Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 47

Artikel: Beanspruchung vertikaler Pfähle unter Horizontalschub
Autor: Andres, Franz
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69032

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: 07.01.2026

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

flächige Publikums- und Arbeitsräume auf; sie zeichnen sich auch durch eine grössere Raumhöhe aus. Demzufolge kann sich auch ihre architektonische Durchbildung von den normalen Obergeschossen lösen und freier sein. Eine sockelartige Absetzung des Erd- und Galeriegeschosses drängt sich deshalb auf; diese Geschosse sind als breite, eher liegende und von der Grossen Schanze her terrassenartige Baukörper ausgebildet. Das Personalhaus gibt hierzu als Hochbau einen notwendigen Akzent.

Die architektonische Durchbildung und die Wahl der Baumaterialien der Aussenhaut bilden gegenwärtig noch Gegenstand sehr eingehender Studien; die grundrissliche Disposition der Hauptgeschosse des Kopfbaues ist ebenfalls noch nicht abgeschlossen, denn diese ist abhängig von der Verkehrskonzeption der Innenstadt.

Als Baustoff kommt zur Hauptsache Stahl in Frage, da die Bauten über den grossflächigen Räumen grosse Stützweiten haben und möglichst leicht konstruiert werden müssen; lediglich die Deckenplatten sind aus Beton vorgesehen. Die Untergeschosse werden hingegen in Eisenbeton erstellt. Ganz allgemein stellt sich beim Bahnhofneubau das Problem der Anpassung an neue Betriebsforderungen, d. h. der Umbaumöglichkeit. Die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit bezieht sich nicht nur auf die Erstellungskosten, sondern ebenso sehr auf die zukünftigen Kosten für den Gebrauch und den Unterhalt des stark beanspruchten Bauwerkes.

Aus 15 Jahren pausenloser Planungsarbeit, aus zwei schweizerischen Wettbewerben und der Zusammenarbeit mit *Walter Schwaar*, Architekt SIA/BSA, Bern (1. Preis des Projektwettbewerbes 1958) ist das nun baureife Projekt hervorgegangen.

4. Bauausführung

Nach einem «Brückenschlag» über das Bollwerk ist am 15. März 1965 mit dem Abbruch der alten Kavalleriekaserne und des Transitpostgebäudes begonnen worden, und seither wurden die Aushubarbeiten für die 12 m tiefe Baugrube der Dienstgebäude am Bollwerk abgeschlossen. Die Abbrucharbeiten mussten äusserst sorgfältig vorgenommen werden, damit weder der Strassen- noch der Bahnverkehr gestört wurden; die Baugrube erforderte weitgehende Sicherungsmassnahmen. Im Januar und im April dieses Jahres wurden das ehemalige Terrassenrestaurant und das baufällige Bahndienstgebäude am alten Perron 1 abgebrochen, nachdem die Bahnhofinspektion und das ihr angeschlossene Personal Ende März die provisorischen Pavillons auf der Perronüberdeckung bezogen hatten. Der Beginn dieser Bauarbeiten war von der Fertigstellung der neuen PTT-Hochbauten abhängig.

Die Bauten werden nun etappenweise von Norden nach Süden vorrückend in Angriff genommen; Schritt um Schritt werden so das Dienstgebäude Bollwerk-Nord (bezugsbereit Ende 1967) und der Bautrakt des Dienstgebäudes Bollwerk-Süd mit Gepäckhalle und den darüberliegenden Pavillonbauten und dem Turmhaus entstehen. Nach Inbetriebnahme der neuen Gepäckhalle kann mit dem teilweisen Abbruch des alten Aufnahmegebäudes begonnen werden, und anschliessend wird das Dienstgebäude West und in vier Abschnitten der neue Kopfbau mit der tiefliegenden Schalterhalle erstellt. Mit diesem Vorgehen kann der Neubau ohne wesentliche Beeinträchtigung des Strassenverkehrs, der Reisendenströme und des Betriebes innerhalb der Altbauten bzw. der Baustellen erfolgen. Natürlich sind verschiedene Provisorien und Umleitungen unumgänglich; die Konzeption der Tragkonstruktion der neuen Hochbauten ist ebenfalls davon abhängig. Zur Vereinfachung des ganzen Bauvorganges kommen weitgehend Stahlkonstruktionen zur Anwendung.

Sofern nicht unerwartete Vorkommnisse die Bautätigkeit hindern, werden sich die neuen Hochbauten dem Publikum im Jahre 1971 in ihrer endgültigen Gestaltung präsentieren. Dem aufmerksamen Leser wird nicht entgangen sein, dass dieses generelle Bauprogramm gegenüber früheren Publikationen gewisse Verzögerungen aufweist. Zwischen den Bauprogrammen der PTT und der SBB bestand bis im März 1965 grösste Abhängigkeit, denn der Baubeginn der SBB-Hochbauten konnte erst erfolgen, nachdem die alten PTT-Bauten geräumt bzw. abgebrochen waren. Die Verzögerung bei der Fertigstellung der PTT-Neubauten entlang der Schanzenbrücke (Bild 65) wird sich auch auf den Abschluss der Bahnhoferweiterung auswirken. Das schlechte Wetter (Sommer 1965 und 1966) war auch nicht dazu angetan, wenigstens einen Teil der Verzögerungen auszugleichen; ganz im Gegenteil, denn in dieser Zeit waren gerade die witterungsempfindlichen Aushubarbeiten und Spriessungen auszuführen.

Die Projektbearbeitung und Bauleitung dieses grossen Bauvorhabens liegt in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft zwischen Architekt Walter Schwaar und der Sektion Hochbau der Bauabteilung der Generaldirektion SBB in Bern; für das Dienstgebäude Bollwerk Nord wurde zudem Architekt *Philip Bridel*, Zürich, in die Arbeitsgemeinschaft aufgenommen.

