pieux. «Proceedings of the third Int. Conf. on Soil mechanics, Zurich 1953», Vol. II, p. 22—28.

[10] *R. Haefeli* und *H. Bucher:* New methods for the determination of the permissible load and the settlement of piles. Proceedings of the Fifth Int. Conf. on Soil mechanics, Vol. II, p. 65 — 72. Paris 1961.

[11] *R. Haefeli:* Die Zusammendrückbarkeit der Böden. «Strasse und Verkehr» Bd. 36, Nr. 5, 1950 (Mitteilung der VAWE Nr. 19).

[12] *R. Haefeli, A. von Moos* und *G. Amberg:* Eine leichte Rammsonde für geotechnische Untersuchungen. «Schweiz. Bauzeitung», 69. Jg. Nr. 36, 1951 (Mitteilungen der VAWE Nr. 21).

[13] *L. Bjerrum, W. Jonson & C. Ostenfeld:* The settlement of a bridge abutment on friction piles. «Proceedings of the fourth Int. Conf. on Soil Mechanics, London 1957», Vol. II, p. 14—18.

[14] *S. Stump:* A method for determining the resistance of the subsoil by driving. «Proc. II. Int. Conf. on Soil mechanics, Rotterdam 1948».

[15] *A. Steiner:* Betonbohrpfähle, Ausführungsart Brunner. «Schweizerische Bauzeitung» 79. Jg. 1961, Heft 9.

[16] *W. Pfenninger:* Gerammte und gebohrte Ortsbetonpfähle, System Franki. «Schweiz. Bauzeitung» 79. Jg., 1961, Heft 11.

[17] *H. Lumpert:* Description of a pile loading test and of settlement observation over a period of time on a completed building. «Proceeding of the Third Int. Conference on soil mechanics and Found. Engineering, Switzerland 1953», Vol. II, p. 57—59.

[18] *O. K. Fröhlich:* Druckverteilung im Baugrund. Wien 1934.

[19] *Terzaghi-Peck:* Soil mechanics in engineering practice (1948).

[20] *F. Ferrario:* Fundation eines Hochhauses mit gerammten Ortsbetonpfählen Syst. Zublin-Alpha «Schweiz. Bauzeitung» 79. Jg., Heft 13, 1961.

[21] *E. Kissenpfennig:* Utilisation de pieux Système Rodio dans un cas spécial de fondation d'immeubles Swissboring Outremer S. A. Zurich «Schweiz. Bauzeitung» 1961. (Im Druck)

[22] *W. Graf:* Icos-Veder-Bohrpfähle. «Schweiz. Bauzeitung» 1961. (In Vorbereitung)

[23] *Alfr. Müller:* Der MV-Ortsbetonpfahl. Schweiz. Bauzeitung 1961. (In Vorbereitung)

[24] *H. Bucher:* Anwendung lärmarmer Bauverfahren bei der Fundation des Hochhauses «Palme» Zürich. Hoch- und Tiefbau, Zürich Nr. 9 (1960).

[25] Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH. Erdbauabteilung. Internat. Bericht Nr. 89: Theorie zur Setzungsanalyse bei konstantem Plastizitätsmodul M_E von *R. Haefeli* (1944).

[26] *R. Haefeli u. W. Schaad:* Erdbauliche Methoden zur Dimensionierung der Pisten beim Bau des Flughafens Kloten. Strasse und Verkehr Bd. 34, 45 (1948). (Mitteilungen der VAWE Nr. 14).

[27] *E. C. W. A. Geuze:* Fortschritte unserer Kenntnisse über die Tragfähigkeit von Pfahlspitzen. Vorträge der Baugrundtagung 1954. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 1955.

[28] Vereinigung Schweiz. Strassenfachmänner. Schlussbericht über die M_E-Versuche mit der leichten Rammsonde im Herbst 1958 von *R. Haefeli* (Unveröff. Bericht vom 30. Okt. 1960).

[29] *K. Terzaghi:* Fifty years of subsoil Exploration. Proceedings of the third International Conference on soil mechanics and foundation engineering Vol. III, p. 227—237 (1953).

[30] *A. Cacot, J. Kérisel:* Traité de méchanique des sols. 1949.

[31] *R. Sansoni:* Pali e Fondazioni su Pali 1955.

[32] *M. E. Haefeli, W. M. Moser, R. Steiger, F. Mossinger, A. Studer:* Projekt für das Geschäftshaus «Zur Palme» in Zürich. «Werk», März 1957.

