

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 86 (1968)  
**Heft:** 31

**Artikel:** Zur Berechnung horizontal belasteter Pfähle  
**Autor:** Huder, J. / Bucher, F. / Kiefer, P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-70097>

#### **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:** 31.01.2026

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

Anderseits ist es die Aufgabe des Ingenieurs, abzuschätzen, wie weit das zu erstellende Bauwerk oder ein Eingriff den Baugrund beansprucht. Sind Setzungsanalysen, Stabilitätsprobleme oder komplizierte Strömungsprobleme zu lösen und gehen diese über das Mass aller einfacher Abschätzungen hinaus, so ist das unbedingt die Arbeit des Ingenieurs. Seine Aufgabe ist es auch, falls notwendig, Laboratoriumsuntersuchungen zu veranlassen, diese zu leiten und die Resultate kritisch auszuwerten. Die erhaltenen Bodenkennwerte ermöglichen es ihm, an die bodenmechanischen Berechnungen heranzugehen, die die Grundlage für die von ihm oder einem andern Ingenieur vorzuschlagenden technischen Lösungen geben. Beschäftigt sich der Geologe allein mit diesen Fragen und besitzt er nicht auf Grund sorgfältiger Spezialstudien und -erfahrungen das nötige Rüstzeug, so riskiert er Fehlschläge und kann dabei in kritischen Fällen belangt werden. Das selbe gilt aber auch für den Ingenieur, der auf diesem Gebiete mit ungenügenden oder gar keinen geologischen Kenntnissen arbeitet. Eine enge Zusammenarbeit von Geologe und Ingenieur ist deshalb in den meisten Fällen für alle Beteiligten am fruchtbarsten.

Zu den erwähnten Sondierungen gehört unter anderem die dynamische Rammsondierung. Diese Methode ist leider in der Schweiz an vielen Orten durch unsachgemäße Anwendung und falsche Auswertung in Misskredit geraten. Nach meiner Auffassung eignet sich die dynamische Rammsondierung zur wirtschaftlichen Feststellung der Unterschiede in der Lagerungsdichte gewisser Lockergesteine und ermöglicht es in vielen Fällen, die Grenzflächen zwischen Schichten unterschiedlicher Lagerungsdichte relativ einfach und damit wirtschaftlich auch räumlich zu erkennen. Als Beispiele seien die Ermittlung des Überganges von der verwitterten zur unverwitterten kompakten Grundmoräne oder der Grenzfläche zwischen der hartgelagerten Felsunterlage und überlagernden weichen Seeablagerungen oder lockeren künstlichen Auffüllungen genannt. Zur eindeutigen Interpretation der Resultate von Rammsondierungen sind indessen unbedingt Aufschlüsse notwendig, die je nach Problemstellung und Baugrundverhältnissen mittels Schlüsselbohrungen oder Bagger schächten zu erlangen sind. Sie sollen über die stoffliche Zusammensetzung der verschiedenen Schichten des Baugrundes orientieren und es allenfalls auch ermöglichen, ungestörte Bodenproben zu entnehmen. Die zahlenmässigen Schlüsse, zum Beispiel über die tragfähigen Schichten oder über den Zusammendrückungsmodul der einzelnen Schichten, die man aus den Resultaten von Rammsondierungen zieht, beruhen indessen allein auf empirischen Erfahrungen mit dem entsprechenden Sondentyp in ähnlichen Bodenarten, wobei auch zusätzliche Beobachtung über Seitenreibung, Geräusch, Lage des Wasserspiegels die Interpretation erleichtern. In der Regel eignen sich Rammsondierungen nur für die obersten 5 bis 15 m des Bau grundes.

Der möglichst gründlichen und umfassenden Baugrunduntersuchung sind aber immer finanzielle und meist auch zeitliche Grenzen gesetzt. Die Kosten der Untersuchung müssen neben der Gesamtwirtschaftlichkeit des Projektes aber auch der Schwierigkeit des Baugrundes und des Bauwerkes gebührend Rechnung tragen. Der Bauherr muss sich klar sein, dass er, indem er nach dem Gesetz den

Baugrund liefert, für Schwierigkeiten, die auf den Baugrund zurückzuführen sind, primär haftet. Auf den Baugrundspezialisten, der die Untersuchung durchführte, wird er in der Regel nur soweit Regress nehmen können, als dieser mit den ihm zur Verfügung gestellten Mitteln in der Lage war, die Schwierigkeiten zu erkennen. Nur am Rand sei hier bemerkt, dass es trotz den grossen Fortschritten in den verschiedenen Sparten der Baugrundforschung nicht möglich ist und kaum je möglich sein wird, alles und jede eintretende Schwierigkeit vorauszusehen.

Was die Zukunft der Baugrunduntersuchung anbetrifft, so wird sie nach wie vor in der Praxis eine Funktion der vorausschauenden Planung sein und damit die Schwankungen der Bautätigkeit mitmachen. Die Sondiermethoden und die Feldversuche werden sicher weiter verbessert und auch gewisse geophysikalische Methoden grössere Bedeutung erlangen. Vom geologischen Standpunkt aus wird man versuchen, die geologischen Unterlagen immer mehr zu vervollkommen und zu verdichten. Hier wird die Initiative von Prof. Dr. F. de Quervain, Präsident der Schweizerischen Geotechnischen Kommission der SNG, zur Errichtung einer schweizerischen Sammelstelle «Geologische Dokumente» (zurzeit Helvetiastr. 16, 3000 Bern 6; näheres siehe SBZ 1967, H. 37, S. 679) sicher Früchte tragen. Wie viele Sondierungsresultate, für die grosse Mittel ausgegeben wurden, sind in der Schweiz für Wissenschaft und Praxis im Laufe der Jahrzehnte verloren gegangen, während zum Beispiel in Deutschland von Gesetzes wegen diese den geologischen Landesanstalten abgegeben und dort geordnet den Interessenten zur Verfügung gestellt werden. Die neue Benützungsordnung der Sammelstelle kommt auch den beratenden Geologen, deren Bohrarchiv einen Teil ihres Arbeitskapitals darstellt, insofern entgegen, als die abgelieferten Unterlagen einen gewissen Schutz erhalten.

Auf dem Ingenieurgebiet wird die Grundlagenforschung zur Abklärung der verschiedenen physikalischen und mineralogisch-kolloidchemischen Probleme weiter gepflegt werden müssen, während für die Praxis auf Grund neuerer Untersuchungen und Unterlagen die Arbeit mit der elektronischen Rechenmaschine die bodenmechanischen Berechnungen weiter beschleunigt und erleichtert wird.

Sehr zu begrüssen ist endlich, dass der neue Studienplan der Abteilung II für Bauingenieure an der ETH vom 6. Semester an mit der Vertiefungsrichtung Grund- und Strassenbau eine stärkere Spezialisierung für Baugrundfragen gestattet, wodurch auch mehr Fachleute für dieses Gebiet ausgebildet werden. Es ist zu hoffen, dass auch im Studien- und Prüfungsplan der Geologen an der ETH diesem Arbeitsgebiet des Geologen und dieser Entwicklung mehr Beachtung als bisher geschenkt wird.

Zuletzt sei noch der Wunsch ausgesprochen, dass sich die Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH in Zukunft in grösserer Masse als bisher der Forschung widmen kann, was sie bei gleichbleibendem Personalbestand vor allem durch eine Konzentration ihrer Beratungstätigkeit erreichen könnte.

Adresse des Verfassers: Dr. A. von Moos, Geotechnisches Büro, Eidmattstrasse 38, 8032 Zürich.

## Zur Berechnung horizontal belasteter Pfähle

Von J. Huder, F. Bucher und P. Kiefer, Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich

DK 624.154.001.2

### 1. Einleitung

Die zunehmende Überbauung hat zur Folge, dass häufig neue Bauten auf wenig tragfähigem Untergrund erstellt werden müssen. Die Gründung erfolgt dann oft durch Pfähle, die neben Vertikallasten auch Horizontalkräfte und Momente in den Boden zu übertragen haben. Dazu kommt, dass die zu übertragenden Lasten immer grösser werden, was die Ausführung grosskalibriger Pfähle nötig macht. Somit wird die Aufnahme einer horizontalen Pfahlbeanspruchung durch die gelegentlich angewandte Schrägstellung der Pfähle erschwert, so dass auch allfällige horizontale Lasten durch vertikale Pfähle in den Untergrund abzugeben sind.

Die Berechnung für die horizontale Beanspruchung stellt ein komplexes Problem dar. Eine zuverlässige und umfassende Berechnungsmethode ist jedoch erwünscht, um die Schnittgrössen und Horizontalverschiebungen zur Pfahldimensionierung bestimmen zu können. Im folgenden werden Berechnungsmethoden beschrieben, welche es erlauben, diese Grössen zu bestimmen. Besonders soll darauf eingegangen werden, wie zutreffend diese Berechnungsmetho-

den die Wechselwirkung von Pfahl und Boden zu erfassen vermögen und wie sehr die Berechnung von den versuchstechnisch bestimmten bodenmechanischen Grössen abhängt.

Im Zusammenhang mit der Projektierung eines grossen Bahnüberganges in Zürich-Tiefenbrunnen stellte sich das Problem der horizontalen Pfahlbelastung. Die dabei an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau angewandte Berechnungsmethode sowie die Resultate des zur Bestätigung durchgeföhrten Belastungsversuches sind in diesem Aufsatz kurz zusammengefasst. Dadurch wird an diesem Beispiel ein Problem behandelt, das den Jubilar, Prof. Dr. R. Haefeli, als Forscher und Ingenieur in seiner langen Tätigkeit immer wieder beschäftigte.

### 2. Berechnungsverfahren

Um infolge der Horizontallast  $H$  und eventuell eines Einspannmomentes  $M_s$  die Verteilung der Biegemomente  $M$ , der Pfahlverschiebungen  $y$  und der Auflagerreaktionen  $p$  längs des Pfahles (Bild 1) berechnen zu können, müssen die Formänderungsbedingungen des Pfahles und des Bodens sowie deren Zusammenwirken erfasst und

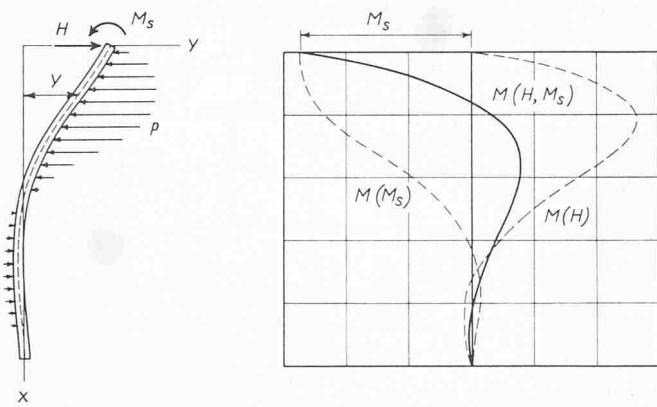


Bild 1. Beanspruchung eines Pfahles durch Horizontalkraft  $H$  und Einspannmoment  $M_s$ ; Momentenlinie einzeln und superponiert dargestellt

der Berechnung zugrunde gelegt werden. Das Problem besteht nun darin, die Pfahldelformation  $y$  so zu wählen, dass einerseits die Last-Deformationsgesetze des Untergrundes, andererseits die elastischen Biegeeigenschaften des Pfahles erfüllt werden.

Das Last-Deformationsgesetz des Bodens wird für die Tiefe  $x$  durch eine  $p$ - $y$ -Kurve gemäß den Bildern 2a bis 2d beschrieben. In Bild 6 ist für einen Pfahl des Brückenbauwerkes von Tiefenbrunnen ein Satz solcher Kurven dargestellt. Das Last-Deformationsgesetz kann mathematisch erfasst werden, indem ein Sekantenmodul  $E_s$  definiert wird

$$(1a) \quad E_s = \frac{-p}{y}$$

als Verhältnis der Bodenreaktion  $p$  pro Längeneinheit Pfahl (kg/cm) und der dadurch verursachten horizontalen Verschiebung  $y$  (cm). Der Zusammenhang mit der Bettungsziffer  $K_s$  ist über den Pfahldurchmesser  $D$  gegeben:

$$(1b) \quad K_s = \frac{-p}{y D}.$$

$E_s$  und  $K_s$  sind für eine bestimmte Pfahlausführung eine Funktion der Tiefe  $x$  und der Pfahl- und Bodendeformationen  $y$ . Wird die Bettungsziffer  $K_s$  als Funktion  $K_s = f(x, y)$  angesetzt, so nennt man diese auch Bodenwiderstandsfunktion. Es sei an dieser Stelle ausdrücklich erwähnt, dass  $E_s$  und  $K_s$  im wesentlichen Berechnungskunstgriffe sind und keine eigentlichen Bodenkennziffern.

Die Differentialgleichung der Biegelinie des Pfahles lautet:

$$(2) \quad EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p.$$

Die allgemeine Differentialgleichung für den horizontalbeanspruchten Pfahl ergibt sich aus (1a) und (2) zu:

$$(3) \quad \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E_s}{EI} y = 0.$$

Für einfach gebaute Funktionen  $E_s = f(x)$ , bzw.  $K_s = f(x)$  ist Gleichung (3) gelöst worden.

Die Berechnungsverfahren unterscheiden sich im wesentlichen darin, wie die Variation der Bettung mit der Tiefe  $x$  angesetzt und quantitativ vom Last-Deformationsgesetz ( $p$ - $y$ -Kurve) abhängig gemacht wird.

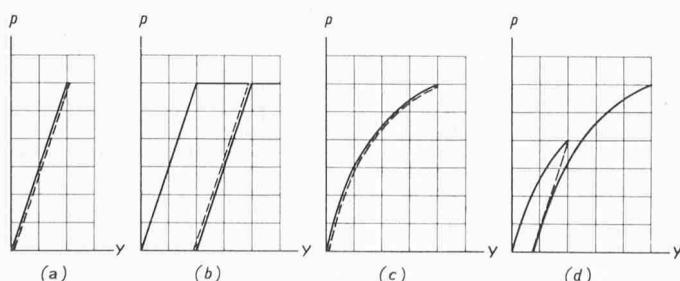


Bild 2. Last-Deformationsgesetze (— Belastung, - - - Entlastung)

- a) linear-elastisch
- b) linear-elastisch, ideal-plastisch
- c) nicht-linear-elastisch
- d) nicht-linear-elastisch, plastisch

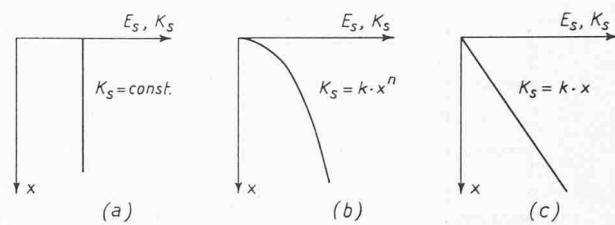


Bild 3. Einfluss der Tiefe  $x$  auf die Bettungsziffer  $K_s$

Broms [1] löst Gleichung (3) unter der Annahme einer in Bild 3a dargestellten konstanten Bettung längs des Pfahles, die er von der  $p$ - $y$ -Kurve gemäß Bild 2b abhängig macht. Die Berechnung erfolgt unter Gebrauchslast bei  $1/3$  bis  $1/2$  des Bruchwiderstandes. Die Bruchbeanspruchung berechnet er für kurze und lange Pfähle mit freiem und eingespanntem Kopfende.

Rifaat [2] und Sansoni [3] lösen das Problem mit einem linear-elastischen Gesetz gemäß Bild 2a und konstanter Bettung längs des Pfahles (Bild 3a). Rifaat gibt die Lösung für freies und Sansoni für eingespanntes Kopfende.

Titz [4] behandelt zusätzlich das Problem allgemein für Widerstandsfunktionen, die sich mit der Tiefe gemäß dem Ansatz  $K_s = k \cdot x^n$  ändern (Bild 3b).

Miche [5] gibt eine Lösung für Last-Deformationsgesetze gemäß Bild 2a. Die Bettung lässt er mit der Tiefe linear zunehmen,  $E_s = k \cdot x$  (Bild 3c).

Matlock [6] gibt die Größe von  $E_s$  in Abhängigkeit eines nicht-linearen elastischen Stoffgesetzes (Bild 2c) wobei er  $E_s$  längs des Pfahles linear mit  $k$  zunehmen lässt (Bild 3c). Durch Iteration wird der relative Steifigkeitsfaktor  $T$ , oder der Wert  $k$ ,

$$(4) \quad T^s = \frac{EI}{k}$$

solange verändert, bis die berechneten Verschiebungen  $y$  und die Bodenreaktionen  $p$  des Pfahles mit den versuchstechnisch bestimmten  $p$ - $y$ -Kurven möglichst übereinstimmen. Matlock gibt Gleichung (3) integriert und die Schnittgrößen in einfacher Form.

Mit tabellierten Koeffizienten und Diagrammen erleichtern die Autoren die Handrechnung. In [7] hat Andres einen Teil dieser Berechnungen dem praktischen Gebrauch leicht zugänglich gemacht.

Die oben erwähnten Methoden lösen das Problem integral über die Differentialgleichung der elastischen Linie für einige bestimmte, kontinuierliche Bettungsfälle. Die wirkliche Bettung entspricht jedoch nur in Spezialfällen den beschriebenen Ansätzen. Die erfolgreiche Anwendung einer Berechnungsmethode hängt davon ab, wie zutreffend damit die Wechselwirkung Pfahl-Boden wiedergegeben wird, und wie anpassungsfähig die Methode an die Formänderungsbedingungen des Bodens unter Horizontallast ist, vor allem in nächster Nähe der Bodenoberfläche.

An eine Berechnungsmethode, die diese Einflüsse berücksichtigen soll, müssen folgende Forderungen gestellt werden:

1. Berücksichtigung der Pfahlbettung in beliebiger Verteilung mit der Tiefe entsprechend dem Bodenaufbau, vgl. zum Beispiel Bild 5.
2. Berücksichtigung der statischen und geometrischen Randbedingungen des Pfahles (äußere Belastung, bzw. Einspannungsgrad), seiner Länge  $l$  und einer eventuellen Änderung seiner Biegesteifigkeit in irgend einer Tiefe.
3. Mit 1. und 2. müssen die Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen des gesamten Systems (Konstruktion, Pfahl, Boden) mit Last-Deformationsgesetzen allgemeiner Formulierung (wie zum Beispiel gemäß Bild 2d) gelöst werden können.

Erst die Erfassung dieser Einflüsse in der Berechnung ermöglicht abzuklären, in welchen Fällen die bisherigen Methoden trotz ihren Vereinfachungen genügend genaue Resultate liefern.

### 3. Die Berechnung beliebig gebetteter Pfähle

Soll eine Berechnungsmethode diese drei formulierten Forderungen erfüllen, so kann das Problem des horizontal beanspruchten Pfahles nicht mit Hilfe eines einfachen Bettungsansatzes in Funktion der Tiefe auf integrale Weise gelöst werden, weil besonders in der massgebenden oberflächennahen Zone wesentlich von den beschriebenen Ansätzen abweichende Bettungsfälle die Regel sind. Solche beliebige Fälle können nur auf Grund von numerischen Methoden berechnet werden.

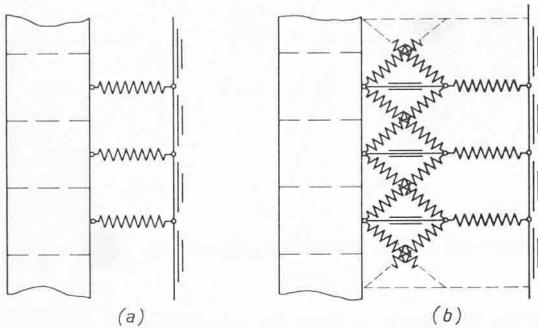


Bild 4. Bodenersatzmodelle (a) ohne, (b) mit Berücksichtigung der Drucküberschreitung

Um das Problem den numerischen Methoden, welche die Baustatik etwa mit dem Kraftgrößenverfahren oder der Deformationsmethode gibt, zugänglich zu machen, muss die bisherige Annahme des kontinuierlich gebetteten Pfahles durch ein statisches Modell ersetzt werden. In Bild 4 ist ein solches Modell dargestellt, welches das Last-Deformationsverhalten des Bodens durch linear oder nicht-lineare arbeitende Federn oder Pendelstützen wiedergibt und statisch dem elastisch gebetteten Durchlaufträger entspricht. Die darauf angewendeten numerischen Methoden werden immer des grossen Rechenaufwandes wegen den Einsatz von elektronischen Rechenautomaten erfordern.

Die elektronische Berechnung erfolgt (a) über bestehende, vielseitig einsetzbare Rechenprogramme, zum Beispiel die leistungsfähigen, dank der problemorientierten Sprache leicht verständlichen Stabwerksprogramme, (b) über enger gehaltene Programme, die in einer Formelsprache für das betreffende Problem neu aufzustellen sind. Sie (b) erlauben, die geforderten drei Punkte einer leistungs- und anpassungsfähigen Berechnungsmethode zu berücksichtigen. So lassen sich mit einem Abfragemechanismus zum Beispiel Last-Deformationsgesetze gemäss Bild 2c durch nicht-lineare elastisch arbeitende Federn nachbilden.

Ein weiteres statisches Modell, welches das Pfahl-Boden-System darstellt, ist durch das Stabwerk gegeben, von dem ein Teil in Bild 4b abgebildet ist. Der Boden wird durch ein Federmodell ersetzt, das von Soldini [8] erwähnt wird und die Drucküberschreitung aus Nachbarsegmenten berücksichtigt. Dadurch wird die Formänderung des Bodens allgemeiner durch zusätzliche Berücksichtigung der Schubverformung nachgebildet. Hiermit kann der Kritik an den auf dem Bettungsverfahren aufgebauten Methoden Rechnung getragen werden, wonach grundsätzlich der Ansatz falsch ist, nach dem eine Verschiebung  $y$  nur von der in ihrer Wirkungslinie liegenden Bodenpressung abhängig ist.

Am folgenden Anwendungsbeispiel von Tiefenbrunnen zeigte sich aber, dass die Drucküberschreitung (Bild 4b), wie es die Steifeziffertheorie berücksichtigt, gegenüber dem der Bettungsziffertheorie entsprechenden Ansatz (Bild 4a) nicht von Einfluss wird, wenn die Auflager in Bild 4a genügend nahe beieinander angeordnet werden (Größenordnung Pfahldurchmesser).

Tabelle 1. Pfahlkopfverschiebungen und maximale Momente für verschiedene Bettungsfälle

Bettung	Last-Deformations-Gesetz	$H$	$H = 10t$	$H = 30t$	$H = 60t$
① $E_s = 60 \text{ kg/cm}^2$					
② $E_s = 130 \text{ kg/cm}^2$	$P$	$y_{max}$ mm	8	24	48 (117)
		$M_{max}$ mt	20	60	121 (103)
①	$P$	$y_{max}$ mm	8	28	60 (146)
		$M_{max}$ mt	20	62	140 (119)
②	$P$	$y_{max}$ mm	5	15	30 (73)
		$M_{max}$ mt	16	47	94 (80)
①	$P$	$y_{max}$ mm	5	18	45 (110)
		$M_{max}$ mt	16	51	113 (96)
②	$P$	$y_{max}$ mm	5	14	28 (68)
		$M_{max}$ mt	17	51	102 (86)
①	$P$	$y_{max}$ mm	5	17	41 (100)
		$M_{max}$ mt	17	54	118 (100)
②	$P$	$y_{max}$ mm	5	14	28 (68)
		$M_{max}$ mt	17	52	104 (88)
②	$P$	$y_{max}$ mm	5	16	38 (93)
		$M_{max}$ mt	18	55	120 (102)

#### 4. Anwendungsbeispiel

Als Beispiel sei eine Anwendung der vorgeschlagenen Berechnungsmethode auf einen Versuchspfahl, der für die erwähnten Bauobjekte erstellt wurde, dargelegt. Das geologische Profil des Untergrundes [9] geht aus Bild 5 hervor. Dieses wird charakterisiert durch eine über der Seekreide liegende Auffüllung, deren Mächtigkeit örtlich jedoch variiert.

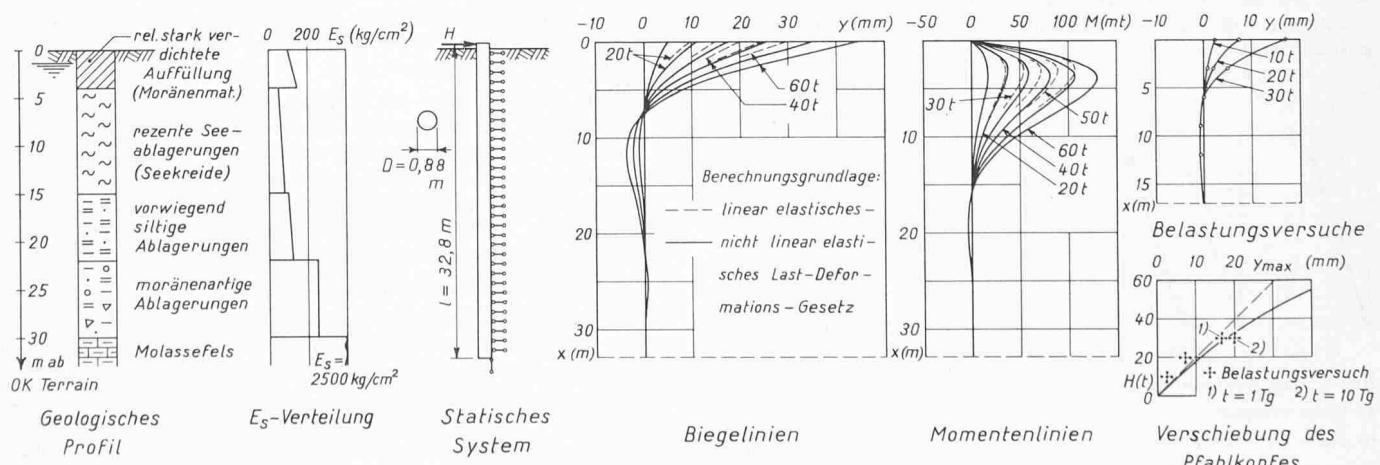


Bild 5. Anwendungsbeispiel

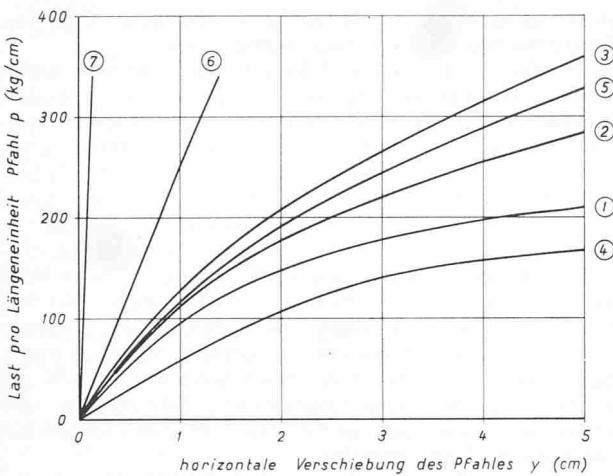


Bild 6. Last-Deformationskurven

- |                          |                               |
|--------------------------|-------------------------------|
| 1. Auffüllung, $x = 1$ m | 4. rezent Seeablagerungen     |
| 2. $x = 2$ m             | 5. siltige Ablagerungen       |
| 3. $x = 3$ m             | 6. moränenartige Ablagerungen |
|                          | 7. Molassesfels               |

Die bodenmechanischen Grundlagen sind in Bild 6 mit den Last-Deformationskurven gegeben, die aus Triaxial- und Plattenversuchen erhalten wurden. Diese Kurven wurden als nicht-linear-elastische Gesetze der Berechnung zugrunde gelegt. Anderseits können sie einzeln approximiert werden durch ein linear-elastisches Verhalten, welches sich durch einen konstanten Wert von  $E_s$  ausdrücken lässt (Bild 5). Ob mit dieser Vereinfachung eine  $p-y$ -Kurve jeweils genügend zutreffend erfasst wird, kann erst nachträglich mit der berechneten Biegelinie beurteilt werden.

Die Berechnung wurde durchgeführt wie in Abschnitt 3 beschrieben. Das statische System ist abgebildet in Bild 5, wobei die Abmessungen des zylindrischen Pfahles  $l = 32,8$  m und  $D = 88$  cm betragen. Als Resultat sind die Momentenflächen und die Biegelinien des Pfahles gegeben, für eine Horizontallast von 10 bis 60 t, je für die linear-elastischen und die nicht-linear-elastischen Gesetze. Die Unterschiede der berechneten Werte vergrössern sich mit zunehmender Horizontallast bis zu 50% für die Pfahlkopfverschiebung und 15% für das maximale Moment bei 60 t.

Von praktischem Interesse ist der Zusammenhang zwischen der Mächtigkeit der oberliegenden Auffüllung und ihrer Auswirkung auf die berechneten Grössen. Diese Frage ist in Tabelle 1 unter leicht vereinfachten bodenmechanischen Annahmen abgeklärt. Die Abmessungen des Pfahles wurden beibehalten. Die Resultate zeigen, dass eine 2 m mächtige Aufschüttung den Pfahl schon sehr wesentlich stützt und bei der Aufschüttung von 4 m der Einfluss der darunter liegenden, weichen Schichten bereits vernachlässigbar ist. Bezüglich der Berechnung bedeutet dies, dass im Falle der 2 m wie der 4 m mächtigen Aufschüttung das Problem für kleine Lasten genügend genau mit den üblichen, eingangs erwähnten Methoden, unter der Annahme einer konstanten Bettungsziffer, gelöst werden kann. Bei grösseren Lasten werden jedoch die berechneten Pfahlkopfverschiebungen infolge des nicht-linear-elastischen Verhaltens des Bodens stark unterschätzt.

## 5. Pfahlbelastungsversuch

Der Grossversuch in Tiefenbrunnen, der dank des Einverständnisses des kantonalen Tiefbauamtes durchgeführt werden konnte, bot eine seltene Gelegenheit, die im voraus berechneten Biegelinien

des horizontal belasteten Pfahles mit den tatsächlich gemessenen zu vergleichen. Dazu hat man im erstellten Pfahl eine Bohrung abgeteuft und darin einige Messpunkte fixiert. Zum Bestimmen der Biegelinie wurde die Verschiebung dieser Punkte mit dem optischen Lot gemessen, während der Pfahl an seinem freien Kopfende durch eine hydraulische Presse bis zu 30 t stufenweise belastet wurde. Die gleiche Messmethode wurde zum Beispiel auch beim Neubau der PTT Zürich-Enge angewendet und wird von Amberg in [10] eingehend beschrieben.

Der kurzzeitige Belastungsversuch mit 30 t ergab eine maximale Pfahlkopfverschiebung  $y_{max}$  von 17 mm, der Langzeitversuch (30 t während 10 Tagen) ein  $y_{max}$  von 20 mm. Am Schluss des Versuchsprogramms wurden bleibende Deformationen von 5 mm gemessen. Die Biegelinie ist in Bild 5 für den Kurzzeitversuch dargestellt. Der Vergleich mit der berechneten Biegelinie zeigt eine im allgemeinen gute Übereinstimmung. Deutlich geht aus den gemessenen Pfahlkopfverschiebungen das den  $p-y$ -Kurven entsprechende, nicht-linear-elastische Verhalten des Bodens hervor.

## 6. Zusammenfassung

Zu einer Gegenüberstellung sind eingangs einige Berechnungsmethoden erwähnt, die alle von der Differentialgleichung der Biegelinie ausgehend für einfache Bettungsfälle durch Integration gelöst worden sind. Das Last-Deformationsgesetz des Bodens wird dabei im allgemeinen linear-elastisch angenommen. Anschliessend wird eine Berechnung mittels elektronischer Rechenmaschine vorgeschlagen. Diese leistungsfähige Methode ermöglicht zu berücksichtigen:

- die nicht-linear-elastischen Last-Deformationsgesetze des Bodens
- beliebige Verteilung der Pfahlbettung mit der Tiefe
- die Schubverformung des Bodens
- eine Variation der Pfahllänge und der Biegesteifigkeit

Im Anwendungsbeispiel von Tiefenbrunnen wird für die versuchstechnisch ermittelten Last-Deformationsgesetze die durchgeführte Berechnung dargestellt. Der Belastungsversuch zeigte eine zufriedenstellende Übereinstimmung von gemessenen und vorausberechneten Pfahlverschiebungen.

Die Autoren sind Professor G. Schnitter, Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau, dankbar für seine wertvollen Anregungen.

## Literatur

- [1] *Broms*: Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, «Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division», March 1964, pp. 27-63.
- [2] *Rifaat*: Die Spundwand als Erddruckproblem, Diss. ETH 1932.
- [3] *Sansoni*: Pali e Fondazioni su Pali, Milano 1963, seconda edizione, Ulrico Hoepli.
- [4] *Titz*: Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen, Berlin 1943, Wilhelm Ernst & Sohn.
- [5] *Miche*: Investigation of Piles subject to horizontal Forces, "The Journal of the School of Engineering", Giza, No. 4, May 1930.
- [6] *Matlock and Reese*: Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures, Proceedings, 5th Int. Conf. on Soil Mechanics, Paris 1961, Vol. II, pp. 91-97.
- [7] *Andres*: Beanspruchung vertikaler Pfähle unter Horizontalschub, «Schweiz. Bauzeitung», Heft 47, S. 826, 1966.
- [8] *Soldini*: Contribution à l'étude des déformations d'un sol horizontal élastique. Diss. ETH 1965.
- [9] Bericht VAWE Nr. 1814/2: Rechtsufrige Höhenstrasse, Anschlussbauwerke und Seeufergestaltung Tiefenbrunnen, an Tiefbauamt des Kantons Zürich (Sachbearbeiter Ing. *Linder*).
- [10] *Amberg*: PTT-Zürich-Enge, «Schweiz. Bauzeitung», 1968 (erscheint demnächst).

Adresse der Verfasser: *J. Huder*, Dr. sc. techn., *F. Bucher*, dipl. Bau-Ing., *P. Kiefer*, dipl. Bau-Ing., VAWE, 8006 Zürich, Gloriastrasse 39.

## Maximale Schneelasten in die Schweiz

Von Dr. Th. Zingg, Eidg. Institut für Schnee- und Lawinenforschung, Weissfluhjoch/Davos

DK 551.578.46

Im vergangenen Winter sind uns verschiedene Schäden, verursacht durch grosse Schneelasten, bekanntgeworden. Solche Schäden wurden besonders in tieferen Lagen festgestellt. Außerdem erhalten wir oft Anfragen nach möglichen extremen Schneelasten, da die SIA-Normen den betreffenden Ingenieuren oder Architekten zu niedrig scheinen. Es dürfte deshalb einem allgemeinen Bedürfnis entsprechen, dieses Problem nochmals zu erörtern.

Bereits im Jahre 1951 hat der Verfasser einen entsprechenden Aufsatz veröffentlicht<sup>1)</sup>. Seither haben wir weitere Daten sammeln

<sup>1)</sup> «Schweiz. Bauzeitung 69 (1951) Nr. 45, S. 627-630.

können, die das damalige Bild ergänzen und vor allem bestätigen. Heute können die regionalen Unterschiede in der Schweiz etwas besser abgeschätzt werden als vor 17 Jahren.

Eine Schneedecke, und damit eine Schneelast, hängt weitgehend von meteorologischen Faktoren und Gesetzen ab. Sie ist vor allem das Ergebnis von Niederschlag und Temperatur. Dies gilt speziell für die Wintermonate, in denen die Strahlung nur einen geringen Einfluss ausübt. Die Niederschläge fallen in tieferen Lagen teils als Regen, teils als Schnee. Über etwa 2500 m ü.M. treten während des ganzen Winters praktisch alle Niederschläge in Form von Schnee auf.