Adresse der Verfasser: bei der Generaldirektion SBB, 3000 Bern, Mittelstrasse 43.

Beanspruchung vertikaler Pfähle unter Horizontalschub

DK 624.154.001.2

Von **Franz Andres**, dipl. Ing. ETH, St. Gallen

1. Einleitung

Allgemein gilt die Regel, dass allfällige Horizontalkräfte beim Entwurf von Pfahlgründungen durch schräggestellte Pfähle aufzunehmen sind. Früher standen als Pfahlmaterial praktisch nur Holzpfähle oder aber vorfabrizierte Eisenbetonpfähle zur Diskussion, und solche Pfähle in beträchtlicher Neigungen zu rammen, stellt kein grosses technisches Problem dar. Heute hat sich – zumindest in der Schweiz – der Betonortspfahl weitgehend durchgesetzt, weil er wirtschaftliche und technische Vorteile zu bieten vermag.

Abgesehen von einigen wenigen Spezialverfahren, die dann aber in der Herstellung wieder teurer sind, ist der gebohrte wie der gerammte Ortspfahl mit wiedergewonnenem Vortreibrohr für Schrägpfähle wenig geeignet. Neben rein herstellungstechnischen Schwierigkeiten wie Behinderungen im Betoniervorgang, Auf- und Abbau der Rohre, Zentrieren der Armierung, besteht vor allem die Gefahr, dass die Pfahlaxe eine Krümmung erhält, z. B. durch nicht geradlinige Bewegung des Vortreibrohres beim Einführen oder Rückziehen oder aber durch Deformation des noch unabgebundenen Betons infolge Erdauflasten, Erschütterungen usw. Der Fertigpfahl kennt diese Nachteile naturgemäss nicht.

Es scheint deshalb vernünftiger, bei Ortspfahlgründungen möglichst nur vertikale Pfähle anzuordnen, die einwandfrei zu erstellen sind, als durch Schrägpfähle eine oft ungewisse Sicherheit zu schaffen, wie diverse Misserfolge in der Vergangenheit zeigten [1]. Damit ist die Frage verknüpft, wie weit ein vertikaler Ortsbetonpfahl einer am Pfahlkopf angreifenden Horizontalkraft zu widerstehen vermag und wie sich das Kräftespiel im Pfahlschaft einstellt.

Die üblichen Berechnungsverfahren sind die folgenden:

— Entsprechend dem Bodenaufbau wird in einer gewissen Tiefe eine vollständige Einspannung angenommen, während im darüberliegenden Bereich der Pfahl ohne seitliche Stützung betrachtet wird [2]. Diese Methode liefert viel zu hohe Momente und dürfte auch für überschlägige Berechnungen nicht in Frage kommen.

— Spundwand- und Dalbentheorien *(Blum, Brinch-Hansen)*. Sie setzen voraus, dass der Boden seitlich aufbricht, was relativ grosse horizontale Verschiebungen bedingt. Dies ist beim vorliegend behandelten Problem nur in Extremfällen erfüllt [8].

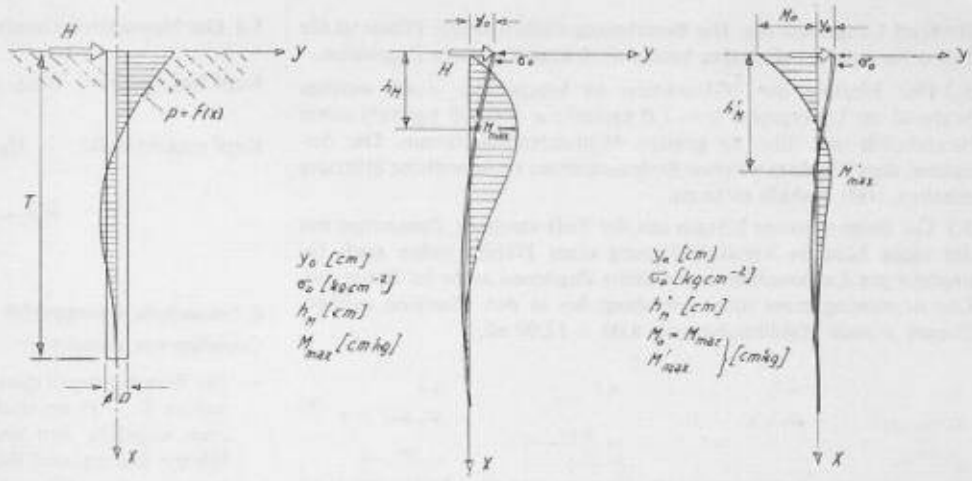
— *Ménard* [3] gibt ein Verfahren an, das auf Pressiometerwerten beruht. Die angegebenen Formeln sind erstaunlich einfach, gelten aber nur für steife und kurze Pfähle (rd. 2,00 m). Da der Aussagewert der Pressiometerversuche allgemein noch sehr diskutiert wird, steht und fällt damit der Wert der Methode.

Das Problem lässt sich angenähert mit Hilfe der Elastizitätstheorie elegant lösen mit den Vorteilen, dass korrekte theoretische Herleitungen sowie weitgehende Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse möglich sind. Bedenken, ob die bei dieser Theorie gemachten Voraussetzungen tatsächlich Gültigkeit haben, sind sicher berechtigt [3], [8]. Die Erfahrung und Versuche zeigen aber (siehe auch Abschnitt 8), dass nur bei grossen Auslenkungen, welche am Bauwerk aus andern Gründen schon nicht vorkommen dürfen, plastische Verformungen und Brüche im Untergrund auftreten. Es ist klar, dass sich unter solchen Verhältnissen andere Resultate ergeben, als sie auf Grund der nachfolgend entwickelten Theorie zu erwarten sind.

Bild 1 (links). Grundlage der Berechnung: Pfahl als elastisch gestützter Balken

Bild 2 (Mitte). Biegelinie und Momentenverlauf bei freiem, verschiebbarem Pfahlkopf

Bild 3 (rechts). Biegelinie und Momentenverlauf bei eingespanntem, verschiebbarem Pfahlkopf



2. Grundlagen der Berechnung (Pfahl als elastisch gestützter Balken)

Gemäss Bild 1 gilt allgemein die Beziehung:

$$(1) \qquad \frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{dQ}{dx} = -EJ\frac{d^4 y}{dx^4} = -p$$

Neben den üblichen Grössenbezeichnungen M, Q, E, J ist:

D = Pfahldurchmesser [cm]

p = Erdwiderstand per ml Pfahl [kg/cm]

Das Erdwiderstandsgesetz sei wie folgt formuliert:

$$(2) \qquad \frac{p}{D} = \sigma = -W_h\,,$$

wobei $\quad W = f(x)$

W besitzt die Dimension kg/cm³ und ist identisch mit der sog. «Bettungsziffer» (C_h = horiz. Bettungsziffer nach Terzaghi).

Nun wird in der modernen Bodenmechanik die Bettungsziffer zur Beschreibung von Zusammendrückungserscheinungen kaum mehr benützt, weil deren Gültigkeit auf einer Reihe von Voraussetzungen beruht, welche nicht vorhanden sind. Für das behandelte Problem genügt sie aber, einerseits weil der Einfluss von W auf die Resultate gering ist (siehe Ziff. 4) und zudem die Pfahlabmessungen, im wesentlichen die Pfahlbreite D, stets dieselbe bleiben.

Mit (1) und (2) lautet nun die Differentialgleichung der elastischen Linie:

$$(3) \qquad \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{DW}{EJ}\,y = 0\,,$$

wobei im allgemeinen Fall W keine Konstante, sondern eine Funktion von x darstellt. Unter der Voraussetzung einer relativ einfach gebauten Widerstandsfunktion $W = f(x)$ ist (3) lösbar. Es gelten die folgenden Randbedingungen:

2.1 Pfahlkopf: Der Pfahlkopf ist frei verschiebbar. H greift an Bodenoberfläche an.

2.11: frei beweglich. Für $x = 0$ gilt $y'' = -M_0 = 0$, $y''' = Q_0 = H$. Diese Randbedingung ist in Wirklichkeit nur in Sonderfällen erfüllt, so z. B. annähernd bei Stützmauern, bei welchen die Erddruckberechnung die Verdrehung der Wand um ihren Fusspunkt zur Voraussetzung hat.

2.12: fest eingespannt. Für $x = 0$ gilt $y' = 0$, $y''' = Q_0 = H$. Diese Voraussetzung ist normalerweise gegeben. Grundsätzlich können 2.11 und 2.12 superponiert werden.

2.2 Pfahlfuss: Wird $T = \infty$ angenommen, wird die Lösung von (3) wesentlich vereinfacht, indem einige Integrationskonstanten Null werden. Für alle nachfolgenden Berechnungen gilt diese Annahme als Voraussetzung. Der Fehler wird nur bei sehr kurzen Pfählen wesentlich, wie dies unter Ziff. 5 gezeigt wird.

3. Lösung der Differentialgleichung (3)

Für W = const. = c liegen Lösungen vor von *Rifaat* [4] für freies Kopfende, und *Sansoni* [5] für eingespanntes Kopfende. In der zitierten Auflage des Buches von Sansoni weisen die Formeln Druckfehler auf. *Miche* [6] hat eine genaue Lösung für $W = a\,x$ (linear zunehmende Widerstandsfunktion) angegeben. *Titze* [7] behandelte in seiner Dissertation das Problem sehr allgemein, wobei er seinen Berechnungen eine Widerstandsfunktion von der Form $W = a\,x^n$ zugrunde legte. Genaue Lösungen sind für $n = 0$ und $n = 1$ vorhanden. Leider ist die Darstellung der Dissertation unübersichtlich und mühsam. Einen Sonderfall (nur für freien Pfahlkopf) gibt *Smoltczyk* [8] an. Die Lösung mit abgetreppter Widerstandskurve sowie die numerische Nachrechnung der andern Lösungen stammen von Prof. *W. Kissel*, Luzern.

Allgemein ist die Lösung von (3) sehr zeitraubend und kommt für den Praktiker kaum in Frage. Nun ist es aber auch gar nicht nötig, die Biegelinie, den Verlauf des Erdwiderstandes und der Momente über die ganze Pfahlaxe zu kennen, sondern es interessieren nur gewisse Einzelwerte, wie sie in den Bildern 2 und 3 angegeben sind. Für die verschiedenen Widerstandsfunktionen können diese leicht aus den Schaulinien in Abschnitt 5 (Bild 6) oder den Tabellen I, II und III des Abschnittes 6 errechnet werden.

4. Horizontale Bettungsziffer und Widerstandsfunktion

Für den einfachsten Fall W = const. = c ergibt die Lösung der Differenzialgleichung den Ausdruck

$$(4) \qquad l_0 = \sqrt[5]{\frac{4\,EJ}{D\,c}}$$

Er besitzt die Dimension einer Länge und trägt üblicherweise die Bezeichnung «elastische Länge». Diese spielt bei den nachfolgenden Berechnungen eine wesentliche Rolle.

Im Falle einer linear zunehmenden Widerstandsfunktion $W = f(x) = a\,x$ wird die elastische Länge zu

$$(5) \qquad l_0 = \sqrt[5]{\frac{EJ}{D\,a}}$$

Die beschreibenden Grössen c resp. a der Widerstandsfunktion kommen in der vierten, resp. fünften Wurzel vor; ihr Fehler auf das Endresultat wirkt sich daher gering aus. Andererseits sind sie nicht genau bestimmbar, sondern müssen auf Grund der Erfahrung, den Resultaten allfälliger Oedometer- oder eventuellen Pressiometerversuchen geschätzt werden. Mit Hilfe der Theorie des isotropen Halbraumes lässt sich in grober Annäherung eine Beziehung zwischen der horizontalen Bettungsziffer C_h (identisch c, c_1, W, W_∞) einerseits und dem horizontalen M_{Eh}-Wert andererseits herleiten. Sie lautet unter Annahme einer Poissonzahl von $\mu = 0{,}5$

$$(6) \qquad C_h \simeq 1{,}4\,\frac{M_{Eh}}{D}\,, \quad \text{wobei } D = \text{Pfahldurchmesser.}$$

Unter Abschnitt 6 sind in den Tabellen immer drei numerische Werte dieser Grössen angegeben, welche für lockere bzw. weiche, mittlere und dichte, bzw. steife Böden gelten.

Die Berechnungen sind für vier verschiedene Widerstandsfunktionen gemäss Bild 4 durchgeführt. Bild 5 enthält einen Vergleich der vier Widerstandsfunktionen.

5. Allgemeine Lösung für W = const. = c (4.1)

In Bild 6 ist die allgemeine Lösung für W = const. = c dargestellt. Daraus können die nachstehenden *Folgerungen* gezogen werden:

5.1 Die Berechnung ergibt, dass für einen Pfahl $T \geq 3\,l_0$ der Fehler bei Annahme des unendlich langen Pfahles unter 4% sinkt. Die Gültigkeit der Berechnung ist deshalb auf Pfähle beschränkt, welche bei 45 cm Durchmesser mindestens 6,00 ml, bei 90 cm Durchmesser mindestens

10,00 ml Länge besitzen. Die Berechnung endlich langer Pfähle ist für Fall 4.1 möglich, liefert aber beträchtlich kompliziertere Ergebnisse.

5.2 Der Einfluss der *W*-Funktion ist beschränkt. Auch weiches Material im Untergrund ($c = 1{,}0$ kg/cm³; $a = 0{,}005$ kg/cm⁴) stützt beträchtlich und führt zu grossen Momentenreduktionen. Die Annahme, dass Pfähle in weichen Bodenschichten keine seitliche Stützung erhalten, trifft deshalb nicht zu.

5.3 Die Biegemomente klingen mit der Tiefe rasch ab. Zusammen mit der meist höheren Vertikalbelastung eines Pfahles treten auch bei ungünstigen Lastkombinationen keine Zugzonen mehr im Beton auf. Die Armierung muss nicht unbedingt bis in den Pfahlfuss reichen, Grenze je nach Pfahldurchmesser 8,00 ÷ 12,00 ml.

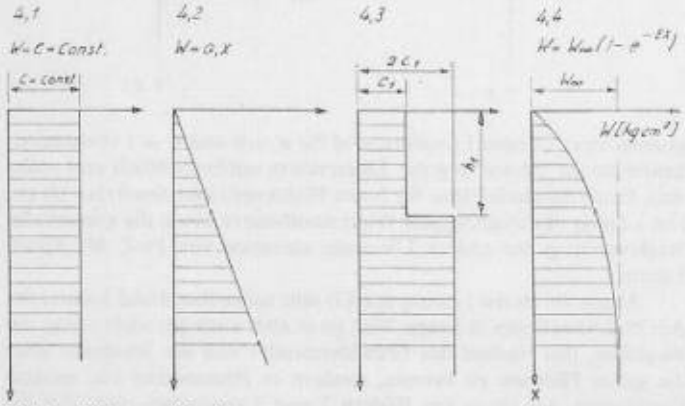


Bild 4. Widerstandsfunktionen

Fall 4.1: W = c = const.
Seiner Einfachheit wegen gut für allgemeine Abschätzungen. Beschränkt auf kohärentes Material. Die so errechneten Momente sind normalerweise zu klein

Fall 4.2: W = ax
Für kiesiges Material. Da W mit grössern Tiefen viel zu hoch wird, ist Vorsicht am Platze

Fall 4.3: $W = C_1 / 2C_1$
Treppenhöhe h_1 nicht frei wählbar, da Lösung sonst nicht möglich. h_1 in Tabelle 2 beträgt ~ 100 cm. Entspricht der Wirklichkeit nicht schlecht, wenigstens gemäss den Versuchsresultaten des Abschnittes 7

Fall 4.4: $W = W_\infty (1 - e^{-\varepsilon x})$
Leider keine allgemeine Lösung bekannt. Am universellsten brauchbar. Liegt zwischen 4.3 und 4.2

5.4 Die Momente betragen:

Kopf frei drehbar: $M_{max} \cong 0{,}32\, H\, l_0 \qquad h_M = \frac{\pi}{4} l_0$

Kopf eingespannt: $M_c = 0{,}50\, H\, l_0 \qquad h_M = 0$

$M'_{max} \cong 0{,}10\, H\, l_0 \qquad h'_M = \frac{\pi}{2} l_0$

l_0: siehe Abschnitt 4

6. Numerische Lösungen für die Fälle 4.2, 4.3, 4.4 (Tabellen I, II und III)

Grundlegende Annahmen:

— Die Berechnung ist durchgeführt für kreisrunde Pfähle vom Durchmesser $D = 45$ cm und $D = 90$ cm. Diese Durchmesser entsprechen ungefähr den heute in der Schweiz am häufigsten ausgeführten Ramm- und Bohrpfählen.

— Die zugehörige Bewehrung besteht aus 8 ⌀ 14, resp. 12 ⌀ 20.

— Die Elastizitätsmoduli betragen $E_b = 200000$ kg/cm² und $E_e = 2500000$ kg/cm².

— Tiefe *T* des Pfahles: ∞.

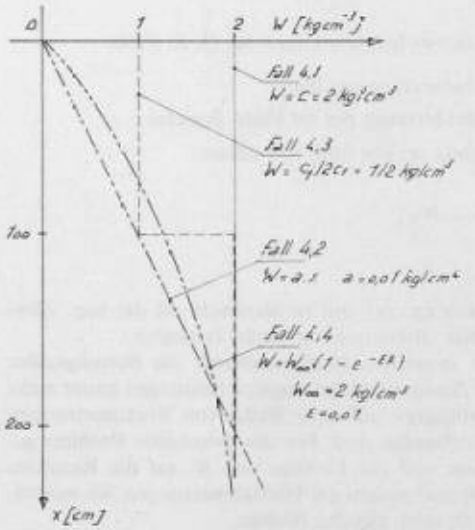
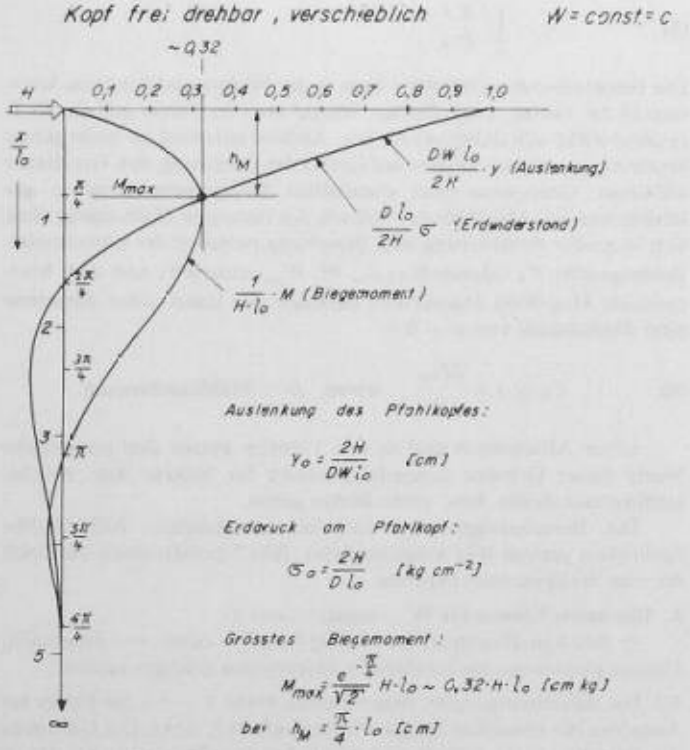


Bild 5. Vergleich der in Bild 4 dargestellten Widerstandsfunktionen



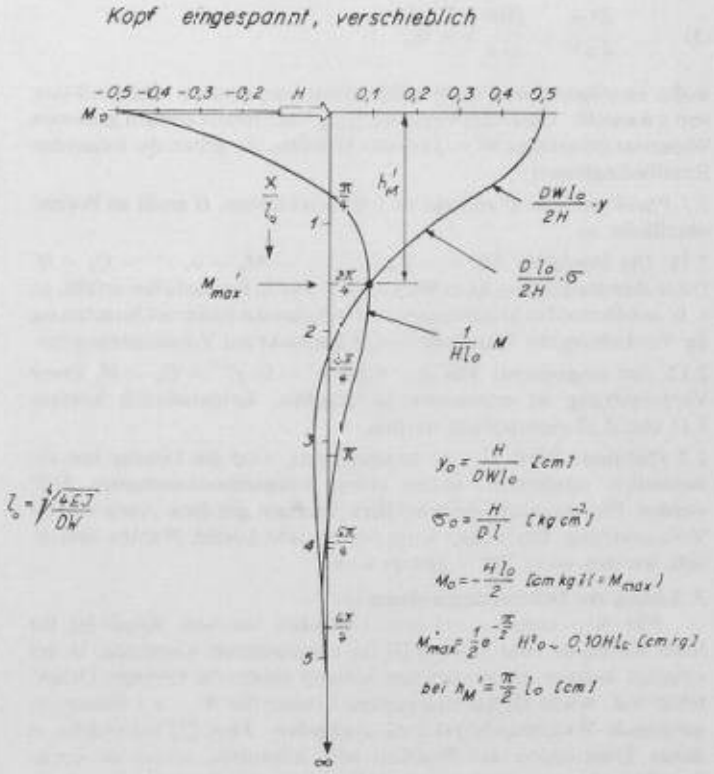


Bild 6. Allgemeine Lösung für W = c = const. (Fall 4.1)

7. Praktische Berechnung

Nachdem die grundlegenden Annahmen (Lagerung des Pfahlkopfes, Wahl der Widerstandsfunktion) getroffen sind, benützt man die Schaulinien von Abschnitt 5 (Bild 6) oder die Tabellen I bis III. Hierauf hat man sich für die numerischen Grössen der Widerstandsfunktion entsprechend den Bodenverhältnissen zu entscheiden, wobei in den Tabellen je drei charakteristische Werte aufgeführt sind.

Für $W = c$ (Abschnitt 5) müssen die gesuchten Grössen aus den Schaulinien berechnet werden, für alle andern Fälle können diese aus den Tabellen I–III direkt oder durch Multiplikation mit H (siehe 1. Kolonne) entnommen werden.

Die Berechnung der Armierung resp. der Pfahlanzahl geschieht nach den üblichen Gesetzen des Eisenbetonbaues, wobei für die in der Praxis weniger benützten, kreisförmigen Querschnitte folgende Literatur resp. Tabellen empfehlenswert sind: [9], [10].

8. Belastungsversuche

Unterlagen über Belastungsversuche sind sehr spärlich vorhanden. *L. Feagin* [5] untersuchte an Holzpfählen, *Jáky* und *Raymondi* vorfabrizierte Stahlbetonpfähle, welche im Sand eingebettet waren. Mit der Annahme W = const. kommt ersterer im Vergleich mit den Versuchsergebnissen auf zu kleine y_0-Werte, was durchaus verständlich ist. Die zweite Untersuchung kommt aufgrund von Vergleichen zum Schluss, dass eine parabolische Widerstandsfunktion (ähnlich Fall 4.4) der Wirklichkeit am nächsten kommt. Die Versuche von *Menard* [3] beschränken sich nur auf sehr kurze Pfähle (max. 2,20 m), was deren praktischen Wert sehr herabmindert. Die Übereinstimmung gegenüber den theoretischen Berechnungen ist sehr gut.

Zu Versuchszwecken wurden in zwei verschiedenen Böden 8,00 ÷ 10,00 m lange Probepfähle, ∅ 45 cm, gerammt. Im einen Fall bestand der Untergrund in den obersten 4 m aus fast sauberem Kiessand, im andern aus siltigem Ton. Laboruntersuchungen an ungestörten Proben aus diesem Ton ergaben folgende Werte:

$$\gamma_e' = 1{,}86 \text{ g/cm}^3$$

$$w = 36{,}2\ \%$$

$$\Delta e_{hor} = 3{,}10\%$$

$$\Delta e_{vert} = 2{,}92\%$$

$$\text{Kohäsion } c \begin{cases} c_{hor} = 0{,}32 \text{ kg/cm}^2 \\ c_{vert} = 0{,}26 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Sämtliche Versuche sind mit frei drehbaren Pfahlköpfen vorgenom-

Tabelle I. Unendlich langer kreisrunder Pfahl, am Kopf durch Horizontalschub H = 1000 kg belastet. W = f(x) = ax (Fall 4.2)

	Pfahldurchmesser		45 cm						90 cm					
	Lagerung des Kopfes: verschieblich		frei drehbar			eingespannt			frei drehbar			eingespannt		
	a Prop. Faktor von W = f(x)	kgcm⁻⁴	0,005	0,010	0,020	0,005	0,010	0,020	0,005	0,010	0,020	0,005	0,010	0,020
von H unabhängig	l_0 Elastische Länge des Pfahles	cm	190	166	144	190	166	144	287	249	217	287	249	217
	h_H Tiefe des Momentenmaximums	cm	251	218	190	—	—	—	378	329	287	—	—	—
	h_H' Tiefe des relativen Momentenmaximums	cm	—	—	—	428	374	324	—	—	—	645	560	489
Direkt proportional H	M_{max} Momentenmaximum	cmkg	150000	131000	114000	—	—	—	226000	197000	172000	—	—	—
	M_{max}' Relatives Momentenmaximum	cmkg	—	—	—	383000	332000	290000	—	—	—	579000	503000	437000
	M_0 Einspannmoment	cmkg	—	—	—	1763000	1534000	1336000	—	—	—	2657000	2313000	2014000
	y_0 Auslenkung des Pfahlkopfes	cm	0,298	0,197	0,130	0,124	0,075	0,049	0,065	0,043	0,029	0,025	0,017	0,011
	σ_0 Erdwiderstand am Pfahlkopf	kgcm⁻²	0,097	0,111	0,128	0,054	0,062	0,072	0,032	0,037	0,043	0,018	0,021	0,024

Tabelle II. Unendlich langer kreisrunder Pfahl, am Kopf durch Horizontalschub H = 1000 kg belastet. W = $C_1/2C_2$ (Fall 4.3)

Berichtigung siehe H. 49, S. 877

	Pfahldurchmesser		45 cm						90 cm					
	Lagerung des Kopfes: verschieblich		frei drehbar			eingespannt			frei drehbar			eingespannt		
	W_∞ Endwert der Bettungsziffer	kgcm⁻³	2	5	10	2	5	10	2	5	10	2	5	10
von H unabhängig	l_0 Elastische Länge des Pfahles	cm	258	215	172	258	215	172	439	362	292	439	362	292
	h_H Tiefe des Momentenmaximums	cm	205	172	137	—	—	—	348	387	231	—	—	—
	h_H' Tiefe des relativen Momentenmaximums	cm	—	—	—	390	318	254	—	—	—	626	518	415
Direkt proportional H	M_{max} Momentenmaximum	cmkg	110500	93000	74000	—	—	—	193000	161500	130500	—	—	—
	M_{max}' Relatives Momentenmaximum	cmkg	—	—	—	318000	265000	212000	—	—	—	540000	445000	364000
	M_0 Einspannmoment	cmkg	—	—	—	1440000	1200000	958000	—	—	—	2340000	2020000	1630000
	y_0 Auslenkung des Pfahlkopfes	cm	0,180	0,086	0,054	0,072	0,035	0,022	0,043	0,021	0,013	0,018	0,008	0,006
	σ_0 Erdwiderstand am Pfahlkopf	kgcm⁻²	0,120	0,143	0,247	0,073	0,088	0,110	0,038	0,046	0,057	0,023	0,028	0,035

Tabelle III. Unendlich langer kreisrunder Pfahl, am Kopf durch Horizontalschub H = 1000 kg belastet. W = f(x) = $W_\infty (1 - e^{-\varepsilon x})$, ε = 0,01 (Fall 4.4)

	Pfahldurchmesser		45 cm						90 cm					
	Lagerung des Kopfes: verschieblich		frei drehbar			eingespannt			frei drehbar			eingespannt		
	Bettungsziffer C_1 / $2C_2$	kgcm⁻³	1/2	2/4	5/10	1/2	2/4	5/10	1/2	2/4	5/10	1/2	2/4	5/10
von H unabhängig	l_1 Elastische Länge Pfahloberteil	cm	266	223	178	266	223	178	443	373	297	443	373	297
	l_2 Elastische Länge Pfahlunterteil	cm	223	188	149	223	188	149	373	314	249	373	314	249
	h' Tiefe der Trennstelle	cm	119	100	78	119	100	78	199	167	133	199	167	133
	h_H Tiefe des Momentenmaximums	cm	197	166	132	—	—	—	329	277	220	—	—	—
	h_H' Tiefe des relativen Momentenmaximums	cm	—	—	—	356	299	238	—	—	—	593	500	398
Direkt proportional H	M_{max} Momentenmaximum	cmkg	94920	79820	63480				158500	133300	106000	—	—	—
	M_{max}' Relatives Momentenmaximum	cmkg	—	—	—	30080	25220	20130	—	—	—	50090	42180	33580
	M_0 Einspannmoment	cmkg	—	—	—	132500	111100	88690	—	—	—	220700	195800	148000
	y_0 Auslenkung des Pfahlkopfes	cm	0,140	0,086	0,043	0,055	0,039	0,020	0,043	0,026	0,013	0,019	0,012	0,006
	σ_0 Erdwiderstand am Pfahlkopf	kgcm⁻²	0,154	0,183	0,230	0,151	0,121	0,151	0,046	0,059	0,069	0,032	0,037	0,047

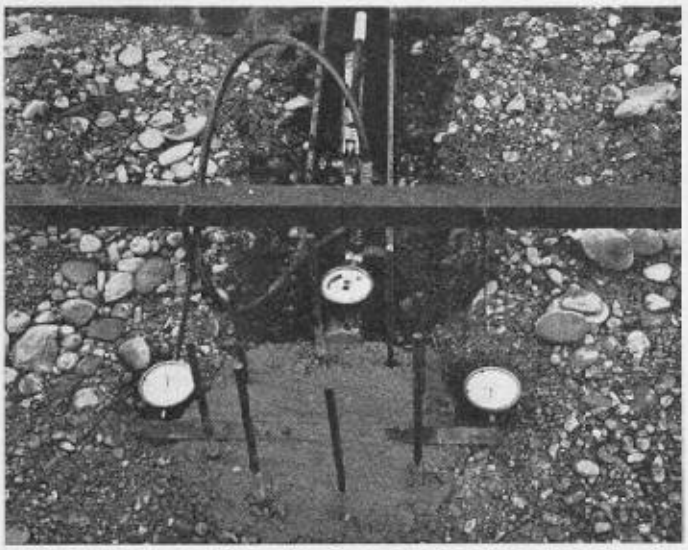


Bild 7 Anordnung der Messuhren für Belastungsversuch

men. Die oberste, mit Wurzeln durchsetzte Humusschicht wurde vorher abgestossen.

8.1 Versuchsanordnung

Die Pfahlköpfe wurden durch eine hydraulische Presse (siehe Bild 7) belastet. Die horizontalen Bewegungen konnten durch 2 Präzisions-Messuhren über einen Tastbalken abgelesen werden. Teilweise erfolgte auch eine Kontrolle der Pfahlkopfhöhen im Verlaufe des Versuches.

8.2 Überprüfung des h_M-Wertes (Lage des grössten Biegemomentes)

Hiezu gelangten unarmierte Pfähle, Beton P 300 unvibriert, zur Verwendung, bei welchen der abgebrochene Pfahlteil nach dem Versuch gezogen werden konnte, was bei armierten Pfählen nicht möglich war. Der hohe Grundwasserspiegel erlaubte ein Ausgraben der Pfähle bis zur Bruchstelle aus Kostengründen nicht. Der Moment des Bruches konnte nicht genau festgestellt werden. Er erfolgte durchwegs beim Erreichen von Randzugspannungen von

$$\sigma_z = 18{,}0 \div 30{,}1 \text{ kg/cm}^2$$

Sowohl im kiesigen wie tonigen Boden lagen die Bruchstellen h_M alle sehr regelmässig in Tiefen von 1,78 ÷ 2,10 ml, was mit der Theorie recht gut übereinstimmt, ausgenommen ein einziger Pfahl, der wohl wegen einer Diskontinuität im Pfahlbeton bereits bei 89 cm brach.

8.3 Überprüfung der y_0-Werte (Auslenkung am Pfahlkopf)

Die Pfähle waren gemäss Berechnungsgrundlagen mit 8 ∅ 14 mm bewehrt. Die grösste Horizontalbelastung wurde mit $H = 5000$ kg angenommen, weil bei höherem H infolge Fehlens einer Vertikalbelastung die Eisenspannungen zu hoch geworden wären. Die erhaltenen Resultate (Durchschnittswerte) sind in Tabelle IV den nach den 4 Fällen berechneten theoretischen Werten gegenübergestellt. Es ist zu bemerken, dass nach Formel (6) auf Grund der Laborresultate (d e-Wert) dem untersuchten siltigen Ton eine Bettungsziffer von $C_h = c = 1{,}82$ kg/cm³ zuzuordnen wäre. Im Bereich bis zu 3000 kg stimmen theoretische und praktische Werte recht gut überein. Im kiesigen Boden gibt die Widerstandskurve gemäss Fall 4.2 (lineares Anwachsen) die beste Übereinstimmung, beim tonigen diejenige von Fall 4.4.

Die Auslenkung y_0 nimmt bei höheren H-Werten im Kies rasch zu. Vermutlich verliert bei höheren horizontalen Pressungen das unter (2) formulierte Erdwiderstandsgesetz $\sigma = -W y$ seine Gültigkeit, indem sich durch Überschreiten der Scherfestigkeit im Bereiche der Pfahlvorderkante Gleitflächen im Untergrund ausbilden und die Verschiebung stärker zunimmt. Die Ansicht von *Ménard* [3], dass für die Lösung des Problems die Regeln der allgemeinen Elastizitätstheorie keine Geltung besitzen, bestätigt sich demzufolge teilweise im Falle von grösseren Horizontalkräften.

9. Zusammenfassung

Das gesamte Problem ist viel zu komplex, als dass man sich durch einige wenige Grossversuche hierüber Klarheit verschaffen könnte. Auch sind die Variationsmöglichkeiten derart mannigfaltig, dass weitere Versuchsreihen nötig sind, um über die Gültigkeitsbereiche der angeführten Theorie mehr aussagen zu können. Dass solche Versuche sehr aufwendig und damit kostspielig sind, sei nur am Rande erwähnt.

Tabelle IV. Auslenkung am Pfahlkopf. Gemessene und gerechnete Werte

	Horiz. Last H [kg]		1000	2000	3000	4000	5000
y_0 theoretisch (cm)	Fall 4,1	$C = 2$ kgcm^{-3}	0,11	0,21	0,32	0,42	0,53
	Fall 4,2	$a = 0{,}1$ kgcm^{-4}	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98
	Fall 4,3	$C_z = 2$ kgcm^{-3}	0,09	0,17	0,26	0,34	0,43
	Fall 4,4	$W_m = 2$ kgcm^{-3}	0,18	0,36	0,54	0,72	0,90
y_0 (cm) gemessen	Kies – Sand		0,16	0,38	0,62	1,00	1,52
	Toniger Silt		0,20	0,38	0,49	0,56	0,73

Bei den Herleitungen der Formeln waren viele Vereinfachungen durchzuführen, so dass die erhaltenen Resultate sicher nicht mehr als eine Grössenordnung zu geben vermögen. Immerhin lassen sich die Bodenverhältnisse weitgehender in der Rechnung berücksichtigen, was neu und wesentlich scheint, während dies bei den alten Methoden kaum möglich war. Es zeigt sich auch, dass ein vertikaler Pfahl – und dies ebenso in weichen Böden – beträchtliche Horizontalkräfte aufzunehmen vermag, so dass in vielen Fällen eine Pfahlkonzeption mit einem Gewirr von Schrägpfählen durch eine solche mit Vertikalpfählen ersetzbar ist, woraus bei Ortspfählen mit geringeren Kosten eine höhere Sicherheit resultiert.

Literatur

[1] *Széchy:* Gründungsschäden. Bauverlag Wiesbaden.

[2] *Terzaghi:* Theoretical Soil Mechanics. Wiley & Sons N.Y.

[3] *Ménard:* Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement. «Sols», Heft 3, 1962.

[4] *Rifaat:* Die Spundwand als Erddruckproblem. Diss. ETH.

[5] *Sansoni:* Fundazione su Pali, 2. Ed.

[6] *Miche:* Journal of the school of Engineering Giza Nr. 4, 1930.

[7] *Titze:* Pfahlwiderstand gegen waagrechte Kräfte. Diss. TH Wien.

[8] *Smoltczyk:* Die Einspannung im beliebig geschichteten Baugrund, «Bauingenieur», Heft 10, 1963.

[9] *Hesse:* Berechnung kreisförmiger Stahlbetonquerschnitte. «Beton- und Stahlbetonbau», Nr. 6, 1960.

[10] *Hahn:* Tafeln für kreisförmige Stahlbetonquerschnitte. «Beton- und Stahlbetonbau», Nr. 12, 1962.

Adresse des Verfassers: *Franz Andres*, dipl. Ing. ETH, Kesselhaldenstrasse 61a, 9016 St. Gallen.

Buchbesprechungen

Ein Beitrag zur Frage der Genauigkeit der Erdmassenermittlungsverfahren. Von *L. Schäfer*. 216 S. Heft 62 (Neue Folge) der Forschungsarbeiten aus dem Strassenwesen. Bad Godesberg 1965, Kirschbaum Verlag. Preis kart. DM 18.60.

In der Schweiz gibt es bezüglich der Massenberechnung weder Normen noch vertragliche Vorschriften. Von altersher und überall berechnet man die Kubaturen nach dem Querschnittsverfahren, bei welchem die Flächen zweier benachbarter Querprofile gemittelt und mit dem Profilabstand multipliziert werden. Die früher ziemlich mühselige und verpönte Handarbeit des Profilzeichnens, Planimetrierens und Tabellenrechnens wird neuerdings vom Rechenautomaten sehr rasch und billig und erst noch sehr genau besorgt, liefert er doch das Ergebnis mit zwei Stellen nach dem Komma. Jedermann ist also zufrieden und denkt kaum daran, dass ziemlich sicher die letzte und vielleicht sogar die zweitletzte Stelle vor dem Komma nicht stimmt. In einer Hinsicht ist nämlich die Maschinenarbeit wirklich weniger genau als das alte handwerkliche Verfahren: Sie setzt einen gleichbleibenden Profilabstand voraus und kann daher viel weniger auf die besonderen Geländeformen Rücksicht nehmen, als es früher der Mann tun konnte, der im Gelände seine Profile so legte, dass die Bodenfläche zwischen zwei Querschnitten mit gutem Recht durch eine Regelfläche angenähert werden konnte.

In Deutschland scheint man sich des Problems besser bewusst geworden zu sein, denn Schäfer untersucht in seiner Dissertation an