Mitteilungen

Flughafen Zürich. Der gewerbsmässige Verkehr ist — verglichen mit dem gleichen Monat des Vorjahres — im März 1961 wiederum stark angestiegen. Die Zahl der Starts und Landungen hat um 13% zugenommen, während die Wachstumsraten im Passagierverkehr 32%, im Frachtverkehr 13% und im Postverkehr 25% betragen. 23% der Starts und Landungen im Linienverkehr erfolgten mit Strahlflugzeugen. Es sind folgende Ergebnisse erzielt worden (März 1960 in Klammern): Passagiere 107 806 (81 738), Fracht 1572 (1385) t, Post 338 (271) t. Rund 85% der Fluggäste haben ihre Reise in Zürich begonnen bzw. beendet. Die Verkehrsspitze wurde am 30. März (Gründonnerstag) mit 5083 Passagieren erreicht. Der am 1. April in Kraft getretene Sommerflugplan hat dem Flughafen einen weiteren Verkehrszuwachs gebracht. 26 Fluggesellschaften bedienen ihn im regelmässigen Linienverkehr.

Persönliches. Die Naturwissenschaftliche Fakultät der Universität Tübingen hat unseren G. E. P.-Kollegen *Georg Peyer,* dipl. Masch.-Ing., Präsident der Firma Trüb, Täuber & Co. AG. in Zürich, in Würdigung seiner Leistungen für die Förderung der Entwicklung wissenschaftlicher Apparate und der Zusammenarbeit zwischen Wissenschaft und Industrie zum Ehrendoktor ernannt.

Nekrologe

† **Agostino Nizzola,** dipl. Masch.-Ing., Dr. h. c., von Loco TI, geboren am 18. Febr. 1869, Eidg. Polytechnikum 1887—91, G. E. P., gewesener Präsident der AG Motor-Columbus und anderer Gesellschaften, ein Pionier unserer Elektrizitätswirtschaft, ist am 19. Juni in Lugano gestorben.

† **Arturo Pastorelli,** dipl. Kult.-Ing. S. I. A., G. E. P., von Crana TI, geboren am 10. Okt. 1913, ETH 1932—36, Inhaber eines Photogrammeter- und Vermessungsbüros in Lugano, ist am 21. Mai gestorben.

† **Ernst Dünner,** dipl. Masch. Ing., G. E. P., von Zürich, geboren am 2. März 1887, Eidg. Polytechnikum 1905—10, Professor für Elektromaschinenbau an der ETH 1923—57, ist am 18. Juni gestorben.

Wettbewerbe

Schutzengelkirche in Gossau SG. Projekt-Wettbewerb unter den römisch-katholischen Architekten, die seit mindestens 1. Januar 1960 im Kanton St. Gallen niedergelassen oder heimatberechtigt sind. Fünf Architekten sind besonders eingeladen worden. Für fünf Preise stehen 14 000 Fr. zur Verfügung. Architekten im Preisgericht: Paul Biegger, Stadtbaumeister, St. Gallen, Hermann Baur, Basel, und Josef Schütz, Zürich. Abzuliefern sind: Lageplan, Grundrisse, Fassaden, Schnitte und Modell 1:200, Kubaturberechnung, Bericht. Anfragetermin 31. August, Ablieferungstermin 30. November 1961. Die Unterlagen können gegen 50 Fr. Hinterlage (Postcheckkonto IX 4028 Kath. Kirchgemeinde Gossau) bei der Verwaltung der Kirchgemeinde bezogen werden.

Kinderheim Johanneum in Neu St. Johann. Projektwettbewerb unter fünf eingeladenen, mit je 1000 Fr. fest honorierten Teilnehmern. Fachleute im Preisgericht: P. Biegger, Stadtbaumeister, St. Gallen, E. Brantschen, St. Gallen, M. Korner, Luzern, H. Brunner, Wattwil. Ergebnis:

1. Preis (2500 Fr. und Empfehlung zur Weiterbearbeitung) Hans Burkard, St. Gallen
2. Preis (1400 Fr.) Walter Heeb, St. Gallen
3. Preis (1100 Fr.) Felix Schmid, Rapperswil

Die Ausstellung im Johanneum, Neu St. Johann dauert noch bis Ende Juni.

Künstlerische Ausgestaltung der Handelshochschule St. Gallen (SBZ 1960, H. 52, S. 844). Aula (auf 4 Eingeladene beschränkt): 4 Entwürfe; Aufgabe A: 66 Entwürfe; Aufgabe B: 163 Kunstwerke. Ergebnisse: